Stationäre 2D-Strömungssimulation im Bereich des Kraftwerks Dummugudem, Indien

Diplomarbeit
der Studienrichtung Kulturtechnik und Wasserwirtschaft

von

Ulrich Haberl

zur Erlangung des akademischen Grades Diplomingenieur

Betreuer: O.Univ.Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn. Hans-Peter Nachtnebel

eingereicht am

Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
Department Wasser-Atmosphäre-Umwelt
der Universität für Bodenkultur, Wien

Dezember 2006

Danksagung

Bei der Erstellung der vorliegenden Arbeit möchte ich folgenden Firmen und Personen ganz besonders danken.

O.Univ.Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn. Hans-Peter Nachtnebel
für die fachliche Betreuung und Unterstützung während der gesamten Bearbeitungszeit.

Ing. Karl Klein und Dipl.-Ing.Dr. Martin Fuchs von der Firma Pöyry Energy GmbH
für die fachliche Unterstützung und den Einsatz für die vorliegenden Arbeit innerhalb der Firma Pöyry Energy GmbH

Firma Pöyry Energy GmbH
für die Benützung der verwendeten Software SMS 8.0 und HYDRO_AS-2D.

Abwasserverband Raum Bad Vöslau
für die Bereitstellung eines leistungsstarken Computers für die Berechnungen mit dem 2D-Strömungsmodell HYDRO_AS-2D.

Inhaltsverzeichnis

1 Kurzfassung – Abstract 1

2 Einleitung 2

3 Grundlagen der Hydrodynamik 4

3.1 Definition Durchfluss 4

3.2 Laminare und turbulente Strömung 4
3.2.1 Versuch von Reynolds 4
3.2.2 Turbulente Strömung 5
3.2.3 Unterschied laminare und turbulente Strömung 5
3.2.3.1 Reynoldszahl 5
3.2.3.2 Hydraulische Strömungsverluste 6
3.2.3.3 Geschwindigkeitsverteilung 6

3.3 Flüssigkeitsbewegung (stationär, instationär, gleichförmig, ungleichförmig) 7
3.3.1 Unterschied stationäre und instationäre Strömung 7
3.3.2 Unterschied gleichförmige und ungleichförmige Strömung 8

3.4 Kontinuitätsgesetz 8

3.5 Energiegesetz 9
3.5.1 Bernoulligleichung 9
3.5.2 Erweiterte Bernoulligleichung 10

3.6 Bewegungsgleichungen 11
3.6.1 Lagrange'sche Bewegungsgleichung 11
3.6.2 Eulersche Bewegungsgleichung – Navier-Stokes-Gleichung 12
3.6.2.1 Eulersche Bewegungsgleichung 12
3.6.2.2 Navier-Stokes-Gleichung 13

4 Stationärer Abfluss in offenen Gerinnen 15

4.1 Fließformeln 15
4.1.1 Ableitung der allgemeinen Fließformel 15
4.1.2 Die Fließformel nach Manning-Strickler 17
4.1.3 Die universelle Fließformel 17

4.2 Abflussformen in offenen Gerinnen 18
4.2.1 Unterschied strömender und schießender Abfluss 18
4.2.2 Froud-Zahl 19
4.2.3 Fließwechsel 19
4.2.3.1 Übergang vom Schießen zum Strömen 20
4.2.3.2 Übergang vom Strömen zum Schießen 20

5 Überströmen von Überfallwehren 21

5.1 Unterschiede bei Überfallwehren 21

5.2 Wehrformel nach Poleni 21
5.2.1 Überfallbeiwert nach Poleni 22
5.2.2 Unvollkommener Überfall 22
5.2.3 Einfluss von Pfeilern 23

5.3 Der hydraulisch optimierte Wehrüberfall 23

6 Numerische Strömungsmodelle 25

6.1 1D-Strömungsmodelle 25

6.2 2D-Strömungsmodelle 25

6.3 3D-Strömungsmodelle 26

7 Verwendete Modelle 27

7.1 Beschreibung HEC-RAS 27

7.1.1 Anwendungsbereich von HEC-RAS 27
7.1.2 Hydromechanische Grundgleichungen 27
7.1.3 Berechnungsmethodik für stationäre Abflüsse 29
7.1.4 Modell-Eingangsdaten 30
7.1.4.1 Geometrie 30
7.1.4.2 Rauhigkeiten 30
7.1.4.3 Expansions- und Kontraktionsbeiwerte 30
7.1.4.4 Abfluss 30
7.1.4.5 Randbedingungen 31
7.1.4.6 Berechnungsart 31
7.1.5 Modell-Ergebnisse 31
7.1.6 Simulation von Einbauten (Pfeiler, Überfallwehre) 32
7.1.6.1 Segment-Wehre in HEC-RAS 32
7.1.6.2 Überfallwehre in HEC-RAS 34

7.2 Beschreibung SMS – Surface Water Modeling System 35
7.2.1 Anwendungsbereich von SMS 35
7.2.2 Möglichkeiten der Datenvisualisierung und Datenverarbeitung 37
7.2.2.1 Visualisierung der Ergebnisdaten 37
7.2.2.2 Weitere Verarbeitung der Ergebnisdaten 37

7.3 Beschreibung HYDRO_AS-2D 38
7.3.1 Anwendungsbereich 38
7.3.2 Hydromechanische Grundlagen 38
7.3.2.1 Strömungsgleichungen 38
7.3.2.2 Reibungsgefälle 39
7.3.2.3 Viskosität 39
7.3.3 Numerisches Lösungsverfahren 39
7.3.4 Modell-Eingangsdaten 40
7.3.4.1 2D-Netz (Geometrie) 40
7.3.4.2 Randbedingungen 41
7.3.4.3 Rauhigkeitswerte 41
7.3.4.4 Wirbelviskosität 41
7.3.4.5 Maximale Fließgeschwindigkeit 41
7.3.4.6 Minimale Wassertiefe 42
7.3.4.7 Zeitschritt 42
7.3.4.8 Kleinste Elementfläche 42
7.3.4.9 Kontrollquerschnitte und Pegelpunkte 42
7.3.5 Modell-Ergebnisse 42
7.3.6 Simulation von Einbauten (Pfeiler, Überfallwehre) 43
7.3.6.1 Pfeiler 43
7.3.6.2 Überfallwehre 43
7.3.6.2.1 Simulation von Überfallwehren mit Geländemodell 44
7.3.6.2.2 Simulation von Überfallwehren mit 1D-Wehrformel 44
7.3.7 Berechnung mit Anfangswasserspiegellagen 44

8 Anwendung am Godovari - Kraftwerk Dummugudem 46

8.1 Hydrologie des Projektgebietes 46
8.1.1 Allgemeines 46
8.1.2 Temperatur und Niederschlag 47
8.1.3 Abfluss 48
8.1.3.1 Vorhandene Abflussdaten 48
8.1.3.2 Extremwerte des Abflusses in Dummugudem 50
8.1.3.3 Statistische Extremwertanalyse der Abflüsse in Dummugudem 51

8.2 Ausführungsbeschreibung des Kraftwerks Dummugudem 51
8.2.1 Allgemeine Beschreibung 51
8.2.2 Dammbauwerk 52
8.2.3 Wehranlage mit integrierten Tosbecken 52
8.2.4 Hochwasserentlastung 53
8.2.5 Turbinen und Stromerzeugung 54
8.2.6 Bemessungsabflüsse für den Hochwasserfall 55

8.3 Vorhandene Projektdaten 55

8.4 Fragestellungen 55

9 Methodik 57

9.1 Erstellung des 1D – Modell 57
9.1.1 Erstellung des Berechnungsnetzes 57
9.1.2 Erstellung der Einbauten 58
9.1.3 Definition der Randbedingungen 59

9.2 Kalibrierung der Rauhigkeiten 60

9.3 Erstellung des 2D-Modell 60
9.3.1 Erstellung der Berechnungsnetze 61
9.3.1.1 Erstellung des Berechnungsnetz im Kraftwerksbereich 61
9.3.1.2 Erstellung des Flussschlauches 65
9.3.1.3 Zusammenfügen der Einzelnetze 65
9.3.1.4 Zuweisen von Oberflächenrauhigkeiten 66
9.3.1.5 Zuweisen von Wirbelviskositäten 66
9.3.2 Definition der Randbedingungen für die 2D-Modellierung 66
9.3.2.1 Zulaufbedingung 66
9.3.2.2 Auslaufbedingung 67
9.3.3 Beschreibung der verwendeten Berechnungsnetze 69
9.3.3.1 Modell 1 69
9.3.3.2 Modell 2 71
9.3.3.3 Modell 3 72

9.4 Beschreibung der durchgeführten Rechenläufe 76
9.4.1 Rechenläufe mit dem 1D-Modell 76
9.4.2 Rechenläufe mit dem 2D-Modell 77
9.4.2.1 Berechnung 2D-01 77
9.4.2.2 Berechnung 2D-02 77
9.4.2.3 Berechnung 2D-03 78
9.4.2.4 Berechnung 2D-04 78
9.4.2.5 Berechnung 2D-05 79
9.4.2.6 Berechnung 2D-06 80
9.4.2.7 Berechnung 2D-07 80
9.4.2.8 Berechnung 2D-08 81
9.4.2.9 Berechnung 2D-09 81
9.4.2.10 Berechnung 2D-10 82
9.4.2.11 Berechnung 2D-11 83
9.4.2.12 Berechnung 2D-12 83
9.4.2.13 Berechnung 2D-13 84
9.4.2.14 Zuflussganglinien für die 2D-Modelle 85
9.4.2.15 Rauhigkeitsangaben für die 2D-Modellierung 85

9.5 Vergleich der Ergebnisse 87
9.5.1 Bestimmung des Vergleichszeitpunktes 87
9.5.2 Definition von Vergleichswasserständen 88
9.5.2.1 Dammanschlagspunkt im Oberwasser 88
9.5.2.2 Dammquerschnitt 88
9.5.2.3 Schnitte durch das Tosbecken 89
9.5.2.4 Schnitt durch das Plateau 89
9.5.2.5 Schnitte vor den Hochwasserentlastungen 90
9.5.2.6 Schnitt vor den Wehrsegmenten 90
9.5.2.7 Querprofile im Oberwasser 91
9.5.2.8 Querschnitte durch die Hochwasserentlastung 91
9.5.2.9 Übersicht über die Vergleichsschnitte 93
9.5.3 Beschreibung der Vergleiche im 2D-Modell 94
9.5.3.1 Vergleich 1 94
9.5.3.2 Vergleich 2 95
9.5.3.3 Vergleich 3 95
9.5.3.4 Vergleich 4 95

9.5.3.5 Vergleich 5 95
9.5.3.6 Vergleich 6 96
9.5.3.7 Vergleich 7 96
9.5.3.8 Vergleich 8 96
9.5.3.9 Vergleich 9 97
9.5.3.10 Vergleich 10 97
9.5.3.11 Vergleich 11 97
9.5.3.12 Vergleich 12 98
9.5.4 Vergleich der 2D-Ergebnisse mit den 1D-Ergebnissen 98

10 Sensibilität des 2D-Modells 99

10.1 Sensibilität des Oberwasserspiegels bei Änderungen der Geometrie 99
10.1.1 Unterschiede Vergleich 12 99
10.1.2 Interpretation der Unterschiede 106

10.2 Sensibilität des Oberwasserspiegels bei Änderungen des Zeitschrittes 106
10.2.1 Unterschiede Vergleich 3 107
10.2.2 Unterschiede Vergleich 4 108
10.2.3 Unterschiede Vergleich 8 109
10.2.4 Interpretation der Unterschiede 111

10.3 Sensibilität des Oberwasserspiegels bei Änderungen der Rauhigkeiten 111
10.3.1 Unterschiede Vergleich 1 112
10.3.2 Unterschiede Vergleich 6 116
10.3.3 Interpretation der Ergebnisse 121

10.4 Sensibilität des Oberwasserspiegels bei Änderungen der Wehrmodellierung 122
10.4.1 Unterschiede Vergleich 10 123
10.4.2 Unterschiede Vergleich 11 126
10.4.3 Interpretation der Unterschiede 129

10.5 Sensibilität des Oberwasserspiegels bei Änderungen von Amin 130
10.5.1 Unterschiede Vergleich 5 130
10.5.2 Unterschiede Vergleich 9 131
10.5.3 Interpretation der Unterschiede 133

10.6 Sensibilität des Oberwasserspiegels bei Änderung des Wehrkoeffizienten 133
10.6.1 Unterschiede Vergleich 2 133
10.6.2 Interpretation der Unterschiede 136

10.7 Vergleich aller Berechnungen 136
10.7.1 Vergleich der mittleren Wasserspiegel im Bereich des rechten Dammes 137
10.7.2 Vergleich der mittleren Wasserspiegel im Bereich des linken Dammes 137
10.7.3 Vergleich der mittleren Wasserspiegel im Bereich des Dammplateau 138
10.7.4 Vergleich der mittleren Wasserspiegel im Bereich der Wehranlagensektionen 138
10.7.5 Vergleich der mittleren Wasserspiegel im Bereich vor der Hochwasserentlastung 139
10.7.6 Vergleich der mittleren Wasserspiegel vor der Wehranlage 139
10.7.7 Vergleich der mittleren Wasserspiegel in den Oberwasserprofilen 140
10.7.8 Vergleich der Dammanschlagswasserhöhen 140

11 Vergleich der 1D-Modellergebnisse mit den 2D-Modellergebnissen 141

12 Diskussion der Ergebnisse 145

12.1 Überströmen der Hochwasserentlastung 145

12.2 Strömungsausbildung in den Tosbecken 147

12.3 Strömungsausbildung im Zuströmbereich 149

13 Empfehlungen für ähnliche Projekte 151

14 Zusammenfassung 156

15 Literatur 158

16 Datenanhang 160

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Versuch von Reynolds 5
Abbildung 2: Fließgeschwindigkeit - Momentaufnahme 5
Abbildung 3:Geschwindigkeitsverteilung turbulent - laminar 7
Abbildung 4: Skizze Kontrollvolumen 8
Abbildung 5: Skizze zur Herleitung der allgemeinen Fließformel 15
Abbildung 6: Wehrformen 21
Abbildung 7:Empirischer Ansatz für die Ausformung von optimierten Wehrkronen 24
Abbildung 8: SegmentWehr in HEC-RAS 33
Abbildung 9: SegmentWehr in HEC-RAS – freier Überfall 33
Abbildung 10: Überfallwehr in HEC-RAS 34
Abbildung 11: Abminderungsfaktor unvollkommener Überfall in HEC-RAS 34
Abbildung 12: Indien und seine größten Flüsse 46
Abbildung 13: Satellitenbild der geografischen Lage von Dummugudem 47
Abbildung 14: Jahresverteilung der Durchschnittstemperaturen 48
Abbildung 15: Jahresverteilung der durchschnittlichen Niederschlagshöhen 48
Abbildung 16: Übersicht der Abflussmessstellen am Godovari 50
Abbildung 17: Jahresganglinie der Tagesmittelwerte von 1986 50
Abbildung 18: Kraftwerk Dummugudem 52
Abbildung 19: Aufbau der Wehrsektion 53
Abbildung 20: Schematischer Schnitt durch eine große Turbineneinheit 54
Abbildung 21: Schema der Berechnungsprofile im Kraftwerksbereich 58
Abbildung 22: Inline-Structure KW Dummugudem 59
Abbildung 23: Stützstellen im Kraftwerksbereich 62
Abbildung 24: Stützpunkte - Damm 63
Abbildung 25: Stützpunkte – Überfallwehr 63
Abbildung 26: Hilfsraster im Kraftwerksbereich 64
Abbildung 27: Typische Zuflussganglinienform für ein stationäres Projekt 67
Abbildung 28: Auslaufrandbedingung 2D-Modell 68
Abbildung 29: Rauhigkeitsbereiche Modell 1 und Modell 2 69
Abbildung 30: Modell 1 – Berechnungsnetz gesamt 70
Abbildung 31: Modell 1 – Bereich Überfallwehr 1 70
Abbildung 32: Modell 1 – Bereich Wehranlage 71
Abbildung 33: Modell 1 – Bereich Überfallwehr 2 71
Abbildung 34: Modell 2 – Berechnungsnetzausschnitt Überfallwehr als Wehrformel 72
Abbildung 35: Rauhigkeitsbereiche Modell 3 73
Abbildung 36: Modell 3 - Berechnungsnetzausschnitt 74
Abbildung 37: Modell 3 - Berechnungsnetzausschnitt 74
Abbildung 38: Modell 3 – Berechnungsnetz Bereich Überfallwehr 2 75
Abbildung 39: Modell 3 – Berechnungsnetz Bereich Überfallwehr 1 75
Abbildung 40: Modell 3 – Berechnungsnetz Bereich Damm / Überfallwehr 1 76
Abbildung 41: Übersicht der Vergleichschnitte 93
Abbildung 42: Übersicht der Vergleichsschnitte durch die Überfallwehre 94
Abbildung 43: Vergleich 12 – Überfall1-Profil1 100
Abbildung 44: Vergleich 12 – Überfall1-Profil2 101
Abbildung 45: Vergleich 12 – Überfall1-Profil3 101
Abbildung 46: Vergleich 12 – Überfall2-Profil1 102
Abbildung 47: Vergleich 12 – Überfall2-Profil2 102
Abbildung 48: Vergleich 12 – Überfall2-Profil3 103
Abbildung 49:Vergleich 12 – Vergleichsschnitt „Spillway" 103
Abbildung 50: Vergleich 12 – Geschwindigkeitsverteilung Gate 5 104
Abbildung 51: Vergleich 12 - Pfeilerstauwirkung 104
Abbildung 52: Geschwindigkeitsverteilung Berechnung 2D-01 105
Abbildung 53: Geschwindigkeitsverteilung Berechnung 2D-12 105
Abbildung 54: Vergleich 1 – „Überfall1" Differenzverteilung 114
Abbildung 55: Vergleich 1 – „Überfall2" Differenzverteilung 114
Abbildung 56: Vergleich 1 – „Schnitt 7" Differenzverteilung 115
Abbildung 57: Vergleich 1 – Schnitt durch das Überfallwehr 1 115
Abbildung 58: Vergleich 1 – Schnitt durch das Überfallwehr 2 116
Abbildung 59: Vergleich 6 – „Überfall 1" Differenzverteilung 118

Abbildung 60: Vergleich 6 – „Überfall 2" Differenzverteilung 119
Abbildung 61: Vergleich 6 – „Schnitt 7" Differenzverteilung 119
Abbildung 62: Vergleich 6 – Schnitt durch das Überfallwehr 1 120
Abbildung 63: Vergleich 6 – Schnitt durch das Überfallwehr 2 121
Abbildung 64: Vergleich 10 – „Überfall 1" Differenzverteilung 124
Abbildung 65: Vergleich 10 – „Überfall 2" Differenzverteilung 125
Abbildung 66: Vergleich 10 – „Spillway" Differenzverteilung 125
Abbildung 67: Vergleich 11 – „Überfall 1" Differenzverteilung 127
Abbildung 68: Vergleich 11 – „Überfall 2" Differenzverteilung 128
Abbildung 69: Vergleich 11 – „Spillway" Differenzverteilung 128
Abbildung 70: Strömungsablösung beim Krafthauspfeiler 129
Abbildung 71: Vergleich 2 – „Überfall 1" Differenzverteilung 135
Abbildung 72: Vergleich 2 – „Überfall 2" Differenzverteilung 136
Abbildung 73: Fließwechsel an der Wehrkrone Berechnung 2D-13 Überfall 2 146
Abbildung 74:Vergleichsschnitt „Schnitt 6" mit allen berechneten Wasserspiegeln 148
Abbildung 75: Detailansicht zu Abbildung 74 148
Abbildung 76: Geschwindigkeitsverteilung Berechnung 2D-13 - Wehranlage 149
Abbildung 77: Geschwindigkeitsverteilung Berechnung 2D-13 Bereich Überfall 1 150
Abbildung 78: Geschwindigkeitsverteilung Berechnung 2D-13 Bereich Überfall 2 150

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Kontraktions-, und Expansionsbeiwerte 29
Tabelle 2: Monatsmittelwerte Dummugudem in m³/s 49
Tabelle 3: Ergebnis Gumbleverteilung Dummugudem 51
Tabelle 4: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung A 85
Tabelle 5: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung B 85
Tabelle 6: Rauhigkeitsverteilung Vergleich 1 94
Tabelle 7: Rauhigkeitsverteilung Vergleich 6 96
Tabelle 8: Wasseranschlag Vergleich 12 99
Tabelle 9: Wasserspeigeldifferenzen Vergleich 12 100
Tabelle 10: Wasseranschlag Vergleich 3 107
Tabelle 11: Wasserspeiegeldifferenzen Vergleich 3 108
Tabelle 12: Wasseranschlag Vergleich 4 108
Tabelle 13: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 4 109
Tabelle 14: Wasseranschlag Vergleich 8 110
Tabelle 15: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 8 110
Tabelle 16: Rauhigkeitsverteilung Vergleich 1 112
Tabelle 17: Wasseranschlag Vergleich 1 112
Tabelle 18: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 1 113
Tabelle 19: Rauhigkeitsverteilung Vergleich 6 116
Tabelle 20: Wasseranschlag Vergleich 6 117
Tabelle 21: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 6 118
Tabelle 22: Wasseranschlag Vergleich 10 123
Tabelle 23: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 10 124
Tabelle 24: Wasseranschlag Vergleich 11 126
Tabelle 25: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 11 127
Tabelle 26: Wasseranschlag Vergleich 5 130
Tabelle 27: Wasserspiegeldifferenz Vergleich 5 131
Tabelle 28: Wasseranschlag Vergleich 9 132
Tabelle 29: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 9 132
Tabelle 30: Wasseranschlag Vergleich 2 134
Tabelle 31: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 2 135
Tabelle 32: Wasserspiegelvergleich aller Berechnungen (rechter Damm) 137
Tabelle 33: Wasserspiegelvergleich aller Berechnungen (linker Damm) 137
Tabelle 34: Wasserspiegelvergleich aller Berechnungen (Plateau) 138
Tabelle 35: Wasserspiegelvergleich aller Berechnungen (Wehranlage) 138
Tabelle 36: Wasserspiegelvergleich aller Berechnungen (Bereich Überfallsektionen) 139
Tabelle 37: Wasserspiegelvergleich aller Berechnungen (vor der Wehranlage) 139
Tabelle 38: Wasserspiegelvergleich aller Berechnungen (Oberwasserprofile) 140
Tabelle 39: Wasseranschlagshöhen aller Berechnungen 140
Tabelle 40: Rauhigkeitsverteilung 1D-Modell (1) 141
Tabelle 41: Rauhigkeitsverteilung 1D-Modell (2) 143

1 Kurzfassung – Abstract

Kurzfassung

Ziel dieser Arbeit war die Analyse der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Hochwasserentlastung des geplanten Wasserkraftwerks Dummugudem am Godovari (Indien). Zu diesem Zweck wurden zwei verschiedene hydraulische Modelle angewandt. In einem ersten Schritt wurde ein vereinfachtes 1D-Modell angewandt um generelle Informationen über Spiegellage, Sohlrauhigkeit und Abflussverhältnisse im Kraftwerksbereich zu gewinnen. In einem zweiten Schritt wurde ein 2D-instationäres Modell angewandt, das eine detaillierte hydraulische Untersuchung erlaubte. Infolge der Größe des untersuchten Gebietes und der komplexen hydraulischen Verhältnisse benötigte das 2D-Modell Rechenzeiten von mehreren Tagen, sodass nur einige Fälle untersucht wurden. Der Vergleich der beiden Modelle zeigt, dass die zweidimensionale Abflussmodellierung wesentlich höhere Wasserspiegellagen berechnet als das eindimensionale Modell. Weiters zeigte sich auch, dass die Wahl der Wehrmodellierung, sowie die räumlich Auflösung des 2D-Berechnungsnetz, einen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse haben. Bei der praktischen Anwendung von Abflussmodellen im Bereich von Wasserkraftanlagen ist daher das Verhältnis zwischen Ergebnisgenauigkeit und Modellaufwand projektspezifisch abzuschätzen, um ein technisch und wirtschaftlich optimales Ergebnis zu erhalten. Als Ergebnis der Untersuchungen wurden eine hydraulische Schwachstelle der Kraftwerkskonstruktion und ein Umgestaltungsvorschlag im Bereich der Wehranlage ausgesprochen.

Abstract

The aim of this thesis was to analyse the hydraulic capacity of the spillway section of the planned hydroelectric power plant Dummugudem on the Godovari River in India. For this purpose two different hydraulic models have been applied. First, a one dimensional model was used to obtain general information about the hydraulic situation characterised by the water level, surface roughness and general runoff characteristics in the modelled area. In a second step a two dimensional numerical model was applied to investigate in more detail the hydraulic situation, especially in the vicinity of the weir. Due to the large spatial dimension of the modelled area and the complex hydraulics, the two dimensional model required calculation times of several days. Therefore only some special cases could be analysed. Comparing the results from the two models it can be concluded that the 1-D model calculates lower water levels than the 2-D model. Further, the weir modelling is sensitive to the grid size and this in turn can result in different water levels. The investigations detected a hydraulic weak point in the design of the spillway. Therefore, recommendations were given for redesigning this constructive element.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

2 Einleitung

Im August 2005 standen die Planungsarbeiten in der Firma Pöyry Energy GmbH (damals Firma Verbundplan) für das Wasserkraftwerk Dummugudem am Godovari in Indien, kurz vor der endgültigen Vordimensionierung. In dieser Projektphase stellte sich die Frage nach der Berechnungsmethode für die Dimensionierung der Hochwasserentlastung und der Tosbecken. Zur Auswahl standen ein eindimensionales und ein zweidimensionales Strömungsmodell.

Die hydraulische Situation am Projektstandort deutete auf eine ausgeprägte zweidimensionale Strömungsausbildung hin, da das Kraftwerk in einer leichten Flusskrümmung situiert ist. Da das geplante Wasserkraftwerk baulich sehr groß ist und die Erstellung eines Berechnungsnetzes für eine zweidimensionale Strömungsberechnung sehr zeitintensiv ist, stellte sich die Frage nach den Vor- und Nachteilen einer zweidimensionalen Strömungssimulation im Bereich des geplanten Kraftwerks. Da keine vergleichbaren, bereits durchgeführten Projekte zur Verfügung standen, konnte diese Frage nicht eindeutig geklärt werden. Im Zuge der vorliegenden Diplomarbeit sollte die 2D-Strömungssimulation des Kraftwerk Dummugudem realisiert werden um die offenen Fragen bezüglich der Vor- und Nachteile behandelt und beantwortet werden.

Folgende Themen und Fragestellungen wurden ausgearbeitet:

Zu Beginn der Arbeit werden die wichtigsten theoretischen Grundlagen für die angewandten Problemstellungen zusammengefasst dargestellt. Anschließend wird das Wasserkraftprojekt Dummugudem und die Datengrundlage für diese Ausarbeitung kurz vorgestellt. Weiters werden die verwendeten Strömungsmodelle, HYDRO_AS-2D und HEC-RAS, bezüglich der angewandten Funktionen vorgestellt und beschrieben.

Der erste Abschnitt, der für die Firma Pöyry Energy GmbH wichtig war, ist die Erstellung des Berechnungsnetzes für die zweidimensionale Strömungssimulation. Es sollte eine möglichst schnelle und flexible Methodik zur Generierung des Berechnungsnetzes der Kraftwerkselemente gefunden und durchgeführt werden. Bei der Erstellung des Berechnungsnetzes sollte auch auf die Genauigkeit der Auflösung des Netzes geachtet werden, um in weiterer Folge, die für die unterschiedlichen Planungszwecke erforderliche Elementdichte ermitteln zu können. Diesbezüglich stellte sich auch die Frage nach der Methode der Überfallwehrabbildung. Diese kann mit dem zu Verfügung stehenden 2D-Strömunsmodell HYDRO_AS-2D auf zwei verschiedene Arten realisiert werden. Einerseits kann für die Überfallwehre eine Wehrformel angesetzt werden und andererseits können die Überfallwehre auch mit dem Berechnungsnetz abgebildet werden. Welche Vor- und Nachteile und vor allem welche Auswirkungen auf die berechneten Wasserspiegel die beiden Methoden haben soll diese Arbeit ebenfalls beantworten.

Neben der Berechnungsnetzauflösung und der Überfallwehrabbildung gibt es noch einige weitere Eingangsparameter für die 2D-Simulation, für die ebenfalls die Sensibilität der Wasserspiegellage bei einer Änderung ermittelt werden soll. Zu

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

diesen Eingangsparametern gehören die Rauhigkeitsangaben, Angaben des Wehrbeiwertes, die minimale Elementfläche und das Zeitintervall der Ergebnisse.
Die Auswirkungen einer Änderung der konstanten Wirbelviskosität werden in dieser Arbeit nicht behandelt.

Als weiterer wichtiger Punkt sollen die Ergebnisse der zweidimensionalen Strömungssimulation mit denen einer eindimensionalen Modellierung verglichen werden. Als eindimensionales Modell wird das Programm HEC-RAS verwendet. Ziel ist es die Unterschiede der beiden Modelle in der Wasserspiegellage beim Kraftwerk Dummugudem zu ermitteln um für ähnliche Projekte eine Hilfestellung bei der Wahl der Dimensionalität des Strömungsmodells zu haben.

Die Arbeit befasst sich in erster Linie mit dem konkreten Projekt Dummugudem. Eine direkte Übernahme der ermittelten Ergebnisse auf andere ähnliche Projekte ist vorab nur beschränkt möglich. Ziel dieser Arbeit ist es vielmehr die mögliche Fehlerspannweite anhand des Projekt Dummugudem zu dokumentieren und Richtwerte für mögliche Fehlerquellen bei den jeweiligen Berechnungsmodellen zu erhalten. Mit den Ergebnissen kann der erhöhte Aufwand einer zweidimensionalen Modellierung für ähnliche Projekte eventuell besser eingeschätzt und bewertet werden, wobei zu beachten ist, dass das jedoch von der jeweiligen Fragestellung abhängig ist. Bei der weiteren Verwendung der vorliegenden Ergebnisse ist folgendes zu beachten:
Die Untersuchungen beschränken sich auf eine stationäre Betrachtung beim Bemessungsabfluss. Feststofftransportvorgänge werden in dieser Arbeit nicht berücksichtigt, obwohl sie durchaus eine entscheidende Rolle spielen können.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Firma Pöyry Energy GmbH.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

3 Grundlagen der Hydrodynamik

3.1 Definition Durchfluss

Als Durchfluss wird der Volumenstrom durch eine Bezugsfläche innerhalb einer bestimmten Zeit bezeichnet, wobei die Bezugsfläche normal zu den Stromlinien steht. Stromlinien geben in jedem Punkt mit ihrer Tangente die Richtung der dortigen Fließgeschwindigkeit an. Bei parallel laufenden Stromlinien ist die Bezugsfläche eine Ebene, hingegen bei nichtparallelen Stromlinien ist sie eine gekrümmte Ebene (Bollrich, 2000).

Der Durchfluss Q kann wie folgt angeschrieben werden:

$$Q = \frac{V}{dt} = A * v \qquad \text{oder} \qquad Q = \int^{A} v_A * dA$$

Mit:
- Q... Durchfluss in m^3/s
- V... Volumen in m^3
- dt... Zeitintervall in s
- A... Bezugsfläche in m^2
- v... Fließgeschwindigkeit in m/s

Aussage dieser Formulierung:

Der Durchfluss ist gleich dem Inhalt eines gedachten Körpers mit der Fließfläche als Grundfläche und einer Höhe, die in jedem Punkt der Fließfläche der dortigen Fließgeschwindigkeit entspricht (Bollrich, 2000).

3.2 Laminare und turbulente Strömung

3.2.1 Versuch von Reynolds

Dieser Versuch wurde 1883 von Osborne Reynolds durchgeführt und veranschaulicht den Verlauf von Stromfaden in einer Rohrleitung bei unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten. Der Unterschied zwischen laminarer und turbulenter Strömung wird so sichtbar gemacht.
Als Stromfaden wird ein Flüssigkeitsfaden in einer sehr kleinen Stromröhre bezeichnet. Da der Mantel von Stromröhren aus einzelnen Stromlinien aufgebaut ist, findet in einer Stromröhre kein Flüssigkeitsaustausch statt. In einem Stromfaden ist die Geschwindigkeit in jedem Querschnittspunkt gleich groß.

Durch punktuelle Farbzugabe in die Rohrleitung werden die Stromfäden sichtbar gemacht. Bei niedrigen Fließgeschwindigkeiten bleibt der eingefärbte Stromfaden sehr exakt begrenzt. In diesem Fall spricht man von einer laminaren Strömung. Bei höheren Fließgeschwindigkeiten verteilt sich der gefärbte Stromfaden jedoch vollkommen regellos. Diese Verteilung lässt darauf schließen, dass sich die einzelnen Flüssigkeitsteilchen auf regellosen Bahnen bewegen. Dieses Strömungsbild wird als turbulente Strömung bezeichnet.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

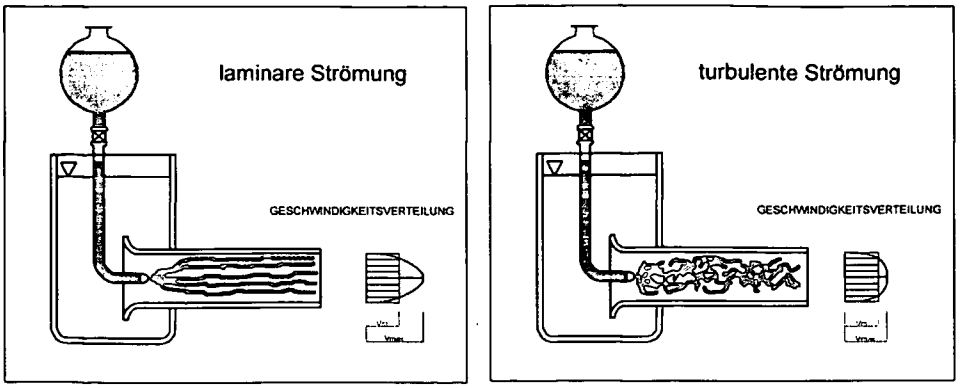


Abbildung 1: Versuch von Reynolds

3.2.2 Turbulente Strömung

Beobachtet man innerhalb einer turbulenten Strömung an einem fixen Ort den Betrag der Fließgeschwindigkeit, so zeigt dieser sehr starke Schwankungen.
Deshalb kann bei einer Fließgeschwindigkeitsangabe innerhalb einer turbulenten Strömung nur ein Mittelwert über einen Zeitbereich angegeben werden.

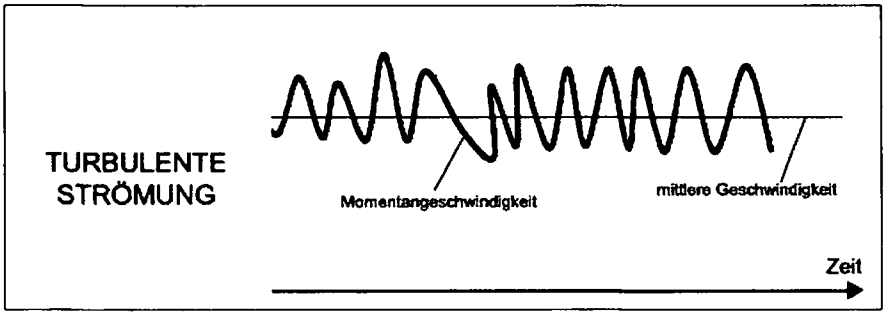


Abbildung 2: Fließgeschwindigkeit - Momentaufnahme

In offenen Gerinnen herrschen fast immer turbulente Strömungsverhältnisse.

3.2.3 Unterschied laminare und turbulente Strömung

3.2.3.1 Reynoldszahl

Um die beiden Strömungsformen numerisch unterscheiden zu können, wird die Reynoldszahl verwendet. Die Reynoldszahl beschreibt den Quotienten aus Trägheitskraft und zäher Reibungskraft.

$$\mathrm{Re} = \frac{\upsilon * L}{\nu}$$

Mit:

Re...	Reynoldszahl
v...	Fließgeschwindigkeit
L...	Charakteristische Länge
ν...	Kinematische Zähigkeit

Als charakteristische Länge L wird bei Rohrströmungen der Rohrdurchmesser und bei offenen Gerinnen der hydraulische Radius r_{hy} verwendet.
Der hydraulische Radius ist wie folgt definiert:

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

$$r_{hy} = \frac{A}{U}$$

Mit: r_{hy} ... Hydraulischer Radius
A... Fließfläche
U... Benetzter Umfang des Querschnitts

Für Rohrleitungen wurde mit Versuchen (Schiller) eine kritische Reynoldszahl (Re_{krit}) ermittelt. Strömungen bei denen Re kleiner ist als Re_{krit} herrscht eine stabile laminare Strömung vor. Bei Re größer Re_{krit} kann sich zwar auch noch eine laminare Strömung ausbilden, die jedoch schon durch kleinste Störungen in eine turbulente Strömung wechselt.

$$\mathrm{Re}_{krit} = 2320 = \frac{\upsilon * d}{\nu}$$ für Rohrleitungen

$\mathrm{Re}_{krit} < 2320$ laminare Strömung
$\mathrm{Re}_{krit} < 2320$ turbulente Strömung

Wenn man den hydraulischen Radius für ein Kreisprofil setzt... (Quelle: Bollrich, 2000):

$$r_{hy} = \frac{A}{U} = \frac{\frac{d^2\pi}{4}}{d\pi} = \frac{d}{4}$$

...kann man d durch 4* r_{hy} ersetzen und erhält mit den gleichen Grenzen...

$$\mathrm{Re}_{krit} = 2320 = \frac{\upsilon * 4 * r_{hy}}{\nu}$$ für Gerinne

Bei offenen Gerinnen ist zu beachten, dass bei unterschiedlichen Querschnittsformen der gleiche hydraulische Radius angenommen wird, obwohl die zu beschreibende Geschwindigkeitsverteilung im Querschnitt vollkommen unterschiedlich ist.
Dieser Umstand ist vor allem bei stark gegliederten Abflussprofilen zu beachten.

3.2.3.2 Hydraulische Strömungsverluste

Bei der laminaren Strömung ist die hydraulische Verlustenergie direkt proportional zu der Fließgeschwindigkeit. Es gilt das lineare Widerstandsgesetz.

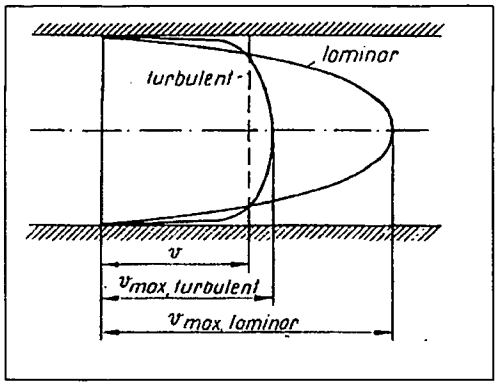
Bei der turbulenten Strömung ist die hydraulische Verlustenergie proportional mit dem Quadrat der Fließgeschwindigkeit. Es gilt das quadratische Widerstandgesetz.

3.2.3.3 Geschwindigkeitsverteilung

Betrachtet man die Geschwindigkeitsverteilung innerhalb einer Stromröhre, so kann man folgenden Unterschied erkennen:

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Die Verteilung der Geschwindigkeit bei laminaren Strömungen weist wesentlich höhere Geschwindigkeiten im zentralen Bereich auf und ist somit steiler als die Geschwindigkeitsverteilung bei turbulenten Strömungen. Bei turbulenten Strömungen werden die Geschwindigkeiten durch die Turbulenzen stark abgebremst, woraus die flachere Geschwindigkeitsverteilung resultiert (Bollrich, 2000).



(Quelle: Bollrich, 2000)
Abbildung 3:Geschwindigkeitsverteilung turbulent - laminar

3.3 Flüssigkeitsbewegung (stationär, instationär, gleichförmig, ungleichförmig)

3.3.1 Unterschied stationäre und instationäre Strömung

Definition einer stationären bzw. instationären Strömung (Bollrich, 2000):

Eine Strömung ist stationär, wenn sich die Geschwindigkeit am Ort r (r=const) mit der Zeit t nicht ändert. Andernfalls ist sie instationär.

stationäre Strömung: $\frac{\partial v}{\partial t} = 0$

instationäre Strömung: $\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0$

Definition einer quasistationären Strömung
(Bollrich, 2000):

Eine instationäre Strömung, deren Strömungsbild sich von der stationären nicht unterscheidet, wird deshalb vielfach als quasistationäre Strömung bezeichnet.
Bei stationären und quasistationären Strömungen stimmen Strom- und Bahnlinien überein.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

3.3.2 Unterschied gleichförmige und ungleichförmige Strömung

Definition einer ungleichförmigen Strömung
(Bollrich, 2000)

Hat die Geschwindigkeit zu einem festen Zeitpunkt t (t=const) in verschiedenen Querschnitten einer Stromröhre unterschiedliche Größen, so heißt die Strömung ungleichförmig. Andernfalls liegt gleichförmige Strömung vor.

Mit s als Richtung der Stromröhre gilt:

gleichförmige Strömung: $\frac{\partial v}{\partial s} = 0$

ungleichförmige Strömung: $\frac{\partial v}{\partial s} \neq 0$

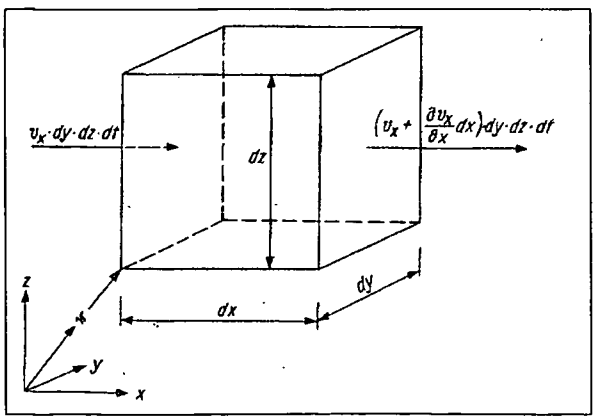
3.4 Kontinuitätsgesetz

Das Kontinuitätsgesetz beschreibt die Massenbilanz in einem betrachteten Kontrollvolumen. Bei der Formulierung der Massenbilanz ist auf folgende Punkte zu achten:

- Annahme über die Komprimierbarkeit der betrachteten Flüssigkeit
- Beschreibung von Quell- und Senkeffekten innerhalb des Kontrollvolumens

In der folgenden Formulierung der Kontinuitätsgleichung wird eine inkompressible Flüssigkeit angenommen. Quell- und Senkerscheinungen sind nicht vorhanden.

Die Differenzen der ausströmenden bzw. einströmenden Flüssigkeitsmasse in bzw. aus dem Kontrollvolumen kann wie folgt formuliert werden:



(Quelle: Bollrich, 2000)
Abbildung 4: Skizze Kontrollvolumen

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} * dx * dy * dz * dt = \frac{\partial v_x}{\partial x} * dV * dt$$
$$\frac{\partial v_y}{\partial y} * dy * dx * dz * dt = \frac{\partial v_y}{\partial y} * dV * dt$$
$$\frac{\partial v_z}{\partial z} * dz * dx * dy * dt = \frac{\partial v_z}{\partial z} * dV * dt$$

Da eine inkompressible Flüssigkeit angenommen wurde und auch keine Quell- und Senkvorgänge vorhanden sind, muss das Kontrollvolumen in der betrachteten Zeit gleich groß bleiben. Die Unterschiede zwischen dem Ein- und Ausströmen in jeder Richtung (x, y, z) müssen sich somit gegenseitig aufheben, um das konstante Volumen zu erhalten.
Es kann somit folgender Zusammenhang abgeleitet werden:

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) * dV * dt = 0$$

da $dV \neq 0$ und $dt \neq 0$

kann die Kontinuitätsgleichung wie folgt formuliert werden:

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) = div(v) = 0$$

3.5 Energiegesetz

3.5.1 Bernoulligleichung

Betrachtet man eine reibungsfreie Flüssigkeit in einem Stromfaden, wobei die Masse der Flüssigkeit in der Zentrumsachse des Stromfadens konzentriert liegt (Gedankenmodell), kann man die Energie in jedem Punkt des Stromfadens auf folgende Komponenten aufteilen:

- Lageenergie: Beschreibt die geodätische Höhe über einem Bezugsniveau.
- Druckenergie: Beschreibt den Druck, den die Flüssigkeit ausübt.
- Kinetische Energie: Beschreibt die Energie der bewegten Flüssigkeitsmasse.

Die Lageenergie und die Druckenergie können als potentielle Energie bezeichnet werden.

Beschreibt man die Energie als gedachte Höhen, indem man sie auf die Masse m und die Erdbeschleunigung g bezieht, so können diese wie folgt formuliert werden (Bollrich, 2000):

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Lageenergie: $E_{Lage} = m * g * z \Rightarrow \frac{m * g * z}{m * g} = z$

Druckenergie: $E_{Druck} = \frac{m * p}{\rho} \Rightarrow \frac{m * p}{\rho * m * g} = \frac{p}{\rho * g}$

Kinetische Energie: $E_{kin} = m * \frac{v^2}{2} \Rightarrow \frac{m * v^2}{2 * m * g} = \frac{v^2}{2g}$

Mit:

E...	Energie
m...	Masse
z...	Geodätische Höhe über einem Bezugsniveau
g...	Erdbeschleunigung
ρ...	Dichte
p...	Druck
v...	Geschwindigkeit

Die Summe dieser Komponenten wird als Energiehöhe h_E bezeichnet.

$h_E = z + \frac{p}{\rho * g} + \frac{v^2}{2 * g} = const.$ ..... Bernoulligleichung

Aufgrund des Gesetzes der Energieerhaltung ist die Energiehöhe h_E immer konstant. Zu beachten ist, dass diese Formulierung die Energieumwandlungen durch Reibung, aufgrund der Annahme einer reibungslosen Flüssigkeit nicht beinhaltet.

3.5.2 Erweiterte Bernoulligleichung

Bei der erweiterten Bernoulligleichung wird die Annahme einer reibungslosen Flüssigkeit nicht mehr getroffen.

Es ergeben sich somit Energieumwandlungen, die auf Reibung zurückzuführen sind, wobei zu beachten ist, dass diese Verluste erst durch die Bewegung der Flüssigkeit entstehen und demnach vom Strömungsverhalten abhängig sind. Die auftretende Reibung kann in zwei Komponenten unterteilt werden:

Innere Reibung:	Beschreibt die Reibung zwischen den Flüssigkeitsteilchen. Es muss zwischen turbulenter und laminarer Strömung unterschieden werden.
Äußere Reibung:	Beschreibt die Reibung zwischen dem Gerinne und der Flüssigkeit. Die Rauhigkeitseigenschaften der Gerinneoberfläche gehen in die Verlust ein.

Neben den Reibungsverlusten entstehen auch noch lokale Verluste, die in erster Linie von der Strömungsgeschwindigkeit abhängig sind. Lokale Verluste entstehen z.B. bei Rohrabzweigungen oder in Krümmungen. Diese Verluste sind physikalisch nur schwer beschreibbar. Sie werden deshalb versuchstechnisch bestimmt und mit Beiwerten auf die kinetische Energiehöhe bezogen.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Die Bernoulligleichung wird demnach wie folgt erweitert:

$$h_E = z + \frac{p}{\rho * g} + \frac{v^2}{2 * g} + h_{v,R} + h_{v,lok} = const. \quad \text{..... erweiterte Bernoulligleichung}$$

Mit: $h_{v,R}$... Reibungsverluste (inner und äußere Reibung)
$h_{v,lok}$... Lokale Verluste

wobei $h_{v,lok}$ wie folgt definiert wird:

$$h_{v,lok} = \zeta * \frac{v^2}{2 * g}$$

Mit: ζ ... Verlustbeiwert versuchstechnisch für verschiedene Verluste ermittelt

3.6 Bewegungsgleichungen

3.6.1 Lagrange`sche Bewegungsgleichung

Diese Bewegungsgleichung beschreibt die Bahnlinien der einzelnen Flüssigkeitsteilchen. Weiters beschreibt die Lagrange`sche Bewegungsgleichung die Geschwindigkeit und die Beschleunigung der Teilchen auf der Bahnlinie. Die Berechnung startet an einem definierten Ort r_0 und zu einem bestimmten Zeitpunkt t_0. Die Bewegung eines Teilchens ist bekannt, wenn der der Ortvektor r zu einer bestimmten Zeit t bekannt ist.

$r_0 \left(x_0, y_0, z_0, t_0\right)$ als Anfangsbedingung

$$r = f(r_0, t): \begin{Bmatrix} x = f_1(x_0, y_0, z_0, t) \\ y = f_2(x_0, y_0, z_0, t) \\ z = f_3(x_0, y_0, z_0, t) \end{Bmatrix}$$

Die Geschwindigkeit lässt sich dann wie folgt formulieren:

$$v(r_0, t) = \lim_{t_2 \to t_1} \frac{r(r_0, t_2) - r(r_0, t_1)}{t_2 - t_1} = \left(\frac{\partial r}{\partial t}\right)$$

Die Beschleunigung lässt sich analog zur Geschwindigkeit formulieren zu

$$a(r_0, t) = \left(\frac{\partial^2 r}{\partial t^2}\right)$$

Die Lagrange´sche Bewegungsgleichung hat sich in der praktischen Umsetzung als unpraktisch herausgestellt und wird nicht so oft angewandt.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

3.6.2 Eulersche Bewegungsgleichung – Navier-Stokes-Gleichung

3.6.2.1 Eulersche Bewegungsgleichung

Unter der Annahme einer inkompressiblen und reibungsfreien Flüssigkeit kann die Flüssigkeitsbewegung mit folgendem Ansatz beschrieben werden.
Grundlage dieses Ansatzes ist die Impulserhaltung.

Aufgrund der Annahme der Reibungsfreiheit wirken in einem herausgeschnittenen differentialen Flüssigkeitselement nur Druckkräfte und die Massenkraft M im Schwerpunkt des Elements.

In der z-y Ebene kann das Kräftegleichgewicht unter Berücksichtigung der Trägheitskraft wie folgt formuliert werden:

Mit $M = i * X + j * Y + k * Z$

$$\underbrace{p * dy * dz - \left(p + \frac{\partial p}{\partial x} * dx) \right) * dy * dz}_{Druckkräfte} + \underbrace{X * dm}_{Massenkraft} - \underbrace{dm * \frac{dv_x}{dt}}_{Trägheitskraft} = 0$$

Analog dazu können die gleichen Gleichgewichte für die x-y Ebene und die z-x Ebene aufgestellt werden.
Wenn man die drei Gleichgewichtsformulierungen durch dm dividiert, erhält man die Komponentenschreibweise der Eulerschen Bewegungsgleichung:

$$\frac{dv_x}{dt} = X - \frac{1}{\rho} * \frac{\partial p}{\partial x}$$

$$\frac{dv_y}{dt} = Y - \frac{1}{\rho} * \frac{\partial p}{\partial y}$$

$$\frac{dv_z}{dt} = Z - \frac{1}{\rho} * \frac{\partial p}{\partial z}$$

Die totale Beschleunigung kann man in ihre Komponenten, die konvektive Beschleunigung und die lokale Beschleunigung, aufteilen und erhält somit folgende Formulierung:

$$\frac{dv_x}{dt} = X - \frac{1}{\rho} * \frac{\partial p}{\partial x} = \frac{\partial v_x}{\partial t} + v_x * \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y * \frac{\partial v_y}{\partial y} + v_{xz} * \frac{\partial v_z}{\partial z}$$

$$\frac{dv_y}{dt} = Y - \frac{1}{\rho} * \frac{\partial p}{\partial y} = \frac{\partial v_y}{\partial t} + v_x * \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y * \frac{\partial v_y}{\partial y} + v_{xz} * \frac{\partial v_z}{\partial z}$$

$$\frac{dv_z}{dt} = Z - \frac{1}{\rho} * \frac{\partial p}{\partial z} = \underbrace{\frac{\partial v_z}{\partial t}}_{\substack{lokale \\ Beschl.}} + \underbrace{v_x * \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y * \frac{\partial v_y}{\partial y} + v_{xz} * \frac{\partial v_z}{\partial z}}_{\substack{konvektive \\ Beschleunigung}}$$

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

3.6.2.2 Navier-Stokes-Gleichung

Wenn man die Eulersche Bewegungsgleichung für reale Flüssigkeiten formulieren will, so ist zumindest die Reibung infolge von Schubkräften an den Oberflächen des Kontrollvolumens anzusetzen. Diese Schubkräfte werden durch die Zähigkeit und die Turbulenz aktiviert. Sie sind die Ursache für die hydraulischen Verluste.
Die Reibungskraft in der y-z Ebene kann man wie folgt anschreiben:

$$F_{R(yz)} = \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} * dx * (dy * dz)) + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} * dy * (dz * dx)) + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} * dz * (dx * dy)$$

Mit τ ... Schubspannung
σ ... Normalspannung

Wobei der erste Index der Schubspannung die Normale auf die Wirkungsebene angibt und der zweite Index die Wirkungsrichtung der Schubspannung angibt.

Wenn man den Term der Reibungskraft auf eine Masseneinheit ($\rho * (dx * dy * dz)$) bezieht so erhält man:

$$F_{R(yz)} = \frac{1}{\rho} * \left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \right)$$ für die y-z Ebene

Wenn man die Spannungen mit dem Newtonschen Reibungsansatz über die kinematische Zähigkeit beschreibt so erhält man:

Newtonscher Reibungsansatz:

Betrachtet werden zwei gleich große Flüssigkeitsebenen mit der Fläche A, die zueinander parallel sind, einen differentialen Abstand dn zueinander haben und sich relativ zueinander mit der differentialen Geschwindigkeit dv bewegen.
Um den Geschwindigkeitsunterschied aufrecht zu erhalten, muss in jeder Ebene eine entgegengesetzte Kraft F wirken.
Diese Kräfte überwinden den Widerstand der Flüssigkeit, der als Zähigkeit oder als Viskosität bezeichnet wird. Die dynamische Zähigkeit wird mit η bezeichnet.

Der Newtonsche Reibungssatz lautet für die oben beschriebene Betrachtung:

$$\tau = \frac{F}{A} = \eta * \frac{dv}{dn}$$ τ ... Schubkraft in der Flüssigkeitsebene

Setzt man diese Beziehung unter Verwendung der kinematischen Zähigkeit $\nu = \eta / \rho$ in die Formulierung der Reibungskraft ein und fügt diese der Eulerschen Bewegungsgleichung hinzu, so erhält man die Navier-Stokes-Gleichungen in Komponentenschreibweise:

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

$$\frac{dv_x}{dt} = X - \frac{1}{\rho} * \frac{\partial p}{\partial x} + \nu * \left(\frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_y}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_z}{\partial z^2} \right)$$

$$\frac{dv_y}{dt} = Y - \frac{1}{\rho} * \frac{\partial p}{\partial y} + \nu * \left(\frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_y}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_z}{\partial z^2} \right)$$

$$\frac{dv_z}{dt} = Z - \frac{1}{\rho} * \frac{\partial p}{\partial z} + \underbrace{\nu * \left(\frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_y}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_z}{\partial z^2} \right)}_{F_R}$$

Die Gleichungen gehen zurück auf Arbeiten von Navier, 1826. Zu gleichen Ergebnissen kamen Poisson 1883, de Saint Venant 1843 und Stokes 1847.

Die Gleichungen wurden bisher nur für wenige Sonderfälle exakt gelöst. Für eine allgemeine Strömungsbeschreibung über die Navier-Stokes-Gleichung stehen derzeit einige numerische Lösungsverfahren zu Verfügung, die die Differentialgleichungen in Differenzgleichungen umwandeln und diese schrittweise numerisch lösen (Bollrich, 2000).

Die Navier-Stokes-Gleichung bildet auch die Grundlage für das in dieser Arbeit verwendete 2D-Strömungsmodell HYDRO_AS-2D. Dieses Programm löst die zweidimensionale Formulierung der Navier-Stokes-Gleichung mit einem numerischen Verfahren (vgl. 7.3.2.1).

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

4 Stationärer Abfluss in offenen Gerinnen

4.1 Fließformeln

Um die Abflussverhältnisse in einem offenen Gerinne beschreiben zu können, benötigt man einen Zusammenhang zwischen den folgenden Größen:

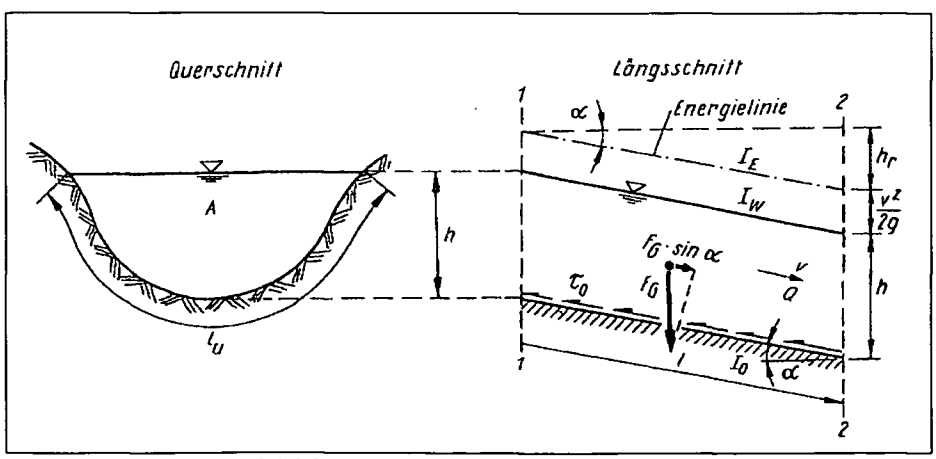
- Abfluss bzw. Fließgeschwindigkeit
- Wassertiefe
- Fließquerschnitt : Form, Größe, benetzter Umfang
- Sohlgefälle
- Gerinnerauhigkeit

Diese Größen stehen alle in einer direkten Abhängigkeit zueinander. Diese Zusammenhänge versucht man mit so genannten Fließformeln zu beschreiben.

4.1.1 Ableitung der allgemeinen Fließformel

(Bollrich, 2000)

Betrachtet wird ein Abschnitt eines offenen Gerinnes, in dem gleichförmiger stationärer Durchfluss herrscht. Der Querschnitt des Gerinneabschnittes ist durchgehend gleich ausgebildet. Das Sohlgefälle in diesem Abschnitt ist konstant und mit dem Winkel α bezeichnet. Auf Grund der gleichförmigen stationären Abflussverhältnisse stellt sich im Anfangsquerschnitt als auch im Endquerschnitt des Gerinneabschnittes die gleiche Wassertiefe ein. Demnach ist das Wasserspiegelgefälle und das Energieliniengefälle gleich dem Sohlgefälle.
Der Fließvorgang in dem Gerinne wird durch die treibende Schwerkraftkomponente der Flüssigkeitsmasse parallel zur Gerinnesohle hervorgerufen (Hangabtriebskomponente).
Diese Hangabtriebskomponente steht mit der Gerinnereibung über die gesamte benetzte Gerinneoberfläche im Gleichgewicht.
Wenn man dieses Gleichgewicht ausformuliert, so erhält man die allgemeine Fließformel nach Brahms de Chezy:



(Quelle: Bollrich, 2000).
Abbildung 5: Skizze zur Herleitung der allgemeinen Fließformel

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Hangabtriebskomponente:

$$F_G * \sin\alpha = A * l * \rho * g * \sin\alpha$$

Das Energieliniengefälle ist gleich dem Sohlgefälle.

$$I_E = \frac{h_r}{l} = \sin\alpha \approx \tan\alpha$$ diese Annahme gilt für kleine Sohlgefälle

$$\Rightarrow F_G * \sin\alpha = A * \rho * g * h_r$$

Die Reibungskraft an der Gerinneoberfläche lässt sich für turbulente Strömungen (fast immer in offenen Gerinnen) über das quadratische Widerstandsgesetz formulieren:

$$F_r = \tau_0 * l_u * l \quad \text{und} \quad \tau_0 = \frac{\lambda}{8} * \rho * v^2$$

$$F_r = \frac{\lambda}{8} * \rho * v * l_u * l$$

Gleichsetzen der Hangabtriebskomponenten mit der Gerinnereibung:

$$A * \rho * g * h_r = \frac{\lambda}{8} * \rho * v * l_u * l \Rightarrow v = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} * \sqrt{\frac{A}{l_u} * \frac{h_r}{l}}$$

Der Ausdruck $\sqrt{\frac{8g}{\lambda}}$ wird allgemein mit C bezeichnet und soll die Wandrauhigkeit des Gerinnes beschreiben. Der Ausdruck $\frac{A}{l_u}$ ist auch als der hydraulische Radius r_{hy} bekannt.
Die allgemeine Fließformel nach Brahms de Chezy lautet daher:

$$v = C * \sqrt{r_{hy}} * \sqrt{I_E}$$

Diese Formel gibt jedoch nicht den wirklichen Bezug zwischen den anfangs genannten Größen wieder. Folgende Ungenauigkeiten sind in der allgemeinen Fließformel auf Grund der Herleitung enthalten:

- Die Beschreibung der Gerinnereibung über $\tau_0 \approx v^2$ gilt nur für voll ausgebildete Turbulenz. In offenen Fließgewässern wird dies meist nicht erreicht. Der Exponent von v liegt tatsächlich zwischen 1,7 und 2,0.

- Die innere Reibung, hervorgerufen durch die Viskosität der strömenden Flüssigkeit, wird vollkommen vernachlässigt.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

- Es wird eine mittlere Fließgeschwindigkeit über den gesamten Querschnitt angenommen. Gegliederte Querschnitte weichen von dieser Annahme erheblich ab. Der hydraulische Radius ist dafür auch keine geeignete Größe. (Unterschiedliche Querschnitte mit verschiedenen Geschwindigkeitsverteilungen können den gleichen hydraulischen Radius besitzen.)

- Der Geschwindigkeitsbeiwert C ändert sich mit der Wassertiefe und somit auch mit dem hydraulischen Radius. Auch das Sohlgefälle hat einen Einfluss auf C.

4.1.2 Die Fließformel nach Manning-Strickler

Um die allgemeine Fließformel von Brahms de Chezy besser an die tatsächlichen Fließverhältnisse anzupassen, wurde sie wie folgt formuliert:

$$v = C_p * r_{hy}^{\ x} * I_E^{\ y}$$

Die Exponenten x und y wurden über Versuche bestimmt und ergeben somit diverse empirische Formeln.
Manning, Gauckler und Strickler setzten x=2/3 und y=1/2. Dadurch wurde der Einfluss des hydraulischen Radius auf den Rauhigkeitsbeiwert C weitgehend eliminiert. Der Rauhigkeitsbeiwert C wird in dieser Formulierung auch als Strickler-Beiwert k_{STR} bezeichnet.

Fließformel Manning-Strickler: $v = k_{STR} * r_{hy}^{\frac{2}{3}} * I_E^{\frac{1}{2}}$

Der Stricklerbeiwert ist versuchstechnisch sehr gut ausgewertet und liegt für verschiedenste Gerinnesohlenausbildungen tabellarisch vor (z.B. in Bollrich, technische Hydromechanik 1, 2000).
Oft wird auch der Manning-Beiwert n verwendet, welcher der Kehrwert vom Stricklerbeiwert ist.

Der Stricklerbeiwert kann bei hydraulisch rauen Gerinnen mit folgender empirischen Beziehung auf die tatsächliche absolute Rauhigkeit k bezogen werden. Die absolute Rauhigkeit beschreibt die tatsächlichen „Unebenheiten" der Gerinneoberfläche in Meter.

Empirische Ermittlung von k_{STR} über k: $k_{STR} = \frac{26}{k^{\frac{1}{6}}}$ (Garbrecht, 1961)

Bei der Anwendung der Manning-Strickler-Formel muss besonders auf die Wahl des Strickler-Beiwertes geachtet werden, da diese Größe einen erheblichen Einfluss auf die berechnete Fließgeschwindigkeit hat.

4.1.3 Die universelle Fließformel

Die universelle Fließformel für offene Gerinne ist sehr stark an die Reibungsbetrachtungen der Rohrhydraulik angelehnt. Um die Reibungsverluste zu beschreiben, werden die relative Wandrauhigkeit sowie die Reynoldszahl verwendet. Es wird somit die innere als auch die äußere Reibung berücksichtigt.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

In der Rohrhydraulik wird als charakteristische hydraulische Länge der Rohrdurchmesser verwendet. Bei der universellen Fließformel für offene Gerinne ist der hydraulische Radius die charakteristische hydraulische Länge.
Um die Form des Gerinnequerschnitts zu berücksichtigen, werden versuchstechnisch ermittelte Formbeiwerte eingeführt, die einen Bezug zum Kreisprofil herstellen und damit die Anwendbarkeit der Rohrhydraulik-Formeln rechtfertigen. Diese Untersuchungen hat Leske 1969 durchgeführt.

Die universelle Fließformel für offene Gerinne kann wie folgt formuliert werden:

$$v = -4{,}0 * \log\left(\frac{f_g * \nu}{8 * r_{hy} * \sqrt{2g * r_{hy} * I_E}} + \frac{\frac{k}{r_{hy}}}{4 * f_r} \right) * \sqrt{2g * r_{hy} * I_E}$$

Mit:
- v... Fließgeschwindigkeit
- f_g,f_r ... Gerinneform-Beiwerte
- ν ... Kinematische Zähigkeit
- r_{hy} ... Hydraulischer Radius
- k... Absolute Rauhigkeit der Gerinneoberfläche
- I_E ... Energieliniengefälle

Die Anwendung der universellen Fließformel ist wesentlich aufwendiger als die empirischen Ansätze und ist deshalb auch noch nicht oft angewandt, obwohl die Abbildung des Strömungsvorganges mit der universellen Fließformel wesentlich exakter ist (Bollrich, 2000).

4.2 Abflussformen in offenen Gerinnen

4.2.1 Unterschied strömender und schießender Abfluss

Betrachtet man den Querschnitt eines offenen Gerinnes, so kann unter der Annahme einer gleichmäßigen Geschwindigkeitsverteilung über die Wassertiefe h und einer linearen Druckerhöhung mit der Wassertiefe h, die Energiegleichung nach Bernoulli für einen Punkt im Querschnitt wie folgt angeschrieben werden:

$$h_E = z + \frac{p}{\rho * g} + \frac{v^2}{2 * g} \quad \text{..... Bernoulligleichung}$$

Wählt man den Bezugshorizont an der Sohle so ergibt sich:

$$h_E = h + \frac{v^2}{2 * g} \quad \text{da} \quad h = z + \frac{p}{\rho * g}$$

Mit: $Q = A * v$ folgt:

$$h_E = h + \frac{Q^2}{2 * g * A^2}$$

Es ist in dieser Formel ersichtlich, dass bei konstantem Durchfluss Q und bei gleicher Energielinienhöhe h_E zwei Wassertiefen h als Lösung möglich sind. Wenn man eine

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Extremwertanalyse von h_E durchführt, so erhält man einen Punkt, indem die Energielinienhöhe ein Minimum erreicht und nur eine Wassertiefe h als Lösung möglich ist. Diese Wassertiefe wird als Grenztiefe bezeichnet und stellt die Grenze zwischen strömenden und schießenden Abfluss dar.
Bei gleichem Durchfluss Q und gleichem Sohlgefälle I sind somit zwei Abflussformen möglich:

1) Strömender Abfluss: Große Wassertiefe bei kleiner Fließgeschwindigkeit
2) Schießender Abfluss: Kleine Wassertiefen bei großer Fließgeschwindigkeit

Welcher Abfluss sich im Gewässer einstellt, hängt vom Sohlgefälle ab. Die Bestimmung der Abflussform kann wie folgt durchgeführt werden:

- Bestimmung der theoretischen Grenztiefe über eine Extremwertbetrachtung der Energiegleichung.
- Mit der Grenztiefe kann über eine Fließformel (z.B. Manning-Strickler-Formel) ein dazugehöriges Grenzgefälle I_{gr} berechnet werden.
- Vergleich des Grenzgefälles mit dem tatsächlichen Sohlgefälle:

$$I_{gr} > I_S \Rightarrow strömend$$
$$I_{gr} < I_S \Rightarrow schießend$$

Ein wichtiger Unterschied zwischen strömenden und schießenden Abfluss stellt die Störungsausbreitung dar. In einem strömenden Gewässer können sich Störungen (z.B. Wellen) auch gegen die Hauptfließrichtung fortsetzen. Bei schießendem Abfluss ist das nicht möglich.
Die Wasserspiegellagenberechnung erfolgt daher bei schießendem Abfluss in Stromrichtung und bei strömendem Abfluss gegen die Stromrichtung.

4.2.2 Froud-Zahl

Die Froudzahl ist eine dimensionslose Vergleichsgröße, die die Abflussform (schießend oder strömend) charakterisiert. Sie stellt das Verhältnis zwischen der mittleren Fließgeschwindigkeit v_m und der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c dar.

Wellenausbreitungsgeschwindigkeit: $c = \sqrt{h * g}$ h... mittlere Wassertiefe

Froud-Zahl: $Fr = \frac{v_m}{\sqrt{g * h}}$

Für die Abgrenzung der Abflussformen gilt:

$Fr < 1 \Rightarrow$ strömender Abfluss
$Fr = 1 \Rightarrow$ Grenzzustand
$Fr > 1 \Rightarrow$ schießender Abfluss

4.2.3 Fließwechsel

Als Fließwechsel bezeichnet man den Übergang zwischen den Abflussformen (schießen - strömen). Ein Fließwechsel kann überall dort auftreten, wo sich Parameter der Fließformel ändern, da sich mit ihnen auch die Wassertiefe ändert.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Vor allem der Übergang vom schießenden zum strömenden Abfluss ist ein wichtiger Effekt bei der Wasserspiegelmodellierung, da in diesem Bereich ein sprunghafter Anstieg der Wassertiefe unter teilweise großer Energieumsetzung erfolgt.

4.2.3.1 Übergang vom Schießen zum Strömen

Trifft ein schießender Abflussstrom in einen Gerinneabschnitt, in dem die Fließparameter eigentlich strömenden Abfluss bedingen, so kommt es zu einem so genannten Wechselsprung. Dies geschieht z.B. bei plötzlicher Reduktion des Gefälles oder auch in Tosbecken, in denen der Wechselsprung absichtlich zur Energieumwandlung entstehen soll. Der Wechselsprung beschreibt den Übergangsbereich zwischen dem schießenden und strömenden Bereich im Gerinne. Der Wechselsprung kann sich auf folgende Arten ausbilden:

- Wechselsprung mit freier Deckwalze: Hier kommt es zu sehr starken Turbulenzen und zu einer starken Lufteinmischung. Die rückläufige Deckwalze ist deutlich zu erkennen. Der Wasserspiegel nach der Deckwalze ist wieder nahezu eben.
  Diese Form des Wechselsprungs bildet sich bei schießenden Strömungen mit Fr > 1,71 die auf strömende Abflussverhältnisse „abgebremst" werden aus.

- Wechselsprung mit kleiner Deckwalze: Die Deckwalze bildet sich nicht mehr so groß wie die freie Deckwalze aus. Nach dem Wechselsprung kommt es zu stehenden Wellen, die durch kleine Grundwalzen an der Sohle in diesem Bereich entstehen. Diese Form des Wechselsprungs bildet sich bei schießenden Strömungen mit 1,57 < Fr < 1,71, die auf strömende Abflussverhältnisse „abgebremst" werden, aus.

- Gewellter Wechselsprung: Hier bildet sich keine Deckwalze an der Gewässeroberfläche aus. Es entstehen viele Grundwalzen, die stehende Wellen an der Gewässeroberfläche erzeugen.
  Das ist die ungünstigste Form des Wechselsprunges, da die Grundwalzen sehr starke Erosionserscheinungen über einen weiten Bereich der Sohle bewirken können.
  Diese Form des Wechselsprungs bildet sich bei schießenden Strömungen mit Fr < 1,57 die auf strömende Abflussverhältnisse „abgebremst" werden aus.

(Bollrich, 2000).

4.2.3.2 Übergang vom Strömen zum Schießen

Der Übergang vom Strömen zum Schießen bildet sich immer allmählich aus. Er ist an einem Gewässer nicht eindeutig erkennbar. Die Wasserspiegelhöhe nimmt auch bei plötzlicher Änderung des Sohlgefälles nur langsam ab. Im Bereich des Sohlknicks stellt sich die Grenztiefe ein. Die Energieliniengefällsänderung sowie die Fließgeschwindkeitsänderung verhalten sich im Bereich des Fließwechsels genau so kontinuierlich wie die Ausbildung der Wasserspiegellage in diesem Bereich. Aus technischer Sicht gibt es beim Fließwechsel vom Strömen ins Schießen keine nennenswerten Probleme.
(Bollrich, 2000).

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

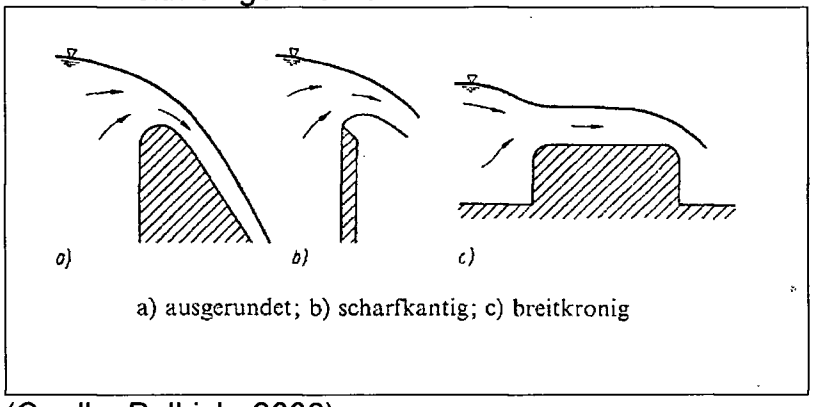
5 Überströmen von Überfallwehren

Überfallwehre sind Bauwerke, die eine Stauwirkung auf ein Fließgewässer ausüben und gleichzeitig überströmt werden. Die Oberkante dieser Bauwerke wird als Überfallkante oder als Überfallkrone bezeichnet.

5.1 Unterschiede bei Überfallwehren

Anhand der konstruktiven Ausformung der Wehrkrone kann unterschieden werden zwischen:

- Ausgerundete Wehrkrone
- Scharfkantige Wehrkrone
- Breitkronige Wehre



(Quelle: Bollrich, 2000).
Abbildung 6: Wehrformen

Bezüglich der Anströmrichtung können Überfallwehre weiters unterschieden werden in:

- Rechtwinklig angeströmte Wehre
- Schräg angeströmte Wehre
- Radial angeströmte Wehre (z.B. Wasserentnahmen)
- Parallel angeströmte Wehre (Streichwehre)

Ein weiteres sehr wichtiges Unterscheidungsmerkmal ist die Ausbildung des Unterwasserspiegels vom Überfallwehr:

- Vollkommener Überfall: Der Unterwasserspiegel beeinflusst den Oberwasserspiegel nicht.
- Unvollkommener Überfall: Der Unterwasserspiegel liegt so hoch, dass er den Oberwasserspiegel beeinflusst.

5.2 Wehrformel nach Poleni

Das Abflussvermögen eines senkrecht angeströmten Überfallwehres beim vollkommenen Überfall beschreibt die Formel nach Poleni:

$$Q = \frac{2}{3} * \mu * b * \sqrt{2g} * h^{\frac{3}{2}}$$

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Mit Q... Abfluss über den Überfall
μ... Überfallbeiwert
b... Überfallbreite
h... Kote Wasserstand Oberwasser abzüglich Kote Wehrkrone

Bei der Ableitung dieser Formel wurden folgende Annahmen getroffen, welche bei der praktischen Anwendung berücksichtigt werden müssen:

- Das Wehr wird senkrecht angeströmt.
- Es herrscht vollkommener Überfall.
- Die Geschwindigkeitsverteilung über der Wehrkrone verläuft parabolisch.
- Die Zuströmgeschwindigkeit vor dem Überfall ist 0.
- Die Druckhöhe wird 0 gesetzt (atmosphärischer Druck).

5.2.1 Überfallbeiwert nach Poleni

Der Überfallbeiwert μ in der Wehrformel nach Poleni beschreibt folgende Größen (Bollrich, 2000):

- Strahlabsenkung beim überströmen des Überfalls (abhängig von der Wehrform)
- Reibungseinflüsse
- Abweichung zur parabolischen Geschwindigkeitsverteilung
- Druckverteilung

Bei der praktischen Anwendung wird er jedoch nur aufgrund der Wehrform gewählt. Der Überfallbeiwert hat die Größenordnung von:

Ausgerundete Wehrkrone: μ = 0,73-0,79
Scharfkantige Wehrkrone: μ = ~ 0.64
Breitkronige Wehre: μ = 0,49-0,55

Für kreisförmig ausgerundete Wehrkronen gibt Rehbock eine empirische Formel für die Ermittlung des Überfallbeiwert μ an:

$$\mu = 0{,}312 + \sqrt{0{,}3 - 0{,}01 * \left(5 - \frac{h}{r}\right)^2} + 0{,}09 * \frac{h}{w}$$

Mit: μ... Überfallbeiwert
h... Kote Wasserstand Oberwasser abzüglich Kote Wehrkrone
r... Radius der Wehrkronen-Ausrundung
w... Höhe des Überfallbauwerk (Kote Krone-Kote Sohle)

5.2.2 Unvollkommener Überfall

Beim unvollkommenen Überfall beeinflusst der Unterwasserspiegel den Oberwasserspiegel des Überfallwehres. Durch die Beeinflussung kommt es zu einer Verminderung des Abflussvermögens über den Überfall. Damit ein unvollkommener Überfall überhaupt auftritt, muss der Unterwasserspiegel höher als die Wehrkrone liegen. Ist dies der Fall, muss weiters der Wasserspiegel direkt über der Wehrkrone

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

betrachtet werden. Stellt sich an der Wehrkrone die Grenztiefe ein, so kann man davon ausgehen, dass ein Fließwechsel auftritt und somit das Unterwasser den Oberwasserbereich nicht mehr beeinflussen kann.
Für den Fall dass die Grenztiefe nicht erreicht wird, wurden Abminderungsfaktoren für das Abflussvermögen nach Poleni versuchstechnisch ermittelt. Dieser Abminderungsfaktor ist abhängig von der Wehrform, Wehrhöhe, Unterwasserspiegel und vom Wasserspiegel über der Wehrkrone. Diese Werte können aus der Fachliteratur entnommen werden (z.B. in Bollrich, Technische Hydromechanik 1, 2000).

5.2.3 Einfluss von Pfeilern

Überfallwehre sind oft durch Pfeiler die eine Überkonstruktion tragen, in einzelne Segmente unterteilt. Da beim Überströmen solcher Segmente Einschnürungen von den Pfeilern hervorgerufen werden, ist es nicht ausreichend, nur die lichte Weite zwischen den Pfeilern als Wehrbreite anzunehmen. Die Auswirkung der Einschnürung hängt vor allem mit der Ausformung der Pfeilerköpfe zusammen. Um die Verluste des Abflussvermögens durch den Pfeilereinfluss in der Wehrformel nach Poleni zu berücksichtigten, kann ein Abminderungsfaktor eingeführt werden. Dieser Abminderungsfaktor lässt sich berechnen mit:

$$\sigma_{Pf} = 1 - \frac{\sum b_{Pf}}{b} - 2 * n * \xi * \frac{h}{b}$$

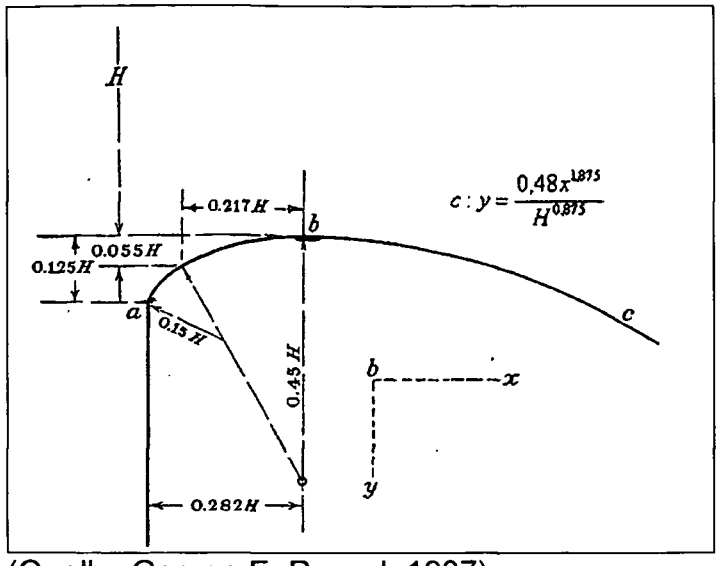
Mit:
- σ_{Pf} ... Abminderungsfaktor für den Pfeilereinfluss
- b_{Pf} ... Breite des Pfeilers
- b ... Überfallbreite inkl. Pfeiler
- n ... Anzahl der Pfeiler (Randpfeiler zählt ½)
- ξ ... Einschnürungsbeiwert
- h ... Kote Wasserstand Oberwasser abzüglich Kote Wehrkrone

Der Einschnürungsbeiwert kann aus der Fachliteratur entnommen werden (z.B. in Bollrich, Technische Hydromechanik 1, 2000).

5.3 Der hydraulisch optimierte Wehrüberfall

Das Abflussvermögen ist sehr stark von der baulichen Ausformung des Überfalls abhängig. Die optimale Form eines ausgerundeten Wehrs ist dann erreicht, wenn die Form des Überfallstrahls gleich der Form des Überfallbauwerks ist. In diesem Fall kommt es zu keinen Unterdruckerscheinungen an der Überfalloberfläche, wodurch die Reibungsverluste aufgrund von entstehenden Turbulenzen gering gehalten werden. Da die Form des Überfalls von der Oberwassertiefe und von der Überfallhöhe abhängig ist, kann man einen Überfall immer nur für einen Abfluss optimal ausformen. Folgender empirischer Konstruktionsansatz kann für die Ausformung von Überfallwehren verwendet werden:

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH



(Quelle: George E. Russel, 1937)

Abbildung 7:Empirischer Ansatz für die Ausformung von optimierten Wehrkronen

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

6 Numerische Strömungsmodelle

In diesem Kapitel werden die Anwendungsgebiete von 1D-, 2D- und 3D-Strömungsmodellen vorgestellt.

6.1 1D-Strömungsmodelle

Eindimensionale Strömungsmodelle vereinfachen das reale Strömungsbild erheblich. Es wird nur eine einzige Geschwindigkeitskomponente, die normal auf die durchflossenen Querschnitte steht berechnet. Diese Vereinfachung ist vor allem für sehr regelmäßige Fließquerschnitte (z.B. Trapezprofil, Rechteckprofil, etc.) mit einheitlichen Sohlrauhigkeiten sehr gut geeignet.
Die hydraulische Berechnungsgrundlage für stationäre eindimensionale Strömungsberechnungen sind die Energiegleichung, Impulssatz und die Kontinuitätsgleichung.

Instationäre eindimensionale Wasserspiegellagenberechnungen stützen sich auf die eindimensionalen Differentialgleichungen von B. de Saint-Veant. Diese Gleichungen beruhen auf dem Prinzip der Massenerhaltung und dem zweiten Newton´schen Aktionsprinzip. (H.P. Nachtnebel,1997)
Die Saint-Veant Gleichungen lassen sich auch mehrdimensional formulieren.

Der Einsatz von 1D-Modellen ist trotz der rasanten Entwicklung von mehrdimensionalen Strömungsmodellen immer noch weit verbreitet. Vor allem der verhältnismäßig geringe Datenbedarf und die einfache Handhabung dürften dafür verantwortlich sein.

Eindimensionale Modelle sind für die Modellierung von natürlichen und naturnahen Gewässern aufgrund der stark gegliederten Abflussprofile nur bedingt geeignet.

Generell sollten Fließstrecken, in denen Querströmungen einen Einfluss auf das Strömungsbild nehmen, nach dem derzeitigen Stand der Modellentwicklung zumindest zweidimensional modelliert werden um ein möglichst realistisches Ergebnis zu erhalten.

Folgende Programmauflistung gibt einen kleinen Überblick (Auswahl einiger Modelle) über verfügbare 1D-Strömungsmodelle:

- *HEC-RAS* von US Army Corps of Engineers
- *MIKE 11* von DHI Water & Environment
- *WASPI* von Hydroconsult

6.2 2D-Strömungsmodelle

Es können grundsätzlich zwei Arten an zweidimensionalen Strömungsmodellen unterschieden werden.

- Tiefengemittelte 2D-Modelle: Diese Modelle geben keine Information über den vertikalen Gradienten obwohl die Eingangsgeometrie dreidimensional angegeben wird.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

- Modelle die in der Vertikalebene rechnen: Diese Modelle erfassen die vertikalen Geschwindigkeitsverteilungen in einem Profil. Querströmungen werden nicht erfasst.

Die Wahl des geeigneten 2D-Modells ist von der Fragestellung des zu bearbeitenden Projektes abhängig. Vorteil der 2D-Modellierung ist die wesentlich genauere Erfassung der Strömungsverhältnisse. Dadurch können die Einflüsse von gegliederten Abflussprofilen und Einbauten erfasst werden.
Zweidimensionale Modelle stützen sich auf die Navier-Stokes-Gleichungen in zweidimensionaler Form. Ein zentraler Punkt der 2D-Strömungsmodelle ist die Turbulenzmodellierung. Es stehen mehrere Turbulenzmodelle zu Verfügung, wie z.B. das der abschnittsweise konstanten Wirbelviskosität, das Mischungswegmodell (Prandtl), das k-ε-Modell, das Reynolds-Spannungsmodell oder die Large-eddy simulation (LES). (Vorlesungsunterlagen der Vorlesung Computergestützte Gewässermodellierung im WS 2004/2005 von a.o.Univ.Prof.DI Dr. Helmut Habersack, Universität für Bodenkultur Wien)

Folgende Programmauflistung gibt einen kleinen Überblick (Auswahl einiger Modelle) über verfügbare 2D-Strömungsmodelle:

HYDRO_AS-2D von Dr.-Ing. Marinko Nujic´
Telemac 2D von Laboratoire d'Électricité de France
MIKE 21 von DHI Water & Environment
Flumen von Dr. C. Beffa
FLO-2D von FLO-2D Software, Inc.

6.3 3D-Strömungsmodelle

Die idealisierte zweidimensionale Strömungssimulation vernachlässigt das Auftreten von Sekundärströmungen im Querprofil. Deshalb wurden Modelle entwickelt, die eine dreidimensionale Behandlung ermöglichen. Dabei werden die Navier-Stokes-Gleichungen mit einem Turbulenzmodell in einem dreidimensionalen, nicht orthogonalen Raster gelöst.
3D-Modelle werden derzeit nur für kleine lokale Untersuchungsgebiete eingesetzt.
Für die Durchführung einer 3D-Strömungsmodellierung ist neben der geeigneten Software ein sehr leistungsstarker Computer und ein großes Grundwissen des Benutzers notwendig.
Die Vorteile der 3D-Modellierung sind die gleichen der 2D-Modellierung, wobei die 3D-Modellierung noch exaktere Ergebnisse liefert.
Die Eichung der 3D-Modelle stellt derzeit noch ein Problem dar, da die Datenbasis fehlt.
(Vorlesungsunterlagen der Vorlesung Computergestützte Gewässermodellierung im WS 2004/2005 von a.o.Univ.Prof.DI Dr. Helmut Habersack, Universität für Bodenkultur Wien)

Folgende Programmauflistung gibt einen kleinen Überblick (Auswahl einiger Modelle) über verfügbare 3D-Strömungsmodelle:

DELFT 3D von Delft Hydraulics
FIRE von AVL List Ges.m.b.H.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

7 Verwendete Modelle

7.1 Beschreibung HEC-RAS

HEC-RAS ist ein eindimensionales Strömungsmodell, dass von den US Army Corps of Engineers entwickelt wurde und kostenlos verwendet werden kann. Mit HEC-RAS können sowohl stationäre als auch instationäre Durchflüsse berechnet werden. In diesem Kapitel wird nur die Simulation von stationären Abflüssen behandelt, die auch im Rahmen der vorliegenden Arbeit am Godovari, im Bereich des geplanten Kraftwerk Dummugudem, durchgeführt wurde.
Grundlage für dieses Kapitel stellt die „Hydraulic-Reference Manual" sowie „User's Manual" für das Programm HEC RAS dar, welche von USACE (U.S. Army Corps of Engineers), 2002 verfasst wurden.

7.1.1 Anwendungsbereich von HEC-RAS

Mit HEC-RAS können alle Gerinnemodellierungen, bei denen die Geschwindigkeitskomponente in Hauptstromrichtung dominiert, sehr gut durchgeführt werden. Das Programm bietet die Möglichkeit, den Vorlandbereich eines Gerinnes zu berücksichtigen, das vor allem bei der Simulation von Extremereignissen sehr wichtig ist. HEC-RAS kann nicht nur einzelne Gerinneabschnitte berechnen, sondern auch ganze Flusssysteme simulieren.

Mit dem Programm HEC-RAS können auch Einbauten wie Brücken, Wehre, Wehre, Durchlässe und viele mehr berücksichtigt werden.
Bei Einflüssen von Querströmungen, die z.B. durch Krümmungen der Gerinneachse oder durch Einbauten verursacht werden, müssen die mit HEC-RAS berechneten Wasserstände kritisch hinterfragt werden, da eine 1D-Modellierung in diesen Fällen wesentliche hydraulische Verluste nicht erfasst.

Die praktischen Hauptanwendungsbereiche von HEC-RAS (stationäre und instationäre Betrachtungen) sind:

- Ermittlung der Wassertiefen in Profilen bei gegebenen Durchfluss und Sohlrauhigkeit
- Ermittlung der Überflutungsgrenzen bei Extremereignissen
- Simulation von Gewässersystemen
- Vorabschätzung der hydraulischen Situation bei mehrdimensionalen Strömungsproblemen

7.1.2 Hydromechanische Grundgleichungen

HEC-RAS verwendet die erweiterte Energiegleichung nach Bernoulli (vgl. Kapitel 3.5) für die Lösung von stationären Wasserspiegellagenberechnungen. Die Energiegleichung wird jeweils für zwei Profile iterativ gelöst (vgl. 7.1.3).

Die Energiegleichung in HEC-RAS ist wie folgt definiert:

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 v_2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 v_1}{2g} + h_e$$

Mit:	$Y_2, Y_1 \ldots$	Wassertiefe in den Profilen 1 und 2
	$Z_2, Z_1 \ldots$	Höhe der Sohle über dem Bezugsniveau im Profil 1und 2
	$v_2, v_1 \ldots$	Mittlere Fließgeschwindigkeiten im Profil 1 und 2
	$\alpha_2, \alpha_1 \ldots$	Geschwindigkeitswichtungskoeffizienten
	$h_e \ldots$	Verlusthöhe

Bei den Geschwindigkeitshöhen wird eine zusätzliche Gewichtung über die Koeffizienten α eingeführt. Diese Gewichtung berücksichtigt unterschiedliche Geschwindigkeitsverteilung innerhalb eines Querprofils. Das ist vor allem bei Querschnitten, die das Vorland berücksichtigen, der Fall. Diese Profile werden in dementsprechende Teilbereiche geteilt und über eine Gewichtung der vorhandenen Teilströme durch das Profil die Koeffizienten α wie folgt ermittelt:

$$\alpha = \frac{\left[Q_1 * V_1^2 + Q_2 * V_2^2 + ... + Q_n * V_n^2\right]}{\overline{V}^2 * Q}$$

Mit:	Q_1, $Q_n \ldots$	Teilabflüsse im Profil
	V_1, $V_n \ldots$	Mittlere Fließgeschwindigkeit der Teilabflüsse
	$\overline{V} \ldots$	Mittlere Fließgeschwindigkeit im Gesamtquerschnitt
	$Q \ldots$	Gesamtabfluss

Das Pogramm HEC-RAS unterteilt die Querschnitte, sofern diese definiert werden, in folgende drei Teilbereiche: rechtes Vorland, Hauptgerinne, linkes Vorland.

Die Berechnung der Geschwindigkeitswichtungskoeffizienten α erfolgt mit diesen drei Bereichen. Sind diese Bereich nicht definiert, so werden die Koeffizienten α =1 gesetzt.

Die Verlusthöhe h_e wird mit folgender Beziehung ermittelt:

$$h_e = L * I_E + C * \left| \frac{\alpha_2 v_2}{2g} - \frac{\alpha_1 v_1}{2g} \right|$$

Mit:	L...	Abstand der Profile in Fließrichtung
	$I_E \ldots$	Energieliniengefälle
	C...	Expansions-, Kontraktionskoeffizient
	$v_2, v_1 \ldots$	Mittlere Fließgeschwindigkeiten im Profil 1 und 2
	$\alpha_2, \alpha_1 \ldots$	Geschwindigkeitswichtungskoeffizienten

Der Expansions- bzw. Kontraktionsbeiwert berücksichtigt die Verluste bei Querschnittsänderungen zwischen zwei Berechnungsprofilen. Die Größenordnung dieser Beiwerte liegt im folgenden Bereich:

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Tabelle 1: Kontraktions-, und Expansionsbeiwerte

Querschnittsveränderung	Kontraktion	Expansion
keine Übergansverluste	0.000	0.000
allmähliche Übergänge	0.100	0.300
Brückenbauwerke (typisch)	0.300	0.500
plötzliche Übergänge	0.600	0.800

Die Sohlrauhigkeiten werden in Form des Mannig-Beiwertes angegeben. Es gilt im Programm HEC-RAS folgende numerische Fließformel:

$$Q = K * \sqrt{I_E}$$

$$K = \frac{1{,}486}{n} * A * r_{hy}^{2/3} \quad \text{... für englische Einheiten}$$

$$K = \frac{1}{n} * A * r_{hy}^{2/3} \quad \text{... für SI-Einheiten}$$

Mit:
- Q ... Durchfluss
- K ... Leitfähigkeit
- I_E ... Energieliniengefälle
- n ... Rauhigkeitsbeiwert nach Manning-Strickler
- A ... Fließquerschnitt
- r_{hy} ... Hydraulischer Radius

7.1.3 Berechnungsmethodik für stationäre Abflüsse

HEC-RAS ermittelt die Wasserstände für stationäre Abflüsse in den Berechnungsprofilen anhand des folgenden Schemas:

a) Annahme eines Wasserspiegels im Profil 2
b) Strömender Abfluss: Oberstromiges Profil = Profil 2
c) Schießender Abfluss: Unterstromiges Profil = Profil 2
d) Bestimmung der Gesamtleitfähigkeit und Geschwindigkeitshöhe mit dem angenommenen Wasserspiegel
e) Berechnung des Energieliniengefälles und der Verlusthöhe mit den Werten aus Schritt b
f) Lösung der Energiegleichung nach der Wassertiefe im Profil 2
g) Vergleich der berechneten Wassertiefe und der angenommenen Wassertiefe im Profil 2
h) Wiederholung der Punkte a bis e, solange bis die gewünschte Genauigkeit erreicht wird

Bei diesem Verfahren werden folgende Annahmen getroffen:

- Strömung ist stationär
- Strömung ist nur leicht ungleichförmig
- Strömung ist eindimensional
- Kleine Sohlneigungen im berechnetet Flussabschnitt (<1:10)

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

7.1.4 Modell-Eingangsdaten

7.1.4.1 Geometrie

Als Berechnungsgrundlage benötigt HEC-RAS Querschnittsprofile. Die Querschnittsprofilpunkte müssen sich auf einer geraden Schnittachse befinden, wobei die Schnittachse möglichst normal auf die Hauptströmungsrichtung liegen sollte.

Folgende Daten müssen zu den einzelnen Berechnungsquerschnitten bekannt sein:

- Stationierung der Profilpunkte auf der Schnittachse
- Geodätische Höhe der Profilpunkte
- Grenzpunkte zwischen dem Vorland und dem Hauptgerinne
- Abstand zum stromabwärts liegenden Profil, wobei der Abstand für das linke Vorland, das rechte Vorland und für das Hauptgerinne angegeben werden kann. Mit dieser Angabe lassen sich Flusskrümmungen hinsichtlich der Fließstrecke berücksichtigen.

Die Bezeichnung der Profile erfolgt über numerische Bezeichnungen, die stromaufwärts ansteigend sind.

Zwischen zwei bekannten Profilen können vom Programm automatisch weitere Profile interpoliert werden.

Das Sohlgefälle wird jeweils mit dem tiefsten Punkt des Profils und dem angegebenen Profilabstand berechnet.

7.1.4.2 Rauhigkeiten

HEC-RAS berücksichtigt die Sohlrauhigkeiten über die Fließformel von Manning-Strickler. Die Rauhigkeitsbeiwerte werden als Manning-Beiwerte angegeben.
Die Umrechnung zwischen dem Strickler-Beiwert und dem Manning-Beiwert erfolgt über den Kehrwert.
Die Eingabe der Rauhigkeiten erfolgt in den Querschnittsprofilen. Jeder Bereich in einem Profil zwischen zwei Profilpunkten kann mit einem Manning-Beiwert belegt werden.
Die Eingabe erfolgt tabellarisch. Es besteht auch die Möglichkeit für das Vorland und das Hauptgerinne jeweils einen einheitlichen Rauhigkeitsbeiwert anzugeben. Für diese Eingabe müssen diese Bereiche im Querschnitt definiert werden.

7.1.4.3 Expansions- und Kontraktionsbeiwerte

Die Expansions- und Kontraktionsbeiwerte können für jeden Berechnungsquerschnitt definiert werden.

7.1.4.4 Abfluss

Bei der stationären Berechnung mit dem Programm HEC-RAS muss zumindest ein Abfluss definiert werden. Es können pro Rechenlauf auch mehrere Abflüsse angegeben werden. Jeder angegebene Durchfluss wird separat vom Programm berechnet.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

7.1.4.5 Randbedingungen

Für die Berechnung von stationären Abflüssen müssen neben dem Abfluss auch noch Randbedingungen im Zulaufprofil und im Auslaufprofil definiert werden. Die Randbedingungen sind so genau wie möglich zu definieren, da sie direkten Einfluss auf das Berechnungsergebnis nehmen. Besonders stark ist dieser Einfluss bei den Querprofilen nahe dem Einlauf- und Auslaufbereich. Es ist daher notwendig, eine Einlauf- und Auslaufstrecke vor bzw. nach dem Untersuchungsgebiet zu definieren, um die Fehler der Randbedingungen im gewünschten Ergebnis so gering wie möglich zu halten.
In HEC-RAS können folgende Randbedingungen angesetzt werden:

- Bekannter Wasserspiegel: Für den zu berechneten Durchfluss Q ist der Wasserstand im Anfangs- bzw. Endprofil bekannt.
- Grenztiefe: Im Anfangs- bzw. Endprofil stellt sich die Grenztiefe ein.
- Energieliniengefälle: Wenn das Energieliniengefälle nicht bekannt ist, kann es näherungsweise mit dem Sohlgefälle angesetzt werden.
- Wasserstands-Abfluss-Beziehung (W-Q-Beziehung): Diese Randbedingung kann nur am Auslaufprofil angesetzt werden. Die W-Q-Beziehung wird tabellarisch eingegeben und muss nicht den berechneten Durchfluss beinhalten. Dieser wird vom Programm interpoliert.

7.1.4.6 Berechnungsart

Bei der Berechnung von stationären Abflüssen mit HEC-RAS kann zwischen folgenden Berechnungsarten gewählt werden:

- Strömende Fließverhältnisse: Im gesamten System wird die Strömung strömend angenommen und berechnet.
- Schießender Fließverhältnisse: Im gesamten System wird die Strömung schießend angenommen und berechnet.
- Gemischte Strömungsverhältnisse: Es können strömende und schießende Strömungsverhältnisse im System auftreten.

7.1.5 Modell-Ergebnisse

Für jeden Berechnungsquerschnitt sind folgende Ergebnisdaten tabellarisch verfügbar. Die Ergebnisdaten können auch grafisch vom Programm HEC-RAS dargestellt werden.
Pro Querschnitt wird folgendes Datenpaket von HEC-RAS zu Verfügung gestellt:

- Durchfluss
- Niedrigstes Sohlniveau
- Wasserspiegellage
- Grenzwassertiefe
- Energielinienniveau
- Energieliniengefälle
- Mittlere Fließgeschwindigkeit
- Abflussquerschnitt
- Breite der Wasserspiegeloberfläche
- Froud-Zahl
- Geschwindigkeitshöhe
- Reibungsverlusthöhe

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

- Kontraktions- bzw. Expansionsverlusthöhe
- Abflussanteil im rechten Vorland
- Abflussanteil im linken Vorland
- Abflussanteil im Hauptgerinne

7.1.6 Simulation von Einbauten (Pfeiler, Überfallwehre)

HEC-RAS bietet eine Vielzahl an verschiedenen Bauwerken an, die in die bestehende Geometrie integriert werden können. Dazu zählen z.B. Brücken, Durchlässe, Überfallwehre, Wehre und viele mehr.

Pfeiler können nur über die Querschnittsgeometrie eingearbeitet werden.

Überfallwehre und Wehre können mit einer so genannten „Inline-Structure" im Programm HEC-RAS definiert werden.

7.1.6.1 Segment-Wehre in HEC-RAS

Die Segementschütze werden auf Überfallwehre platziert und die Abflusskapazität mit folgender Wehrformel berechnet:

$$Q = C * \sqrt{2g} * W * T^{TE} * B^{BE} * H^{HE}$$

Mit:

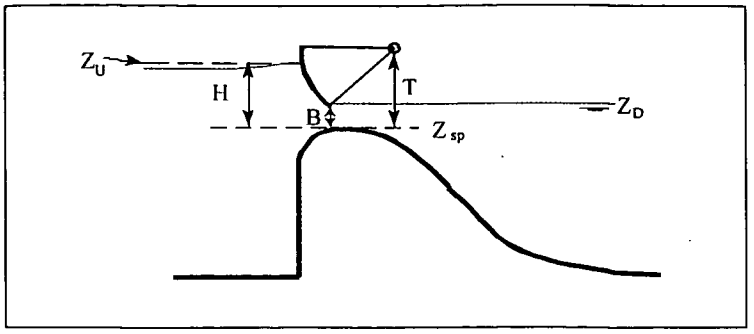
Q...	Abfluss durch das Wehr
C...	Abflusskoeffizient
W...	Breite des Wehres
T...	Drehpunkthöhe des Segementschützes über der Wehrkrone
TE...	Exponent für die Drehpunkthöhe
B...	Toröffnungshöhe
BE...	Exponent für die Toröffnungshöhe
H...	Energielinienhöhe im Oberwasser bezogen auf die Wehrkrone
HE...	Exponent für den Oberwasserspiegel
g...	Erdbeschleunigung

Der Abflusskoeffizient charakterisiert die Wehrform und hat für Segementschütze die Größenordnung von C = 0,6 - 0,8.

Die Exponenten in der Gleichung werden vom Programm HEC-RAS mit folgenden Größen empfohlen:

TE = 0,16
BE = 0,72
HE = 0,62

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH



(Quelle: USACE, 2002)
Abbildung 8: Segment-Wehr in HEC-RAS

Im Fall, dass die Wasserspiegellage im Unterwasser über die Toröffnungshöhe steigt, wird die Wehrformel wie folgt abgeändert:

$$Q = C * \sqrt{2g} * W * T^{TE} * B^{BE} * (3H)^{HE}$$

Mit: H... Differenz aus der Energielinienhöhe im Oberwasser und der Wasserspiegelhöhe im Unterwasser (H=ZU-ZD)

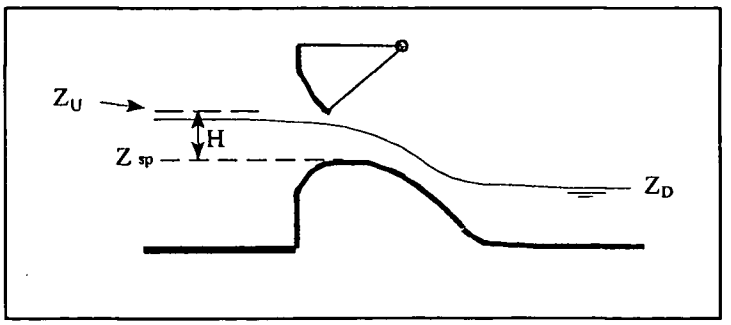
Im Fall, dass die Wasserspiegellage im Oberwasser bezogen auf die Wehrkrone kleiner als die Toröffnungshöhe ist, wird der Durchfluss durch die Wehre mit folgender Wehrformel berechnet:

$$Q = C * W * H^{2/3}$$

Mit:
- Q ... Abfluss durch das Wehr
- C ... Wehrkoeffizient
- W ... Breite des Wehres
- H ... Energielinienhöhe im Oberwasser bezogen auf die Wehrkrone

Der Wehrkoeffizient hat folgende Größenordnung:

Hydraulisch gut ausgeformte Wehrkrone: C = 3.1 – 4,0
Breitkroniges Wehr: C = 2,5 - 3,1



(Quelle: USACE, 2002)
Abbildung 9: Segmentwehr in HEC-RAS – freier Überfall

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

7.1.6.2 Überfallwehre in HEC-RAS

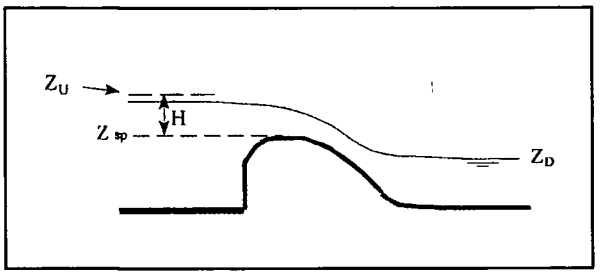
Überfallwehre werden im Programm HEC-RAS mit folgender Wehrformel berechnet:

$$Q = C * W * H^{2/3}$$

Mit: Q... Abfluss über den Überfall
C... Wehrkoeffizient
W... Breite des Wehres
H... Energielinienhöhe im Oberwasser bezogen auf die Wehrkrone

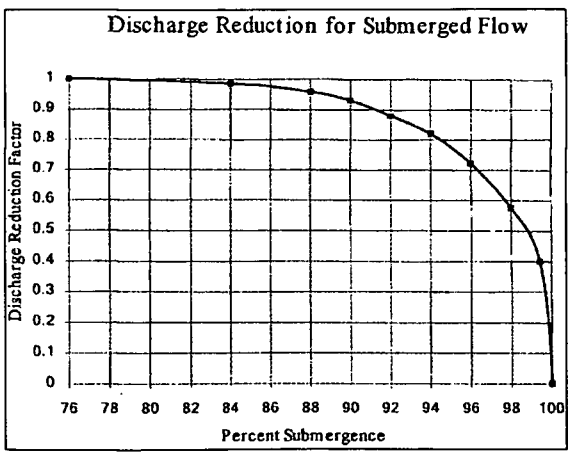
Der Wehrkoeffizient hat folgende Größenordnung:

Hydraulisch gut ausgeformte Wehrkrone: C = 3.1 – 4,0
Breitkroniges Wehr: C = 2,5 - 3,1



(Quelle: USACE, 2002)
Abbildung 10: Überfallwehr in HEC-RAS

Für den unvollkommenen Überfall wird der Lösungsansatz von überfluteten Brücken verwendet.
Der Überfallabfluss wird über einen Abminderungsfaktor reduziert, wobei der Abminderungsfaktor über folgendes Diagramm bestimmt wird.
Eingangswert für das Diagramm ist das Verhältnis von der Unterwasserspiegelhöhe bezogen auf die Wehrkrone zur Energielinienhöhe im Oberwasser. Dieses Verhältnis wird als „Submergence" bezeichnet.



(Quelle: USACE, 2002)
Abbildung 11: Abminderungsfaktor unvollkommener Überfall in HEC-RAS

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

7.2 Beschreibung SMS – Surface Water Modeling System

SMS ist ein Softwareprodukt, das von der Brigham Young University (Environmental Modeling Research Laboratory – EMRL) in Zusammenarbeit mit U.S. Army Corps of Engineers, ERDC und FHWA, entwickelt wurde. Die hier vorgestellten Programmfunktionen beziehen sich auf die Programmversion 8.0.

7.2.1 Anwendungsbereich von SMS

SMS ist ein Programm zur Erstellung von Berechnungsnetzen für die numerische Simulation hydraulischer Strömungen. Das Programm bietet viele verschiedene Möglichkeiten zur Netzerstellung und ist auch sehr gut für die Visualisierung berechneter Ergebnisse geeignet.
Auch das 2D-Modellierungsprogramm HYDRO_AS-2D verwendet ein von SMS generiertes lineares Netz als Berechnungsbasis. Die Berechnungsergebnisse von HYDRO_AS-2D werden in einem von SMS direkt lesbaren Format ausgegeben und sind auch mit diesem zu analysieren.

Möglichkeiten der Netzerstellung:

Um ein Berechnungsnetz generieren zu können, müssen Punkte in Lage und Höhe in das Programm eingegeben werden. Für die Eingabe der Punkte gibt es verschiedenen Möglichkeiten:

- Händische Eingabe: Bei der händischen Eingabe hat man die Möglichkeit ein Rasterbild des Projektgebietes in den Hintergrund zu legen und anhand dieser Information Punkte mit Höhenangabe zu setzen. Das Rasterbild kann im Programm georeferenziert werden.

- Importieren aus Koordinatenlisten: Es ist auch möglich, bestehende Koordinatenlisten die z.B. bei Vermessungsprojekten erstellt wurden, in das Programm einzulesen.

- Importieren aus vorhandenen 1D-Modell Profilen (HEC-RAS Format): Das Programm SMS unterstützt auch den Import von Querschnitten aus 1D Modellen wie z.B. HEC-RAS.

- Importieren aus AutoCAD Zeichnungen oder anderen Vektorgrafiken: Daten, die in einem vektorbasierenden Zeichnungsprogramm erstellt wurden, können im Dateiformat *.dxf eingelesen werden.

Wenn die Punkte in das Programm übertragen bzw. eingearbeitet wurden, müssen diese miteinander vernetzt werden. Prinzipiell können jeweils drei Punkte zu einem Dreieckselemente oder vier Punkte zu einem Rechteckselement vernetzt werden, wobei nie drei oder vier Punkte auf einer Geraden liegen dürfen. Das Berechnungsnetz soll sich so gut wie möglich den Strömungsverhältnissen und dem Gelände anpassen.
Im Programm SMS gibt es verschiedene Möglichkeiten, ein Berechnungsnetz aus bekannten Geländepunkten zu generieren:

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

- Händische Elementerstellung: Mit dieser Funktion kann man die Einzelpunkte wählen, die ein Element bilden sollen. Innerhalb der gewünschten Elementfläche darf sich kein weiterer Geländepunkt befinden und das neue Element darf sich nicht mit anderen Elementen überschneiden. Diese Vorgangsweise ist sehr zeit- und arbeitsintensiv und nur für Netzoptimierungen, Netzverbesserungen und für sehr kleine Netze zu empfehlen.

- Automatisches Triangulieren und Dreiecksverknüpfung: Die Funktion „automatisches Triangulieren" baut mit den vorhandenen Punkten automatisch ein Netz aus Dreieckselementen auf. Anschließend kann man aneinander liegende Dreieckselemente automatisch zu Viereckselementen zusammenfügen lassen. Diese Vorgangsweise funktioniert sehr gut, jedoch muss das Berechnungsnetz in den meisten Fällen noch händisch verbessert und optimiert werden.

- Automatische Rechtecksnetzgenerierung mit automatischer Punktinterpolation: Mit dieser Methode kann man einen großen Teilbereich des Berechnungsnetz mit einer bestimmten Anzahl an Rechteckelementen ausfüllen. In den Bereichen die nicht ausschließlich mit Viereckselementen abgedeckt werden können, werden Dreieckselemente eingefügt. Der Bereich wird über vier Seiten definiert, die sich schließen und entlang von Punkten definiert werden. Nach Angabe der gewünschten Elementzahl in diesem Bereich, werden alle fehlenden internen Punkte automatisch interpoliert und in das Berechnungsnetz integriert. Diese Methode ist besonders bei gegebenen Querschnittspunkten zu empfehlen. Je zwei Querschnitte und die dazugehörigen Randverbindungen definieren den auszufüllenden Bereich. So kann sehr gut ein Flussschlauch aus möglichst vielen Rechteckselementen erstellt werden.

- Automatische Dreiecksnetzgenerierung mit automatischer Punktinterpolation: Diese Vorgangsweise ist analog zur Rechtecksnetzgenerierung. Der einzige unterschied ist nur, dass der Bereich über drei schließende Seiten definiert wird und der Bereich nur mit Dreieckselementen ausgefüllt wird. Mit dieser Funktion kann man Verschneidungen mit Bauwerken sehr gut durchführen. Es empfiehlt sich jedoch an diese Funktion die automatische Dreiecksverknüpfung anzuhängen, um die Elementanzahl zu reduzieren.

- Netzverfeinerung durch händische Punkteingabe: An jeder Stelle des generierten Berechnungsnetzes können händisch Zwischenpunkte gesetzt werden, deren Höhen automatisch interpoliert werden. Die Höhe der Punkte kann aber auch händisch eingegeben werden.

- Diverse Netzbearbeitungsfunktionen: Es gibt noch einige weitere Funktionen, die es erlauben das Berechnungsnetz zu optimieren. So können z.B. Dreieckselemente auch manuell zu Viereckselementen zusammengefügt werden. Jedes Element und jeder Punkt kann jederzeit aus dem Netz gelöscht werden.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

- Einfügen von bestehenden Netzelementen: Bestehende Berechnungsnetze können in andere Netze gut eingefügt werden. Das eingefügte Element muss mit den bereits beschriebenen Funktionen in das zu erstellende Netz eingeflochten werden.

7.2.2 Möglichkeiten der Datenvisualisierung und Datenverarbeitung

Mit Programm SMS können Berechnungsergebnisse aus numerischen Strömungsmodellen sehr gut visualisiert und weiterverarbeitet werden.

7.2.2.1 Visualisierung der Ergebnisdaten

Folgende Möglichkeiten der Datenvisualisierung bietet SMS:

- Isolinien: Alle skalaren Daten können über Isolinien dargestellt werden. Das Intervall, der Wertbereich und das Linienformat inklusive Beschriftung sind frei wählbar. Die Isolinien können auch als *.dxf - Datei ausgegeben werden und stehen somit auch für eine weitere Verarbeitung mit anderen Programmen zu Verfügung. Es kann nur ein Datensatz aktiv angezeigt werden. Sollen mehrere Daten gleichzeitig visualisiert werden, kann man die zusätzlichen Datensätze als *.dxf - Datei im Hintergrund einblenden.

- Farbliche Bereichsdefinitionen: Diese Darstellung ist eine Erweiterung der Isoliniendarstellung. Wertbereiche können mit Farbabstufungen dargestellt werden. Die Farben und Wertbereich sind frei wählbar. Zusätzlich zur Einfärbung können auch die zugehörigen Isolinien angezeigt werden.

- Vektordarstellung: Alle Daten, die als Vektordatensatz vorhanden sind, können mit Vektorpfeilen in jedem Knotenpunkt oder auf einem fixen Raster angezeigt werden. Die Pfeilgröße kann nach dem skalaren Wert des Vektors skaliert dargestellt werden.

- Datendiagramme: Alle skalaren Daten können in einem Profilschnitt, der frei im Berechnungsnetz wählbar ist, als Diagramm dargestellt werden. Auf der x-Achse wird die Stationierung des Schnittes dargestellt und auf der y-Achse der dazugehörige gewählte Datensatz. Ein Datenpunkt wird an jedem Schnittpunkt der Profilachse mit den Elementgrenzen angegeben, wobei die Werte an diesen Schnittpunkten immer als interpolierter Wert angegeben werden. Die Schnittachse muss keine Gerade sein und kann somit auch von Knotenpunkt zu Knotenpunkt definiert werden. Auf diese Weise erhält man im Diagramm die tatsächlich vom Simulationsprogramm berechneten Werte.

7.2.2.2 Weitere Verarbeitung der Ergebnisdaten

Alle skalaren Daten können mit SMS über mathematische Funktionen beliebig miteinander kombiniert werden und die Ergebnisse als eigenständige skalare Datensätze abgespeichert werden. Daten, die in Datendiagrammen dargestellt werden, können auch tabellarisch ausgelesen werden und mit einem Tabellenkalkulationsprogramm weiter verarbeitet werden. Alle generierten *.dxf - Dateien beinhalten die volle räumliche Information und können auch dreidimensional weiterverarbeitet werden.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

7.3 Beschreibung HYDRO_AS-2D

7.3.1 Anwendungsbereich

HYDRO_AS-2D ist ein zweidimensionales Strömungsmodell, das ursprünglich für die Berechnung von Dammbruch- und Flutwellenausbreitungswellen entwickelt wurde. Es lässt sich aber auch sehr gut für die Simulation von „normalen" Abflussverhältnissen in natürlichen Fließgewässern verwenden. Bei der Anwendung von HYDRO_AS-2D muss darauf geachtet werden, ob sich der Abflussvorgang mit einem zweidimensionalen Modell überhaupt abbilden lässt. Überall dort, wo markante vertikale Strömungen auftreten können, wie z.B. bei vielen Bauwerken oder geschichteten tiefen Seen, ist ein dreidimensionales Modell heranzuziehen, sofern die vertikalen Strömungen auch erfasst werden sollen.

Mit HYDRO_AS-2D können Wirbelbildungen, Impulsaustausch zwischen dem Flussschlauch und dem Vorland, Wechselsprünge, Sohlsprünge, örtliche Verluste, Querschnittseinengungen und -aufweitungen, Strömung unter Druckabfluss und auch Gerinne mit hohem Sohlgefälle (Wildbäche) berechnet werden.

7.3.2 Hydromechanische Grundlagen

7.3.2.1 Strömungsgleichungen

HYDRO_AS-2D verwendet die zweidimensionalen tiefengemittelten Flachwassergleichungen (Abbott 1979) zur mathematischen Beschreibung der zweidimensionalen Strömung.
Die 2D-Flachwassergleichungen entstehen durch die Integration der Kontinuitätsgleichung und der Navier-Stokes-Gleichung über die Wassertiefe, wobei eine hydrostatische Druckverteilung angenommen wird.

Die 2D-Strömungsgleichungen, die vom Programm HYDRO_AS-2D numerisch gelöst werden, können in kompakter Vektorschreibweise wie folgt formuliert werden (Quelle: Tan 1992, Nujic 1999):

$$\frac{\partial w}{\partial t}+\frac{\partial f}{\partial x}+\frac{\partial g}{\partial y}+s=0$$

$$w=\begin{bmatrix} H \\ uh \\ vh \end{bmatrix} \quad f=\begin{bmatrix} uh \\ u^2h+0{,}5gh^2-vh\frac{\partial u}{\partial x} \\ uvh-vh\frac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix} \quad g=\begin{bmatrix} vh \\ uvh-vh\frac{\partial u}{\partial y} \\ v^2h+0{,}5gh^2-vh\frac{\partial v}{\partial y} \end{bmatrix} \quad s=\begin{bmatrix} 0 \\ gh(I_{Rx}-I_{Sx} \\ gh(I_{Ry}-I_{Sy} \end{bmatrix}$$

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Mit: H ... Wasserhöhe über dem Bezugsniveau
h ... Wasserhöhe über der Sohle
u ... Fließgeschwindigkeit in x-Richtung
v ... Fließgeschwindigkeit in y-Richtung
ν ... Kinematische Zähigkeit
I_{Rx}, I_{Ry} ... Reibungsgefälle in x- bzw. y-Richtung
I_{Sx}, I_{Sy} ... Sohlgefälle in x- bzw. y-Richtung

7.3.2.2 Reibungsgefälle

Das Reibungsgefälle beschreibt die Gerinneoberflächenrauhigkeit nach der Formel von Darcy-Weisbach:

$$I_R = \frac{\lambda v|v|}{2gD} \quad \text{mit} \quad \lambda = 6{,}34 * \frac{2gn^2}{D^{1/3}} \quad \text{und} \quad D = 4 * r_{hy} \quad \text{und} \quad r_{hy} = h$$

Mit: λ ... Widerstandsbeiwert
v ... Fließgeschwindigkeit
g ... Erdbeschleunigung
D ... Hydraulische Durchmesser
n ... Manning-Beiwert (Kehrwert vom Stricklerbeiwert)
r_{hy} ... Hydraulischer Radius
h ... Wasserhöhe über der Sohle

7.3.2.3 Viskosität

Die kinematische Zähigkeit beschreibt die Verluste durch Turbulenzen in der Strömung. Das Programm HYDRO_AS-2D beschreibt die Viskosität mit einem kombinierten Ansatz. Die Viskosität wird sowohl numerisch, als auch über jedes Element konstant simuliert.
Die kinematische Zähigkeit ist im HYDRO_AS-2D wie folgt definiert:

$$\nu = \nu_0 + c_\mu * v^* * h$$

Mit: ν ... Kinematische Zähigkeit
ν_0 ... Abschnittsweise konstante kinematische Zähigkeit
c_μ ... Koeffizient für die Wirbelviskosität
v^* ... Schubspannungsgeschwindigkeit
h ... Wassertiefe bezogen auf das Sohlniveau

Für den Koeffizienten c_μ wurden für naturnahe Gerinne versuchstechnisch Werte von 0,3-0,9 ermittelt.

7.3.3 Numerisches Lösungsverfahren

HYDRO_AS-2D verwendet eine räumliche Diskretisierung nach der Finite-Volumen Methode, die besonders für diskontinuierliche Übergänge (Wechselsprung, Sohlstufen, etc.) sehr gut geeignet ist.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Konvektive Stromanteile werden mit einem Upwind-Verfahren ermittelt.
Diffuse Stromanteile werden mit Zentraldifferenzen (entspricht einer linearen Interpolation) diskretisiert und ermittelt.
Die zeitliche Diskretisierung wird mit dem expliziten Runge-Kutta-Verfahren zweiter Ordnung durchgeführt. Mit diesem Verfahren können Wellenabläufe zeitgenau simuliert werden.
Der Zeitschritt wird nach der Courant-Friedrichs-Lewy - Stabilitätsbedingung ermittelt:

$$\Delta t \leq \min\left(\frac{\Delta L}{|v| + \sqrt{gh}}\right)$$

Mit: Δt ... Zeitintervall
ΔL ... Charakteristische Länge
v ... Tiefengemittelte Strömungsgeschwindigkeit
h ... Wassertiefe

Die charakteristische Länge entspricht dem Punktabstand im Berechnungsnetz. Am geschlossenen Rand des Netzes wird der Punktabstand halbiert.

7.3.4 Modell-Eingangsdaten

7.3.4.1 2D-Netz (Geometrie)

HYDRO_AS-2D verwendet ein lineares Berechnungsnetz, das mit dem Programm SMS erstellt wurde und im Dateiformat „*.2dm" abgespeichert wurde. Das Netz kann aus Dreiecks- und Viereckselementen aufgebaut sein. Jeder Netzpunkt muss über Lagekoordinaten und einer Höhenangabe definiert sein. Für eine reibungslose Berechnung bzw. Projektbearbeitung mit HYDRO_AS-2D ist es wichtig, das Berechnungsnetz vor dem Berechnungsstart neu zu nummerieren, sodass die Anzahl der Knotenpunkte der maximalen Knotenbezeichnung entspricht. Diese Funktion ist im Programm SMS verfügbar. Das gleiche gilt auch für die Anzahl und Bezeichnung der Netzelemente.

Bei der Netzerstellung ist darauf zu achten, dass im Bereich der Wasseranschlagslinie die Netzauflösung möglichst hoch ist, um das Ergebnis möglichst exakt zu erhalten. Dreieckselemente mit einem Innenwinkel kleiner als 5° sollten generell nicht in das Netz eingearbeitet werden. Die Zellen am Netzrand dürfen nicht zu klein sein, da sonst die Berechnungszeit sehr stark ansteigt.

Das Geländenetz ist so gut wie möglich dem Strömungsverlauf anzupassen. Alle Einzelelemente sollten sich in Richtung der Hauptströmung dehnen (kurze Elementseiten stehen normal zur Hautströmung).
Beim Berechnungsnetz kann man zwischen den geschlossenen und den offenen Rändern unterscheiden. Durch geschlossene Ränder erfolgt keine Strömung. In den Knoten von geschlossenen Rändern kann die Strömung demnach nur parallel zum Rand erfolgen.
Offene Ränder können durchströmt werden. Sie müssen im Netz genau definiert werden. Offene Ränder werden in erster Linie zum Definieren des Modellzufluss und des Modellausfluss verwendet.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

7.3.4.2 Randbedingungen

Als Randbedingungen müssen der Zulauf und der Ablauf definiert werden. Dies geschieht über offene Ränder im Berechnungsnetz. Als Zulaufbedingung wird die Zulaufmenge mit der zugehörigen Zulaufrichtung angegeben. Die Zulaufmenge wird tabellarisch in Form einer Ganglinie eingegeben. Das Zeitintervall der Ganglinie ist frei wählbar. Die Zulaufrichtung wird ebenfalls in Form einer Ganglinie angegeben, wobei das Zeitintervall gleich der Zuflussganglinie sein muss. Aus diesen Angaben wird im Zulaufrand ein Wasserspiegel berechnet.

Die Auslaufbedingung definiert man am besten über eine Wasserstands-Abfluss Beziehung. Diese Beziehung wird tabellarisch in das Programm eingegeben.

Da sich schon kleine Fehler bei den Randbedingungen im Ergebnis auswirken, ist es wichtig, eine Einlauf- und Auslaufstrecke vor bzw. nach dem zu simulierten Gebiet zu definieren. Diese Ein- und Auslaufstrecken haben die Aufgabe, die Fehler der Randbedingungen numerisch zu dämpfen, um so eine maximale Genauigkeit im Untersuchungsgebiet zu erreichen. Die Ein- und Auslaufstrecken sollten jeweils ca. 300-500 Meter lang sein. Ergebnisse in diesem Bereich sollten nicht weiter verwendet werden.

7.3.4.3 Rauhigkeitswerte

Die Oberflächenrauhigkeit wird über den Strickler-Beiwert angegeben. Jedem Element im Berechnungsnetz kann ein Rauhigkeitswert zugeteilt werden. Die Information über die Rauhigkeit wird im Geländeraster-File (*.2dm) abgespeichert. Es ist vorteilhaft, viele unterschiedliche Rauhigkeitsbereiche zu definieren, um nachträgliche Änderungen im Modellierungsgebiet schnell umsetzen zu können. Es ist wichtig, vor allem inselartige Rauhigkeitsunterschiede genau zu definieren, da in diesem Bereich durch Änderung der Geschwindigkeit große hydraulische Verluste entstehen können, die das Programm HYDRO_AS-2D berücksichtigt.

7.3.4.4 Wirbelviskosität

Jedem Berechnungselement kann der abschnittsweise konstante Anteil der Wirbelviskosität zugewiesen werden (vgl. 7.3.2.3).
Für die Abflussmodellierung spielt die Viskosität meist eine untergeordnete Rolle. In den meisten Fällen ist die Annahme $\nu_0 = 0$ daher ausreichend. Diese Annahme sollte jedoch in Bereichen mit starken Querströmungseinflüssen nicht mehr verwendet werden (Nujic, HYDRO_AS-2D Benutzerhandbuch für die Version 1.24 und höher).

7.3.4.5 Maximale Fließgeschwindigkeit

HYDRO_AS-2D erlaubt es, eine Obergrenze für die auftretenden Fließgeschwindigkeiten zu definieren. Die Obergrenze hilft vor allem dabei, schlecht modellierte Bereiche zu überspringen, ohne einen Programmabbruch aufgrund numerischer Probleme zu bewirken. Standardmäßig wird eine Obergrenze der Fließgeschwindigkeit mit 15 m/s empfohlen.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

7.3.4.6 Minimale Wassertiefe

Im Wechselbereich zwischen benetzten und unbenetzten Elementen treten oft numerische Instabilitäten auf. HYDRO_AS-2D kann diese Probleme weitgehend umgehen, indem eine minimale Wassertiefe definiert wird. Elemente mit einer geringeren Wassertiefe werden als unbenetzt abgegrenzt und gehen nicht in die Berechnung ein. Daher ist es wichtig, in Bereichen der Wasseranschlaglinie die Elementgröße angemessen klein zu gestalten.

7.3.4.7 Zeitschritt

Vor Beginn der Berechnung muss man den gewünschten Zeitschritt für die Ausgabe der Ergebnisse angeben (timestep). Dabei ist darauf zu achten, dass die gewünschten Zeitpunkte des Ergebnisses auch mit der Zulaufrandbedingung (Zulaufganglinie, Zukaufrichtung) definiert sind. Wenn man für einen bestimmten Zeitbereich eine andere zeitliche Auflösung benötigt, muss die Berechnung abschnittsweise durchgeführt werden. Das kann mit der Funktion „Rechenlauf fortsetzen" durchgeführt werden.
Weiters muss das Zeitintervall für die flächenbezogenen Ergebnisse definiert werden (Zeitintervall SMS).
Neben den beiden Zeitschritten wird auch die gesamte Simulationszeit angegeben (Total time). Sie darf nicht länger sein als die Angabe der Zuflussrandbedingung.

7.3.4.8 Kleinste Elementfläche

Bei der Modellierung von Einbauten mit dem Berechnungsnetz ist es oft notwendig, die Elementgröße in diesen Bereichen sehr klein zu gestalten. Diese kleinen Elemente haben direkten Einfluss auf die Berechnungszeit, da die Elementgröße in die Zeitdiskretisierung direkt eingeht. Um diesen Einfluss abzudämpfen, hat man die Möglichkeit, eine minimale Elementgröße zu definieren (A_{min}). Die <Berechnungszeiten können so wesentlich reduziert werden ohne große Fehler im Ergebnis zu haben. Wählt man die minimale Elementfläche zu groß, kann das Erreichen des stationären Abflusses auch verzögert werden.

7.3.4.9 Kontrollquerschnitte und Pegelpunkte

Im gesamten Berechnungsnetz können beliebig Kontrollquerschnitte und Pegelpunkte entlang von vorhandenen Netzknoten bzw. direkt an Knoten definiert werden. Die Abflüsse durch die Kontrollquerschnitte und die Wasserstände in den Pegelpunkten werden für alle Zeitschritte ausgeschrieben und können auch während der Berechnung kontrolliert werden. Alle offenen Ränder werden automatisch auch als Kontrollquerschnitte behandelt.

7.3.5 Modell-Ergebnisse

Die Ergebnisse werden von HYDRO_AS-2D in Dateien im Format *.dat abgespeichert. Diese Ergebnisdateien können mit dem Programm SMS eingelesen, visualisiert und weiterverarbeitet werden.

Wassertiefe
Die Wassertiefe wird für jeden Knoten im Berechnungsnetz, zu jedem, über das Zeitintervall bestimmten Zeitpunkt, berechnet und abgespeichert.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Fließgeschwindigkeit
Die Fließgeschwindigkeit wird für jeden Knoten des Berechnungsnetzes, zu jedem über das Zeitintervall bestimmten Zeitpunkt, berechnet und abgespeichert. Die Fließgeschwindigkeit wird in Richtung und Betrag ausgegeben.

Schubspannung
Für jeden Knoten im Berechnungsnetz, wird die größte erreichte Schubspannung während der Simulationszeit abgespeichert. Die Schubspannung wird in N/m^2 angegeben.

Überflutungsdauer
Die Überflutungsdauer gibt die Zeit der Benetzung in Stunden für jeden Knoten im Berechnungsnetz an.

Maximaler Wasserstand
Für jeden Knoten im Berechnungsnetz wird der größte erreichte Wasserstand während der Simulationszeit abgespeichert. Die Angabe erfolgt als absolute Höhe abhängig von den Höhenangaben im Berechnungsnetz.

Abfluss durch die Kontrollquerschnitte
In den definierten Kontrollquerschnitten wird der Durchfluss durch diesen zu jedem definierten Zeitpunkt abgespeichert.

Wasserstände an den Pegelpunkten
In den definierten Pegelpunkten wird der absolute Wasserstand, bezogen auf die Höhenangaben im Berechnungsnetz, zu jedem definierten Zeitpunkt abgespeichert.

7.3.6 Simulation von Einbauten (Pfeiler, Überfallwehre)

7.3.6.1 Pfeiler

Pfeiler werden am besten mit Hilfe von geschlossenen Rändern definiert. Zu beachten ist, dass die Reibungsverluste an der Pfeilerwand nicht eingehen. Will man diesen Einfluss berücksichtigen, so kann man die Randzellen um den Pfeiler sehr klein gestalten und ihnen eine erhöhte Rauhigkeit zuweisen. Diese Modellierung der Pfeilerrauhigkeit beeinflusst jedoch sehr stark die Berechnungszeit, da bei Randzellen nur der halbe Knotenabstand für die Zeitdiskretisierung verwendet wird.

Eine weitere Möglichkeit, Pfeiler zu simulieren besteht darin, den Pfeiler im Geländemodell mit sehr steil geneigten Wänden über Elemente abzubilden. Da jedoch sehr steile Flächen auch mit sehr kleinen Elementgrößen verbunden sind, ist auch hier die erhöhte Berechnungsdauer zu beachten.

7.3.6.2 Überfallwehre

Überfallwehre können mit HYDRO_AS-2D auf zwei Arten modelliert werden. Die erste Möglichkeit besteht in der Modellierung des Überfalls mit dem Geländeraster. Es besteht auch die Möglichkeit das Überfallbauwerk über einen 1D-Wehrformel zu ersetzen.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

7.3.6.2.1 Simulation von Überfallwehren mit Geländemodell

Bei der Erstellung des Geländemodells im Bereich des Überfalls ist darauf zu achten, dass die Ausbildung der Wehrkrone genau abgebildet wird, da in diesem Bereich bei vollkommenem Überfall ein Fließwechsel auftritt. Senkrechte Überfallelemente müssen leicht schräg modelliert werden. In diesem Bereich ist auf die Form und Größe der Elemente zu achten. Die Übergänge von kleinen zu großen Elementen sollten so kontinuierlich wie möglich ausgebildet werden.

7.3.6.2.2 Simulation von Überfallwehren mit 1D-Wehrformel

HYDRO_AS-2D bietet die Möglichkeit, Überfallwehre mit Hilfe der Poleniformel zu simulieren. Dafür wird der Bereich des Überfalls mit geschlossenen Rändern vom Berechnungsnetz abgetrennt. Anschließend kann man einzelne Randknoten mit der Wehrformel von Poleni verbinden. Folgende Angaben müssen hierfür gemacht werden:

- Kronenhöhe als absolute Höhenangabe im verwendeten Koordinatensystem
- Wehrbreit in m, wobei die Randpunktverbindung die Mittelachse darstellt
- Überfallbeiwert nach Poleni

Die verwendete Poleniformel lautet:

$$Q = \frac{2}{3} * c_s * \mu * b * \sqrt{2g} * h_w^{\frac{3}{2}}$$

Die Oberwassertiefe bezogen auf die Wehrkrone (h_w) wird von HYDRO_AS-2D ermittelt. Der Abminderungsfaktor c_s berücksichtigt den Einfluss des Unterwassers auf den Oberwasserspiegel (unvollkommener Überfall) und wird wie folgt vom Programm ermittelt:

$$c_s = \sqrt{1 - \left(\frac{h_{uw}}{h_{ow}}\right)^{16}}$$

Mit: h_{uw} ... Unterwasserspiegel bezogen auf die Wehrkrone

h_{ow} ... Oberwasserspiegel bezogen auf die Wehrkrone

7.3.7 Berechnung mit Anfangswasserspiegellagen

HYDRO_AS-2D bietet die Möglichkeit, die Berechnung von einem bekannten Zustand des Untersuchungsgebietes zu starten. Dieser Anfangszustand kann eine vorgegebene Wassertiefe sein, die jedoch für jeden Knoten im Berechnungsnetz bekannt sein muss. Zusätzlich zur Wassertiefe kann auch noch die Fließgeschwindigkeit in den Knoten angegeben werden. Die Fließgeschwindigkeit muss in Betrag und Richtung angegeben werden, wobei das Datenformat zu beachten ist.
Diese Angaben werden in Dateien gespeichert und bei der Berechnung vom Programm eingelesen. Dabei sind folgende Punkte zu beachten:

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

- Die Knotenbezeichnung der Anfangs-Angaben muss mit dem verwendeten Berechnungsnetz genau übereinstimmen.
- Geschwindigkeitsdaten sollten nur vom Programm SMS generiert werden, um die Kompatibilität zu gewährleisten.
- Falsche Ausgangszustände können das Ergebnis negativ beeinflussen.
- Auch Knotenpunkte, die nicht benetzt sind bzw. keine Fließgeschwindigkeit aufweisen, müssen in der Datei beinhaltet sein.
- Es können auch keine Anfangsgeschwindigkeiten angenommen werden. Sie werden vom Programm automatisch Null gesetzt.

Es besteht weiters die Möglichkeit, das Berechnungsergebnis einer bereits durchgeführten Simulation als Anfangszustand zu verwenden (Option „Rechenlauf fortsetzte"). Dabei muss jedoch mit dem gleichen Berechnungsnetz weitergerechnet werden.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

8 Anwendung am Godovari - Kraftwerk Dummugudem

Alle Daten in diesem Kapitel wurden von der Firma Pöyry Energy GmbH (vormals Verbundplan) zur Verfügung gestellt und beziehen sich auf den Planungsstand von September 2005. Konstruktive Änderungen, die in einem späteren Zeitraum getroffen wurden, sind in dieser Arbeit nicht berücksichtigt.

Am Fluss Godovari (Indien, Andrah Pradesh) ist im Bereich der Ortschaft Dummugudem eine Stauhaltung geplant. Primäres Ziel dieser Stauhaltung ist es, Wasser während der Monsunzeit zu speichern und in der Trockenperiode den landwirtschaftlichen Flächen im umliegenden Hinterland bereitzustellen. Gleichzeitig soll die Stauhaltung hydroelektrisch genutzt werden.

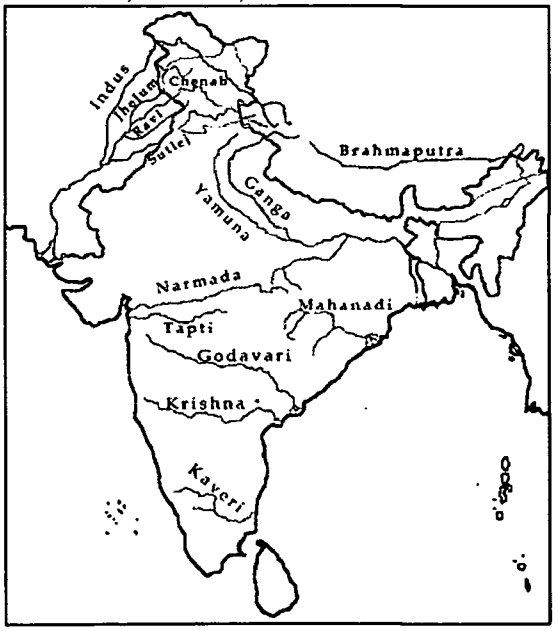
Mit der detaillierten Vorplanung dieses Projektes ist die Firma Pöyry Energy GmbH (vormals Verbundplan) vom „Irrigation Department" in Andrah Pradesh beauftragt.

Dieser Abschnitt beschreibt das Projektgebiet, die Ausführung der geplanten Stauhaltung, sowie die Fragestellungen, die in dieser Arbeit im Bezug auf das Wasserkraftprojekt Dummugudem bearbeitet werden.

8.1 Hydrologie des Projektgebietes

8.1.1 Allgemeines

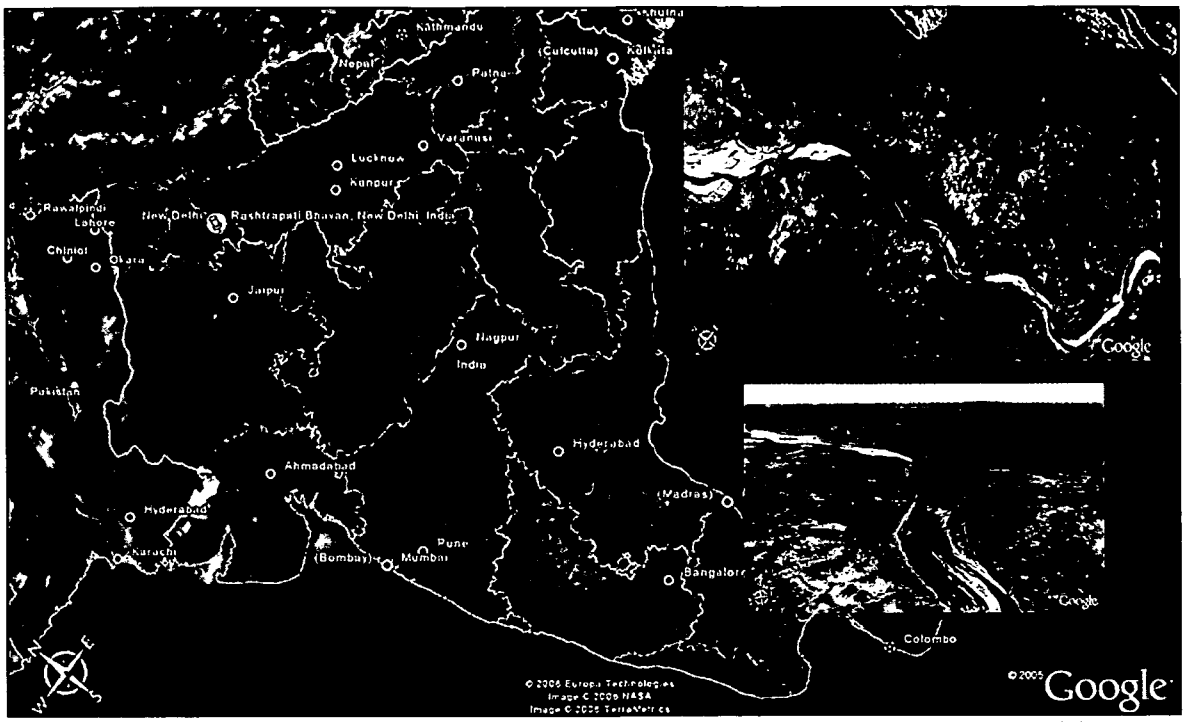
Der Godovari ist der zweitgrößte Fluss in Indien und entwässert ein Einzugsgebiet von 312.800 km². Diese Fläche entspricht ungefähr 10% der indischen Landesfläche. Der Godovari fließt durch folgende indische Bundesstaaten: Maharashtra, Madhya Pradesh, Orissa, Karnataka und Andrah Pradesh.



(Quelle http://de.wikipedia.org/wiki/Indien#Fl.C3.BCsse_und_Seen vom 21.06.2006)
Abbildung 12: Indien und seine größten Flüsse

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Der Projektstandort Dummugudem liegt ca. 260 Flusskilometer stromaufwärts der Mündung des Godovari in den Indischen Ozean (Golf von Bengalen). Folgende Satellitenbilder zeigen die geografische Lage des Projektstandort Dummugudem.

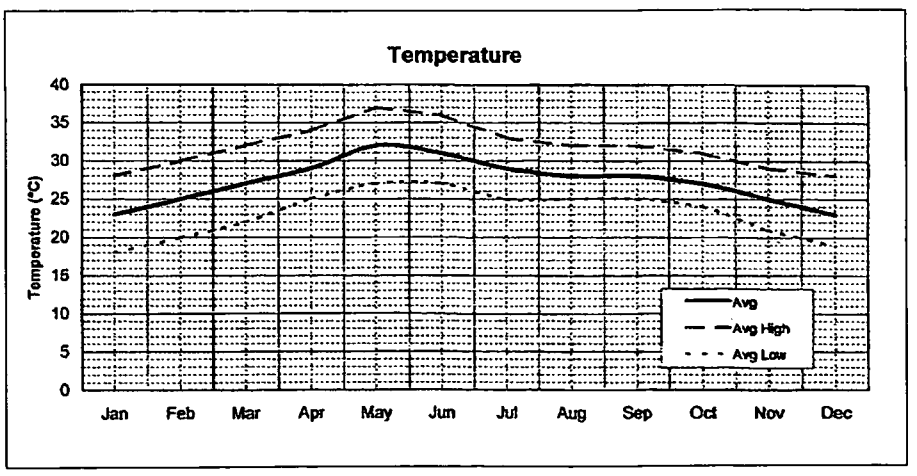


(Quelle: http://earth.google.com , Google Earth 3.0.0762, Nov. 2005, vom 22.06.2006)
Abbildung 13: Satellitenbild der geografischen Lage von Dummugudem

8.1.2 Temperatur und Niederschlag

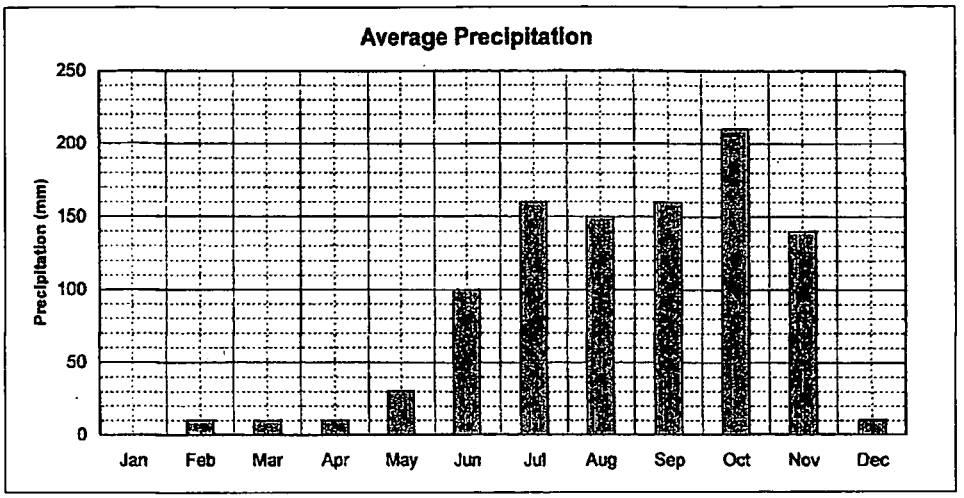
Die Trockenperiode im Gebiet um Dummugudem dauert von Dezember bis Mai. Die Niederschläge in diesem Zeitraum sind so gering und selten, dass sie vernachlässigt werden können.
Die Monsunzeit dauert von Juni bis November. Die Niederschläge überschreiten in der Monsunzeit normalerweise eine Niederschlagshöhe von 100 mm/Monat.

Die Temperatur ist im Dezember und Jänner am niedrigsten. Die durchschnittliche Temperatur liegt in diesen Monaten bei 23°C. Der wärmste Monat ist der Mai bei einem Monatsmittelwert von 32°C.



Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

(Quelle: Dummugudem Hydro Power Plant – Hydrological and Hydraulic Analysis, Firma Pöyry Energy GmbH, Dok.Nr. DG/T/VPL/0/RH/0012, 2005)
Abbildung 14: Jahresverteilung der Durchschnittstemperaturen



(Quelle: Dummugudem Hydro Power Plant – Hydrological and Hydraulic Analysis, Firma Pöyry Energy GmbH, Dok.Nr. DG/T/VPL/0/RH/0012, 2005)
Abbildung 15: Jahresverteilung der durchschnittlichen Niederschlagshöhen

8.1.3 Abfluss

8.1.3.1 Vorhandene Abflussdaten

Der tägliche Abfluss des Godovari in Dummugudem wird von der 50 km stromaufwärts liegenden Abflussmessstelle Perur abgeleitet. In Perur werden Tagesmittelwerte registriert, wobei die Bildung dieser nicht bekannt ist.
Das Einzugsgebiet des Godovari ist in Perur 268.200 km² groß. Die Ableitung des Abflusses in Dummugudem erfolgt über die Methode des Einzugsgebietsquotienten (281.000 km² / 268.200 km²).
Der durchschnittliche Abfluss in Perur beträgt im Aufzeichnungszeitraum (1968 bis-2004) 2.188 m³/s. Dieser Wert entspricht einem durchschnittlichen Abfluss in Dummugudem von 2.292 m³/s.
In Tabelle 2 sind die Monatsmittelwerte des Abflusses in Dummugudem von 1968 bis 2004 tabellarisch dargestellt.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Tabelle 2: Monatsmittelwerte Dummugudem in m³/s

Year	June	July	Aug	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Feb	Mar	Apr	May	Avg
68-69	442	3181	7703	5654	2779	562	239	168	107	77	81	81	1756
69-70	125	6482	10630	15641	1673	745	283	200	117	93	56	39	3007
70-71	1945	4383	19613	13752	2600	612	303	209	146	132	88	131	3660
71-72	1417	1883	3523	6039	3475	610	231	144	91	54	30	19	1460
72-73	271	5347	3544	3506	671	370	167	66	42	30	22	16	1171
73-74	121	10767	13530	7250	8848	2137	475	264	184	106	71	73	3652
74-75	243	931	5796	1209	2712	753	276	132	132	93	45	29	1029
75-76	1728	5632	11500	14901	4582	1540	363	216	146	88	67	49	3401
76-77	95	9541	9723	11401	687	358	218	121	99	71	57	95	2706
77-78	397	5165	9017	7463	1392	654	741	274	223	121	78	88	2134
78-79	1490	10052	16735	6681	1382	680	444	266	516	224	77	53	3217
79-80	2626	3215	12474	3124	2128	408	379	209	166	160	85	65	2087
80-81	1270	5045	14689	8882	1017	390	201	211	155	125	91	90	2681
81-82	431	4629	14116	8403	4048	890	312	240	226	100	59	53	2792
82-83	377	2620	6828	3543	1572	769	242	146	169	118	39	24	1371
83-84	730	4077	14940	16990	7935	808	375	314	198	235	146	106	3905
84-85	359	2593	7387	1672	1113	422	200	175	146	103	78	40	1191
85-86	581	3209	7403	2277	2342	467	180	144	208	181	86	65	1429
86-87	727	7728	15126	1909	658	434	149	185	108	77	38	24	2264
87-88	155	2264	3233	2196	761	451	215	107	75	103	41	35	803
88-89	474	10101	13658	12205	6459	629	273	172	124	122	87	35	3695
89-90	541	7101	8137	6069	1759	344	157	167	116	100	53	322	2072
90-91	3448	7340	21320	11040	7960	2043	417	269	178	129	103	56	4525
91-92	489	4567	8959	1930	848	508	208	123	87	57	32	22	1486
92-93	821	2471	13588	6000	892	400	187	121	90	91	45	24	2061
93-94	225	3197	4878	3569	1756	433	202	145	139	75	29	16	1222
94-95	375	12493	10592	15664	2457	739	410	513	277	235	182	178	3676
95-96	298	5847	4879	8003	5550	801	331	248	191	150	97	65	2205
96-97	544	1959	6210	4975	1615	522	204	161	121	156	185	63	1393
97-98	43	1534	5485	4362	996	773	1132	589	431	117	69	78	1301
98-99	378	2890	6918	8742	5136	1541	322*	203*	165*	113*	85*	65*	2213
99-00	1582	2400	8132	10025	5012	847	321	213	169	119	74	67	2413
00-01	915	8820	9848	4170	831	301	134	98	71	62	67	31	2112
01-02	3536	5170	11937	1769	2211	414	185	136	96	62	32	16	2130
02-03	1723	1131	8202	5318	703	259	151	88	64	42	28	16	1477
03-04	70	7008	8934	5283	3113	697	274	173	207	67	39	38	2159
Avg	861	5077	9977	6989	2769	703	303	200	161	111	71	63	2292

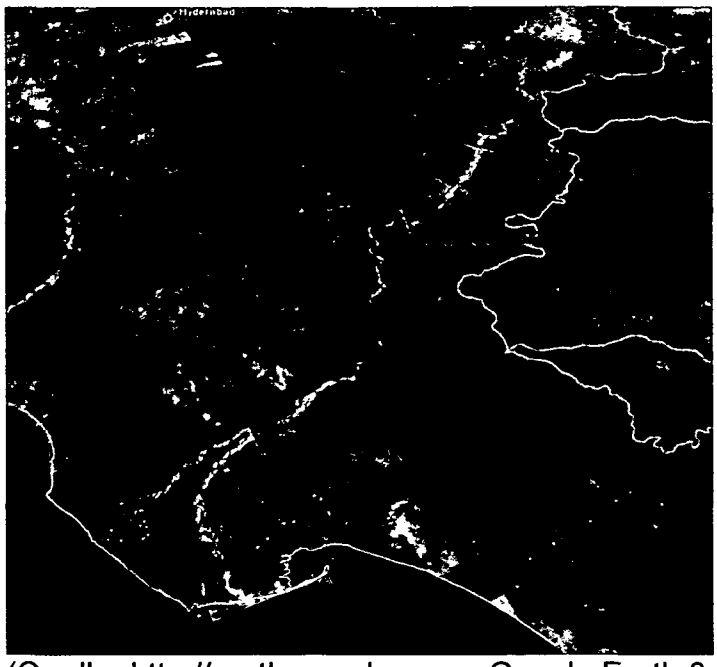
* estimated

(Quelle: Dummugudem Hydro Power Plant – Hydrological and Hydraulic Analysis, Firma Pöyry Energy GmbH, Dok.Nr. DG/T/VPL/0/RH/0012, 2005)

Neben der stromaufwärts liegenden Messstelle Perur, existiert auch eine stromabwärts liegende Abflussregistrierung in Dowlaiswaram. In Dowlaiswaram stehen Abflussdaten von 1881 bis 1975 zu Verfügung, wobei die Extremwertereignisse zeitlich gut aufgelöst sind.

Statistische Untersuchungen der Firma Pöyry Energy GmbH haben gezeigt, dass die Abflüsse in Dummugudem, berechnet über die Einzugsgebietquotientenmethode mit den Abflussdaten von Dowlaiswarma höhere Werte ergeben, als die mittels Perur-Daten ermittelten Abflüsse. Dieser Umstand kann mit den ergiebigen Regenfällen im Einzugsgebiet stromabwärts von Dummugudem erklärt werden.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH



(Quelle: http://earth.google.com , Google Earth 3.0.0762, Aug. 2005, vom 29.08.2006)
Abbildung 16: Übersicht der Abflussmessstellen am Godovari

8.1.3.2 Extremwerte des Abflusses in Dummugudem

Das Maximum des durchschnittlichen Monatsabfluss in Dummugudem tritt im August auf und beträgt im Beobachtungszeitraum von 1968 bis 2004 durchschnittlich 9.977 m³/s (Datenbasis Perur).
Der maximale gemessene Tagesabfluss in Perur wurde am 15.08.1986 registriert und betrug 78.000 m³/s. Dieser Abfluss entspricht einem Abfluss in Dummugudem von 81.720 m³/s.
Der kleinste gemessene Abfluss in Perur betrug 5,17 m³/s, das entspricht einem Abfluss in Dummugudem von 5,37 m³/s.
Abbildung 17 zeigt die Jahresganglinie der Tagesmittelwerte von 1986.

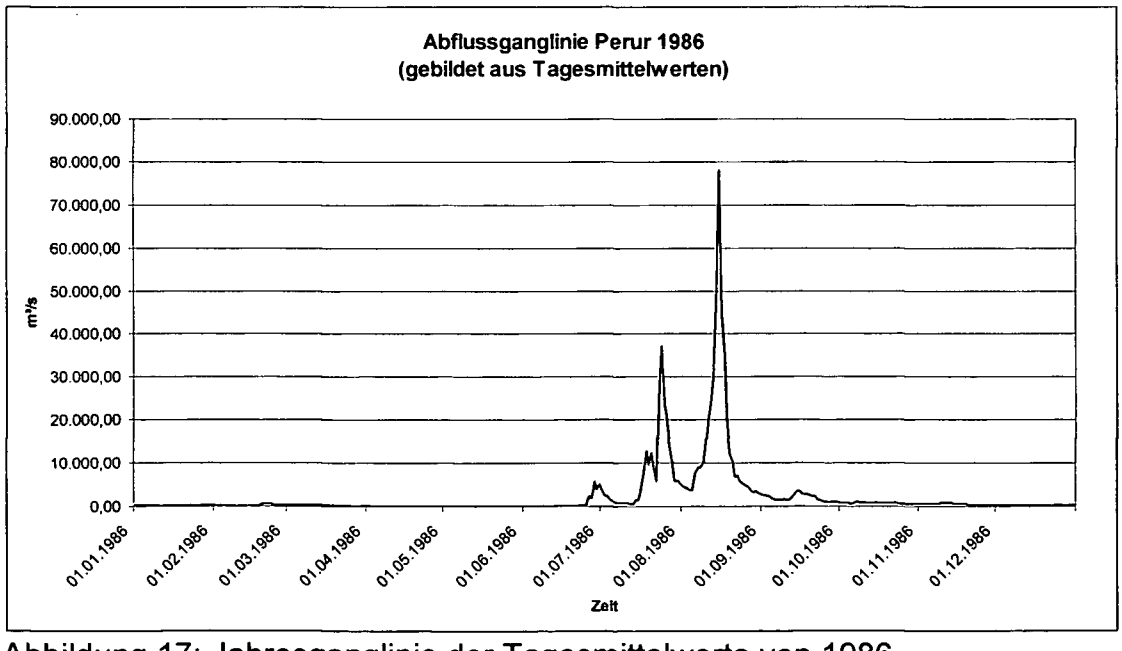


Abbildung 17: Jahresganglinie der Tagesmittelwerte von 1986

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

8.1.3.3 Statistische Extremwertanalyse der Abflüsse in Dummugudem

Die Abflussdaten von Perur und Dowlaiswaram wurden von der Firma Pyöry mit einer Gumbleverteilung analysiert. Bei der Auswertung der Gumbleverteilung der beiden Abflussdatensätzen sind folgende Punkte zu beachten:

- Der Datensatz von Perur liegt nur für 36 Jahre vor.
- Die Abflussspitzen im Datensatz von Perur wurden über ein Verfahren von Langbein (1944) aus den Tagesmittelwerten ermittelt.
- Der Datensatz in Dowlaiswaram endet im Jahr 1975. Dadurch werden sehr große Ereignisse nach 1975 nicht berücksichtigt. Zu beachten ist, dass auch der größte beobachtete Abfluss im Jahr 1986 nicht beinhaltet ist.

Die Auswertung der Gumbleverteilung ergibt für die beiden Datensätze folgende Abflüsse mit dem zugehörigen Wiederkehrintervall:

Tabelle 3: Ergebnis Gumbleverteilung Dummugudem

Wiederkehrintervall	Abfluss nach Gumble-Verteilung in Dummugudem mit dem Perur-Datensatz	Abfluss nach Gumble-Verteilung in Dummugudem mit dem Dowlaiswaram-Datensatz
1:2	32.000	
1:5	51.000	
1:10	63.000	
1:25	78.000	60.000
1:50	88.000	68.000
1:100	100.000	77.000
1:200	111.000	85.000
1:500	126.000	95.000
1:1.000	137.000	103.000
1:10.000	174.000	
1:100.000	211.000	

(Quelle: Dummugudem Hydro Power Plant – Hydrological and Hydraulic Analysis, Firma Pöyry Energy GmbH, Dok.Nr. DG/T/VPL/0/RH/0012, 2005)

8.2 Ausführungsbeschreibung des Kraftwerks Dummugudem

8.2.1 Allgemeine Beschreibung

Im Bereich des geplanten Kraftwerk Dummugudem bestehen derzeit eine Niederwasserhaltung sowie ein künstlich angelegter Seitenarm, der eine Insel am Projektstandort bildet. Die Kraftwerksachse befindet sich 58 m stromabwärts der Achse des Niederwasserhaltungswehres. Das Kraftwerk besteht aus folgenden Komponenten, wobei die Beschreibung mit Blick in Stromrichtung erfolgt.

- Rechter Begrenzungsdamm
- Hochwasserentlastung 1 – ausgebildet als festes Überfallwehr
- Plateau für das Betriebsgebäude und das Umspannwerk
- Krafthaus
- Wehranlage mit integrierten Tosbecken
- Hochwasserentlastung 2 – ausgebildet als festes Überfallwehr
- Linker Begrenzungsdamm

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

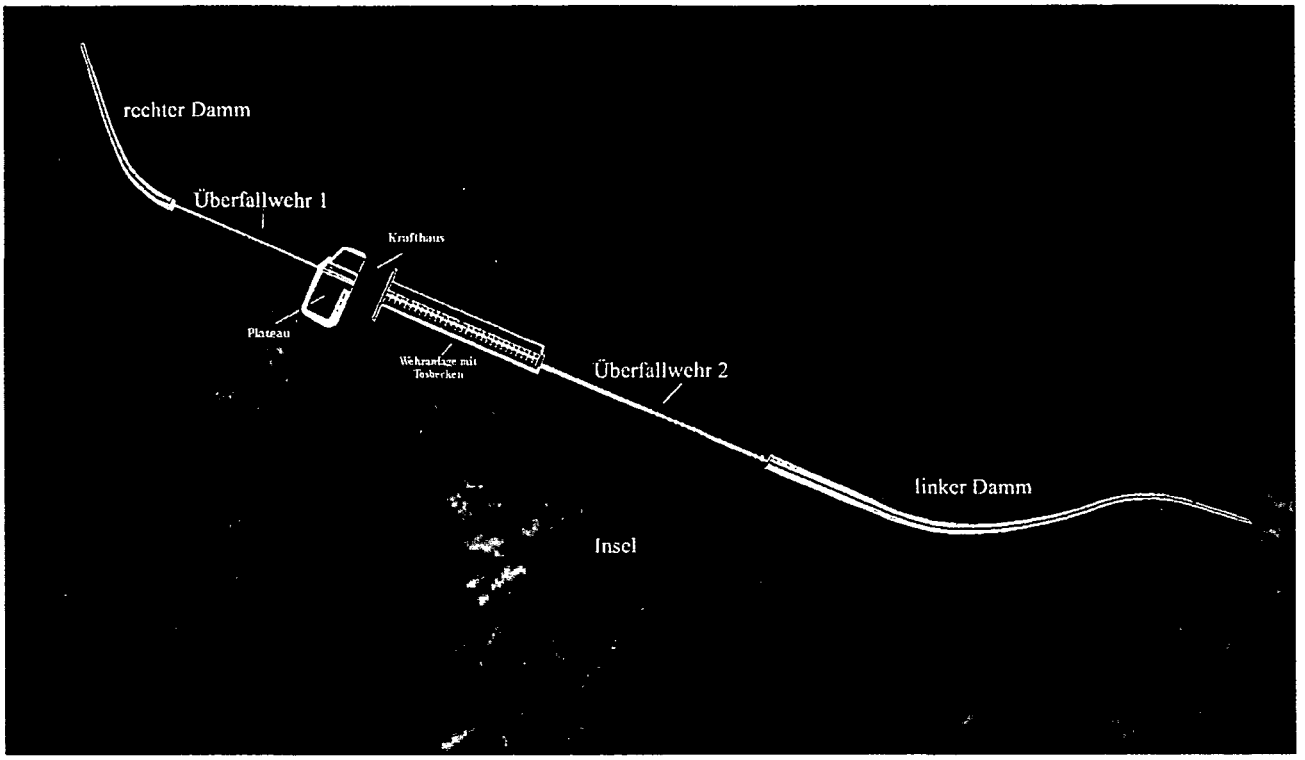


Abbildung 18: Kraftwerk Dummugudem

8.2.2 Dammbauwerk

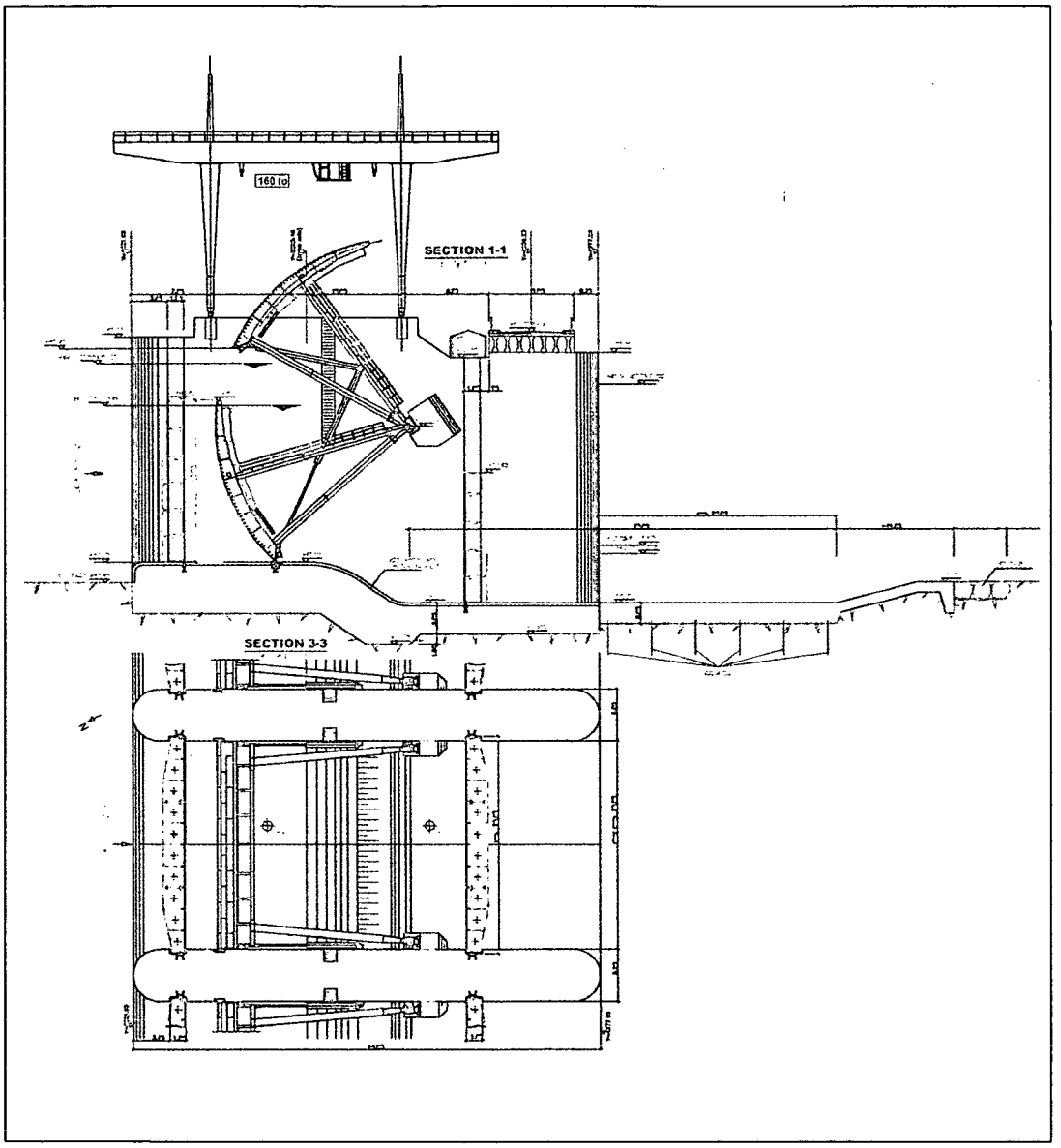
Die Begrenzungsdämme sind aus Erd- und Felsmaterial geschüttet und mit Schmalwänden gedichtet. Die Dammkrone ist durchgehend 13,0 m breit und liegt auf einem Niveau von 68,2 m.ü.N.N. Die Dammböschungen sind konstant in einem Verhältnis 2:1 ausgeführt. Auf der Dammkrone führt eine asphaltierte Straße. Die Dammachse hat im rechten Dammabschnitt eine Länge von ca. 830 m und im linken Abschnitt eine Länge von ca. 2030 m. Der Damm wird auf eine Freibordhöhe von zwei Metern konzipiert. Die Übergänge zu den Überfallbauwerken sind mit Stahlbetonkonstruktionen ausgeführt. Die maximale Höhendifferenz zum natürlichen Gelände beträgt beim rechten Dammabschnitt ca. 8,5 m und beim linken ca. 13,5 m.

8.2.3 Wehranlage mit integrierten Tosbecken

In der Staustufe Dummugudem sind 30 hydraulisch angetriebene Segmentschütze mit einer Breite von 20 m pro Tor für die Regelung des Oberwasserspiegels als auch für die Hochwasserabfuhr vorgesehen. In den Wehrfeldern sind einzelne Tosbecken integriert, wobei der geplante Wechselsprung innerhalb der Wehrpfeiler stattfinden soll. Der Beginn der Gegenschwelle befindet sich jedoch 22,00 m außerhalb der stromabseitigen Wehrpfeilerflucht. Die Sohle der Tosbecken im Wehrpfeilerbereich ist mit einer hochfesten Betonoberfläche ausgeführt.
Die Segmentschütze haben eine maximale lichte Öffnungshöhe von 20 m. Die Straße wird im Endbereich der Wehrpfeiler mit einer Brückenkonstruktion über die Wehrfelder geführt. Das Fahrbahnniveau der Straße beträgt 67,00 m.ü.N.N. und das Trägerunterkantenniveau 65,00 m.ü.N.N.
Die Länge der Wehrpfeiler beträgt in der Pfeilerachse 44,20 m. Die Pfeilerbreite beträgt 5,00 m. Die Pfeilerköpfe sind auf der Einlauf- und Auslaufseite ausgerundet.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Vor und nach dem Segmentschütz besteht die Möglichkeit Dammbalken einzubringen.
27 Wehre haben bei einem Wasserstand von 60,50 m.ü.N.N. (Kronenhöhe der Überfallwehre) ein Durchflussvermögen von ca. 55.000,00 m³/s.
Folgende Abbildung zeigt den Aufbau der Wehrsektion:



(Quelle: Firma Pöyry Energy GmbH, Plan Nr. DG/T/VPL/3/CA/3004, freigegeben von Klein am 04.07.2005)
Abbildung 19: Aufbau der Wehrsektion

8.2.4 Hochwasserentlastung

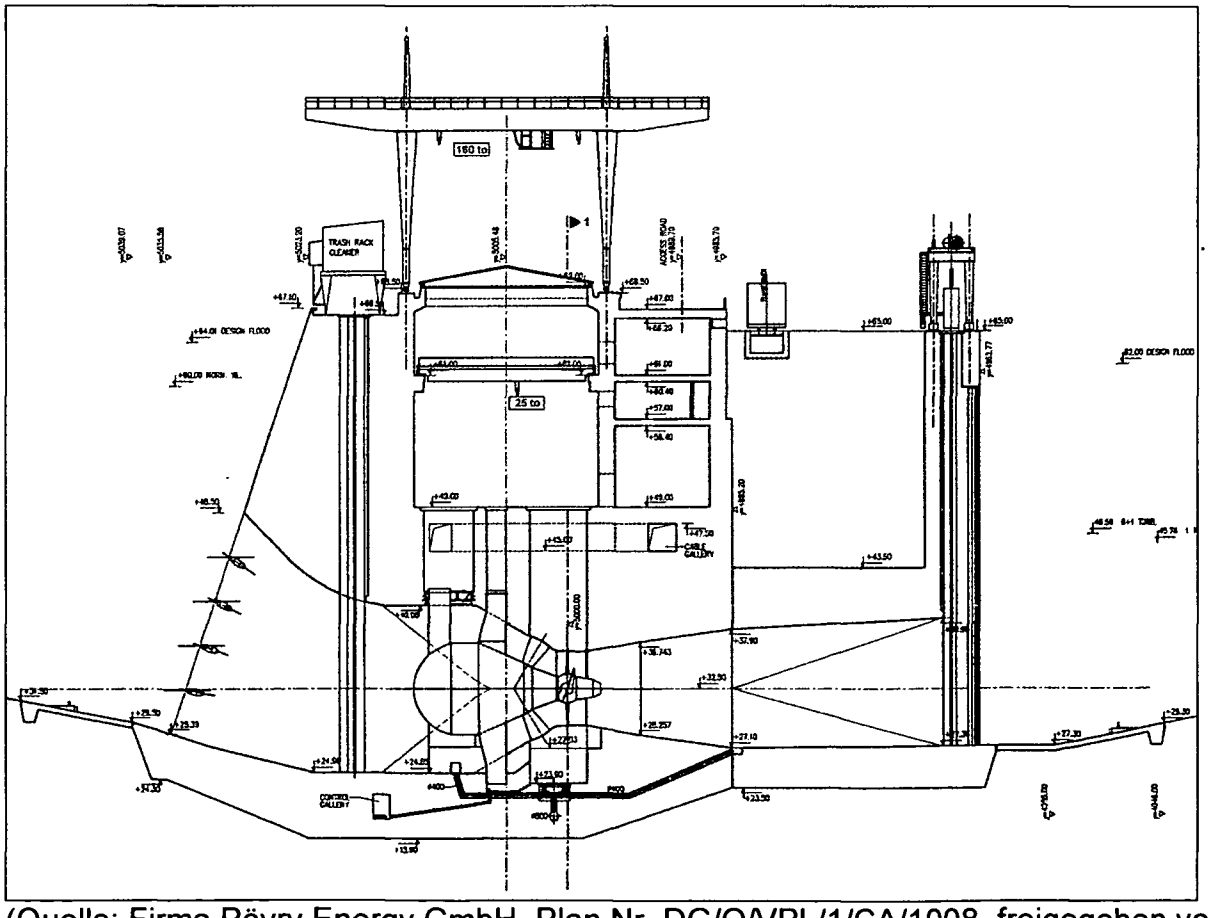
An jeder Seite der Stauanlage ist eine betonierte Überfallstrecke über den Damm vorgesehen. Die Kronenhöhe dieser Überfallsektionen liegt auf 60,50 m.ü.N.N. Im rechten Dammabschnitt erstreckt sich die Überfallsektion über 750,00 m und im linken Dammabschnitt über 1.110,00 m. Die Überfallwehre sind durch Pfeiler in einzelne jeweils 27,00 m breite Überfallsektionen geteilt. Die Pfeiler sind 3,00 m breit und tragen die Brückenkonstruktion der Straße. Das Niveau der Straßenoberkante beträgt über den Überfallwehren 68,20 m.ü.N.N. und das Niveau der

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Trägerunterkante 66,20 m.ü.N.N. Die Pfeilerköpfe sind nur an den Ecken abgerundet. Insgesamt ergeben sich 23 Überfallfelder beim rechten Überfallwehr, und 37 Überfallfelder beim linken Überfallwehr. Das rechte Überfallwehr mündet auf beiden Anschlussseiten an den Damm in eine 2:1 geneigte Betonwand. Dadurch ergeben sich im rechten Überfallbereich zusätzlich zwei kleinere Überfallsektionen mit einer Länge von jeweils 11,60 m.
Die ausgerundete Wehrkrone ist hydraulisch optimal ausgeformt. Die Überfallwehre sind direkt in das Gelände eingebettet, wodurch es teilweise zu sehr geringen Höhenunterschieden (bis zu 1,20 m) zwischen der Wehrkrone und dem Gelände kommt.

8.2.5 Turbinen und Stromerzeugung

In der Staustufe Dummugudem werden sieben Rohrturbinen installiert. Davon sind sechs große Einheiten mit einem Laufraddurchmesser von 6,80 m und eine kleine Einheit mit einem Laufraddurchmesser von 3,75 m eingesetzt. Die Gesamtjahresleistung beträgt 874 GWh/a.
Das Krafthaus wird durch zwei Einlaufmauern begrenzt und erreicht seinen tiefsten Punkt bei einem Niveau von 24,90 m.ü.N.N. Die geschätzte nutzbare Energiehöhe liegt im Bereich zwischen 13,70 m und 13,40 m.
Alle sieben Turbineneinheiten sind mit einem Rechen und einem saugseitigen Absperrorgan versehen.
Folgende Abbildung zeigt einen schematischen Schnitt durch eine große Turbineneinheit.



(Quelle: Firma Pöyry Energy GmbH, Plan Nr. DG/O/VPL/1/CA/1008, freigegeben von Klein am 11.07.2005)
Abbildung 20: Schematischer Schnitt durch eine große Turbineneinheit

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

8.2.6 Bemessungsabflüsse für den Hochwasserfall

Folgende Hochwasserereignisse werden für die Planung nach Absprache mit dem Auftraggeber angenommen:

- Hochwasserereignis für die Hochwasserentlastungsauslegung: 95.000 m³/s
- Hochwasserereignis für die Sicherheitsüberprüfung: 126.000 m³/s

In den Berechnungen der vorliegenden Arbeit wird nur das Bemessungsereignis in der Höhe von 95.000 m³/s betrachtet.

8.3 Vorhandene Projektdaten

Neben den bereits angeführten konstruktiven Daten stellt die Firma Pöyry Energy GmbH folgende Daten für diese Arbeit zur Verfügung:

- Vermessungsdaten in Form einer HEC-RAS Berechnungsgeometrie
- Planunterlagen im Format *.dwg:
  - Höhenschichtenplan mit einer Auflösung von 0,50 m
  - Lage des Kraftwerks im Höhenschichtenplan
  - Schnitte im Bereich der Wehranlage
  - Schnitte im Bereich des Krafthauses
  - Schnitte im Anschlussbereich Damm-Überfallwehr
- Abflussdaten in Form von Tagesmittelwerten von 1968 bis 2004
- Abfluss-Wasserstandsbeziehung im Bereich der Niederwasserhaltungsschwelle
- Georeferenziertes Satellitenbild des Projektgebietes

8.4 Fragestellungen

Die hier angegeben Daten wurden mit Hilfe von 1D-Strömungsmodellen und Abschätzungsverfahren ermittelt. Aufgrund des großen Bauvolumens ist eine optimale Auslegung und Minimierung der Unsicherheiten sowohl technisch als auch wirtschaftlich interessant.

Der Firma Pöyry Energy GmbH steht das 2D-Strömungsmodell HYDRO_AS-2D zur Verfügung, welches für die konstruktive Planung der Kraftwerksanlage Dummugudem bis September 2005 noch nicht eingesetzt wurde. Hauptgrund dafür ist die fehlende Erfahrung bei der Simulation großer Wasserkraftanlagen mit dem 2D-Modell. Vor allem in Bereichen, wo sehr unterschiedliche Talquerprofile mit breiten Vorländern durchflossen werden, oder es zu schrägen Anströmungen von Hindernissen kommt ist eine 2D-Modellierung empfehlenswert.
Viele Strömungssituationen im Kraftwerksbereich haben somit eine sehr ausgeprägte zweidimensionale und dreidimensionale Natur und werden daher von einer 1D-Modellierung nicht genau erfasst. Vor allem im Bereich der Tosbecken und im

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Bereich der Hochwasserentlastung sind die Zuströmrichtungen und Fließverhältnisse für die Wasserspiegelausbildung von großer Bedeutung. Für diese sensiblen Bereiche ist daher zumindest eine 2D-StrömungSimulation für eine exakte Erfassung der hydraulischen Situation notwendig. Mit einer exakten Strömungsbeschreibung können die Bauwerke wesentlich wirtschaftlicher dimensioniert werden, wodurch die bauwirtschaftliche Komponente sehr stark beeinflusst werden kann.

Für den Einsatz des Programms HYDRO_AS-2D beim Projekt Dummugudem stellen sich folgende Fragen für die Planung

- Wie erstellt man am besten das Berechnungsnetz im Kraftwerksbereich? Diese Frage beinhaltet neben der Erstellungsmethodik auch die Frage nach der Auflösung des Berechnungsnetzes und die Frage der Abbildung der Überfallwehre mit dem 2D-Modell-HYDRO_AS-2D.

- Wie wirken sich die Eingangsparameter des 2D-Modell auf die Oberwasserspiegellage des Kraftwerks Dummugudem aus?

- In welcher Relation stehen die Ergebnisse der 2D-Modellierung mit HYDRO_AS-2D zu den Ergebnissen einer 1D-Modellierung mit dem Programm HEC-RAS?

- Wie werden die strömungstechnisch relevanten Bereiche von HYDRO_AS-2D abgebildet und welche Vor- und Nachteile ergeben sich daraus?

- Welche Fragestellungen bezüglich des Kraftwerkbetriebes können mit der 2D-Modellierung abgedeckt werden?

Diese Fragen sollen mit dieser Arbeit beantwortet bzw. geklärt werden. Zu beachten ist, dass alle Betrachtungen nur für das Kraftwerk Dummugudem angestellt werden und nicht auf andere Projekte direkt umgelegt werden können. Es wird jedoch versucht, die Fragestellungen so allgemein wie möglich zu analysieren.

Die Antworten bzw. Bemerkungen auf diese Fragen finden sich im Kapitel 13.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

9 Methodik

Die Zielsetzung dieser Arbeit ist die Erfassung des Einflusses der Eingangsgrößen in einem 1D- und 2D-Strömungsmodell bei stationärer Betrachtung. Betrachtet wird der Bereich des geplanten Laufkraftwerk Dummugudem am Godovari in Indien. Um diese Sensibilität der wichtigsten Eingangsdaten auf die Ergebnisse, insbesondere auf die Wasseranschlaglinie im Oberwasserbereich des Kraftwerks zu ermitteln, wurde folgende Vorgangsweise gewählt:

- Erstellung eines 1D-Modell mit dem Programm HEC-RAS für das Projektgebiet
- Kalibrierung der Gerinneoberflächenrauhigkeit mit dem 1D-Modell
- Erstellung eines 2D-Modell mit dem Programm SMS und HYDRO_AS-2D
- Definition der benötigten Rechenläufe
- Vergleich der Ergebnisse

In diesem Kapitel werden diese Punkte beschrieben und dokumentiert.

9.1 Erstellung des 1D – Modell

Als 1D-Modell wurde das Programm HEC-RAS in der Version 3.1.3. gewählt.

9.1.1 Erstellung des Berechnungsnetzes

Datengrundlage für das Berechnungsnetz ist eine detaillierte Profilaufnahme des Godovari im Bereich des Kraftwerks Dummugudem. Profile liegen im Unterwasserbereich auf einer Fließstrecke von 144,59 km und im Oberwasserbereich auf einer Fließstrecke von 30,10 km bezogen auf die Kraftwerksachse vor. Der Profilabstand im gesamten Oberwasserbereich beträgt 200 Meter. Im Unterwasserbereich des Kraftwerks Dummugudem beträgt der Profilabstand für 22,7 km Fließstrecke 200 m. Die verbleibende Fließstrecke ist mit Profilen im Abstand von 500 – 2000 m abgedeckt. Insgesamt wurden 371 gemessene Profile in das Modell eingearbeitet. Im Bereich des Kraftwerks wurden weitere Zwischenprofile mit dem Programm HEC-RAS interpoliert (Abbildung 21).

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

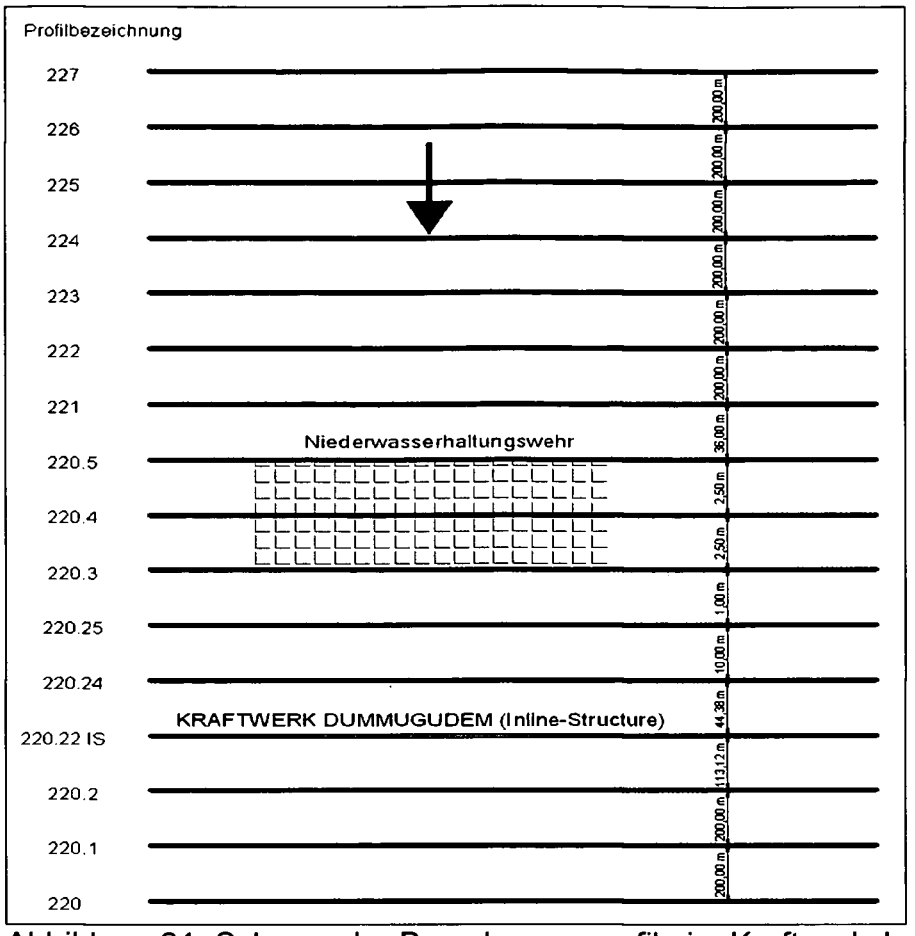


Abbildung 21: Schema der Berechnungsprofile im Kraftwerksbereich

Die Rauhigkeitsangaben in den Profilpunkten wurden nur im unmittelbaren Kraftwerksbereich gegliedert. Die Rauhigkeitsbereiche der gegliederten Profile wurden nach folgenden Beschaffenheiten eingeteilt:

- Bereich der Flusssohle (inklusive Flussböschungen)
- Bereich der Insel (Bereich zwischen Hauptstrom und Nebengerinne)
- Bereich Umland (Bereich nach den Uferböschungen)

Das bestehende Niederwasserwehr wurde mit interpolierten Profilen abgebildet, deren Sohle manuell an das Wehr angepasst wurde. Die Abbildung entspricht demnach keinem Wehr, sondern einer Sohlunebenheit. Diese Vorgangsweise wurde gewählt, da nur Hochwasserereignisse mit dem Modell berechnet werden sollen und das Niederwasserwehr aufgrund seiner Baugröße, bei diesen Ereignissen vermutlich den Wehrcharakter verliert. Die Berechnungen mit dem Modell haben diese Annahme bestätigt. Die Abbildung des Niederwasserwehrs ist notwendig, da nur in diesem Bereich eine Wasserstands-Abfluss-Beziehung vorhanden ist und diese zur Rauhigkeitskalibrierung des Modells herangezogen werden soll.

9.1.2 Erstellung der Einbauten

Das Kraftwerk wurde mit einer so genannten „Inline-Structure" in das Berechnungsmodell eingefügt. Die beiden Überfallsektionen wurden koordinativ angegeben. Dabei entspricht die Stationierung 0 dem linken Ufer stromabwärts betrachtet. Die Pfeiler auf dem Überfall wurden ebenfalls berücksichtigt, wobei die

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

senkrechten Komponenten mit einem Versatz von 0,5 m je Seite nachgebildet wurden. Dieser Versatz ist notwendig, da pro Stationierung nur eine Höhenangabe gemacht werden darf.

Der Wehrkoeffizient wurde mit 2,14 angenommen.
Die Wehre wurden ebenfalls in die „Inline-Structure" aufgenommen. Bei der Berechnung werden sie als vollständig geöffnet angenommen.
Für die Wehr-Sektion wurden folgende Berechnungsparameter gesetzt:

Wehrkoeffizient für die Tosbecken:	1,9
Exponent für die Drehpunkthöhe:	0
Exponent für die Toröffnungshöhe:	1
Exponent für die Oberwasserhöhe:	0,5
Öffnungskoeffizient:	0,8

Die Parameter wurden mit den Ergebnissen des 2D-Modell abgeglichen. Als Vergleichsgröße wurde der Durchfluss durch die Wehre und über die Hochwasserentlastung herangezogen. Diese Vorgangsweise war notwendig, da HEC-RAS die Segementschütze nur auf eine Überfallkrone setzen kann. Daher musste in der 1D-Modellierung ein „Überfallbeiwert" für die Grundschwelle im Tosbeckenbereich angenommen werden.

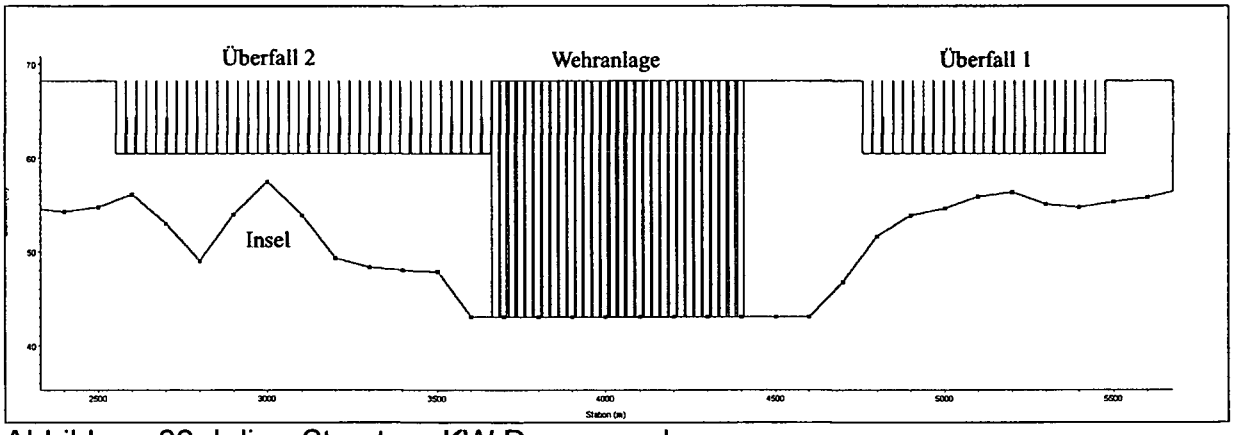


Abbildung 22: Inline-Structure KW Dummugudem

Wären keine Richtgrößen aus der 2D-Modellierung vorhanden, so müsste der Wert geschätzt werden. Für breitkronige Wehrkronen werden von HEC-RAS Werte zwischen 2,5 - 3,1 vorgeschlagen.

Je höher der Wehr-Koeffizient, desto besser ist das Abflussvermögen des Wehres. Der angenommene Wert könnte somit einem sehr schlecht ausgeformten breitkronigen Wehr entsprechen.

9.1.3 Definition der Randbedingungen

Als Randbedingung wurde im Zulaufbereich und im Ablaufbereich das Sohlgefälle gewählt. Die Werte wurden wie folgt gesetzt:

Sohlgefälle im Unterwasserbereich:	0,03 %
Sohlgefälle im Oberwasserbereich:	0,02 %

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Diese Angaben wurden aus einem Höhenschichtenplan, der mit den gemessenen Profilen erstellt wurde, gemessen.

Für die Vergleichsergebnisse wurde mit einem stationären Abfluss Q = 95.000 m³/s gerechnet.

9.2 Kalibrierung der Rauhigkeiten

Grundlage für die Rauhigkeitskalibrierung ist eine Wasserstands-Abflussbeziehung, die am Niederwasserwehr vor dem Kraftwerksstandort aufgezeichnet wurde. Anhand dieser Beziehung wird mit dem Programm HEC-RAS und dem bereits erstellten Berechnungsnetz ein mittlerer Rauhigkeitsbeiwert für das gesamte Modell ermittelt. Die Randbedingungen wurden nach Kapitel 9.1.3 angenommen.

Die vorhandene W-Q Beziehung ist durch folgende fünf Abflüsse gegeben, wobei der Abfluss Q1 als Fehlmessung ausgeschlossen werden muss.

W-Q Beziehung für das Niederwasserwehr:

(Q1 = 37.705,00 m³/s → Wasserstand: 55.02 m.ü.N.N)
Q2 = 42.898,00 m³/s → Wasserstand: 55.50 m.ü.N.N
Q3 = 95.000,00 m³/s → Wasserstand: 61.51 m.ü.N.N
Q4 = 45.025,00 m³/s → Wasserstand: 55.78 m.ü.N.N
Q5 = 43.092,00 m³/s → Wasserstand: 55.63 m.ü.N.N

Das 1D-Modell wurde mit den gegebenen Durchflüssen berechnet, wobei alle Profile mit derselben Rauhigkeit definiert wurden. Der Rauhigkeitsbeiwert wurde im Modell solange geändert, bis der Wasserstand am Niederwasserwehr den geringsten Fehler bezogen auf die W-Q Beziehung für alle Durchflüsse aufwies.

Bei einem Rauhigkeitsbeiwert (Manning-Wert) von 0,02381 $s/m^{1/3}$ betrugen die Wasserstandsfehler für:

Q2: Wasserstandsfehler beim Niederwasserwehr: -0,03m
Q3: Wasserstandsfehler beim Niederwasserwehr: -0,05m
Q4: Wasserstandsfehler beim Niederwasserwehr: +0,29m
Q5: Wasserstandsfehler beim Niederwasserwehr: -0,09m

Dieser Rauhigkeitsbeiwert (Manning-Beiwert) entspricht einem Strickler-Beiwert von $42\,m^{1/3}/s$.

Für die Rauhigkeit im 2D-Modell wurde dieser Wert als Rauhigkeit des Hauptgerinnes gewählt. Die Rauhigkeit des Umlandes und der Bauwerke im 2D-Modell wurde über Tabellenwerte angesetzt. Die genauen Rauhigkeitsangaben zu den 2D-Berechnungen sind im Kapitel 9.4 angegeben.

9.3 Erstellung des 2D-Modell

Das 2D-Strömungsmodell wurde mit den Programmen SMS 8.0 und HYDRO_AS-2D Version 1.24 erstellt.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

9.3.1 Erstellung der Berechnungsnetze

9.3.1.1 Erstellung des Berechnungsnetz im Kraftwerksbereich

Datengrundlage für die Erstellung des Berechnungsnetzes im Kraftwerksbereich sind Konstruktionspläne des Kraftwerks Dummugudem von der Firma Pöyry Energy GmbH.
Folgende Arbeitschritte sind bei der Berechnungsnetzerstellung durchgeführt worden. Alle konstruktiven Zeichenarbeiten wurden mit dem Programm AutoCAD 2004 durchgeführt.

- Erstellen eines Höhenschichtenplan

  Im vorhandenen Grundrissplan des Kraftwerkes werden für alle modellrelevanten Bereiche, Höhenschichtlinien im Intervall von 50 cm konstruiert. Anschließend werden die Kraftwerkselemente mit dem bestehenden Gelände verschnitten. Das Gelände lag in diesem Projekt bereits in Form eines Höhenschichtenplans vor, der mit gemessenen Profilen erstellt wurde. Das Intervall der Gelände-Höhenschichtlinien beträgt 50 cm.

- Konstruktion der Wehrkronenform

  Um die Hochwasserentlastung genau abbilden zu können, muss der genaue Querschnitt der Wehrkrone festgelegt werden. Die Wehrkrone soll laut Projektangaben als hydraulisch optimiert angenommen werden. Die Ausformung erfolgte mit einem empirischen Ansatz:
  Folgende Daten wurden dafür vorab angenommen:

  - Dammkrone: 68,2 m.ü.N.N.
  - Wehrkrone: 60,5 m.ü.N.N.
  - Minimaler Freibord: 3,34 m

  Mit diesen Angaben ergibt sich eine maximale Überströmhöhe von 4,36 Metern (bezogen auf die Wehrkrone).
  Dieser Wert ist die Ausgangsbasis für die empirische Ausformung des Überfallwehrs.

  Bemerkung: Sollte das 2D-Modell Ergebnisse berechnen, die eine Änderung der Dammkronenhöhe oder der Wehrkronenhöhe zu Folge haben, so ist die Wehrkronenform erneut zu erstellen.

  Die Wehrkrone wurde mit einer Überströmhöhe H = 4,36 m nach der Abbildung 7 ausgeformt.
  Beide Wehranlagen wurden gleich ausgeformt, in den bereits bestehenden Höhenschichtenplan integriert und mit dem Gelände verschnitten.

- Erstellen von Geländepunkten

  Entlang der konstruierten Höhenschichtlinien werden Punkte mit Höhenangabe (z - Koordinate) gesetzt. Dabei muss darauf geachtet werden, dass die Punkte profilartig angeordnet sind. Dadurch können im Weiteren

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

schneller Rechteckelemente generiert werden. Je enger die Höhenschichtlinien, desto enger wird der Profilabstand für die Punkte gewählt. Die Bereiche, die im Berechnungsmodell als geschlossene Ränder definiert werden sollen, müssen besonders genau mit Punkten definiert werden. Das gilt vor allem für Pfeiler.
Beim Setzen der Punkte kann man über die Abbildungsgenauigkeit des Kraftwerkes im Berechnungsmodell entscheiden.

Abbildung 23 bis Abbildung 25 zeigen die Punkt-Profile entlang der Hochwasserentlastung und entlang der geschütteten Dämme:

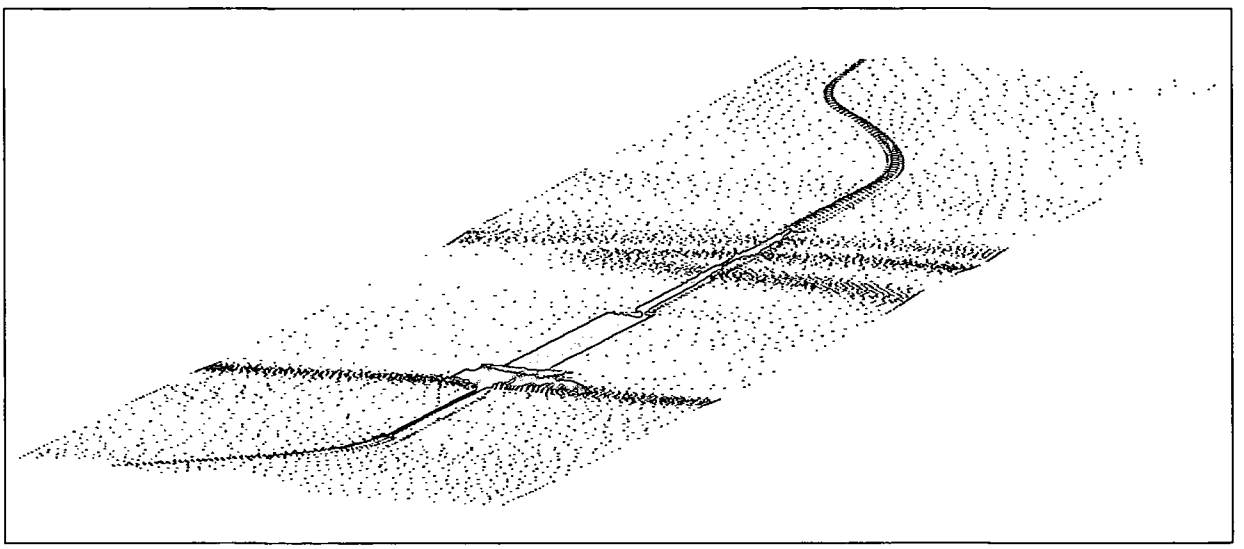


Abbildung 23: Stützstellen im Kraftwerksbereich

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

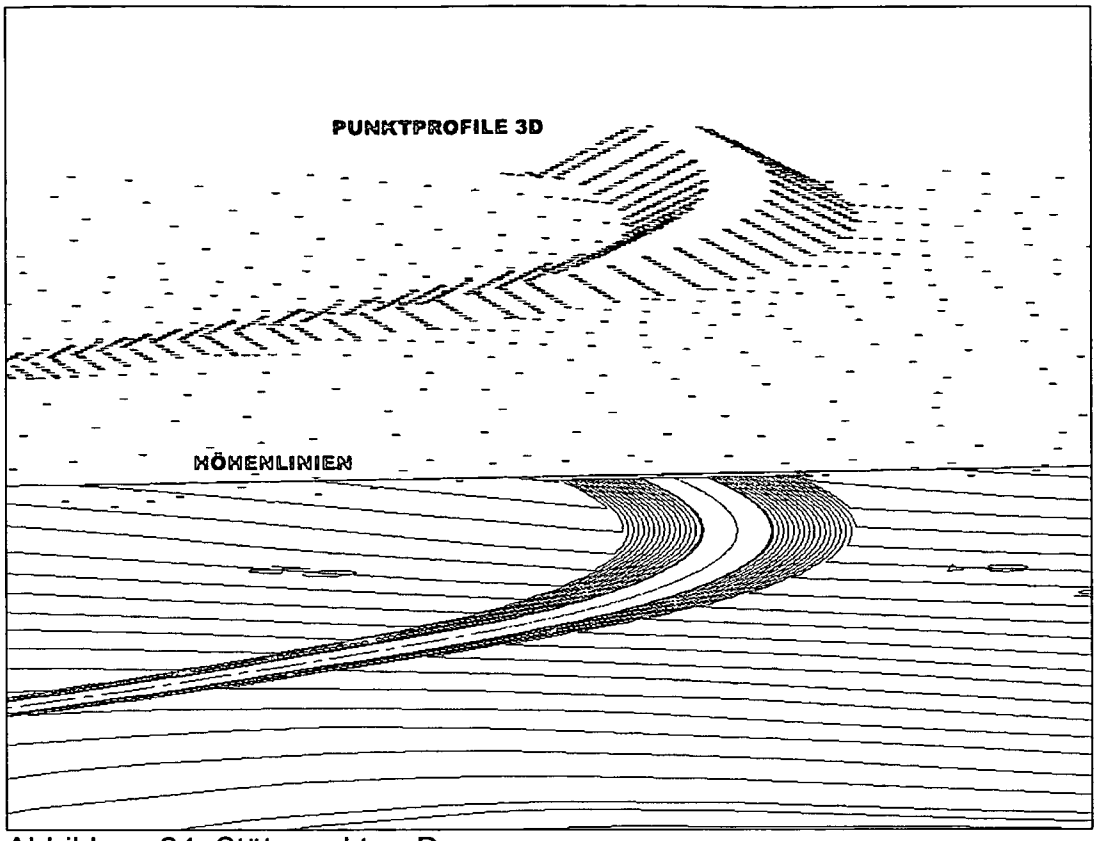


Abbildung 24: Stützpunkte - Damm

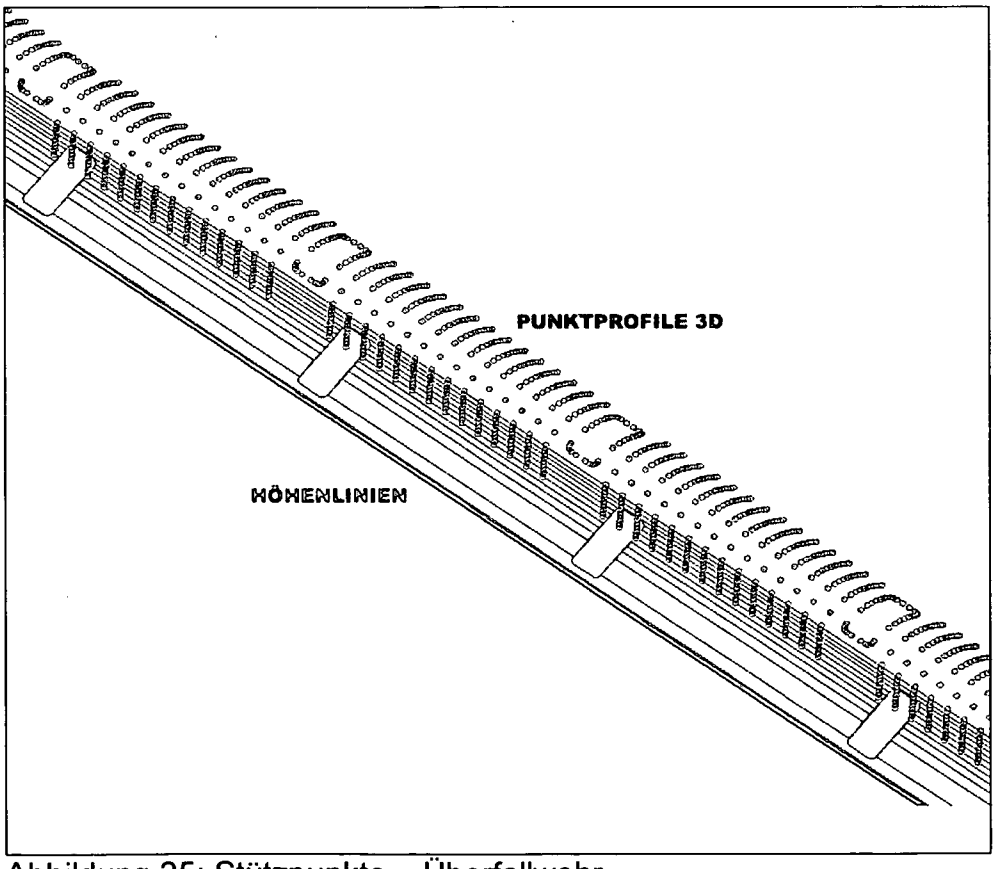


Abbildung 25: Stützpunkte – Überfallwehr

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Auf den Geländehöhenschichtlinien werden die Punkte mit etwa gleichen Punktabständen gesetzt.

- Erstellen einer Punktrastervorlage

  Da im Gelände die gesetzten Punkte auf den Höhenlinien keinen regelmäßigen, an das Strömungsbild anpassten Rechtecksraster ergeben, muss ein Hilfsraster in diesem Bereich konstruiert werden. Dabei ist darauf zu achten, dass der Raster an die Punktprofilabstände der Kraftwerkselemente angepasst wird, um den Übergang von den Kraftwerkselementen zum Gelände möglichst sauber abbilden zu können.
  Abbildung 26 Abbildung 1zeigt einen Ausschnitt des konstruierten Hilfsrasters im Kraftwerksbereich.

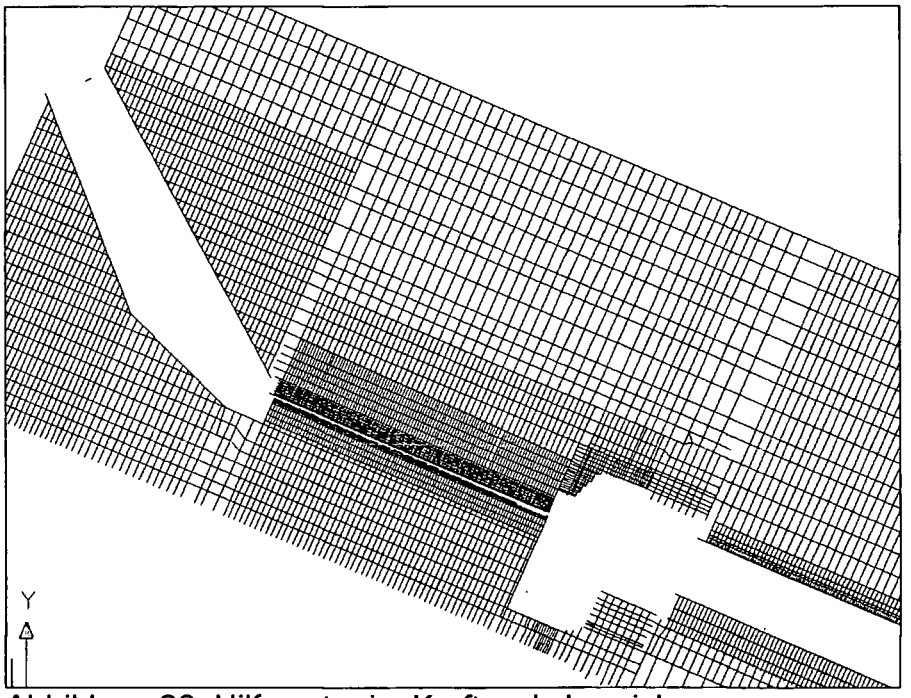


Abbildung 26: Hilfsraster im Kraftwerksbereich

- Importieren der Punkte in das Programm SMS

  Die in AutoCAD konstruierten Punkte können als *.dxf – Datei in das Programm SMS eingelesen werden. Die Punkte liegen vorerst als so genannte „Scatter-Points" vor, die mit einer Funktion in ein automatisch trianguliertes Netz umgewandelt werden können.
  Dieses Netz stellt die Grundlage für das Berechnungsnetz dar.

- Geländeraster erzeugen

  Das so erzeugte Berechnungsnetz zeigt vor allem im Geländebereich sehr unregelmäßige Elementformen. Es ist daher notwendig, den schon konstruierten Hilfsraster in den Hintergrund des Berechnungsnetzes zu laden. Anschließend kann an jedem Rasterpunkt ein zusätzlicher Geländepunkt händisch gesetzt werden. Die Punkthöhe wird dabei vom Programm automatisch interpoliert. Alle Geländepunkte, die nicht an den Rasterpunkten

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

liegen, können anschließend gelöscht werden. So entsteht ein sehr regelmäßiges Berechnungsnetz im Bereich des Geländes um das Kraftwerk.

- Netzverfeinerung

  Das automatisch triangulierte Netz kann nun mit einer Funktion aneinander liegende Dreieckselemente zu Viereckselementen vereinigen. Viele Bereiche werden durch diese Funktion nicht abgedeckt. Dort müssen die Elemente manuell zusammengefügt werden.
  Weiters können lokale Verfeinerungen vorgenommen werden.

- Definition von geschlossenen Rändern

  Alle Elemente die sich innerhalb von geschlossenen Rändern befinden, können aus dem Berechnungsnetz gelöscht werden. „Löcher" im Berechnungsnetz werden automatisch als geschlossene Ränder erkannt.

- Abspeichern des Berechnungsnetzes
  Das so generierte Berechnungsnetz wird als *.2dm Datei abgespeichert.

9.3.1.2 Erstellung des Flussschlauches

Der Flussschlauch wurde anhand von gemessenen Profilen erstellt. Die Profilpunkte wurden in das Programm SMS eingelesen und mit der Funktion „ rectangular patch" über Rechteckselemente verbunden. Dreieckselemente werden nur als Übergangselemente eingesetzt. Mit dieser Funktion kann man die gewünschte Elementanzahl zwischen den Profilen angeben und das Programm interpoliert automatisch die zusätzlich benötigten Zwischenpunkte. Der so generierte Flussschlauch entspricht sehr gut den Anforderungen der numerischen Simulation.
Das so generierte Flussschlauchnetz wird als *.2dm-Datei abgespeichert.

9.3.1.3 Zusammenfügen der Einzelnetze

Prinzipiell können alle erstellten Berechnungsnetze im Dateiformat *.2dm miteinander kombiniert werden.
Um das Berechnungsnetz des Kraftwerks mit dem Flussschlauchnetz zu verbinden wurden folgende Arbeitsschritte durchgeführt:

- Im Flussschlauchnetz muss der, durch den Kraftwerksbereich abgedeckten Bereich, gelöscht werden.
- Das Berechnungsnetz vom Kraftwerkbereich wird in den Flussschlauch eingefügt.
- Die beiden Netze müssen anschließend miteinander verbunden werden. Diese Verbindung wird am besten mit einer „patch-Funktion" durchgeführt.
- Anschließend sollte das gesamte Netz auf seine Qualität überprüft werden. Vor allem sehr kleine Elemente und sehr spitze Dreieckselemente sollten aus dem Netz entfernt werden. Das Programm SMS beinhaltet dafür eine eigene Suchfunktion.
- Nach Fertigstellung des gesamten Berechnungsnetzes wird das Berechnungsnetz neu nummerier. Die höchste Knotenbezeichnung muss der gesamten Knotenanzahl entsprechen. Dasselbe gilt auch für die Netzelemente.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

9.3.1.4 Zuweisen von Oberflächenrauhigkeiten

Jedem Element muss ein Rauhigkeitswert in Form eines Strickler-Beiwert zugewiesen werden. Im vorliegenden Projekt wurden folgende Rauhigkeitsbereiche im 2D-Modell definiert:

- Bereich Flusssohle (Gerinne inkl. der Uferböschungen)
- Umland
- Bereich Insel
- Dammbauwerke
- Bereich Tosbecken (Wehre)
- Überfallwehr
- Bereich Turbineneinlauf und –auslauf

Die eingesetzten Rauhigkeitswerte sind in der Beschreibung der einzelnen Rechenläufe angeführt.

9.3.1.5 Zuweisen von Wirbelviskositäten

Jedem Berechnungselement muss für die Turbulenzmodellierung der konstante Anteil der Wirbelviskosität zugewiesen werden.
Da beim Projekt Dummugudem die möglichen Bereiche mit starken Querströmungen vorab nicht bekannt sind wurden alle Elemente mit einem konstanten Wirbelviskositätsanteil $\nu_0 = 0$ belegt (vgl. 7.3.4.4).

9.3.2 Definition der Randbedingungen für die 2D-Modellierung

HYDRO_AS-2D benötigt für die Berechnung zumindest zwei zusätzliche Angaben. Für das vorliegende Projekt wurden eine Zulaufbedingung und eine Auslaufbedingung formuliert.

9.3.2.1 Zulaufbedingung

Die Zulaufbedingung wird an einem beliebigen Rand des Berechnungsnetzes definiert. Dieser Rand wird dadurch automatisch zu einem offenen Rand.
Als Zulaufbedingung werden eine Zulaufganglinie und die Information über den Einströmwinkel verwendet. Das Programm Hydro_AS-2D kann ausschließlich instationäre Abflussvorgänge simulieren. Da für den angestrebten Vergleich der Modelle ein stationärer Abflussvorgang gewählt wurde, sollte die Zuflussganglinie einen linear ansteigenden Bereich aufweisen, bevor sich der konstante Zufluss einstellt. Dadurch können bei der Berechnung numerische Probleme vermieden werden. Die Zuflussganglinie muss in der zeitlichen Auflösung mit der gewählten Zeitschrittlänge abgestimmt werden. Die genauen Zuflussganglinien sind daher der Beschreibung der einzelnen Rechendurchgänge zu entnehmen.
Abbildung 27 zeigt die typische Form einer Zuflussganglinie für ein stationäres Projekt.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

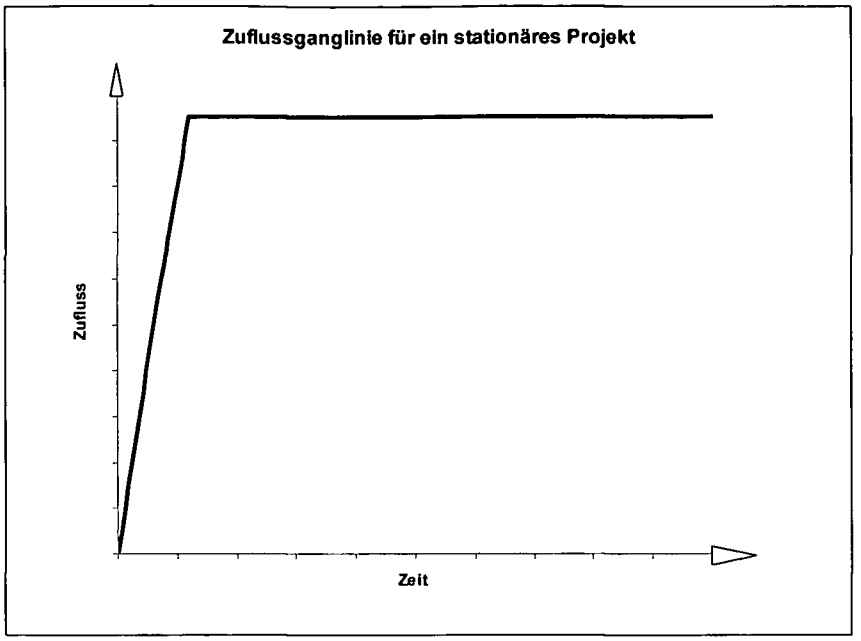


Abbildung 27: Typische Zuflussganglinienform für ein stationäres Projekt

Die Einströmrichtung wurde in diesem Projekt normal zum Einströmrand gewählt. Sie wird ebenfalls über eine Ganglinie angegeben. Die Angabe des Winkels erfolgt in Grad.

Alle Zuflussbedingungen werden über ein Modul von HYDO_AS-2D im Programm SMS tabellarisch eingegeben.

Die Zulaufrandbedingungen werden im Programm SMS zusammen mit dem Berechnungsnetz im Format *.2dm abgespeichert.

9.3.2.2 Auslaufbedingung

Am gewünschten Auslaufrand des Modells muss eine Auslaufbedingung angegeben werden. Dafür eignet sich eine Wasserstands-Abfluss-Beziehung (W-Q-Beziehung) sehr gut. Diese Beziehung erhält man entweder aus Messungen oder aus anderen Modellen. In diesem Projekt wurde die W-Q-Beziehung mit dem 1D-Modell HEC-RAS am Auslaufrand berechnet.
Dafür wurde das Abflussprofil im 1D-Modell ermittelt, welches sich mit dem Ausflussrand des 2D-Modell deckt.
Anschließend wurden die Wasserstände in diesem Profil für verschiedene Durchflüsse berechnet.

Die Abflussbeziehung lautet:

Verwendete Programmparameter:
1D-Modell: HEC-RAS
Parameter der Überfallwehre:

Abstand zum Oberwasserprofil: 34,38 m
Breite der Dammkrone: 13,0 m
Wehrkoeffizient: 2,15

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Pfeiler: über koordinative Eingabe berücksichtigt

Parameter der Wehranlage:

Breite der Wehre:	20,0 m
Öffnungshöhe:	25,2 m
Wehrkronenhöhe:	43,0 m
Wehrkoeffizient für die Tosbecken:	2,2
Exponent für die Drehpunkthöhe:	0
Exponent für die Toröffnungshöhe:	1
Exponent für die Oberwasserhöhe:	0,5
Öffnungskoeffizient:	0,8
Abflusskoeffizient:	0,7

Bei der Ermittlung wurden folgende Rauhigkeiten, angegeben als Manning-Werte, angenommen:

	Manning-Beiwert n	kSTR = 1 / n
	$s/m^{1/3}$	$m^{1/3}/s$
Alle Profile	0,02381	42,0

Berechnet wurden stationäre Abflüsse.

Abflusscharakteristik für die Berechnung: strömender und schießender Abfluss möglich

Ergebnis:

Abfluss in m³/s	Wasserstand im Abflussrand
0	45,72 m.ü.N.N.
10571,6	47,11 m.ü.N.N.
21143,2	49,96 m.ü.N.N.
31714,8	52,80 m.ü.N.N.
42286,4	55,33 m.ü.N.N.
52858,0	56,89 m.ü.N.N.
63429,6	58,09 m.ü.N.N.
74001,2	59,15 m.ü.N.N.
84572,8	60,17 m.ü.N.N.
95144,4	61,11 m.ü.N.N.

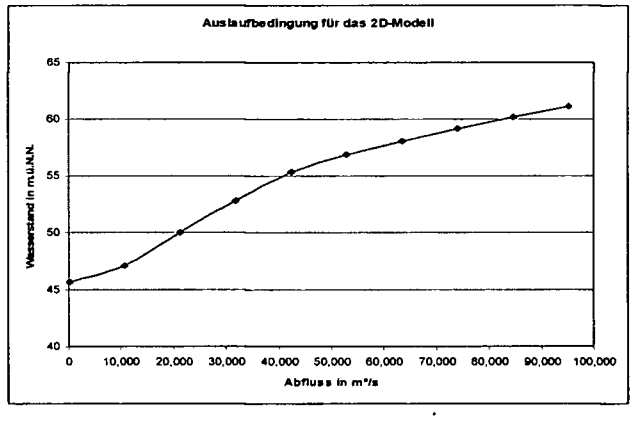


Abbildung 28: Auslaufrandbedingung 2D-Modell

Die Abflussbedingung wird über ein Modul von HYDRO_AS-2D im Programm SMS tabellarisch eingegeben.

Die Ablaufrandbedingung wird im Programm SMS zusammen mit dem Berechnungsnetz im Format *.2dm abgespeichert.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

9.3.3 Beschreibung der verwendeten Berechnungsnetze

Die verwendeten Netze wurden alle nach dem im Kapitel 7 beschriebenen Schema erstellt. Für die Sensibilitätsanalyse wurden drei unterschiedliche Berechnungsnetze erstellt. Die Unterschiede der Netze liegen ausschließlich in der Abbildung des Kraftwerkes. Der Flussschlauch ist bei allen Berechnungsnetzen identisch.

9.3.3.1 Modell 1

Das Berechnungsnetz Modell 1 bildet alle Kraftwerkselemente über ein lineares Netz, bestehend aus dreieckigen und viereckigen Elementen, ab. Alle Pfeiler sind auf eine rechteckige Form reduziert. Dadurch entfallen viele kleine Elemente im Bereich der ausgerundeten Pfeilerköpfe. Pfeiler, die aufgrund ihrer Breite prinzipiell nicht mit einer Elementbreite abgebildet werden können, sind stark vereinfacht abgebildet.
Durch die großen Elemente entfällt vor allem in den Verschneidungen mit dem Gelände viel Information. Auch die Einteilung der Rauhigkeitsbereiche kann in diesem Modell etwas weniger scharf durchgeführt werden.

Das gesamte Berechnungsnetz ist insgesamt aus 38.428 rechteckigen und 2.724 dreieckigen Elementen aufgebaut. Das entspricht einer Gesamtanzahl von 41.152 Elementen.
Die kleinste Elementgröße für die einzelnen Modellabschnitte beträgt:

Flussschlauch	~ 3.000 m²
Damm	~ 26 m²
Hochwasserentlastung (Wehrüberfall)	~ 2 m²
Tosbecken	~ 5 m²

Die Einteilung der Rauhigkeitsbereiche ist in folgender Abbildung dargestellt:

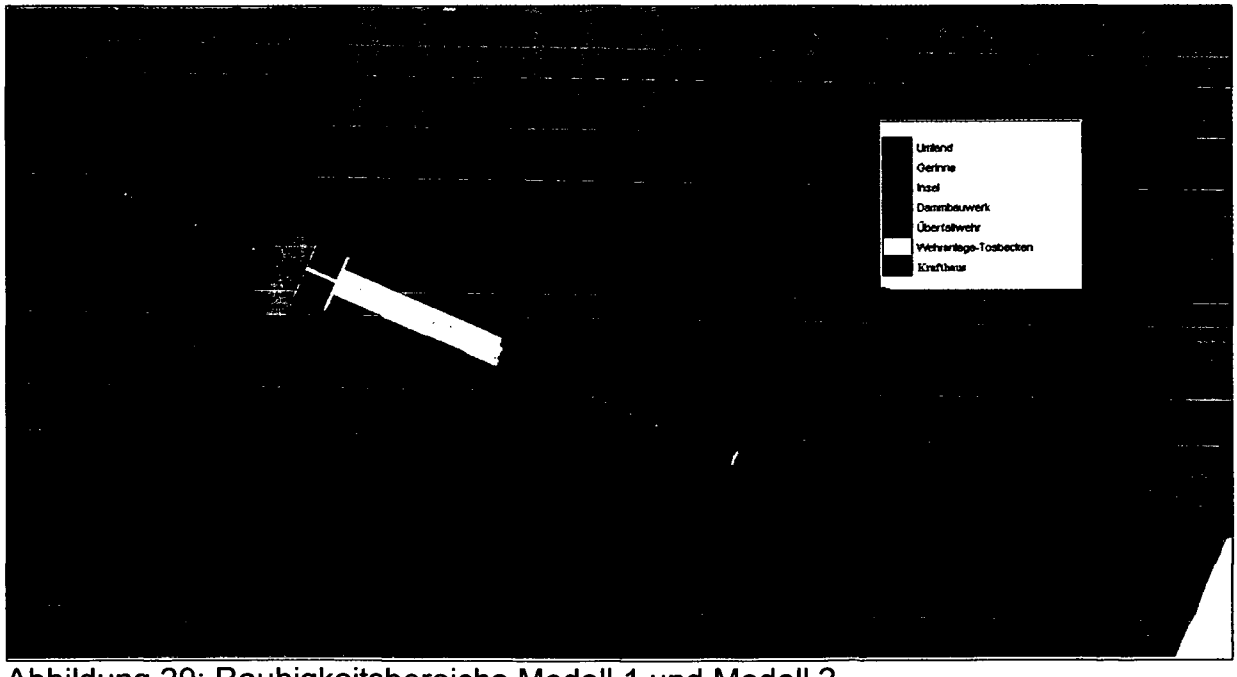


Abbildung 29: Rauhigkeitsbereiche Modell 1 und Modell 2

In den folgenden Abbildungen sind Ausschnitte aus dem Berechnungsnetz des Modell 1 dargestellt.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

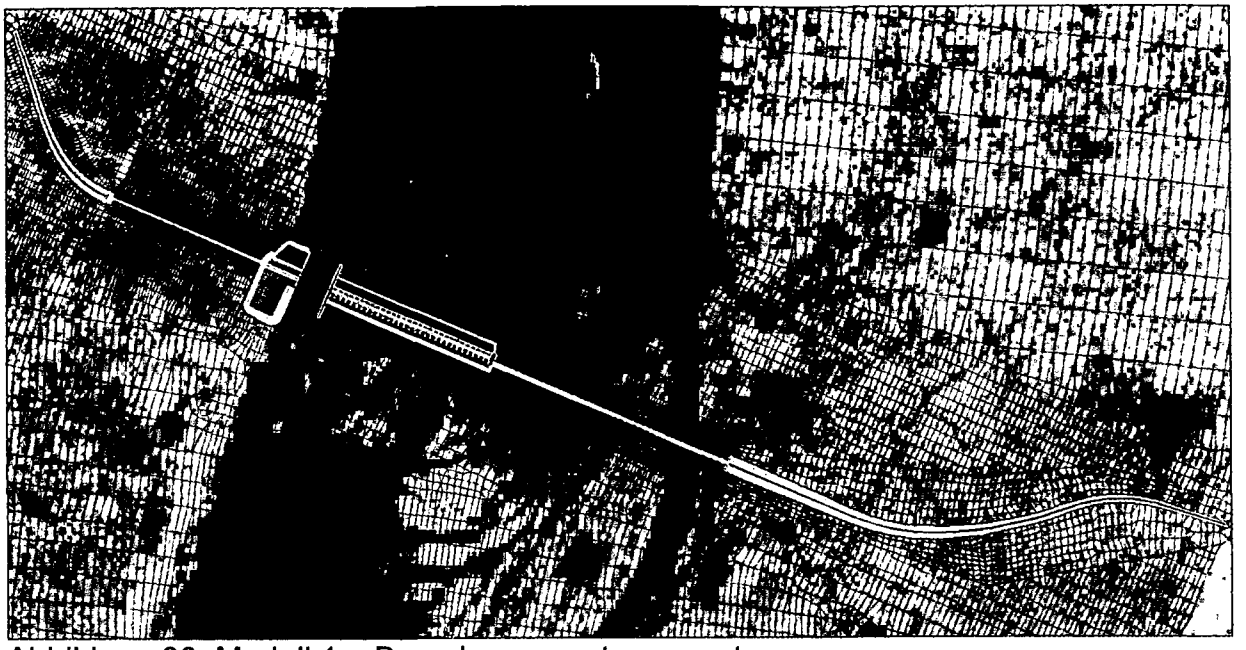


Abbildung 30: Modell 1 – Berechnungsnetz gesamt

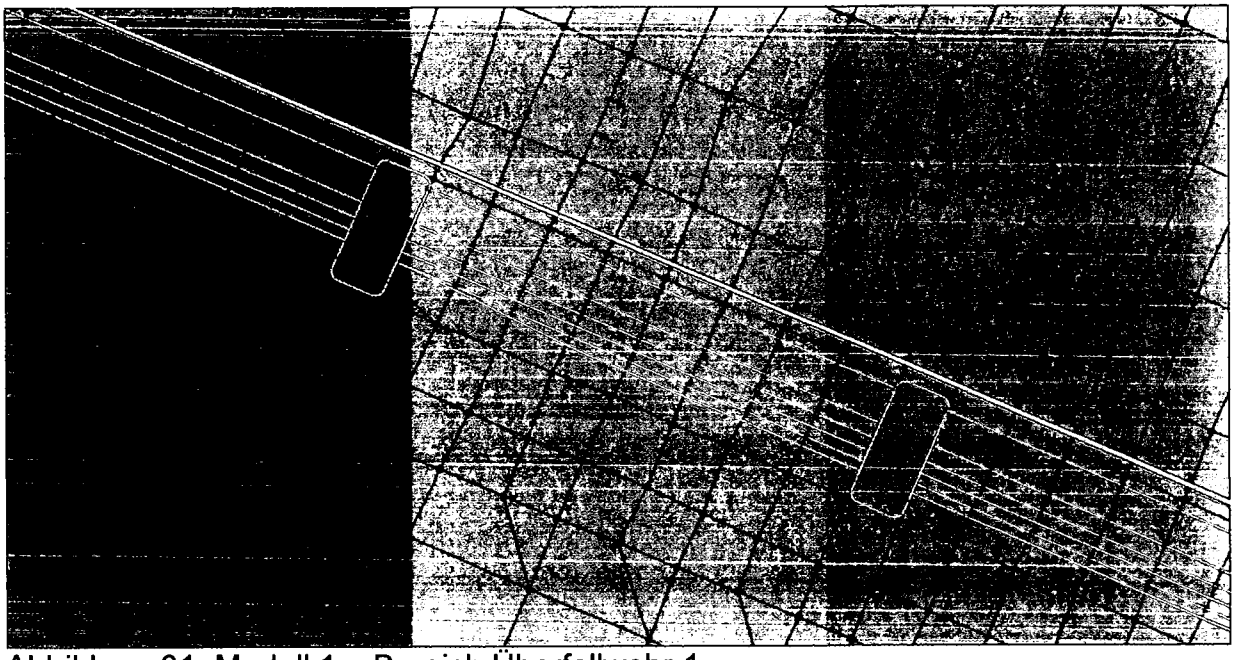


Abbildung 31: Modell 1 – Bereich Überfallwehr 1

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

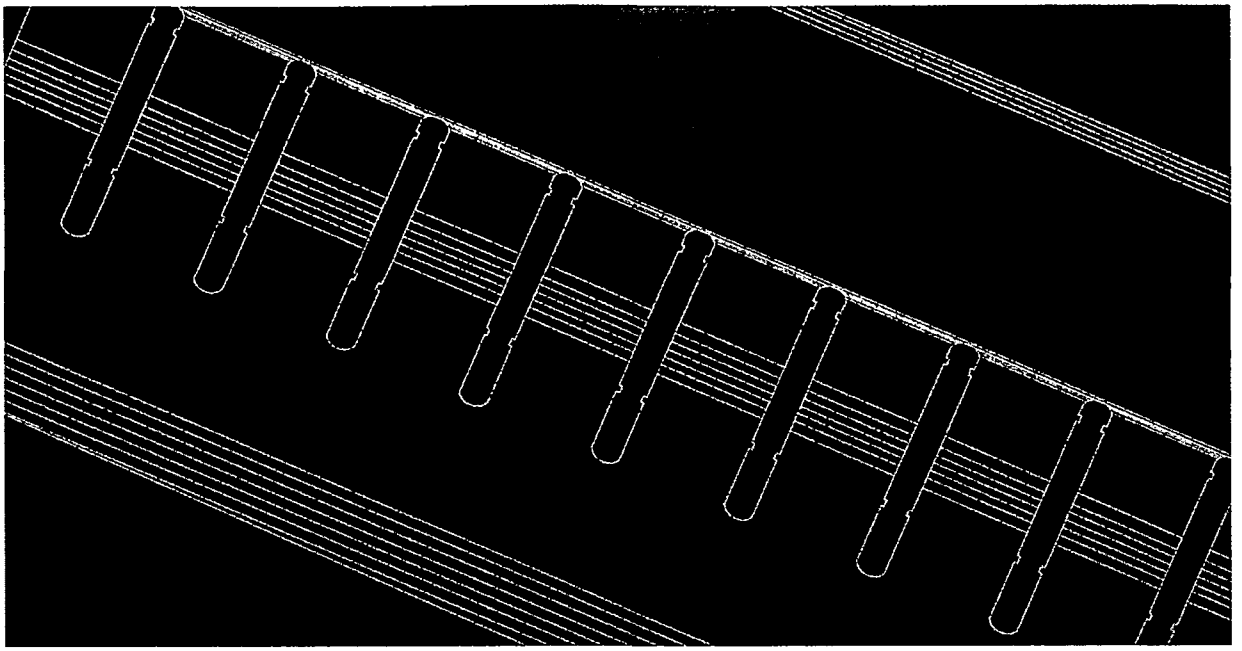


Abbildung 32: Modell 1 – Bereich Wehranlage

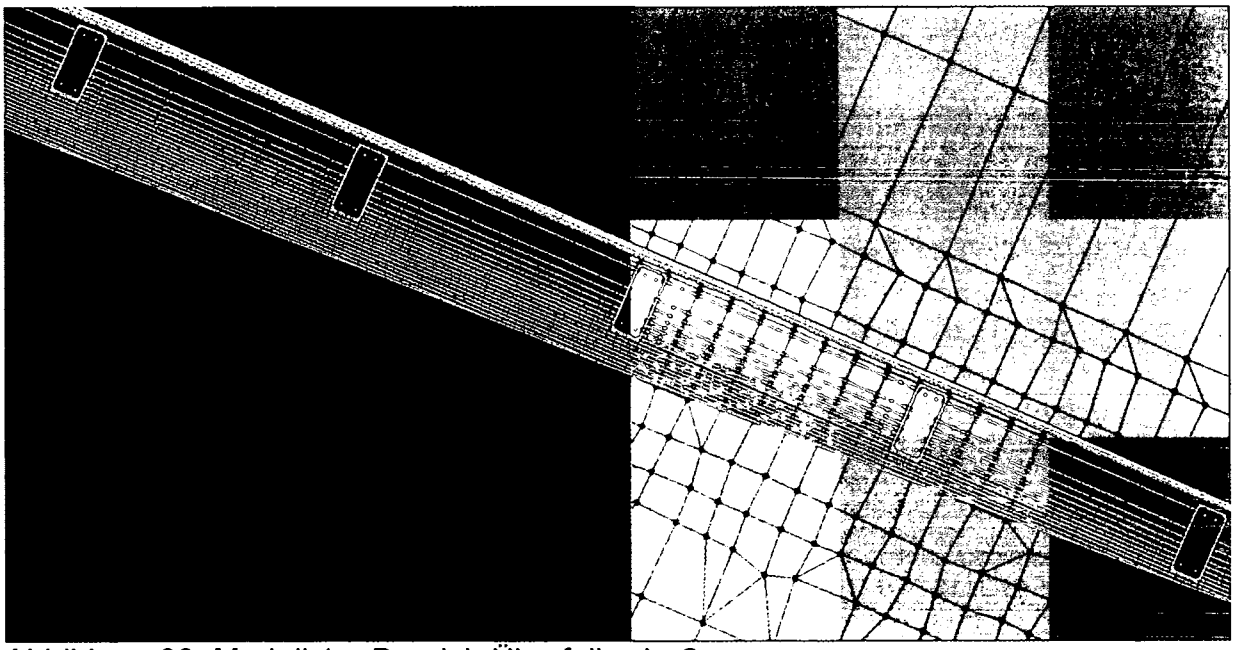


Abbildung 33: Modell 1 – Bereich Überfallwehr 2

9.3.3.2 Modell 2

Das Berechnungsnetz vom Modell 2 hat das Modell 1 als Basis. Der einzige Unterschied zwischen den beiden Berechnungsnetzen ist die Abbildung des Überfallwehres. Im Modell 2 ist das Überfallwehr mit einer numerischen Überfallformel abgebildet. Dafür werden im Berechnungsnetz des Modells 1 die Elemente der Überfallwehre herausgelöscht. Dadurch entsteht ein geschlossener Rand, der über die Poleniformel überbrückt wird. Pro Wehrfeld ist eine Verbindung gesetzt. Die Pfeiler in diesem Bereich werden nicht mehr abgebildet. Als Wehrbreite für die einzelnen Wehrfelder wird die tatsächliche lichte Breite zwischen den Pfeilern angegeben. Prinzipiell könnte man den Einschnürungseffekt der Pfeiler über eine

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

geringere Wehrbreite berücksichtigen. Darauf wird in diesem Modell auf Grund der großen Unsicherheit bei der Abschätzung verzichtet.

Das gesamte Berechnungsnetz ist insgesamt aus 33.173 rechteckigen und 2.650 dreieckigen Elementen aufgebaut. Das entspricht einer Gesamtanzahl von 35.823 Elementen.
Die kleinste Elementgröße für die einzelnen Modellabschnitte beträgt:

Flussschlauch	~ 3.000 m²
Damm	~ 26 m²
Hochwasserentlastung (Wehrüberfall)	– nicht modelliert
Tosbecken	~ 5 m²

Die Rauhigkeitsbereiche sind mit denen aus Modell 1 identisch bis auf den Bereich der Überfallwehrelement, der im Modell 2 nicht enthalten ist (vgl. Abbildung 29).

Folgende Abbildung zeigt die Abbildung der Überfallwehre im Modell 2.

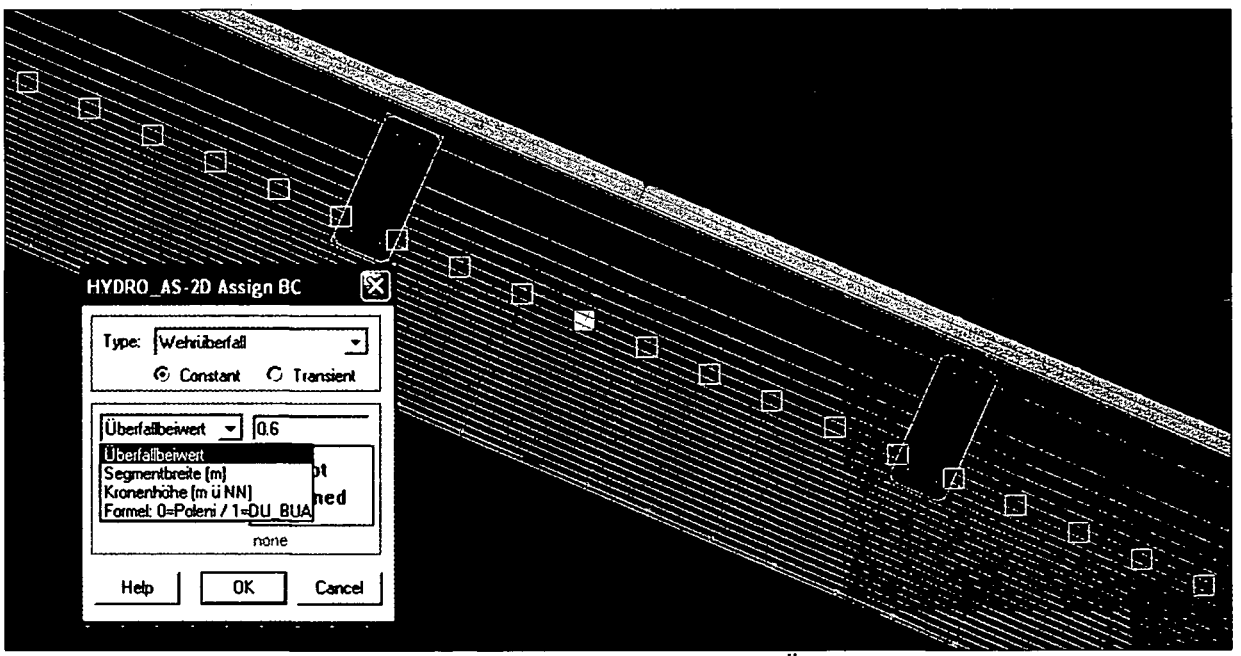


Abbildung 34: Modell 2 – Berechnungsnetzausschnitt Überfallwehr als Wehrformel

9.3.3.3 Modell 3

Das Berechnungsnetz im Modell 3 versucht das Kraftwerk so genau wie möglich abzubilden. Dabei muss ein Kompromiss zwischen der Elementanzahl und der Abbildungsgenauigkeit getroffen werden.
Alle zu simulierenden Komponenten des Kraftwerks wurden mit einem Berechnungsnetz aus viereckigen und dreieckigen Elementen abgebildet. Alle Pfeilerkopfausrundungen werden von diesem Modell sehr genau erfasst. Im Bereich des Tosbeckens ist die Elementdichte sehr groß, um die dort auftretenden Energieverluste besonders gut darstellen zu können. Die Verschneidung zwischen dem Kraftwerk und dem Gelände ist in diesem Modell sehr gut abgebildet. Bei der Erstellung wurde besonders darauf geachtet, die Anzahl der Dreieckselemente gering zu halten.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Die große Elementzahl erlaubt es, in diesem Modell die Rauhigkeitsbereich genau voneinander abzugrenzen.

Das gesamte Berechnungsnetz ist insgesamt aus 99.939 rechteckigen und 9.730 dreieckigen Elementen aufgebaut. Das entspricht einer Gesamtanzahl von 109.669 Elementen.

Die kleinste Elementgröße für die einzelnen Modellabschnitte beträgt:

Flussschlauch	~ 3.000 m²
Damm	~ 8 m²
Hochwasserentlastung (Wehrüberfall)	~ 0,25 m²
Tosbecken	~ 0,5 m²

Die Einteilung der Rauhigkeitsbereiche ist in folgender Abbildung dargestellt:

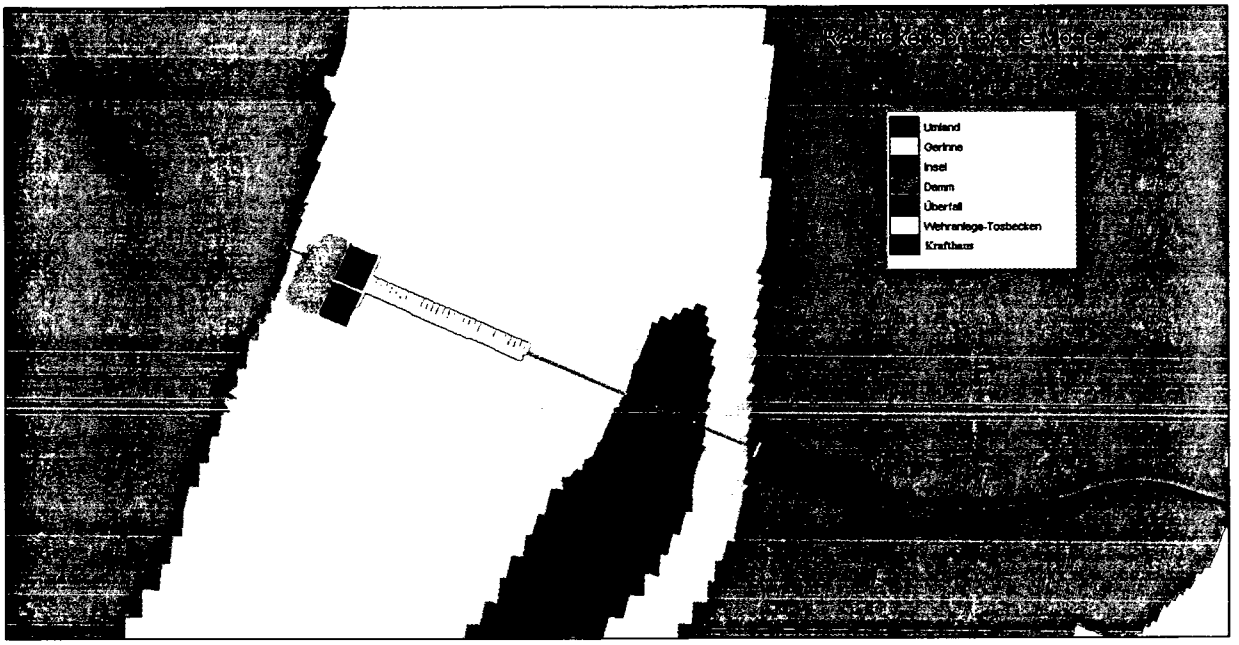


Abbildung 35: Rauhigkeitsbereiche Modell 3

In den folgenden Abbildungen sind Ausschnitte aus dem Berechnungsnetz des Modells 3 dargestellt.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

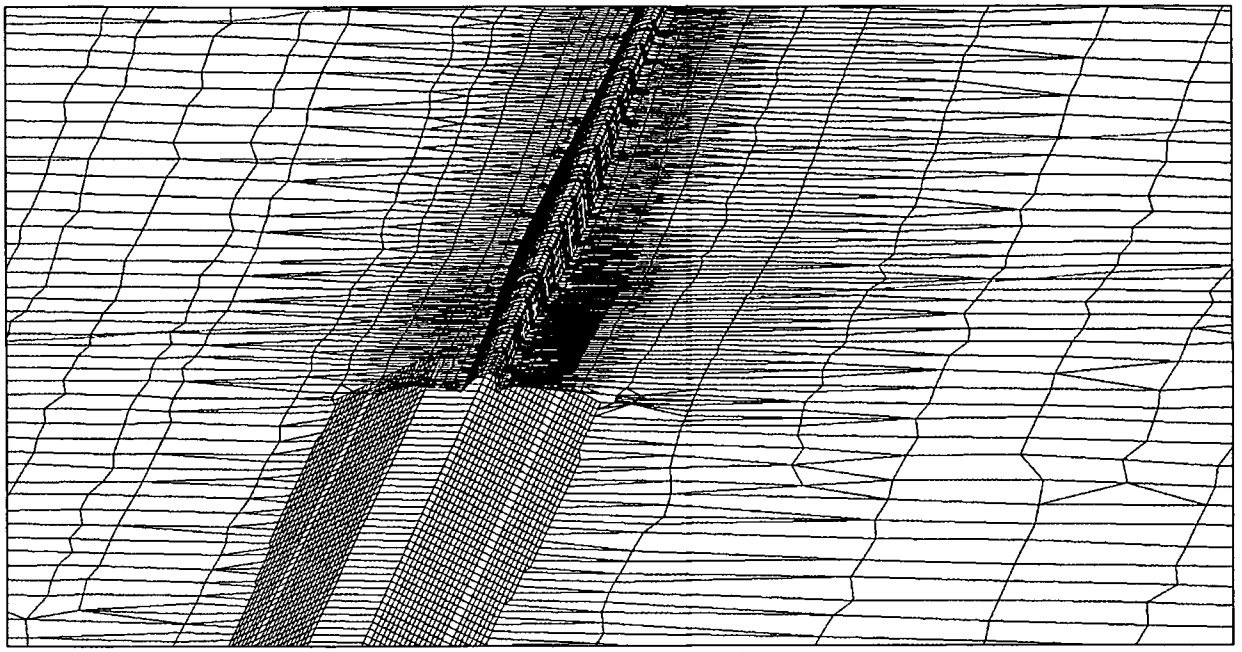


Abbildung 36: Modell 3 - Berechnungsnetzausschnitt

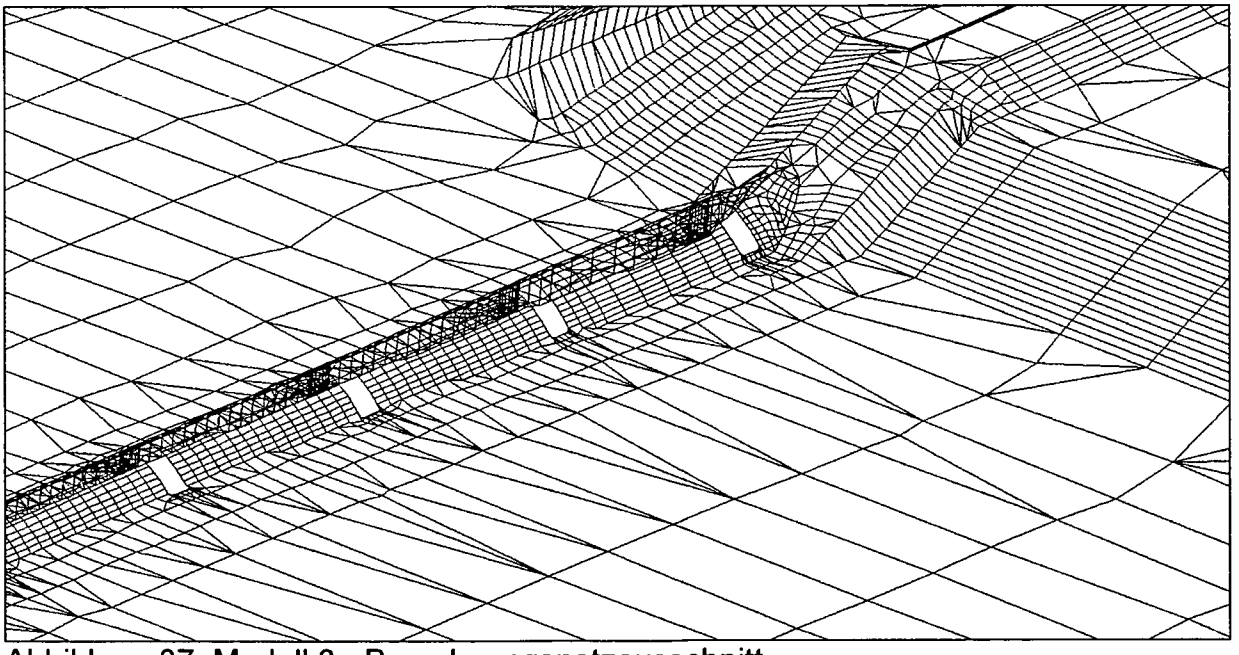


Abbildung 37: Modell 3 - Berechnungsnetzausschnitt

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

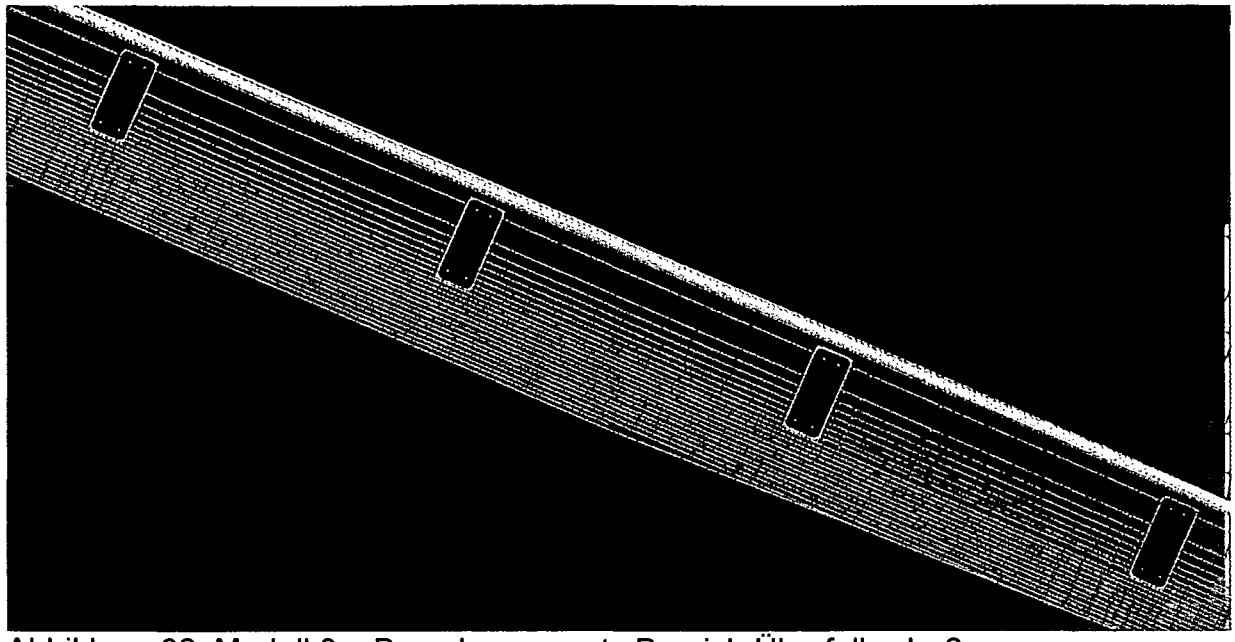


Abbildung 38: Modell 3 – Berechnungsnetz Bereich Überfallwehr 2

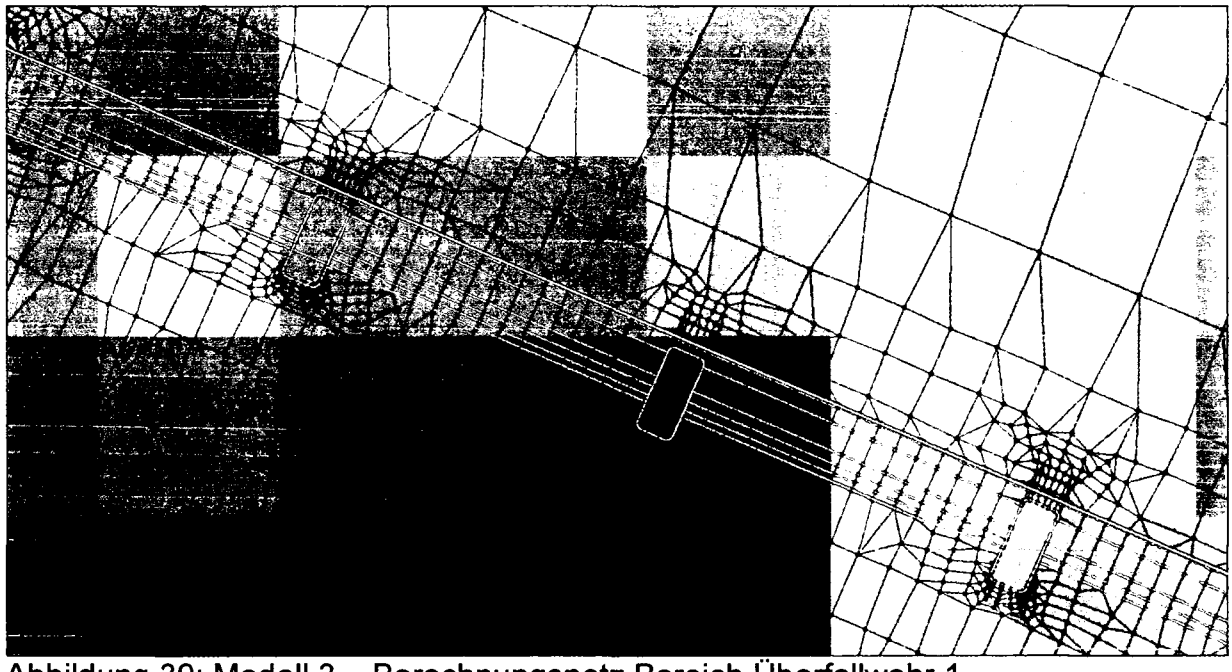


Abbildung 39: Modell 3 – Berechnungsnetz Bereich Überfallwehr 1

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

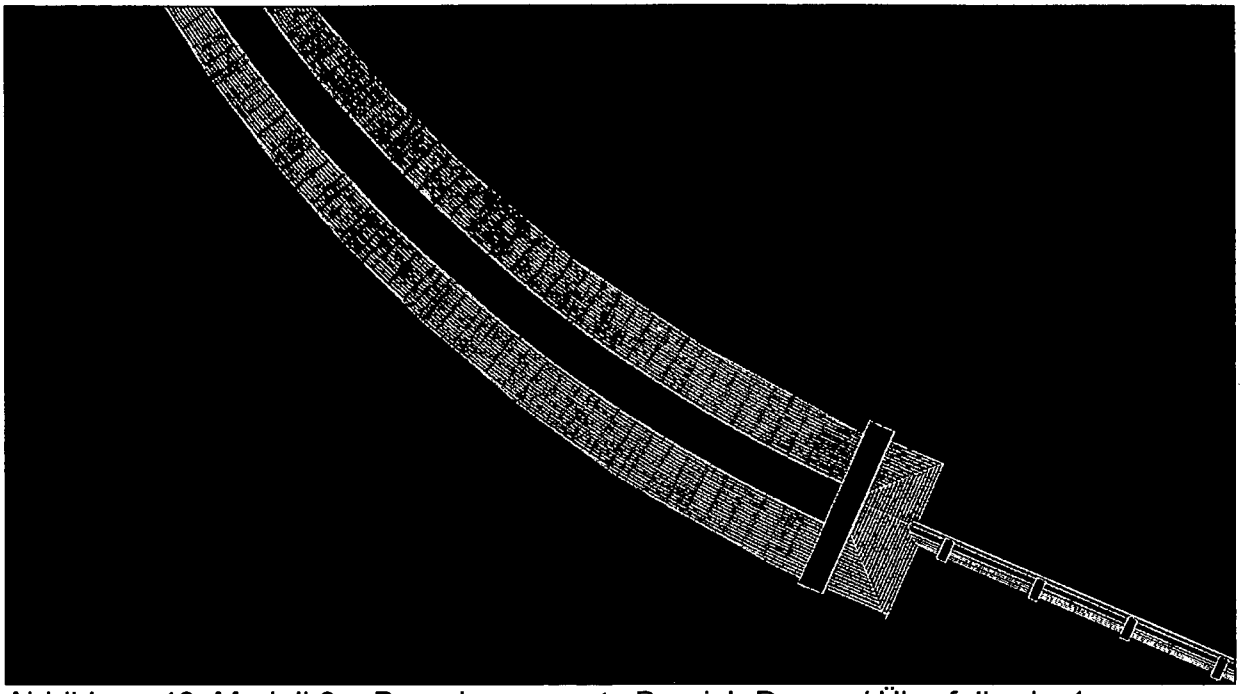


Abbildung 40: Modell 3 – Berechnungsnetz Bereich Damm / Überfallwehr 1

9.4 Beschreibung der durchgeführten Rechenläufe

9.4.1 Rechenläufe mit dem 1D-Modell

Folgende 3 Gruppen an Rechenläufen wurden durchgeführt:

- Rechenläufe zur Ermittlung der Rauhigkeitsbeiwerte anhand der Wasserstands-Abflussbeziehung: Bei diesen Rechenläufen wurde das Kraftwerk nicht berücksichtigt.

- Rechenläufe zur Ermittlung der Parameter für das Kraftwerk: Bei diesen Rechenläufen wurden die Parameter der Überfallwehre und der Wehranlage solange geändert, bis die Abflussaufteilung zwischen den Wehren und Überfallwehren mit denen der 2D-Modellierung übereinstimmt. Die Aufteilung der Abflüsse im 2D-Modell wurde mit den Ergebnissen der Berechnung 2D-01 bestimmt.

- Rechenläufe zur Ermittlung der maßgebenden Sohlrauhigkeiten: Bei diesen Rechenläufen wurde das Kraftwerk mit den zuvor bestimmten Parametern angesetzt. Anschließend wurden die Rauhigkeiten im Gerinne des 1D-Modell solange variiert, bis die Wasserstände mit den Ergebnissen der 2D-Modellierung übereinstimmten.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

9.4.2 Rechenläufe mit dem 2D-Modell

Dieses Kapitel beinhaltet alle Berechnungsangaben zu den durchgeführten Rechenläufen mit dem Programm HYDRO_AS-2D.

9.4.2.1 Berechnung 2D-01

Berechnungsnetz: Modell 1

Time Step:	120 Sekunden
Total time:	30.600 Sekunden
Zeitintervall SMS:	810 Sekunden
Minimale Wassertiefe:	0,01 m
Maximale Geschwindigkeit:	15 m/s
Minimale Elementgröße:	1-15 m²
Viskositäts-Beiwert:	0,6

Auslaufbedingung: W-Q-Beziehung aus 1D-Modell (siehe Abbildung 28)

Zulaufbedingung: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung **A** (siehe 9.4.2.14)

Endwert bei 30600 sec: Zufluss= 95.000 m³/s
Zuströmwinkel = 276,74°

Oberflächenrauhigkeiten: Rauhigkeitsverteilung **A** (siehe 9.4.2.15)

Wirbelviskosität (konstanter Anteil): 0 (alle Berechnungselemente)

Anfangswasserspiegel: keiner

Anfangsgeschwindigkeitsverteilung: keine

Berechnungsdauer: 6123 Minuten

9.4.2.2 Berechnung 2D-02

Berechnungsnetz: Modell 1

Time Step:	120 Sekunden
Total time:	30.600 Sekunden
Zeitintervall SMS:	810 Sekunden
Minimale Wassertiefe:	0,01 m
Maximale Geschwindigkeit:	15 m/s
Minimale Elementgröße:	2,0 m²
Viskositäts-Beiwert:	0,6

Auslaufbedingung: W-Q-Beziehung aus 1D-Modell (siehe Abbildung 28)

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Zulaufbedingung: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung **A** (siehe 9.4.2.14)

Endwert bei 30600 sec: Zufluss= 95.000 m³/s
Zuströmwinkel = 276,74°

Oberflächenrauhigkeiten: Rauhigkeitsverteilung **A** (siehe 9.4.2.15)

Wirbelviskosität (konstanter Anteil): 0 (alle Berechnungselemente)

Anfangswasserspiegel: 64,00 m.ü.N.N

Anfangsgeschwindigkeitsverteilung: keine

Berechnungsdauer: 4236 Minuten

9.4.2.3 Berechnung 2D-03

Berechnungsnetz: Modell 1

Time Step:	120 Sekunden
Total time:	30.600 Sekunden
Zeitintervall SMS:	810 Sekunden
Minimale Wassertiefe:	0,01 m
Maximale Geschwindigkeit:	15 m/s
Minimale Elementgröße:	2,0 m²
Viskositäts-Beiwert:	0,6

Auslaufbedingung: W-Q-Beziehung aus 1D-Modell (siehe Abbildung 28)

Zulaufbedingung: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung **A** (siehe 9.4.2.14)

Endwert bei 30600 sec: Zufluss= 95.000 m³/s
Zuströmwinkel = 276,74°

Oberflächenrauhigkeiten: Rauhigkeitsverteilung **A** (siehe 9.4.2.15)

Wirbelviskosität (konstanter Anteil): 0 (alle Berechnungselemente)

Anfangswasserspiegel: keiner

Anfangsgeschwindigkeitsverteilung: keine

Berechnungsdauer: 3756 Minuten

9.4.2.4 Berechnung 2D-04

Berechnungsnetz:	Modell 1
Time Step:	120 Sekunden
Total time:	25.200 Sekunden
Zeitintervall SMS:	810 Sekunden
Minimale Wassertiefe:	0,01 m

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Maximale Geschwindigkeit: 15 m/s
Minimale Elementgröße: 1-15 m²
Viskositäts-Beiwert: 0,6

Auslaufbedingung: W-Q-Beziehung aus 1D-Modell (siehe Abbildung 28)

Zulaufbedingung: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung **A** (siehe 9.4.2.14)

Endwert bei 25200 sec: Zufluss= 95.000 m³/s
Zuströmwinkel = 276,74°

Oberflächenrauhigkeiten: Rauhigkeitsverteilung **B** (siehe 9.4.2.15)

Wirbelviskosität (konstanter Anteil): 0 (alle Berechnungselemente)

Anfangswasserspiegel: Wasserspiegellage aus Berechnung 2D-05 zum Zeitpunkt 32000 Sekunden

Anfangsgeschwindigkeitsverteilung: keine

Berechnungsdauer: 4690 Minuten

9.4.2.5 Berechnung 2D-05

Berechnungsnetz: Modell 1

Time Step: 500 Sekunden
Total time: 32.000 Sekunden
Zeitintervall SMS: 2.000 Sekunden
Minimale Wassertiefe: 0,01 m
Maximale Geschwindigkeit: 15 m/s
Minimale Elementgröße: 2,0 m²
Viskositäts-Beiwert: 0,6

Auslaufbedingung: W-Q-Beziehung aus 1D-Modell (siehe Abbildung 28)

Zulaufbedingung: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung **B** (siehe 9.4.2.14)

Endwert bei 32000 sec: Zufluss= 95.000 m³/s
Zuströmwinkel = 276,74°

Oberflächenrauhigkeiten: Rauhigkeitsverteilung **A** (siehe 9.4.2.15)

Wirbelviskosität (konstanter Anteil): 0 (alle Berechnungselemente)

Anfangswasserspiegel: keiner

Anfangsgeschwindigkeitsverteilung: keine

Berechnungsdauer: 2316 Minuten

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

9.4.2.6 Berechnung 2D-06

Berechnungsnetz: Modell 2

Time Step:	120 Sekunden
Total time:	36.000 Sekunden
Zeitintervall SMS:	810 Sekunden
Minimale Wassertiefe:	0,01 m
Maximale Geschwindigkeit:	15 m/s
Minimale Elementgröße:	1-15 m²
Viskositäts-Beiwert:	0,6

Überfallbeiwert μ für Poleniformel: 0,6

Auslaufbedingung: W-Q-Beziehung aus 1D-Modell (siehe Abbildung 28)

Zulaufbedingung: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung **A** (siehe 9.4.2.14)

Endwert bei 36000 sec: Zufluss= 95.000 m³/s
Zuströmwinkel = 276,74°

Oberflächenrauhigkeiten: Rauhigkeitsverteilung **C** (siehe 9.4.2.15)

Wirbelviskosität (konstanter Anteil): 0 (alle Berechnungselemente)

Anfangswasserspiegel: keiner

Anfangsgeschwindigkeitsverteilung: keine

Berechnungsdauer: 5439 Minuten

9.4.2.7 Berechnung 2D-07

Berechnungsnetz: Modell 2

Time Step:	120 Sekunden
Total time:	25.200 Sekunden
Zeitintervall SMS:	810 Sekunden
Minimale Wassertiefe:	0,01 m
Maximale Geschwindigkeit:	15 m/s
Minimale Elementgröße:	1-15 m²
Viskositäts-Beiwert:	0,6

Überfallbeiwert μ für Poleniformel: 0,74

Auslaufbedingung: W-Q-Beziehung aus 1D-Modell (siehe Abbildung 28)

Zulaufbedingung: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung **A** (siehe 9.4.2.14)

Endwert bei 25200 sec: Zufluss= 95.000 m³/s
Zuströmwinkel = 276,74°

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Oberflächenrauhigkeiten: Rauhigkeitsverteilung **C** (siehe 9.4.2.15)

Wirbelviskosität (konstanter Anteil): 0 (alle Berechnungselemente)

Anfangswasserspiegel: Wasserspiegellage aus Berechnung 2D-06 zum Zeitpunkt 23400 Sekunden

Anfangsgeschwindigkeitsverteilung: keine

Berechnungsdauer: 2393 Minuten

9.4.2.8 Berechnung 2D-08

Berechnungsnetz: Modell 2

Time Step:	120 Sekunden
Total time:	25.200 Sekunden
Zeitintervall SMS:	810Sekunden
Minimale Wassertiefe:	0,01 m
Maximale Geschwindigkeit:	15 m/s
Minimale Elementgröße:	1-15 m²
Viskositäts-Beiwert:	0,6

Überfallbeiwert μ für Poleniformel: 0,74

Auslaufbedingung: W-Q-Beziehung aus 1D-Modell (siehe Abbildung 28)

Zulaufbedingung: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung **A** (siehe 9.4.2.14)

Endwert bei 25200 sec: Zufluss= 95.000 m³/s
Zuströmwinkel = 276,74°

Oberflächenrauhigkeiten: Rauhigkeitsverteilung **D** (siehe 9.4.2.15)

Wirbelviskosität (konstanter Anteil): 0 (alle Berechnungselemente)

Anfangswasserspiegel: Wasserspiegellage aus Berechnung 2D-06 zum Zeitpunkt 23400 Sekunden

Anfangsgeschwindigkeitsverteilung: keine

Berechnungsdauer: 2486 Minuten

9.4.2.9 Berechnung 2D-09

Berechnungsnetz: Modell 2

Time Step:	500 Sekunden
Total time:	36.000 Sekunden
Zeitintervall SMS:	200 Sekunden
Minimale Wassertiefe:	0,01 m
Maximale Geschwindigkeit:	15 m/s

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Minimale Elementgröße: 1-15 m²
Viskositäts-Beiwert: 0,6

Überfallbeiwert μ für Poleniformel: 0,6

Auslaufbedingung: W-Q-Beziehung aus 1D-Modell (siehe Abbildung 28)

Zulaufbedingung: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung **B** (siehe 9.4.2.14)

Endwert bei 36000 sec: Zufluss= 95.000 m³/s
Zuströmwinkel = 276,74°

Oberflächenrauhigkeiten: Rauhigkeitsverteilung **C** (siehe 9.4.2.15)

Wirbelviskosität (konstanter Anteil): 0 (alle Berechnungselemente)

Anfangswasserspiegel: keiner

Anfangsgeschwindigkeitsverteilung: keine

Berechnungsdauer: 5127 Minuten

9.4.2.10 Berechnung 2D-10

Berechnungsnetz: Modell 2

Time Step: 120 Sekunden
Total time: 25.200 Sekunden
Zeitintervall SMS: 200 Sekunden
Minimale Wassertiefe: 0,01 m
Maximale Geschwindigkeit: 15 m/s
Minimale Elementgröße: 2,0 m²
Viskositäts-Beiwert: 0,6

Überfallbeiwert μ für Poleniformel: 0,74

Auslaufbedingung: W-Q-Beziehung aus 1D-Modell (siehe Abbildung 28)

Zulaufbedingung: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung **A** (siehe 9.4.2.14)

Endwert bei 25200 sec: Zufluss= 95.000 m³/s
Zuströmwinkel = 276,74°

Oberflächenrauhigkeiten: Rauhigkeitsverteilung **C** (siehe 9.4.2.15)

Wirbelviskosität (konstanter Anteil): 0 (alle Berechnungselemente)

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Anfangswasserspiegel: Wasserspiegellage aus Berechnung 2D-06 zum Zeitpunkt 23400 Sekunden

Anfangsgeschwindigkeitsverteilung: keine

Berechnungsdauer: 2046 Minuten

9.4.2.11 Berechnung 2D-11

Berechnungsnetz: Modell 2

Time Step:	500 Sekunden
Total time:	25.500 Sekunden
Zeitintervall SMS:	2000 Sekunden
Minimale Wassertiefe:	0,01 m
Maximale Geschwindigkeit:	15 m/s
Minimale Elementgröße:	2,0 m²
Viskositäts-Beiwert:	0,6

Überfallbeiwert μ für Poleniformel: 0,74

Auslaufbedingung: W-Q-Beziehung aus 1D-Modell (siehe Abbildung 28)

Zulaufbedingung: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung **B** (siehe 9.4.2.14)

Endwert bei 25500 sec: Zufluss= 95.000 m³/s
Zuströmwinkel = 276,74°

Oberflächenrauhigkeiten: Rauhigkeitsverteilung **C** (siehe 9.4.2.15)

Wirbelviskosität (konstanter Anteil): 0 (alle Berechnungselemente)

Anfangswasserspiegel: Wasserspiegellage aus Berechnung 2D-06 zum Zeitpunkt 23400 Sekunden

Anfangsgeschwindigkeitsverteilung: keine

Berechnungsdauer: wurde nicht erfasst

9.4.2.12 Berechnung 2D-12

Berechnungsnetz: Modell 3

Time Step:	120 Sekunden
Total time:	30.600 Sekunden
Zeitintervall SMS:	810 Sekunden
Minimale Wassertiefe:	0,01 m
Maximale Geschwindigkeit:	15 m/s
Minimale Elementgröße:	1-15 m²
Viskositäts-Beiwert:	0,6

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Auslaufbedingung: W-Q-Beziehung aus 1D-Modell (siehe Abbildung 28)

Zulaufbedingung: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung **A** (siehe 9.4.2.14)

Endwert bei 30600 sec: Zufluss= 95.000 m³/s
Zuströmwinkel = 276,74°

Oberflächenrauhigkeiten: Rauhigkeitsverteilung **A** (siehe 9.4.2.15)

Wirbelviskosität (konstanter Anteil): 0 (alle Berechnungselemente)

Anfangswasserspiegel: keiner

Anfangsgeschwindigkeitsverteilung: keine

Berechnungsdauer: wurde nicht erfasst

9.4.2.13 Berechnung 2D-13

Berechnungsnetz: Modell 3

Time Step:	500 Sekunden
Total time:	24.000 Sekunden
Zeitintervall SMS:	2000 Sekunden
Minimale Wassertiefe:	0,01 m
Maximale Geschwindigkeit:	15 m/s
Minimale Elementgröße:	2,0 m²
Viskositäts-Beiwert:	0,6

Auslaufbedingung: W-Q-Beziehung aus 1D-Modell (siehe Abbildung 28)

Zulaufbedingung: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung **B** (siehe 9.4.2.14)

Endwert bei 24000 sec: Zufluss= 95.000 m³/s
Zuströmwinkel = 276,74°

Oberflächenrauhigkeiten: Rauhigkeitsverteilung **A** (siehe 9.4.2.15)

Wirbelviskosität (konstanter Anteil): 0 (alle Berechnungselemente)

Anfangswasserspiegel: 64,5 m.ü.N.N.

Anfangsgeschwindigkeitsverteilung: keine

Berechnungsdauer: 8538 Minuten

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

9.4.2.14 Zuflussganglinien für die 2D-Modelle

Zuflussganglinie und Zuströmrichtung A

Tabelle 4: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung A

Zeit [Sek.]	Zufluss [m³/s]	Zuströmwinkel in [°]
0	0,00	276,74
120	5.000,00	276,74
240	10.000,00	276,74
360	15.000,00	276,74
480	20.000,00	276,74
600	25.000,00	276,74
720	30.000,00	276,74
840	35.000,00	276,74
960	40.000,00	276,74
1080	45.000,00	276,74
1200	50.000,00	276,74
1320	54.500,00	276,74
1440	59.000,00	276,74
1560	63.500,00	276,74
1680	68.000,00	276,74
1800	72.500,00	276,74
1920	77.000,00	276,74
2040	81.500,00	276,74
2160	86.000,00	276,74
2280	90.500,00	276,74
2400	95.000,00	276,74
36000	95.000,00	276,74

Zuflussganglinie und Zuströmrichtung B

Tabelle 5: Zuflussganglinie und Zuströmrichtung B

Zeit [Sek.]	Zufluss [m³/s]	Zuströmwinkel in [°]
0	0,00	276,74
500	19.000,00	276,74
1000	38.000,00	276,74
1500	57.000,00	276,74
2000	76.000,00	276,74
2500	95.000,00	276,74
25500	95.000,00	276,74
36000	95.000,00	276,74

9.4.2.15 Rauhigkeitsangaben für die 2D-Modellierung

Rauhigkeitsverteilung A

Oberflächenrauhigkeiten angeben als Strickler-Beiwert:

Bereich Flusssohle: $42\,m^{1/3}/s$

Linke Flussböschung: $42\,m^{1/3}/s$

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Rechte Flussböschung:	$42\,m^{1/3}/s$
Umland:	$30\,m^{1/3}/s$
Bereich Insel:	$35\,m^{1/3}/s$
Dammbauwerke:	$35\,m^{1/3}/s$
Bereich Tosbecken (Wehre):	$70\,m^{1/3}/s$
Überfallwehr:	$85\,m^{1/3}/s$
Bereich Turbineneinlauf und –auslauf:	$80\,m^{1/3}/s$

Rauhigkeitsverteilung B

Oberflächenrauhigkeiten angeben als Strickler-Beiwert:

Bereich Flusssohle:	$42\,m^{1/3}/s$
Linke Flussböschung:	$42\,m^{1/3}/s$
Rechte Flussböschung:	$42\,m^{1/3}/s$
Umland:	$25\,m^{1/3}/s$
Bereich Insel:	$30\,m^{1/3}/s$
Dammbauwerke:	$35\,m^{1/3}/s$
Bereich Tosbecken (Wehre):	$60\,m^{1/3}/s$
Überfallwehr:	$90\,m^{1/3}/s$
Bereich Turbineneinlauf und –auslauf:	$80\,m^{1/3}/s$

Rauhigkeitsverteilung C

Oberflächenrauhigkeiten angeben als Strickler-Beiwert:

Bereich Flusssohle:	$42\,m^{1/3}/s$
Linke Flussböschung:	$42\,m^{1/3}/s$
Rechte Flussböschung:	$42\,m^{1/3}/s$
Umland:	$30\,m^{1/3}/s$
Bereich Insel:	$35\,m^{1/3}/s$
Dammbauwerke:	$35\,m^{1/3}/s$
Bereich Tosbecken (Wehre):	$70\,m^{1/3}/s$
Überfallwehr:	#
Bereich Turbineneinlauf und –auslauf:	$80\,m^{1/3}/s$

Rauhigkeitsverteilung D

Oberflächenrauhigkeiten angeben als Strickler-Beiwert:

Bereich Flusssohle:	$42\,m^{1/3}/s$
Linke Flussböschung:	$42\,m^{1/3}/s$

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Rechte Flussböschung:	$42 m^{1/3}/s$
Umland:	$25 m^{1/3}/s$
Bereich Insel:	$30 m^{1/3}/s$
Dammbauwerke:	$35 m^{1/3}/s$
Bereich Tosbecken (Wehre):	$60 m^{1/3}/s$
Überfallwehr:	#
Bereich Turbineneinlauf und –auslauf:	$80 m^{1/3}/s$

9.5 Vergleich der Ergebnisse

Um die Auswirkung der Änderung von Eingangsparameter in das 2D- Modell HYDRO_AS-2D auf den berechnetet Oberwasserspiegel des Kraftwerks Dummugudem zu erfassen, werden Vergleichspunkte und Vergleichsquerschnitte definiert. An diesen Vergleichsstellen wird die Wasserspiegeldifferenz der betrachteten Berechnungen bestimmt und versucht, die Ergebnisse zu interpretieren. Dieses Kapitel beschreibt die Vergleichspunkte bzw. Vergleichsschnitte, sowie die dort angewandte Vergleichsmethodik.

9.5.1 Bestimmung des Vergleichszeitpunktes

Als Vergleichszustand für diese Untersuchung wird ein stationärer Abfluss mit 95.000 m³/s herangezogen. Dieser Zustand ist erreicht, wenn der Zufluss in das Modell gleich dem Ausfluss aus dem Modell ist. Aufgrund der Retentionswirkungen der Fließstrecke und des Staubereiches im Oberwasser des Kraftwerks, stellt sich dieser Zustand asymptotisch ein. Je näher die Berechnung dem stationären Zustand kommt, desto geringer sind die Änderungen im Ergebnis, insbesondere in den berechneten Wasserständen im Oberwasserbereich des Kraftwerks. Dadurch ergeben sich lange Berechnungszeiten, ohne eine Verbesserung des Ergebnisses.

Aus diesem Grund wurde ein Abbruchkriterium, das die Stationärität des Berechnungsergebnisses beschreibt, für die Berechnungen mit dem 2D-Modell definiert.

Die Stationärität wurde wie folgt definiert:

$$Stationärität = \frac{Q_{ab}}{Q_{zu}} * 100\%$$

Mit: Q_{ab} ... Abfluss durch einen Kontrollquerschnitt im Unterwasser des Kraftwerks

Q_{zu} ... Abfluss durch den Zuflussrand

Bei den Berechnungen für die Vergleiche wird die Berechnung in der Regel bei einer Stationärität von 99% abgebrochen. Bei einem Zufluss von 95.000 m³/s entspricht dies einem Ausfluss aus dem Untersuchungsgebiet von 94.050 m³/s.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Bei den durchgeführten Berechnungen mit dem 1D-Modell HEC-RAS beträgt die Stationärität immer 100%, da die gewählte Berechnungsart immer „stationär" gewählt wurde.

9.5.2 Definition von Vergleichswasserständen

9.5.2.1 Dammanschlagspunkt im Oberwasser

Der Dammanschlagspunkt ist jeweils der Punkt, in dem die Wasseranschlagslinie auf die Schnittlinie zwischen Damm und Gelände trifft. In diesem Punkt wird für beide Anschlagseiten des Kraftwerkes die Höhe des Punktes in Millimetergenauigkeit für jedes berechnete Zeitintervall abgelesen. Anhand der Schwankungen in diesem Bereich kann die Stabilität des Ergebnisses gut überprüft werden. Für jede Anschlagsseite wird die Höhendifferenz zu der vorhergehenden Anschlagshöhe ermittelt. Wenn dieser Wert über mehrere Zeitintervalle gleich Null (=0) ist oder innerhalb einer bestimmten Genauigkeitsgrenze oszilliert, kann das Ergebnis als stabil angesehen werden.

Diese Vergleichspunkte gibt es nur im 2D-Modell.

9.5.2.2 Dammquerschnitt

Sowohl der linke als auch der rechte Dammabschnitt sind mit jeweils drei Querschnitten und den dazugehörigen Wasserständen für jeden Rechenlauf abgebildet. Als Vergleichsgröße wird ausschließlich der Wasserstand im Oberwasserbereich herangezogen. Die genaue Anschlagshöhe in den einzelnen Dammquerschnitten wird nicht interpoliert. Als Vergleichswerte werden jeweils die Differenzen, der vom Programm SMS interpolierten Wasserspiegelpunkte, verwendet.

Diese Vergleichsmethodik ist nur zwischen Rechenläufen mit dem Modell 1 und Modell 2 möglich, da das Modell 3 in diesem Schnitt wesentlich mehr Wasserspiegelpunkte beinhaltet. Bei Vergleichen mit Rechenläufen die mit dem Modell 3 durchgeführt werden, werden jeweils der mittlere Wasserstand, der maximale Wasserstand sowie der minimale Wasserstand im jeweiligen Querschnitt herangezogen. Der mittlere Wasserstand wird über das arithmetische Mittel ermittelt.

Folgende Schnittbezeichnungen wurden eingeführt:

Rechter Damm: Schnitt 1, Schnitt 2, Schnitt 3
Linker Damm: Schnitt 8, Schnitt 9, Schnitt 10

Die genaue Lage der Schnittachse ist der Abbildung 41 zu entnehmen.

Die Schnitte sind in der Ergebnisdokumentation für jeden Rechenlauf tabellarisch angeführt.

Diese Vergleichsschnitte gibt es nur im 2D-Modell.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

9.5.2.3 Schnitte durch das Tosbecken

Das Tosbecken ist in die Wehrsegmente integriert. Es wurden drei Vergleichsschnitte durch jeweils drei Wehröffnungen in der Durchflussrichtung definiert, wobei sich ein Schnitt im mittleren Bereich und jeweils ein Schnitt in einem Randtor der Wehranlage befinden.

Mit diesen Querschnitten wird die unterschiedliche Lage und Ausbildung der Wasserspiegellage in den Tosbecken betrachtet. Dazu wird die Differenz der vom Programm SMS interpolierten Wasserspiegelpunkte gebildet. Wenn in jedem Punkt die Differenz im Vorzeichen als auch im Betrag gleich ist, so ist die Wasserspiegelausbildung identisch.

Diese Vergleichsmethodik ist nur zwischen Rechenläufen mit dem Modell 1 und Modell 2 möglich, da das Modell 3 in diesem Schnitt wesentlich mehr Punkte beinhaltet. Bei Vergleichen mit Rechenläufen, die mit dem Modell 3 durchgeführt werden, werden jeweils der mittlere Wasserstand, der maximale Wasserstand sowie der minimale Wasserstand im jeweiligen Querschnitt herangezogen. Der mittlere Wasserstand wird über das arithmetische Mittel ermittelt.

Folgende Schnittbezeichnungen wurden eingeführt:

Schnitte im Bereich der Wehranlage: Schnitt 5, Schnitt 6, Schnitt 7

Die genaue Lage der Schnittachse ist der Abbildung 41 zu entnehmen.

Die Schnitte sind in der Ergebnisdokumentation für jeden Rechenlauf tabellarisch angeführt.

Diese Vergleichsschnitte gibt es nur im 2D-Modell.

9.5.2.4 Schnitt durch das Plateau

Durch das Plateau wird in Stromrichtung ein Vergleichschnitt gelegt. In diesem Schnitt werden nur die vom Programm SMS interpolierten Oberwasserspiegelpunkte für die Vergleichsauswertung herangezogen. Die tatsächliche Anschlagshöhe an das Plateau wird dafür nicht interpoliert.

Diese Vergleichsmethodik ist nur zwischen Rechenläufen mit dem Modell 1 und Modell 2 möglich, da das Modell 3 in diesem Schnitt wesentlich mehr Punkte beinhaltet. Bei Vergleichen mit Rechenläufen, die mit dem Modell 3 durchgeführt werden, werden jeweils der mittlere Wasserstand, der maximale Wasserstand sowie der minimale Wasserstand im jeweiligen Querschnitt herangezogen. Der mittlere Wasserstand wird über das arithmetische Mittel ermittelt.

Folgende Schnittbezeichnung wurde eingeführt:

Schnitt durch das Plateau: Schnitt 4

Die genaue Lage der Schnittachse ist der Abbildung 41 zu entnehmen.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Der Schnitt ist in der Ergebnisdokumentation für jeden Rechenlauf tabellarisch angeführt.

Diesen Vergleichsschnitt gibt es nur im 2D-Modell.

9.5.2.5 Schnitte vor den Hochwasserentlastungen

Um den Wasserspiegel im Anströmbereich der Hochwasserentlastungswehre zu erfassen, werden unmittelbar vor den Überfallbauwerken Schnitte parallel zur Überfallachse definiert. Die Wasserstände in diesem Bereich beeinflussen das Abflussvermögen über die Überfallwehre sehr stark und sind deshalb für die gesamte Oberwasserspiegelausbildung von großer Bedeutung.
Der Wasserspiegel wird in diesen Schnitten über die Differenz der vom Programm SMS interpolierten Wasserspiegelpunkte auf den Vergleichsschnitten verglichen.
Diese Vergleichsmethodik ist nur zwischen Rechenläufen mit dem Modell 1 und Modell 2 möglich, da das Modell 3 in diesem Schnitt wesentlich mehr Punkte beinhaltet. Bei Vergleichen mit Rechenläufen, die mit dem Modell 3 durchgeführt werden, werden jeweils der mittlere Wasserstand, der maximale Wasserstand sowie der minimale Wasserstand im jeweiligen Querschnitt herangezogen. Der mittlere Wasserstand wird über das arithmetische Mittel ermittelt.

Folgende Schnittbezeichnungen wurden eingeführt:

Schnitte vor den Hochwasserentlastungen: Überfall 1, Überfall 2

Die genaue Lage der Schnittachse ist der Abbildung 41 zu entnehmen.

Die Schnitte sind in der Ergebnisdokumentation für jeden Rechenlauf tabellarisch angeführt.

Diese Vergleichsschnitte gibt es nur im 2D-Modell.

9.5.2.6 Schnitt vor den Wehrsegmenten

Da die geöffneten Wehre im Hochwasserfall einen Großteil des Abflusses durchschleusen, ist der Wasserstand vor den Wehren für die Oberwasserspiegelausbildung sehr maßgebend. Es werden deshalb Schnitte parallel zur Achse der Wehranlage unmittelbar vor dieser definiert.
Die Wasserstände werden über die Differenz der einzelnen vom Programm SMS entlang der Schnittachse interpolierten Wasserspiegelpunkte verglichen. Diese Vergleichsmethodik ist nur zwischen Rechenläufen mit dem Modell 1 und Modell 2 möglich, da das Modell 3 in diesem Schnitt wesentlich mehr Punkte beinhaltet. Bei Vergleichen mit Rechenläufen, die mit dem Modell 3 durchgeführt werden, werden jeweils der mittlere Wasserstand, der maximale Wasserstand sowie der minimale Wasserstand im jeweiligen Querschnitt herangezogen. Der mittlere Wasserstand wird über das arithmetische Mittel ermittelt.

Folgende Schnittbezeichnungen wurden eingeführt:

Schnitt vor den Wehren: Spillway

Die genaue Lage der Schnittachse ist der Abbildung 41 zu entnehmen.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Die Schnitte sind in der Ergebnisdokumentation für jeden Rechenlauf tabellarisch angeführt.

Diesen Vergleichsschnitt gibt es nur im 2D-Modell.

9.5.2.7 Querprofile im Oberwasser

Im Oberwasserbereich des Kraftwerks Dummugudem werden drei Querschnitte definiert, die auch im 1D-Modell als Berechnungsquerschnitt definiert sind. Die Querschnitte sind ausschließlich in der flussachsenbezogenen Stationierung identisch, da die Geländeinformation in den 2D-Berechnungsnetzen wesentlich genauer erfasst ist. Die betrachteten Querschnitte liegen im unmittelbaren Kraftwerksbereich, da hier die mögliche Schwankungsbreite am größten ist.
Beim Vergleich in diesen Querschnitten wird die Differenz der einzelnen Wasserspiegelpunkte berechnet. Für den Vergleich mit dem 1D-Modell wird das arithmetische Mittel der Wasserspiegelpunkte als Wasserstand angenommen.

Es werden folgende Querschnitte definiert, wobei die Bezeichnung mit der Bezeichnung im 1D-Modell übereinstimmt:

Flussquerschnitte im unmittelbaren Oberwasserbereich des Kraftwerks:
Profil 222, Profil 223, Profil 227

Die genaue Lage der Schnittachse ist der Abbildung 41 zu entnehmen.

Die Schnitte sind in der Ergebnisdokumentation für jeden Rechenlauf tabellarisch angeführt.

9.5.2.8 Querschnitte durch die Hochwasserentlastung

Bei Vergleichen zwischen Berechnungen mit dem Modell 1 und dem Modell 3 ist die Ausbildung des Wasserspiegels über die verschieden genau modellierten Überfallwehre besonders interessant. Deshalb werden bei diesen Vergleichen das Eintreten des Fließwechsels an der Wehrkrone und die Ausbildung der Ober- und Unterwasserspiegel an Vergleichsschnitten durch die Hochwasserentlastung genau betrachtet.

Für die vergleichsrelevanten Berechnungen werden durch jede der beiden Überfallwehranlagen jeweils drei Vergleichsschnitte normal auf die Wehrkronenachse gelegt, wobei ein Schnitt im Mittelbereich und jeweils ein Schnitt im Randbereich der Wehranlage positioniert ist. Entlang dieser Querschnitte wird der Wasserspiegel über die vom Programm SMS interpolierten Wasserspiegelpunkte abgebildet. Weiters wird in jedem Wasserspiegelpunkt die vom Programm SMS berechnete und interpolierte Froud-Zahl geprüft, um einen Fließwechsel an der Wehrkrone nachzuweisen.

Die Differenz der Vergleichswasserspiegel in diesen Profilen wird grafisch in Vergleichsdiagrammen ermittelt, da die unterschiedliche Geländeauflösung keine direkte Wasserspiegelpunktdifferenz ermöglicht.

Bei allen weiters durchgeführten Vergleichen sind die Querschnitte durch die Überfallwehre nicht ausgewertet. Für Berechnungen mit dem Modell 2 ist dies auch

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

nicht möglich. Bei Vergleichen zwischen Berechnungen mit dem gleichen Modell werden die Schnitte vor den Überfallwehren (Vergleiche 9.5.2.5) zum Charakterisieren der Wasserspiegel im Bereich der Überfallwehre herangezogen.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Folgende Schnittbezeichnungen wurden eingeführt:

Überfallwehr 1: Überfallwehr 1-Profil 1, Überfallwehr 1-Profil 2, Überfallwehr 1-Profil 3
Überfallwehr 2: Überfallwehr 2-Profil 1, Überfallwehr 2-Profil 2, Überfallwehr 2-Profil 3

Die genaue Lage der Schnittachse ist der
Abbildung 42 zu entnehmen.

Die für die Vergleichsaussagen relevanten Daten sind bei der jeweiligen Auswertung angeführt.

9.5.2.9 Übersicht über die Vergleichsschnitte

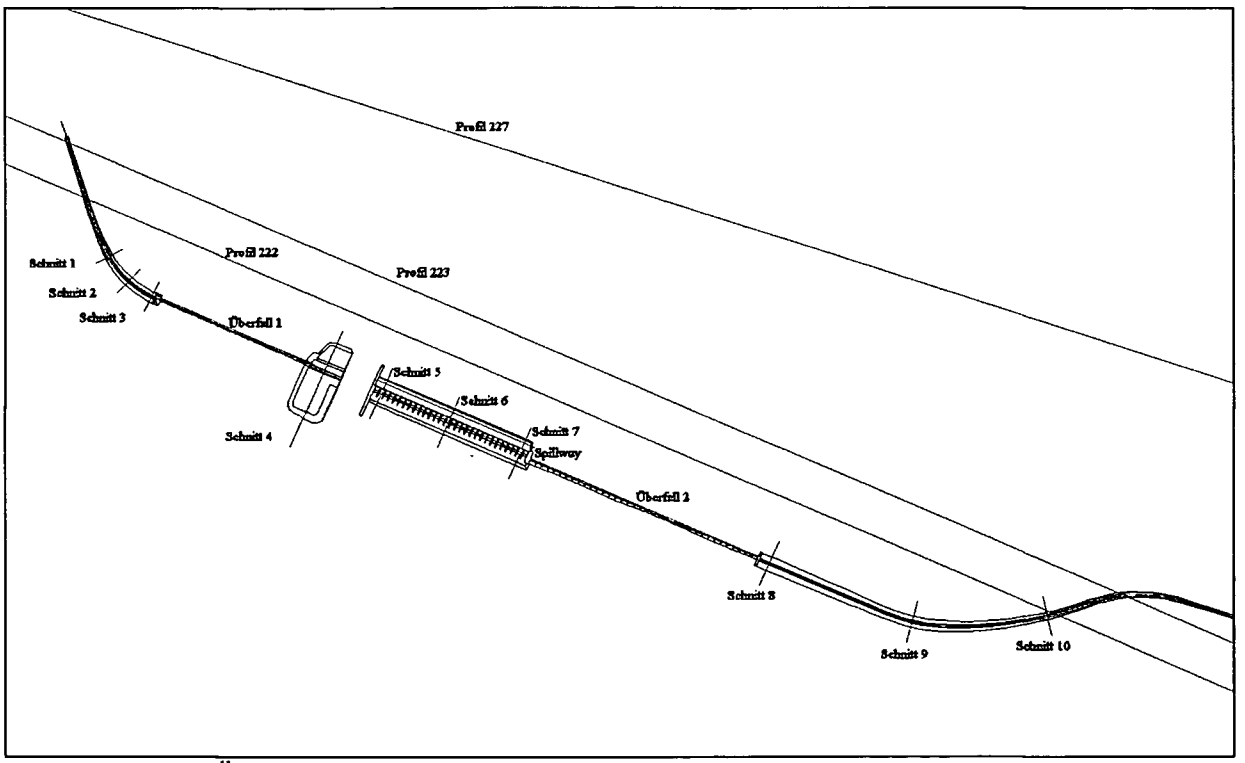


Abbildung 41: Übersicht der Vergleichschnitte

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

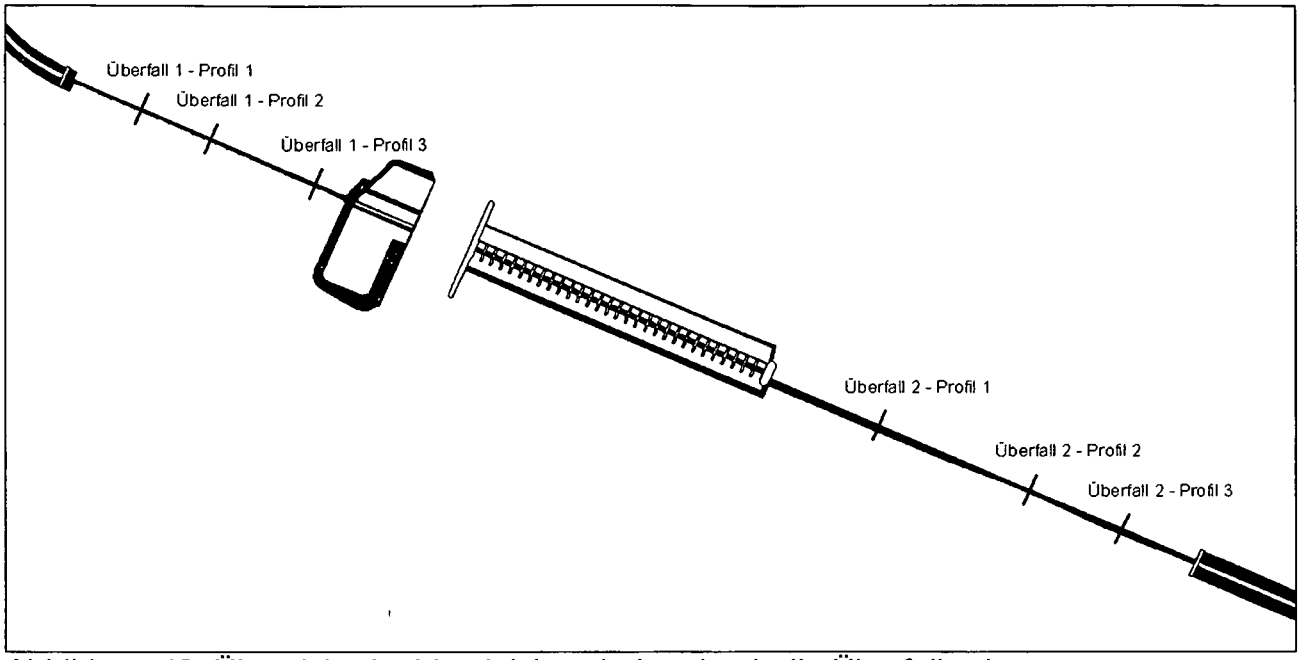


Abbildung 42: Übersicht der Vergleichsschnitte durch die Überfallwehre

9.5.3 Beschreibung der Vergleiche im 2D-Modell

9.5.3.1 Vergleich 1

Vergleich zwischen:

- Berechnung 2D-07 bei 25200 Sekunden – Stationärität: 99,36%
- Berechnung 2D-08 bei 25200 Sekunden – Stationärität: 99,34%

Unterschied der beiden Rechenläufe: Oberflächenrauhigkeiten lt. nachstehender Tabelle

Tabelle 6: Rauhigkeitsverteilung Vergleich 1

Rauhigkeitsbereich	Berechnung 2D-07	Berechnung 2D-08
Flusssohle	42	42
linke Böschung	42	42
rechte Böschung	42	42
Umland	**30**	**25**
Insel	**35**	**30**
Dammbauwerk	35	35
Tosbecken	**70**	**60**
Überfallwehr	#	#
Krafthaus	80	80

Angaben in $m^{1/3}/s$

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

9.5.3.2 Vergleich 2

Vergleich zwischen:

- Berechnung 2D-06 bei 36000 Sekunden – Stationärität: 99.74%
- Berechnung 2D-07 bei 25200 Sekunden – Stationärität: 99,36%

Unterschied der beiden Rechenläufe: Überfallbeiwert μ in der Poleniformel

Berechnung 2D-06: $\mu = 0,6$

Berechnung 2D-07: $\mu = 0,6$

9.5.3.3 Vergleich 3

Vergleich zwischen:

- Berechnung 2D-06 bei 36000 Sekunden – Stationärität: 99.74%
- Berechnung 2D-09 bei 36000 Sekunden – Stationärität: 99,34%

Unterschied der beiden Rechenläufe: time-step

Berechnung 2D-06: timestep = 120 Sekunden

Berechnung 2D-09: timestep = 500 Sekunden

9.5.3.4 Vergleich 4

Vergleich zwischen:

- Berechnung 2D-10 bei 25200 Sekunden – Stationärität: 99,56%
- Berechnung 2D-11 bei 25500 Sekunden – Stationärität: 99,55%

Unterschied der beiden Rechenläufe: time-step

Berechnung 2D-10: timestep = 120 Sekunden

Berechnung 2D-11: timestep = 500 Sekunden

9.5.3.5 Vergleich 5

Vergleich zwischen:

- Berechnung 2D-07 bei 25200 Sekunden – Stationärität: 99,36%
- Berechnung 2D-10 bei 25500 Sekunden – Stationärität: 99,56%

Unterschied der beiden Rechenläufe: kleinste Elementfläche A_{min}

Berechnung 2D-07: $A_{min} = 1^{-15}$ m²
Berechnung 2D-10: $A_{min} = 2,0$ m²

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

9.5.3.6 Vergleich 6

Vergleich zwischen:

- Berechnung 2D-01 bei 30600 Sekunden – Stationärität: 98,95%
- Berechnung 2D-04 bei 25200 Sekunden – Stationärität: 99,26%

Unterschied der beiden Rechenläufe:
Oberflächenrauhigkeiten lt. nachstehender Tabelle:

Tabelle 7: Rauhigkeitsverteilung Vergleich 6

Rauhigkeitsbereich	Berechnung 2D-01	Berechnung 2D-04
Flusssohle	42	42
linke Böschung	42	42
rechte Böschung	42	42
Umland	**30**	**25**
Insel	**35**	**30**
Dammbauwerk	35	35
Tosbecken	**70**	**60**
Überfallwehr	**85**	**90**
Krafthaus	80	80

Angaben in $m^{1/3}/s$

Berechnung 2D-04 wird mit einem Anfangswasserspiegel berechnet.

9.5.3.7 Vergleich 7

Vergleich zwischen:

- Berechnung 2D-01 bei 30600 Sekunden – Stationärität: 98,95%
- Berechnung 2D-05 bei 32000 Sekunden – Stationärität: 99,53%

Unterschied der beiden Rechenläufe: time-step, minimale Elementgröße

Berechnung 2D-01: timestep = 120 Sekunden, $A_{min}=1^{-15}$ m²

Berechnung 2D-05: timestep = 500 Sekunden, $A_{min}=2,0$ m²

9.5.3.8 Vergleich 8

Vergleich zwischen:

- Berechnung 2D-03 bei 30600 Sekunden – Stationärität: 99,44%
- Berechnung 2D-05 bei 32000 Sekunden – Stationärität: 99,53%

Unterschied der beiden Rechenläufe: time-step

Berechnung 2D-03: timestep = 120 Sekunden

Berechnung 2D-05: timestep = 500 Sekunden

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

9.5.3.9 Vergleich 9

Vergleich zwischen:

- Berechnung 2D-01 bei 30600 Sekunden – Stationärität: 98,95%
- Berechnung 2D-03 bei 30600 Sekunden – Stationärität: 99,44%

Unterschied der beiden Rechenläufe: minimale Elementgröße A_{min}

Berechnung 2D-01: $A_{min} = 1^{-15}$ m²

Berechnung 2D-03: A_{min}=2,0 m²

9.5.3.10 Vergleich 10

Vergleich zwischen:

- Berechnung 2D-01 bei 30600 Sekunden – Stationärität: 98,95%
- Berechnung 2D-06 bei 36000 Sekunden – Stationärität: 99,74%

Unterschied der beiden Rechenläufe: Abbildung des Hochwasserwehrs

Berechnung 2D-01:
Das Überfallwehr ist im Berechnungsnetz mit Elementen abgebildet (Berechnungsnetz Modell 1). Die Überfallelemente haben einen Stricklerbeiwert von $85\,m^{1/3}/s$.

Berechnung 2D-06:
Das Überfallwehr ist im Berechnungsnetz mit einer Wehrformel (Poleni) abgebildet (Berechnungsnetz Modell 2). Der Überfallbeiwert μ beträgt 0,6.

9.5.3.11 Vergleich 11

Vergleich zwischen:

- Berechnung 2D-01 bei 30600 Sekunden – Stationärität: 98,95%
- Berechnung 2D-07 bei 25200 Sekunden – Stationärität: 99,36%

Unterschied der beiden Rechenläufe: Abbildung des Hochwasserwehrs

Berechnung 2D-01:
Das Überfallwehr ist im Berechnungsnetz mit Elementen abgebildet (Berechnungsnetz Modell 1). Die Überfallelemente haben einen Stricklerbeiwert von $85\,m^{1/3}/s$.

Berechnung 2D-07:
Das Überfallwehr ist im Berechnungsnetz mit einer Wehrformel (Poleni) abgebildet (Berechnungsnetz Modell 2). Der Überfallbeiwert μ beträgt 0,74.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

9.5.3.12 Vergleich 12

Vergleich zwischen:

- Berechnung 2D-01 bei 30600 Sekunden – Stationärität: 98,95%
- Berechnung 2D-12 bei 30600 Sekunden – Stationärität: 92,53%

Unterschied der beiden Rechenläufe:
Auflösung des Berechnungsnetzes im gesamten Kraftwerksbereich.

Berechnung 2D-01:
Berechnungsnetz Modell 1
Elementanzahl:
38.428 rechteckige Elemente
2.724 dreieckige Elemente

Berechnung 2D-12:
Berechnungsnetz Modell 3
Elementanzahl:
99.939 rechteckige Elemente
9.730 dreieckige Elemente

9.5.4 Vergleich der 2D-Ergebnisse mit den 1D-Ergebnissen

Anhand der berechneten 2D-Ergebnisse (Berechnung 2D-01) werden mit dem Modell HEC-RAS verschiedene Rechenläufe durchgeführt, die sich den 2D-Ergebnissen annähern um folgende Fragen klären zu können:

- Welche Unterschiede der Sohlrauhigkeiten in den jeweiligen Modellen sind notwendig, um die gleichen Oberwasserspiegel zu erhalten?

- Welche Wasserspiegeldifferenzen ergeben sich bei einer vollkommen identischen Rauhigkeitswahl in den beiden Modellen?

Die genauen Berechnungsparameter der verglichenen Rechendurchläufe sind im Kapitel0 angeführt.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

10 Sensibilität des 2D-Modells

10.1 Sensibilität des Oberwasserspiegels bei Änderungen der Geometrie

Die Sensibilität des Oberwasserspiegels auf die Auflösung des Berechnungsnetzes im Bereich des Kraftwerks Dummugudem wurde über den Vergleiche 12 ermittelt.
Die zentrale Fragestellung bei diesem Vergleich ist der Vorteil, sofern dieser überhaupt vorhanden ist, eine sehr genaue Netzgenerierung für eine 2D-Strömungsmodellierung mit dem Programm HYDRO_AS-2D zu ermitteln und in ein Verhältnis zum erhöhten Arbeits- und Rechenaufwand zu bringen.
Ein Vorteil, der sich vorab ergibt, ist die genauere Erfassung der Grenze zwischen benetzten und trockenen Elementen im Ergebnis, sofern diese Bereiche auch höher aufgelöst sind.
Der erhöhte Daten- und Zeitbedarf sowie die langen Berechnungszeiten können vorab als Nachteil gewertet werden.

10.1.1 Unterschiede Vergleich 12

Die Ergebnisse beider Berechnungen wurden in einem Zeitintervall von 120 Sekunden zwischengespeichert. Die minimale Elementgröße wurde bei beiden Berechnungen so gewählt, dass auf jeden Fall alle Elemente der Hauptbauteile in die Berechnung eingehen. Die Rauhigkeitsverteilung ist in beiden Berechnungen identisch. Einziger Unterschied ist die Auflösung des Berechnungsnetzes.

In den folgenden Abbildungen sind die Unterschiede der beiden Berechnungen anhand von Tabellen und Diagrammen dargestellt.

Wobei: Berechnung 2D-01: Niedriger aufgelöstes Berechnungsnetz
Berechnung 2D-12: Höher aufgelöstes Berechnungsnetz

Die genauen Berechnungsparameter und die genauen Modellbeschreibungen sind dem Kapitel 9 Methodik zu entnehmen.

Wasseranschlagslinie im Dammbereich:

Tabelle 8: Wasseranschlag Vergleich 12

	Berechnung 2D-01	Berechnung 2D-12	Unterschied
Linke Wasseranschlagshöhe	64,43 m.ü.N.N.	63,88 m.ü.N.N.	55 cm
Rechte Wasseranschlagshöhe	64,88 m.ü.N.N.	64,33 m.ü.N.N.	66 cm

Wasserspiegeldifferenz in den Vergleichsschnitten:

Aufgrund der unterschiedlichen Elementzahl können die Wasserspiegelpunkte nicht direkt verglichen werden. Es werden daher folgende Differenzen der beiden Berechnungsergebnisse als Vergleichswerte herangezogen.

- Differenz der mittleren Wasserspiegelhöhe im gesamten Vergleichsschnitt (Dammschnitte nur oberwasserseitig)

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

- Differenz der maximalen Wasserspiegelpunkthöhe im Vergleichsprofil
- Differenz der minimalen Wasserspiegelpunkthöhe im Vergleichsprofil

Nachstehende Tabelle beinhaltet die Differenzen vom Vergleich 12

Tabelle 9: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 12
Differenzbildung über: Berechnung 2D-12 minus Berechnung 2D-01

Vergleich 12	Mittlerer WSP	Maximaler WSP	Minimaler WSP
Schnitt1	-0,5397	-0,5396	-0,5402
Schnitt2	-0,5371	-0,5388	-0,5371
Schnitt3	-0,5286	-0,5350	-0,5251
Schnitt4	-0,5356	-0,5512	-0,5082
Schnitt5	-0,8130	-0,8392	-0,8356
Schnitt6	-0,7570	-1,0058	-0,9026
Schnitt7	-0,9266	-0,6752	-1,0848
Schnitt8	-0,5352	-0,1287	-0,5304
Schnitt9	-0,5450	-0,5450	-0,5451
Schnitt10	-0,5468	-0,5469	-0,5467
Überfall 2	-0,4965	-0,5174	-0,3768
Spillway	-0,9649	-0,9729	-0,6065
Überfall 1	-0,3821	-0,3935	-0,5095
CS 222	-0,5189	-0,3785	-0,5785
CS 223	-0,5064	-0,2077	-0,5305
CS 227	-0,5353	-0,0564	-0,5542

Angaben in m

Wasserspiegelausbildung bei den Überfallwehren:

Folgende Diagramme zeigen die Wasserspiegelausbildung beim überströmen der Hochwasserentlastung. Die genaue Schnittführung ist in Abbildung 42 dargestellt.

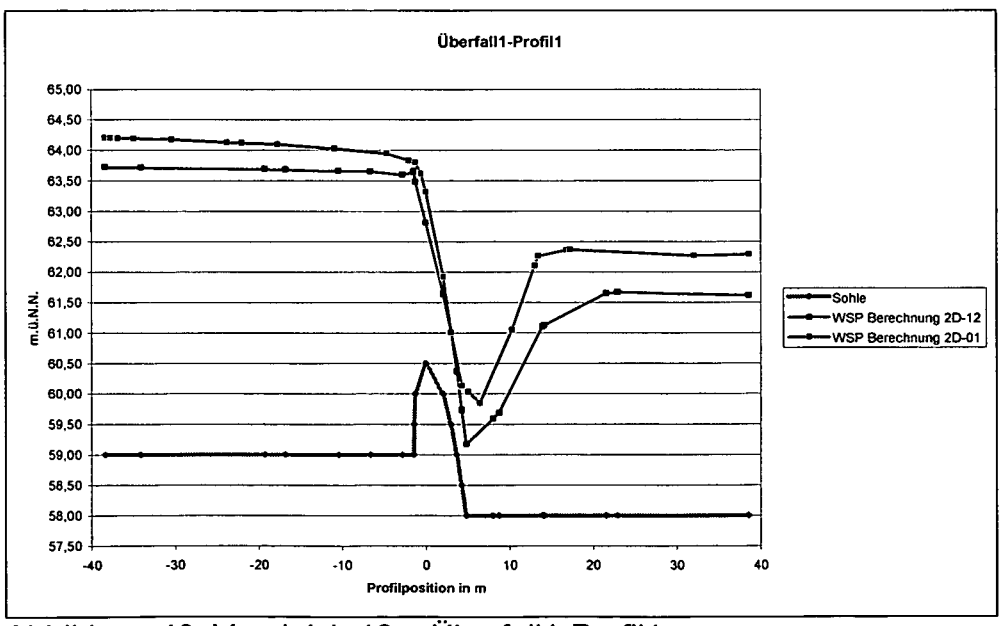


Abbildung 43: Vergleich 12 – Überfall1-Profil1

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

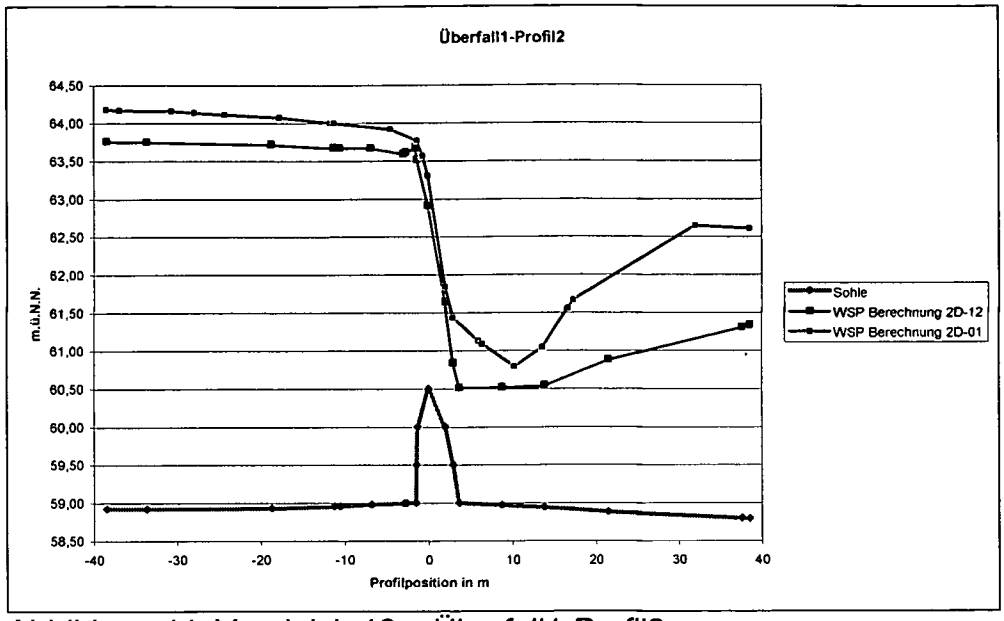


Abbildung 44: Vergleich 12 – Überfall1-Profil2

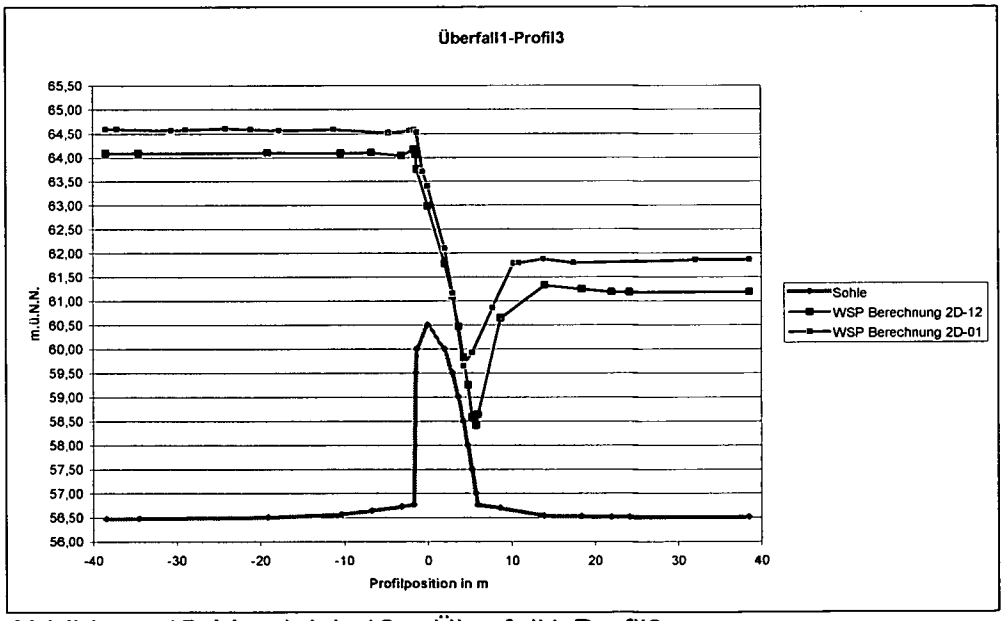


Abbildung 45: Vergleich 12 – Überfall1-Profil3

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

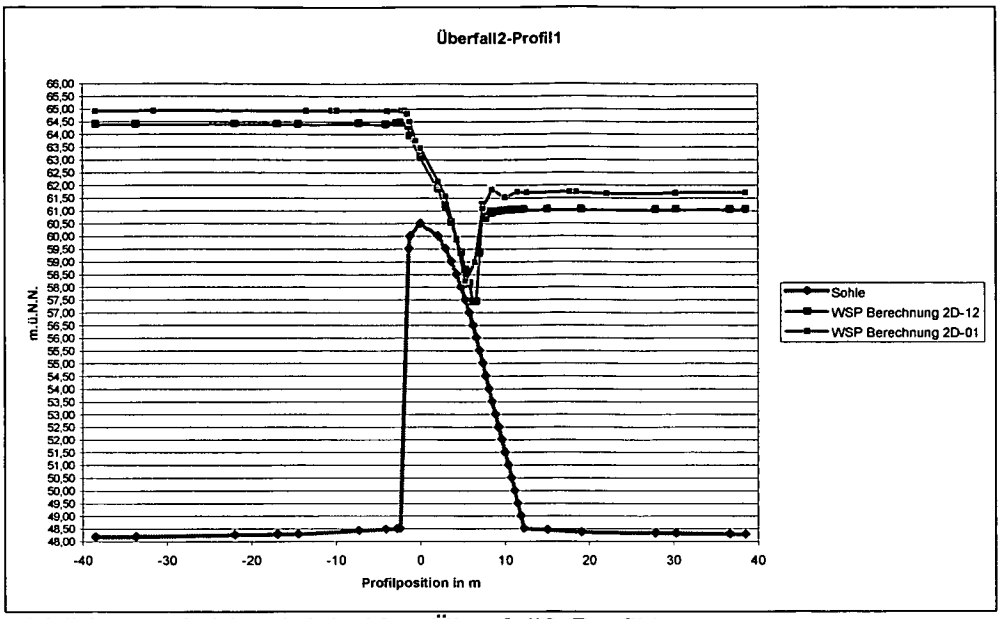


Abbildung 46: Vergleich 12 – Überfall2-Profil1

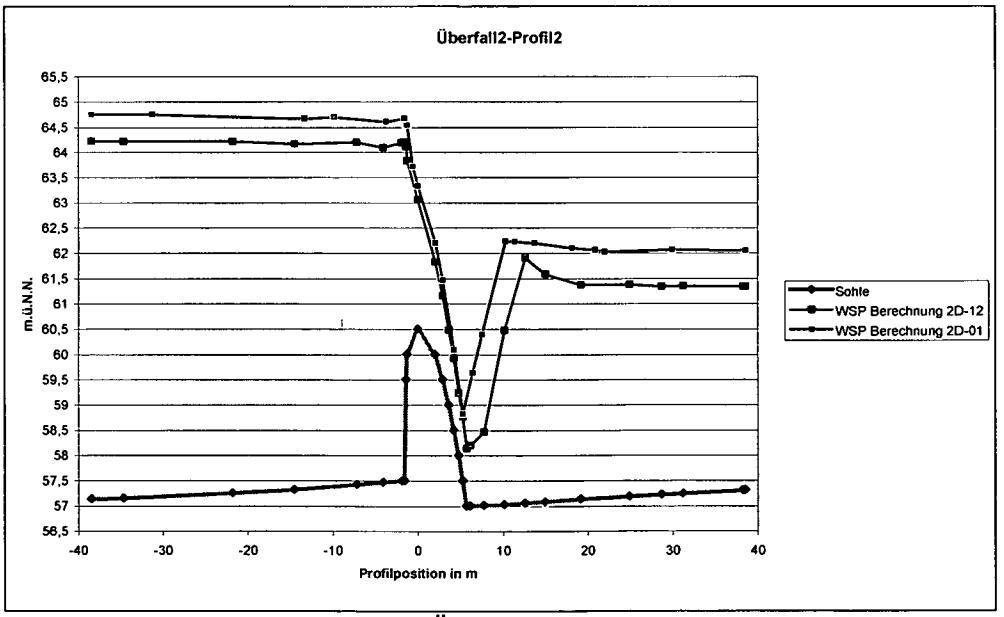


Abbildung 47: Vergleich 12 – Überfall2-Profil2

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

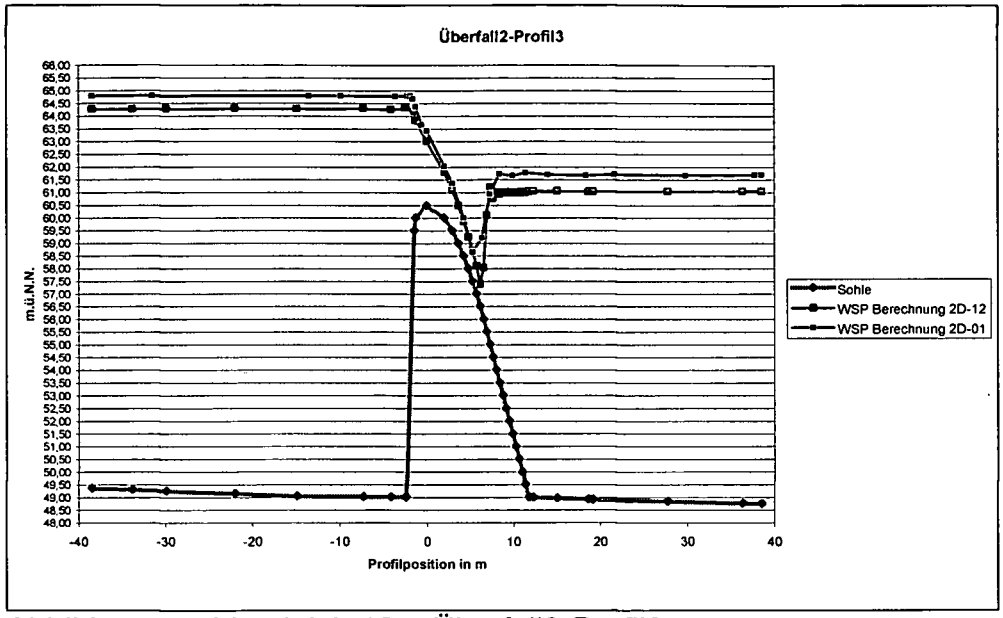


Abbildung 48: Vergleich 12 – Überfall2-Profil3

Wasserspiegelausbildung vor und in der Wehranlage

Vergleichsschnitt Spillway

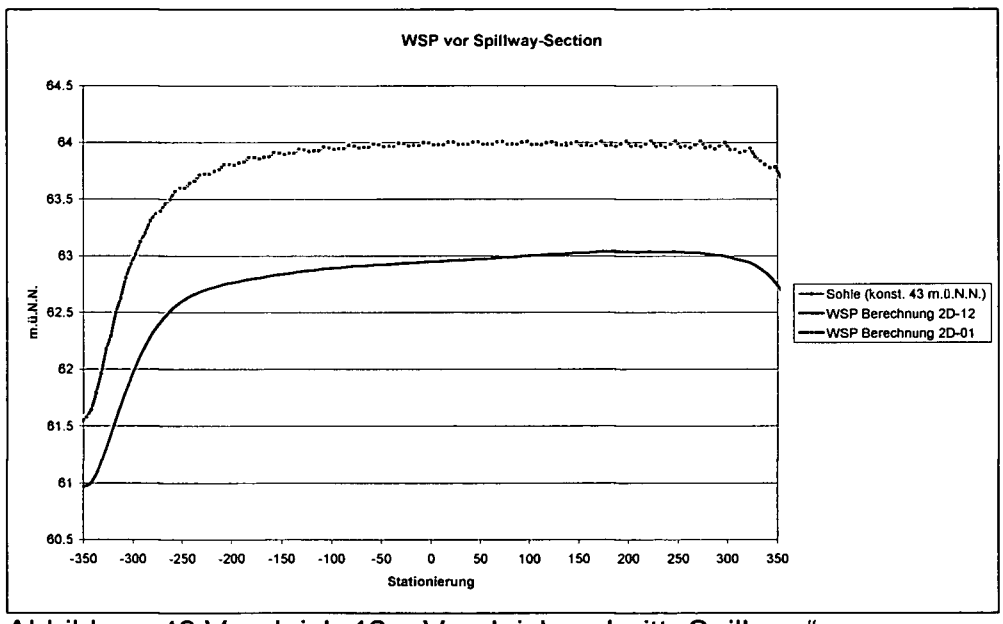


Abbildung 49:Vergleich 12 – Vergleichsschnitt „Spillway"

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

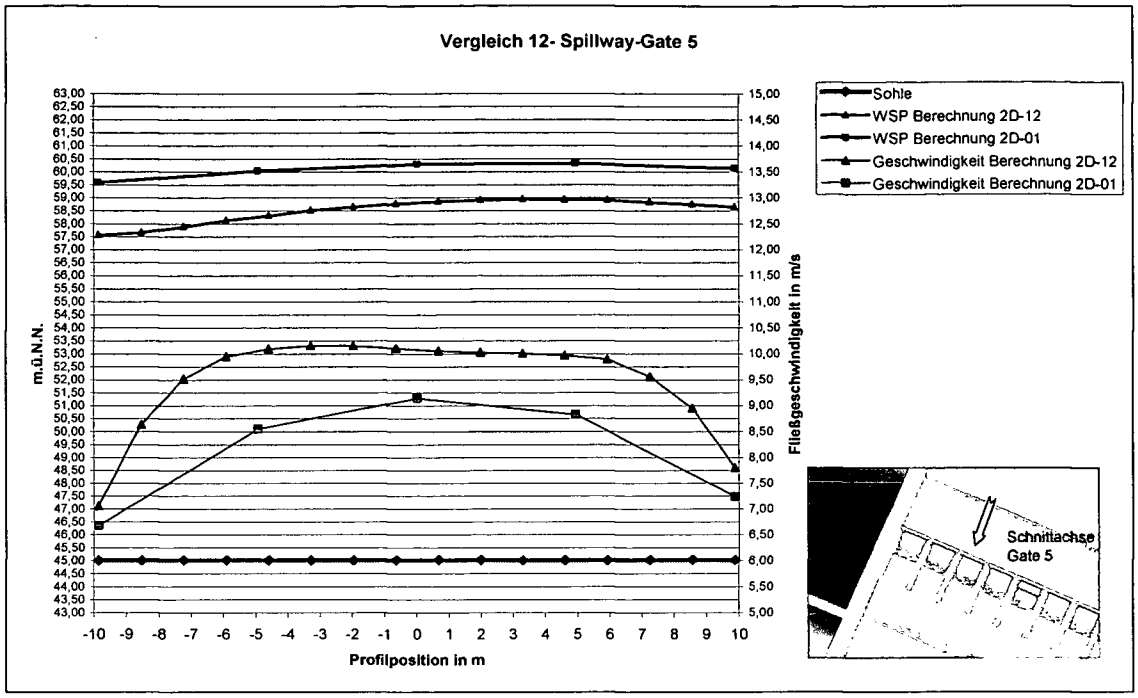


Abbildung 50: Vergleich 12 – Geschwindigkeitsverteilung Gate 5

Ausbildung der Pfeilerstauwirkung im Bereich der Wehranlage

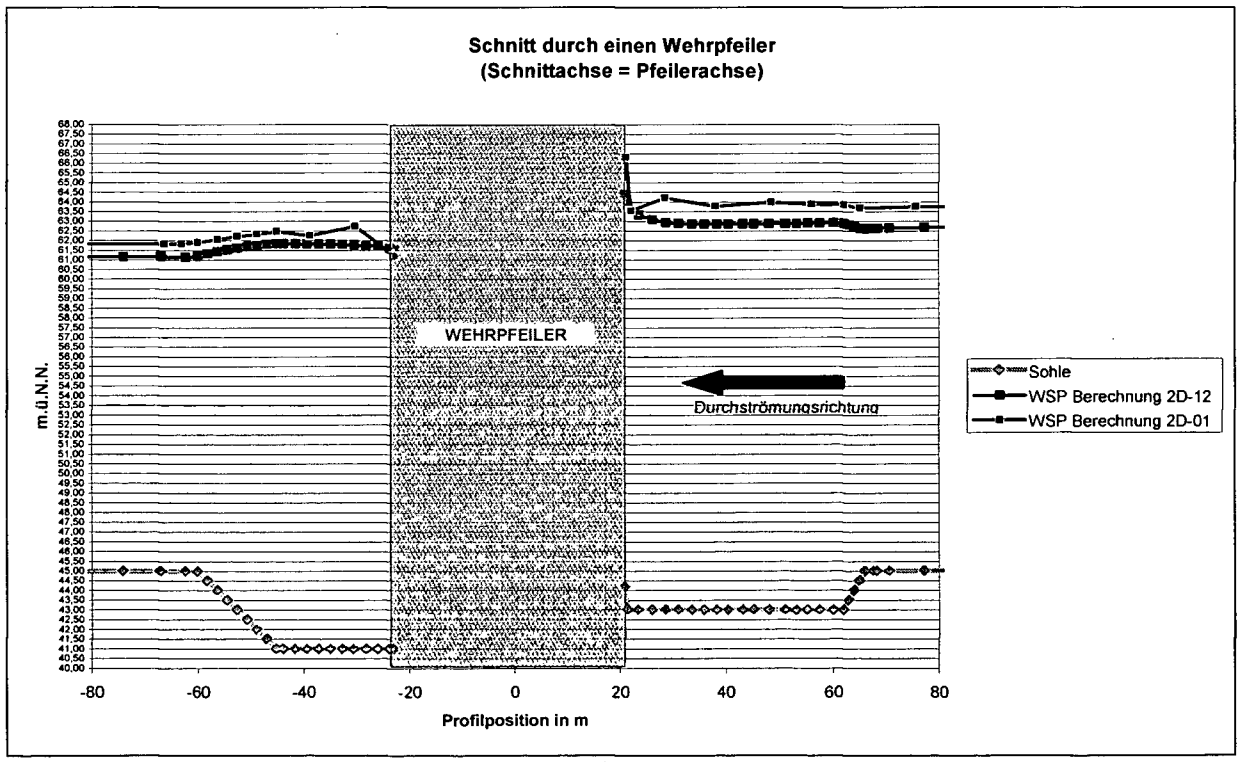


Abbildung 51: Vergleich 12 - Pfeilerstauwirkung

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Geschwindigkeitsverteilung im Bereich des Schnittes Überfall 1-Profil2

Geschwindigkeitsverteilung Berechnung 2D-01

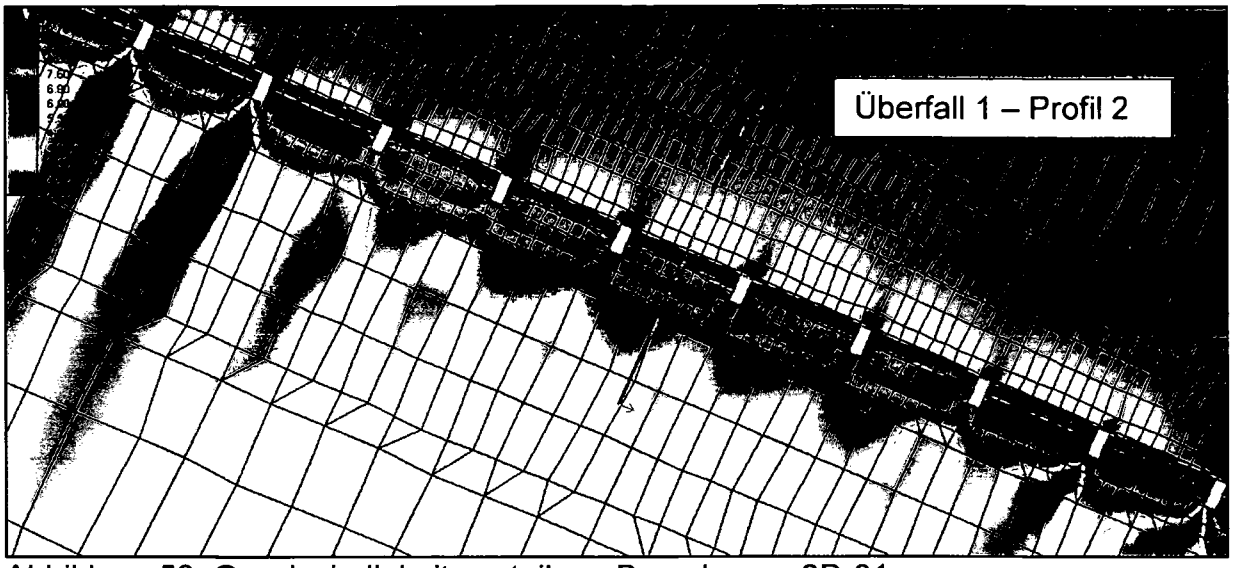


Abbildung 52: Geschwindigkeitsverteilung Berechnung 2D-01

Geschwindigkeitsverteilung Berechnung 2D-12

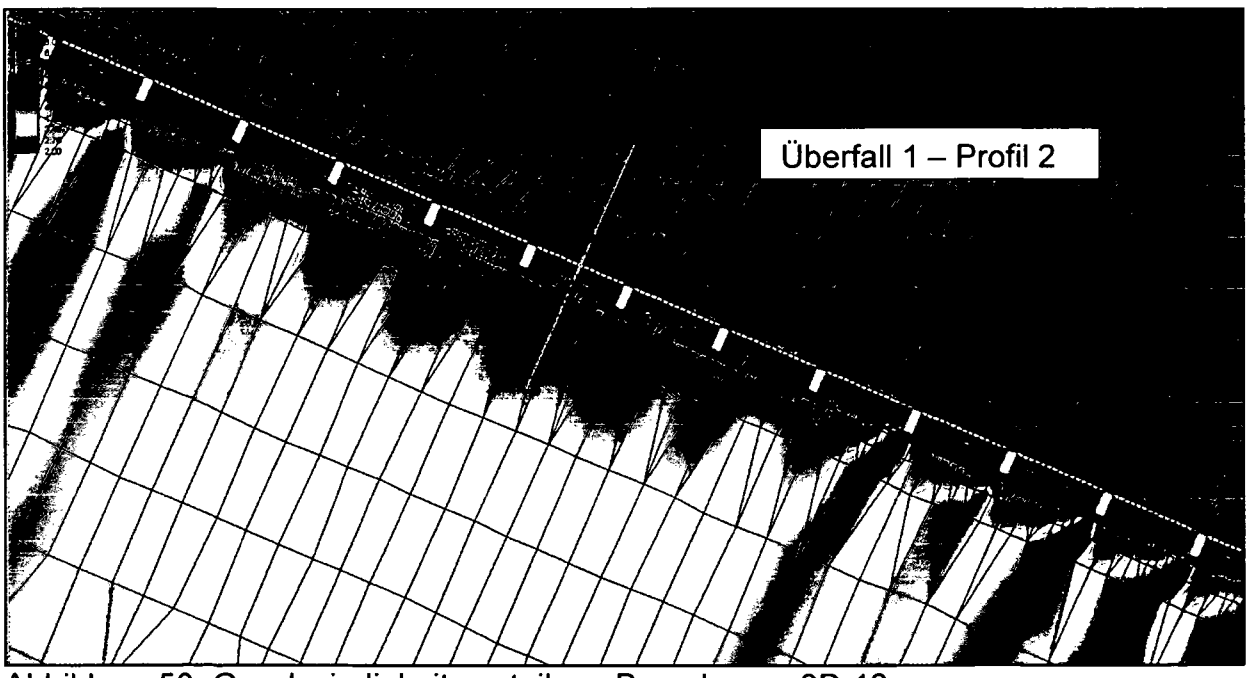


Abbildung 53: Geschwindigkeitsverteilung Berechnung 2D-12

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

10.1.2 Interpretation der Unterschiede

Die Ergebnisse des Vergleichs 12 zeigen, dass auf Grund eines höher aufgelösten Berechnungsnetzes die Wasserstände im Oberwasserbereich des Kraftwerks Dummugudem sehr konstant um 50 cm tiefer liegen. Im Bereich der Wehranlage mit den integrierten Tosbecken liegen die Wasserspiegel sogar bis zu 100 cm tiefer.

Im Bereich der Wehranlage wird der Abfluss durch die Wehre auf Grund der höheren Elementzahl wesentlich genauer abgebildet. Das Geschwindigkeitsprofil im Wehrfeld 5 quer zur Durchströmrichtung zeigt diesen Effekt sehr deutlich (Abbildung 50). Die Abbremsung der Strömung im Randbereich wird ausschließlich über die Stauwirkung der Wehrpfeiler verursacht, da die Pfeilerrauhigkeit nicht in die Modelle eingearbeitet wurde. Dies könnte man z.B. über sehr kleine Randzellen mit einer hohen Rauhigkeit realisieren.

Die Pfeilerstauwirkung ist in der Abbildung 51 für einen Wehrpfeiler dargestellt. Im Anströmbereich ergeben sich Wasserspiegelunterschiede bis zu 175 cm, die einen Einfluss auf den Abfluss durch die einzelnen Wehre ausüben. Auch der Strömungsschatten der Wehrpfeiler ist im höher aufgelösten Modell sichtbar kontinuierlicher abgebildet.

Da sich nur im Bereich der Wehranlage ein markanter Wasserspiegelunterschied zeigt, kann davon ausgegangen werden, dass dieser Modellbereich die konstanten Wasserspiegelunterschiede im Gesamtmodell hervorruft.

Die Strömung über die Überfallwehre bildet sich bei beiden Berechnungen identisch aus. Bei allen betrachteten Profilen tritt ein Fließwechsel im Wehrkronenbereich ein. Beim Vergleichsschnitt Überfall 1 - Profil 2 ergibt sich im Unterwasserbereich ein erheblicher Wasserspiegelunterschied von 125 cm. In der Geschwindigkeitsverteilung in diesem Bereich erkennt man (Abbildung 50), dass die Abbremsung der Strömungsgeschwindigkeit vom höher aufgelösten Modell weniger stark erfasst wird. Dieser Effekt ist auf die Auflösung des Geländes in diesem Bereich zurückzuführen. Im höher aufgelösten Modell ist zwar das Überfallbauwerk sehr genau abgebildet, das umschließende Gelände ist jedoch etwas schlechter aufgelöst. Der Übergang von kleinen zu großen Elementen ist in diesem Fall nicht kontinuierlich genug eingearbeitet.

10.2 Sensibilität des Oberwasserspiegels bei Änderungen des Zeitschrittes

Bei der Betrachtung von Berechnungen mit unterschiedlich gewählten Zeitschritten ist folgender Punkt besonders zu beachten:

- Der gewählte Zeitschritt definiert ausschließlich das Zeitintervall in dem die Ergebnisdaten vom Programm HYDRO_AS-2D ausgeschrieben werden. Das Berechnungszeitintervall wird vom Programm automatisch berechnet und kann nicht als Eingangswert angegeben werden.

Folgende Vergleiche zeigen die Auswirkung bei Berechnungen mit unterschiedlichen Ergebnis-Zeitintervallen mit dem Programm HYDRO_AS-2D:
Vergleich 3, Vergleich 4, Vergleich 8.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

10.2.1 Unterschiede Vergleich 3

Im Vergleich 3 ist die gesamte Simulationszeit in beiden Berechnungen gleich lang. Einziger Unterschied ist die gewählte Zeitschrittlänge für das Ausschreiben der Ergebnisse. Beide Berechnungen verwenden das Berechnungsnetz Modell 2.

Wobei: Berechnung 2D-06 Zeitschritt = 120 Sekunden
Berechnung 2D-09 Zeitschritt = 500 Sekunden

Die genauen Berechnungsparameter und die genauen Modellbeschreibungen sind dem Kapitel 9 Methodik zu entnehmen.

Folgende Unterschiede zwischen den beiden Berechnungen konnten ermittelt werden:

Wasseranschlagslinie im Dammbereich:

Tabelle 10: Wasseranschlag Vergleich 3

	Berechnung 2D-06	Berechnung 2D-09	Unterschied
Linke Wasseranschlagshöhe	64,83 m.ü.N.N.	64,80 m.ü.N.N.	3 cm
Rechte Wasseranschlagshöhe	64,38 m.ü.N.N.	64,36 m.ü.N.N.	2 cm

Wasserspiegeldifferenz in den Vergleichsschnitten:

Da beide Berechnungen mit demselben Berechnungsnetz durchgeführt wurden, können in den Vergleichsschnitten die einzelnen Wasserspiegelpunkte direkt miteinander verglichen werden. Der Unterschied in der Wasserspiegellage wurde über die Differenzen der einzelnen Wasserspiegelpunkte in jedem Schnitt über folgende Werte charakterisiert:

- Minimale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Maximale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Mittlere Differenz aller Differenzen innerhalb eines Vergleichsschnittes.

Nachstehende Tabelle beinhaltet die Differenzen vom Vergleich 3

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Tabelle 11: Wasserspeiegeldifferenzen Vergleich 3
Differenzbildung über: Berechnung 2D-09 minus Berechnung 2D-06

Vergleich 3	**Minimale Differenz**	**Maximale Differenz**	**Mittlere Differenz**
Schnitt 1	-0.0259	-0.0260	-0.0259
Schnitt 2	-0.0258	-0.0259	-0.0258
Schnitt 3	-0.0252	-0.0255	-0.0253
Schnitt 4	-0.0258	-0.0270	-0.0265
Schnitt 5	-0.0321	-0.0368	-0.0351
Schnitt 6	-0.0286	-0.0436	-0.0336
Schnitt 7	-0.0279	-0.0399	-0.0331
Schnitt 8	-0.0249	-0.0252	-0.0251
Schnitt 9	-0.0260	-0.0260	-0.0260
Schnitt 10	-0.0265	-0.0265	-0.0265
Überfall 1	-0.0062	-0.0246	-0.0231
Überfall 2	-0.0164	-0.0261	-0.0242
Spillway	-0.0288	-0.0357	-0.0299
Profil 222	0.0000	-0.0278	-0.0260
Profil 223	-0.0150	-0.0271	-0.0262
Profil 227	0.0000	-0.0270	-0.0258

Angaben in m

Erreichen des stationären Zustandes:

Berechnung 2D-06 bei 36.000 Sekunden – Stationärität: 99,74%
Berechnung 2D-09 bei 36.000 Sekunden – Stationärität: 99,34%

10.2.2 Unterschiede Vergleich 4

Beim Vergleich 4 unterscheiden sich die beiden verglichenen Berechnungen im gewählten Zeitschritt für das Ausschreiben der Ergebnisse sowie die gesamte Simulationszeit. Beide Berechnungen verwenden das Berechnungsnetz Modell 2.

Wobei:

Berechnung 2D-10: Zeitschritt = 120 Sekunden
Simulationszeit = 25.200 Sekunden

Berechnung 2D-11: Zeitschritt = 500 Sekunden
Simulationszeit = 25.500 Sekunden

Die genauen Berechnungsparameter und die genauen Modellbeschreibungen sind dem Kapitel 9 Methodik zu entnehmen.

Folgende Unterschiede zwischen den beiden Berechnungen konnten ermittelt werden:

Wasseranschlagslinie im Dammbereich:
Tabelle 12: Wasseranschlag Vergleich 4

	Berechnung 2D-10	Berechnung 2D-11	Unterschied
Linke Wasseranschlagshöhe	64,60 m.ü.N.N.	64,60 m.ü.N.N.	0 cm
Rechte Wasseranschlagshöhe	64,09 m.ü.N.N.	64,09 m.ü.N.N.	0 cm

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Wasserspiegeldifferenz in den Vergleichsschnitten:

Da beide Berechnungen mit demselben Berechnungsnetz durchgeführt wurden, können in den Vergleichsschnitten die einzelnen Wasserspiegelpunkte direkt miteinander verglichen werden. Der Unterschied in der Wasserspiegellage wurde über die Differenzen der einzelnen Wasserspiegelpunkte in jeden Schnitt über folgende Werte charakterisiert:

- Minimale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Maximale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Mittlere Differenz aller Differenzen innerhalb eines Vergleichsschnittes.

Nachstehende Tabelle beinhaltet die Differenzen vom Vergleich 4

Tabelle 13: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 4
Differenzbildung über: Berechnung 2D-10 minus Berechnung 2D-11

Vergleich 4	**Minimale Differenz**	**Maximale Differenz**	**Mittlere Differenz**
Schnitt 1	-0.0002	-0.0002	-0.0002
Schnitt 2	-0.0001	-0.0002	-0.0002
Schnitt 3	-0.0001	-0.0033	-0.0005
Schnitt 4	0.0000	-0.0002	-0.0001
Schnitt 5	-0.0001	-0.0007	-0.0003
Schnitt 6	-0.0001	-0.0004	-0.0002
Schnitt 7	-0.0002	-0.0007	-0.0004
Schnitt 8	-0.0002	-0.0003	-0.0002
Schnitt 9	-0.0003	-0.0003	-0.0003
Schnitt 10	-0.0002	-0.0003	-0.0003
Überfall 1	0.0000	0.0029	0.0001
Überfall 2	0.0001	0.0003	0.0002
Spillway	0.0001	0.0004	0.0002
Profil 222	0.0000	0.0003	0.0002
Profil 223	0.0000	0.0003	0.0002
Profil 227	0.0000	0.0003	0.0002

Angaben in m

Erreichen des stationären Zustandes:

Berechnung 2D-10 bei 25.200 Sekunden – Stationärität: 99,56%
Berechnung 2D-11 bei 25.500 Sekunden – Stationärität: 99,55%

10.2.3 Unterschiede Vergleich 8

Beim Vergleich 4 unterscheiden sich die beiden verglichenen Berechnungen im gewählten Zeitschritt für das Ausschreiben der Ergebnisse sowie die gesamte Simulationszeit. Beide Berechnungen verwenden das Berechnungsnetz Modell 1.
Wobei:

Berechnung 2D-03: Zeitschritt = 120 Sekunden
Simulationszeit = 30.600 Sekunden
Berechnung 2D-05: Zeitschritt = 500 Sekunden

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Simulationszeit = 32.000 Sekunden

Die genauen Berechnungsparameter und die genauen Modellbeschreibungen sind dem Kapitel 9 Methodik zu entnehmen.

Folgende Unterschiede zwischen den beiden Berechnungen konnten ermittelt werden:

Wasseranschlagslinie im Dammbereich:

Tabelle 14: Wasseranschlag Vergleich 8

	Berechnung 2D-03	Berechnung 2D-05	Unterschied
Linke Wasseranschlagshöhe	64,95 m.ü.N.N.	64,94 m.ü.N.N.	1 cm
Rechte Wasseranschlagshöhe	64,50 m.ü.N.N.	64,49 m.ü.N.N.	1 cm

Wasserspiegeldifferenz in den Vergleichsschnitten:

Da beide Berechnungen mit demselben Berechnungsnetz durchgeführt wurden, können in den Vergleichsschnitten die einzelnen Wasserspiegelpunkte direkt miteinander verglichen werden. Der Unterschied in der Wasserspiegellage wurde über die Differenzen der einzelnen Wasserspiegelpunkte in jedem Schnitt über folgende Werte charakterisiert:

- Minimale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Maximale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Mittlere Differenz aller Differenzen innerhalb eines Vergleichsschnittes.

Nachstehende Tabelle beinhaltet die Differenzen vom Vergleich 8

Tabelle 15: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 8
Differenzbildung über: Berechnung 2D-03 minus Berechnung 2D-05

Vergleich 8	**Minimale Differenz**	**Maximale Differenz**	**Mittlere Differenz**
Schnitt 1	-0.0050	-0.0051	-0.0051
Schnitt 2	-0.0050	-0.0051	-0.0050
Schnitt 3	-0.0049	-0.0050	-0.0049
Schnitt 4	-0.0045	-0.0048	-0.0047
Schnitt 5	-0.0081	-0.0117	-0.0103
Schnitt 6	-0.0059	-0.0150	-0.0090
Schnitt 7	-0.0057	-0.0135	-0.0090
Schnitt 8	-0.0044	-0.0044	-0.0044
Schnitt 9	-0.0045	-0.0045	-0.0045
Schnitt 10	-0.0045	-0.0045	-0.0045
Überfall 1	-0.0010	-0.0058	-0.0042
Überfall 2	-0.0028	-0.0059	-0.0044
Spillway	-0.0060	-0.0108	-0.0067
Profil 222	-0.0037	-0.0055	-0.0047
Profil 223	-0.0043	-0.0050	-0.0047
Profil 227	-0.0040	-0.0047	-0.0045

Angaben in m

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Erreichen des stationären Zustandes:

Berechnung 2D-03 bei 30.600 Sekunden – Stationärität: 99,44%
Berechnung 2D-05 bei 32.000 Sekunden – Stationärität: 99,53%

10.2.4 Interpretation der Unterschiede

Alle angestellten Vergleiche zeigen, dass die Änderung des Zeitintervalls zum Ausschreiben der Ergebnisdaten im Bereich zwischen 120 und 500 Sekunden keine relevanten Auswirkungen auf das Ergebnis hat.

Vergleich 3 zeigt, dass das Erreichen des stationären Abflusszustandes durch einen höheren Zeitschritt verzögert werden kann. Das ist auch der Grund für die Wasserspiegellagenunterschiede im Vergleich 3, die im Bereich von 2 - 3 cm liegen.

10.3 Sensibilität des Oberwasserspiegels bei Änderungen der Rauhigkeiten

Ein wichtiger Eingangsparameter für Strömungssimulationen ist die Sohlrauhigkeit. Die Wahl der Rauhigkeit ist insbesondere bei Berechnungen mit einer allgemeinen Fließformel besonders kritisch zu betrachten, da für die Wahl der Rauhigkeitsbeiwerte zumeist nur verbale Zuweisungskriterien existieren. Auch bei der Ermittlung der Rauhigkeitsbeiwerte über eine Wasserstands-Abflussbeziehung können nur mittlere Rauhigkeitsbeiwerte erzielt werden.

Bei natürlichen Gewässern spielen die lokalen Sohlrauhigkeitsunterschiede eine sehr große Rolle für die Strömungsausbildung. Das 2D-Strömungsmodell HYDRO_AS-2D erfasst diese Strömungsausbildungen aufgrund der lokalen Sohlrauhigkeitsunterschiede. Deshalb ist es wichtig die Sohlrauhigkeiten im 2D-Modell möglichst genau zu definieren. Das ist vor allem bei noch nicht vorhanden Bauwerken und geringer Information der Sohlstruktur nur mit Unsicherheiten möglich.

Bei der Sensibilitätsuntersuchung der Sohlrauhigkeiten soll die Auswirkung auf den Oberwasserspiegel des Kraftwerks Dummugudem von Änderungen der geschätzten Rauhigkeitsbeiwerte ermittelt werden. Im Projekt Dummugudem sind das vor allem die Rauhigkeiten der stark durchflossenen Kraftwerksanlagenteile, wie das Überfallwehr und die Wehranlage. Die Sensibilitätsanalyse soll weiters zeigen, ob die Frage der Notwendigkeit einer Abholzung im Inselbereich mit dem Programm HYDRO_AS-2D geklärt werden kann. Aus diesem Grund wird auch die Rauhigkeit im Inselbereich variiert.

Die Rauhigkeit im Hauptgerinne wurde über eine Wasserstand-Abfluss-Beziehung mit dem Programm HEC-RAS ermittelt und für alle Berechnungen angesetzt.
Das Umland des Hauptgerinnes hat wahrscheinlich einen großen Einfluss auf die Strömungsausbildung im Staubereich und somit auch auf den Oberwasserspiegel im Bereich des Kraftwerks Dummugudem. Deshalb wurde auch in diesem Bereich der Rauhigkeitsbeiwert variiert.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Mit folgenden zwei Vergleichen sollen diese unumgänglichen Unsicherheiten und Fragestellungen für das Projekt Dummugudem spezifiziert werden: Vergleich 6, Vergleich 1.

10.3.1 Unterschiede Vergleich 1

Beim Vergleich 1 sind beide Berechnungen bis auf die Rauhigkeitsbeiwerte vollkommen identisch. Als Berechnungsnetz wird das Modell 2 verwendet. Die Unterschiede der Rauhigkeiten im Bereich der Überfallwehre werden daher bei diesem Vergleich nicht berücksichtigt.

Die Rauhigkeiten wurden laut nachstehender Tabelle variiert:

Tabelle 16: Rauhigkeitsverteilung Vergleich 1
Die Rauhigkeitsbeiwerte sind als Strickler-Beiwerte in $m^{1/3}/s$ angegeben.

Rauhigkeitsbereich	Berechnung 2D-07	Berechnung 2D-08
Flusssohle	42	42
linke Böschung	42	42
rechte Böschung	42	42
Umland	**30**	**25**
Insel	**35**	**30**
Dammbauwerk	35	35
Tosbecken	**70**	**60**
Überfallwehr	#	#
Krafthaus	80	80

Dabei charakterisieren die gewählten Rauhigkeitsbeiwerte folgende Oberflächen:

$25\,m^{1/3}/s$	Stark bewachsene Erdkanäle
30-37 $m^{1/3}/s$	Flussvorland mit Vegetation
70-75 $m^{1/3}/s$	Beton gut geschalt, hoher Zementgehalt
$60\,m^{1/3}/s$	Beton unverputzt, Holzschalung

(Quelle der Rauhigkeitsangaben: Bollrich, Technische Hydromechanik Band 4 – Hydraulische und numerische Modelle, 2000)

Die genauen Berechnungsparameter und die genauen Modellbeschreibungen sind dem Kapitel 9 Methodik zu entnehmen.

Folgende Unterschiede zwischen den beiden Berechnungen konnten ermittelt werden:

<u>Wasseranschlagslinie im Dammbereich:</u>

Tabelle 17: Wasseranschlag Vergleich 1

	Berechnung 2D-07	Berechnung 2D-08	Unterschied
Linke Wasseranschlagshöhe	64,59 m.ü.N.N.	64,61 m.ü.N.N.	2 cm
Rechte Wasseranschlagshöhe	64,08 m.ü.N.N.	64,06 m.ü.N.N.	2 cm

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Wasserspiegeldifferenz in den Vergleichsschnitten:

Da beide Berechnungen mit demselben Berechnungsnetz durchgeführt wurden, können in den Vergleichsschnitten die einzelnen Wasserspiegelpunkte direkt miteinander verglichen werden. Der Unterschied in der Wasserspiegellage wurde über die Differenzen der einzelnen Wasserspiegelpunkte in jeden Schnitt über folgende Werte charakterisiert:

- Minimale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Maximale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Mittlere Differenz aller Differenzen innerhalb eines Vergleichsschnittes.

Nachstehende Tabelle beinhaltet die Differenzen vom Vergleich 1

Tabelle 18: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 1
Differenzbildung über: Berechnung 2D-07 minus Berechnung 2D-08

Vergleich 1	**Minimale Differenz**	**Maximale Differenz**	**Mittlere Differenz**
Schnitt 1	0.0226	0.0228	0.0227
Schnitt 2	0.0244	0.0255	0.0249
Schnitt 3	0.0293	0.0328	0.0311
Schnitt 4	-0.0052	-0.0288	-0.0200
Schnitt 5	-0.0343	-0.0847	-0.0535
Schnitt 6	-0.0397	-0.0909	-0.0580
Schnitt 7	0.0000	-0.1525	-0.0530
Schnitt 8	-0.0166	-0.0183	-0.0174
Schnitt 9	-0.0125	-0.0126	-0.0125
Schnitt 10	-0.0138	-0.0139	-0.0139
Überfall 1	0.0000	0.0687	0.0393
Überfall 2	-0.0106	-0.0645	-0.0329
Spillway	-0.0358	-0.0771	-0.0539
Profil 222	0.0000	-0.0381	-0.0157
Profil 223	0.0000	-0.0318	-0.0179
Profil 227	0.0000	-0.0250	-0.0205

Angaben in m

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Differenzverteilung im Vergleichschnitt Überfall1:

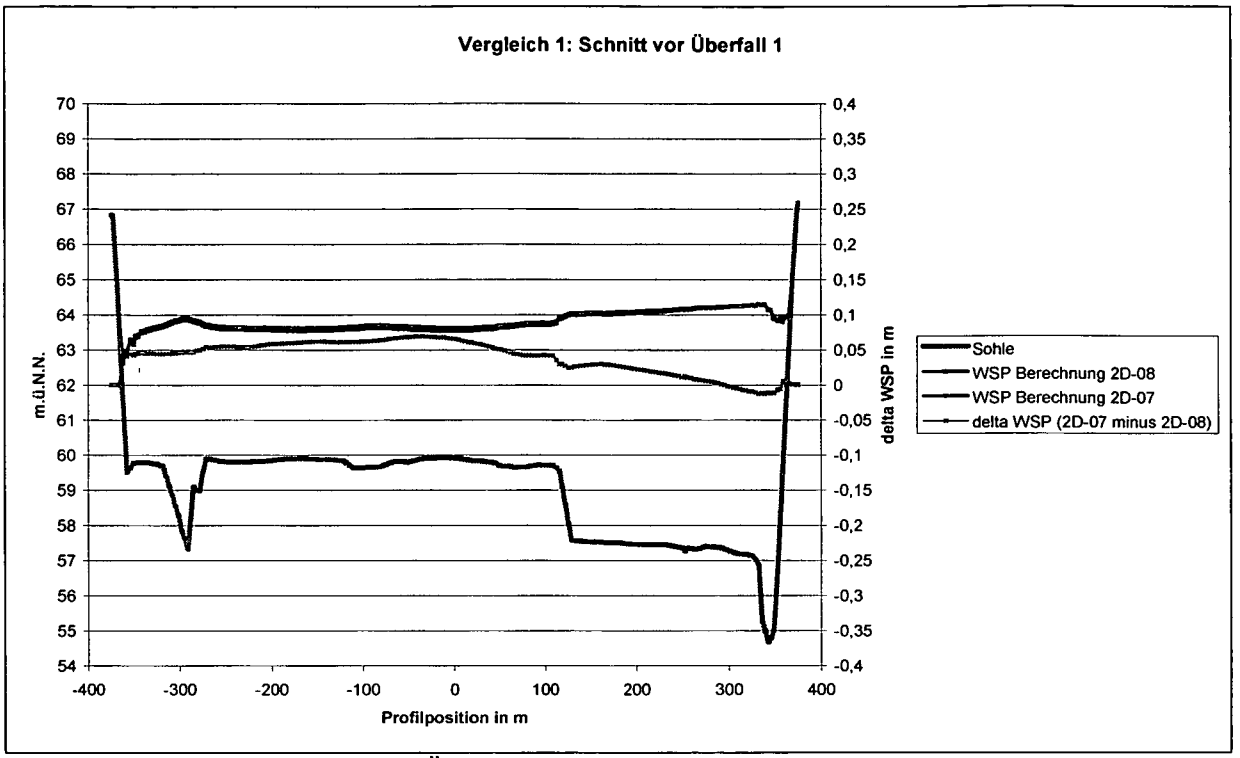


Abbildung 54: Vergleich 1 – „Überfall1" Differenzverteilung

Differenzverteilung im Vergleichschnitt Überfall 2:

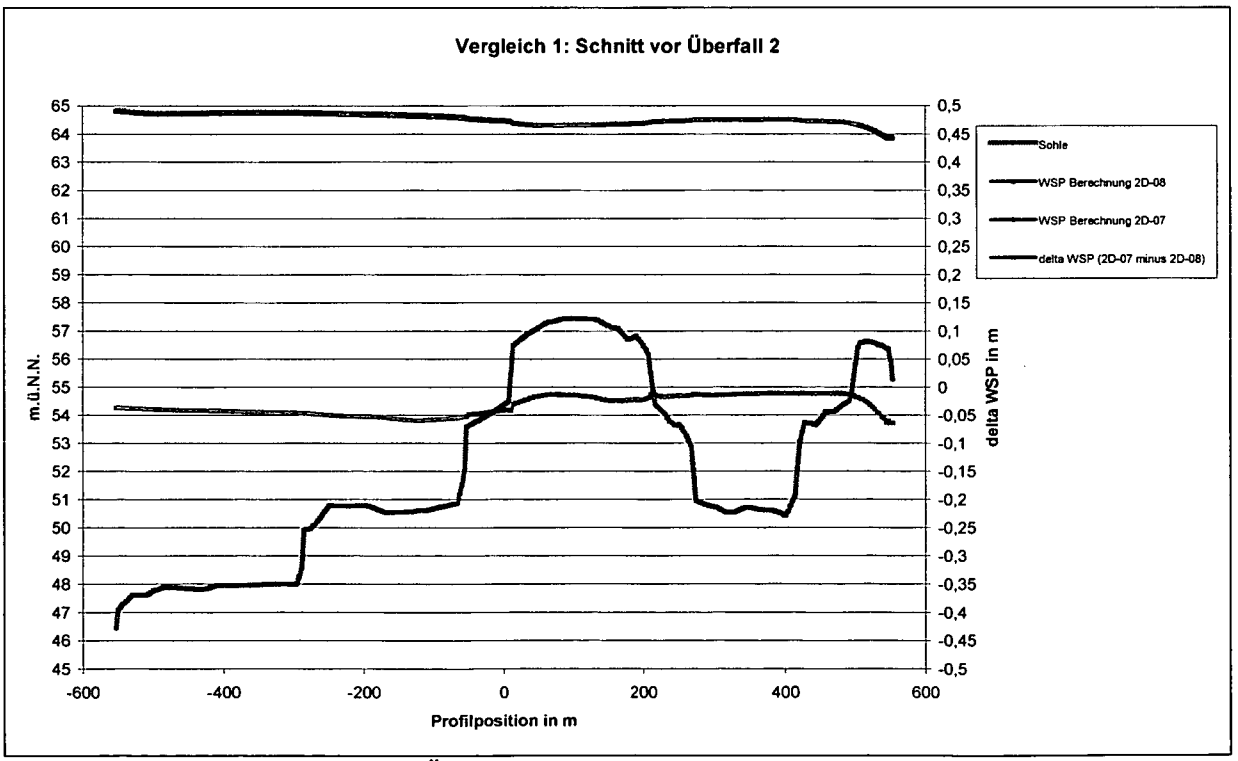


Abbildung 55: Vergleich 1 – „Überfall2" Differenzverteilung

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Differenzverteilung im Vergleichsschnitt 7 – Tosbecken

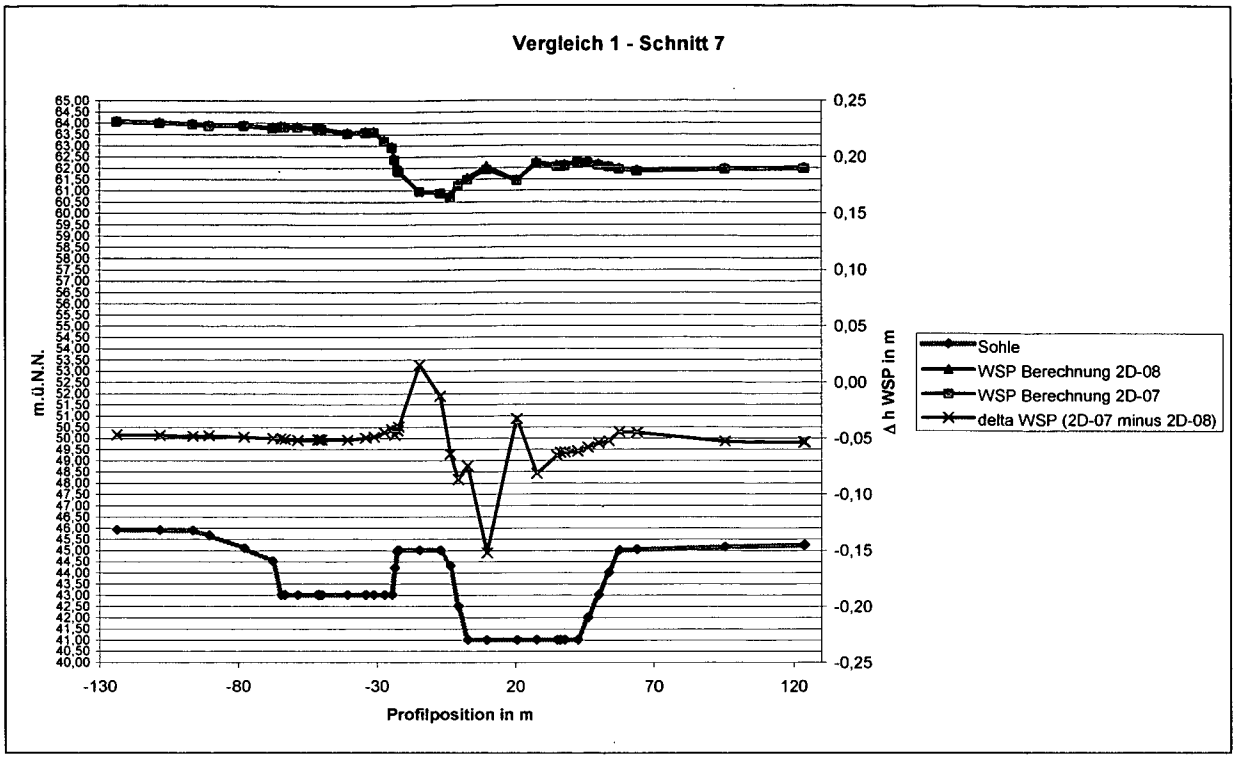


Abbildung 56: Vergleich 1 – „Schnitt 7" Differenzverteilung

Schnitt durch die Überfallwehre:

Diese Schnitte sind nicht als Vergleichsschnitte definiert. Die Schnittachsen wurden frei gewählt und sind im Diagramm dargestellt.

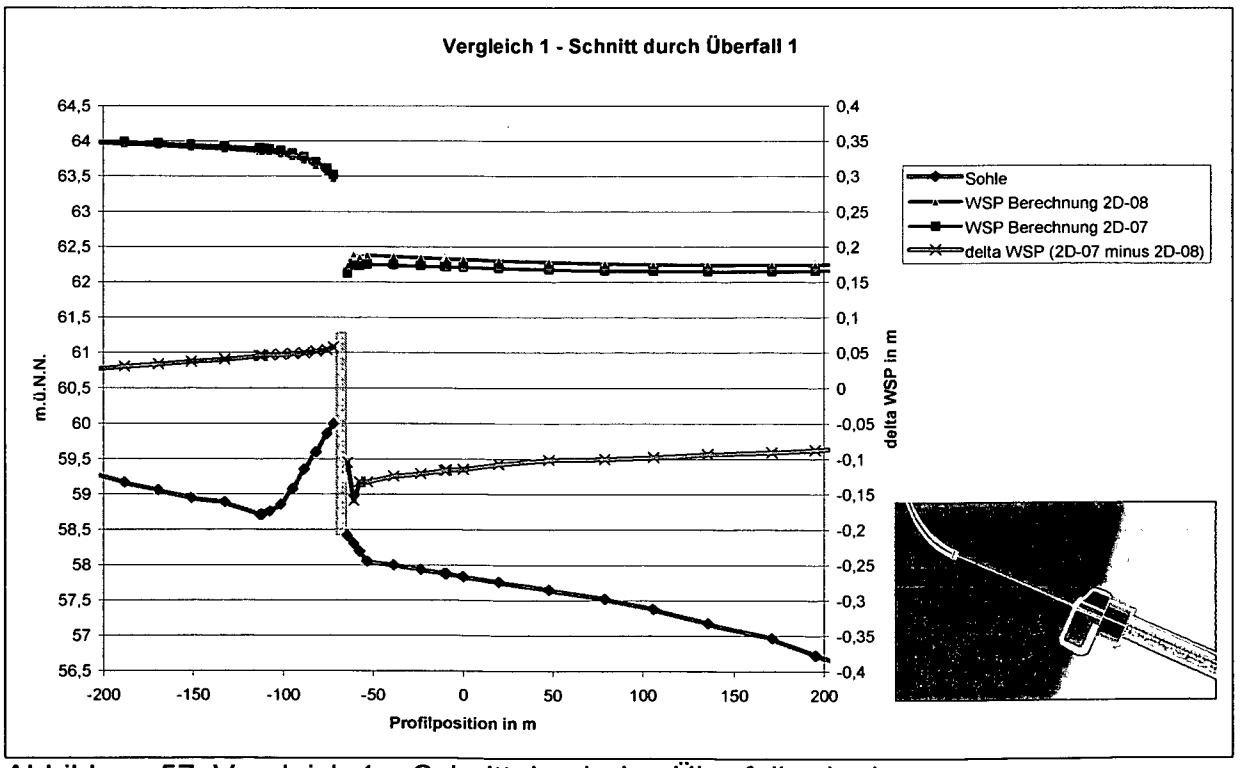


Abbildung 57: Vergleich 1 – Schnitt durch das Überfallwehr 1

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

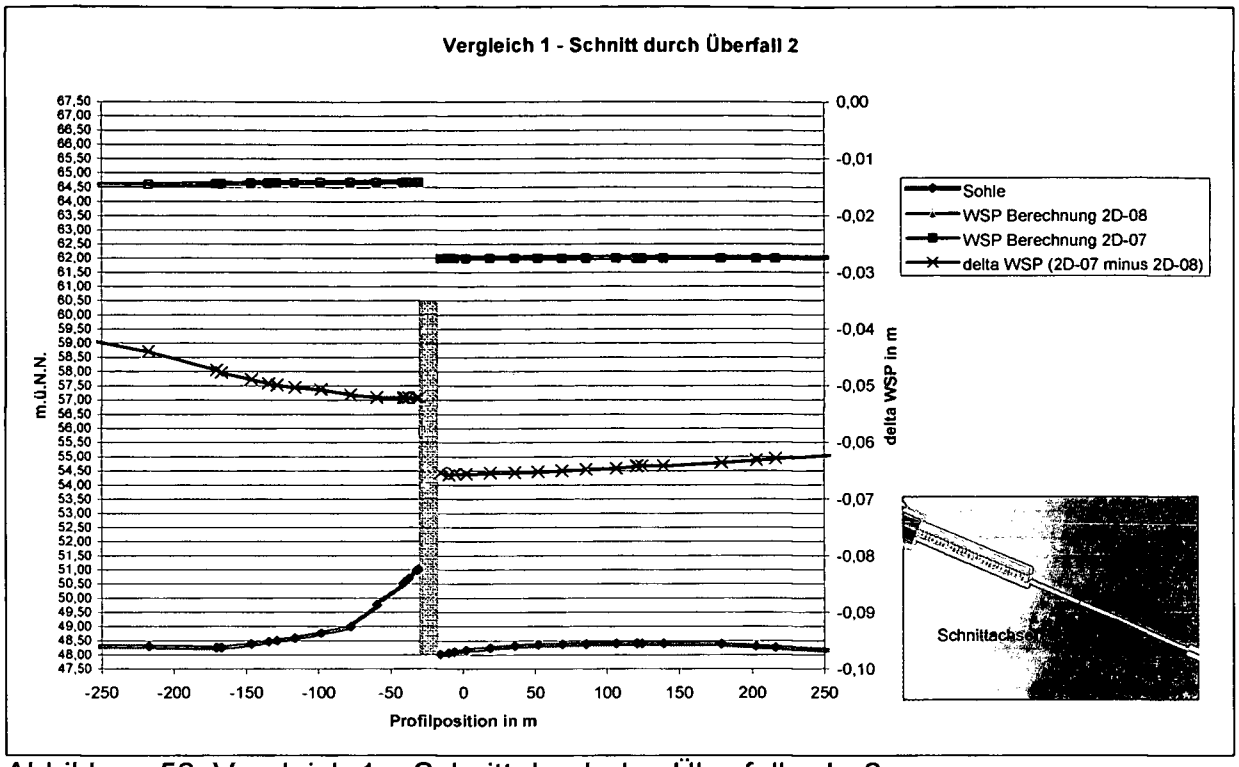


Abbildung 58: Vergleich 1 – Schnitt durch das Überfallwehr 2

10.3.2 Unterschiede Vergleich 6

Beim Vergleich 6 sind alle Berechnungsparameter bis auf die Rauhigkeitsbeiwerte vollkommen identisch. Die Simulationszeit unterscheidet sich ebenfalls, da bei der Berechnung 2D-04 ein Anfangswasserspiegel angenommen wurde. Der gewählte Anfangswasserspiegel hat jedoch keinen Einfluss auf das zu vergleichende Ergebnis, da dieser weit unter den erwarteten Endwasserspiegel liegt. Als Berechnungsnetz wird in beiden Berechnungen das Modell 1 verwendet.

Die Rauhigkeiten wurden laut nachstehender Tabelle variiert:

Tabelle 19: Rauhigkeitsverteilung Vergleich 6
Die Rauhigkeitsbeiwerte sind als Strickler-Beiwerte in $m^{1/3}/s$ angegeben.

Rauhigkeitsbereich	Berechnung 2D-01	Berechnung 2D-04
Flusssohle	42	42
linke Böschung	42	42
rechte Böschung	42	42
Umland	**30**	**25**
Insel	**35**	**30**
Dammbauwerk	35	35
Tosbecken	**70**	**60**
Überfallwehr	**85**	**90**
Krafthaus	80	80

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Dabei charakterisieren die gewählten Rauhigkeitsbeiwerte folgende Oberflächen:

$25\,m^{1/3}/s$	stark bewachsene Erdkanäle
30-37 $m^{1/3}/s$	Flussvorland mit Vegetation
70-75 $m^{1/3}/s$	Beton gut geschalt, hoher Zementgehalt
$60\,m^{1/3}/s$	Beton unverputzt, Holzschalung
85-90 $m^{1/3}/s$	geglätteter Beton

(Quelle der Rauhigkeitsangaben: Bollrich, Technische Hydromechanik Band 4 – Hydraulische und numerische Modelle, 2000)

Die genauen Berechnungsparameter und die genauen Modellbeschreibungen sind dem Kapitel 9 Methodik zu entnehmen.

Folgende Unterschiede zwischen den beiden Berechnungen konnten ermittelt werden:

Wasseranschlagslinie im Dammbereich:

Tabelle 20: Wasseranschlag Vergleich 6

	Berechnung 2D-01	Berechnung 2D-04	Unterschied
Linke Wasseranschlagshöhe	64,88 m.ü.N.N.	64,92 m.ü.N.N.	4 cm
Rechte Wasseranschlagshöhe	64,43 m.ü.N.N.	64,43 m.ü.N.N.	0 cm

Wasserspiegeldifferenz in den Vergleichsschnitten:

Da beide Berechnungen mit demselben Berechnungsnetz durchgeführt wurden, können in den Vergleichsschnitten die einzelnen Wasserspiegelpunkte direkt miteinander verglichen werden. Der Unterschied in der Wasserspiegellage wurde über die Differenzen der einzelnen Wasserspiegelpunkte in jeden Schnitt über folgende Werte charakterisiert:

- Minimale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Maximale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Mittlere Differenz aller Differenzen innerhalb eines Vergleichsschnittes.

Nachstehende Tabelle beinhaltet die Differenzen vom Vergleich 6

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Tabelle 21: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 6
Differenzbildung über: Berechnung 2D-01 minus Berechnung 2D-04

Vergleich 6	**Minimale Differenz**	**Maximale Differenz**	**Mittlere Differenz**
Schnitt 1	-0,0055	-0,0059	-0,0057
Schnitt 2	-0,0029	-0,0034	-0,0031
Schnitt 3	0,0010	0,0033	0,0024
Schnitt 4	-0,0312	-0,0524	-0,0448
Schnitt 5	-0,0978	-0,1449	-0,1194
Schnitt 6	-0,0743	-0,1664	-0,1014
Schnitt 7	0,0000	-0,1304	-0,0802
Schnitt 8	-0,0399	-0,0412	-0,0405
Schnitt 9	-0,0378	-0,0379	-0,0379
Schnitt 10	-0,0391	-0,0392	-0,0392
Überfall 1	0,0000	0,0460	0,0125
Überfall 2	-0,0207	-0,0917	-0,0572
Spillway	-0,0725	-0,1310	-0,0864
Profil 222	-0,0145	-0,0626	-0,0395
Profil 223	-0,0282	-0,0551	-0,0416
Profil 227	-0,0370	-0,0499	-0,0455

Angaben in m

<u>Differenzverteilung im Vergleichschnitt Überfall1:</u>

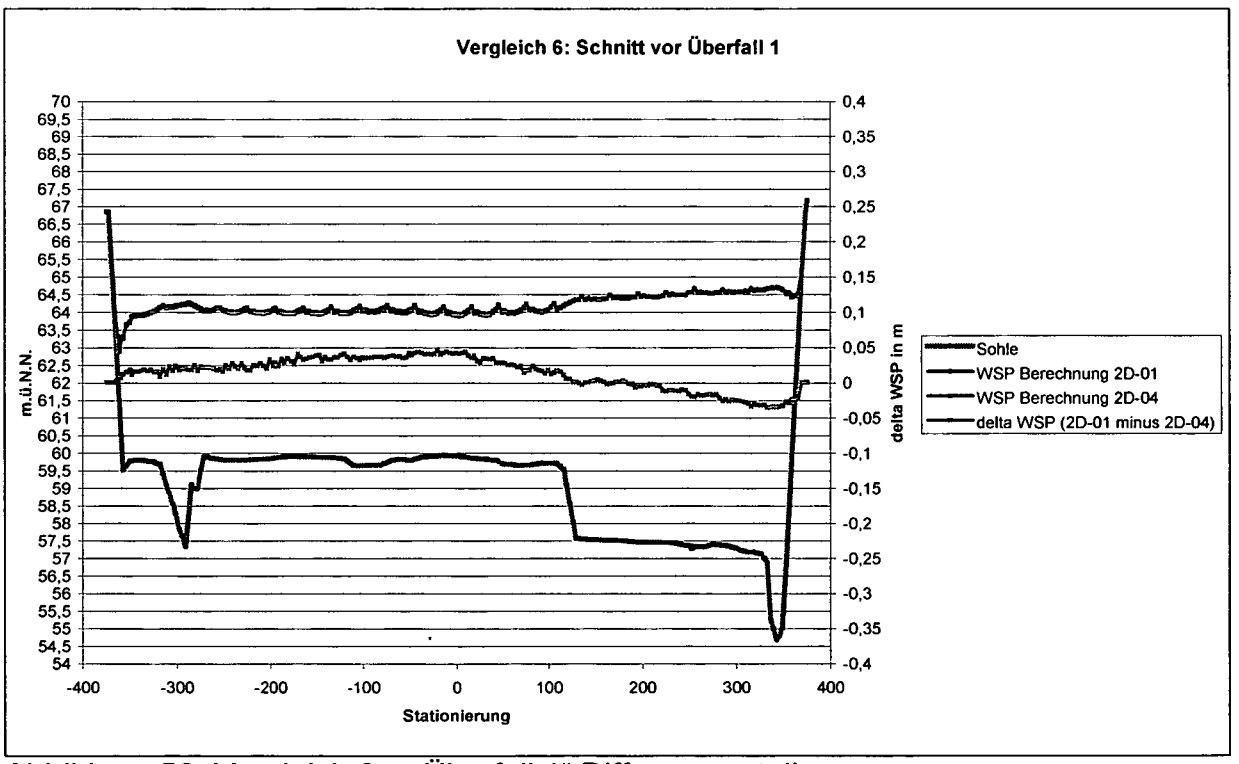


Abbildung 59: Vergleich 6 – „Überfall 1" Differenzverteilung

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Differenzverteilung im Vergleichschnitt Überfall 2:

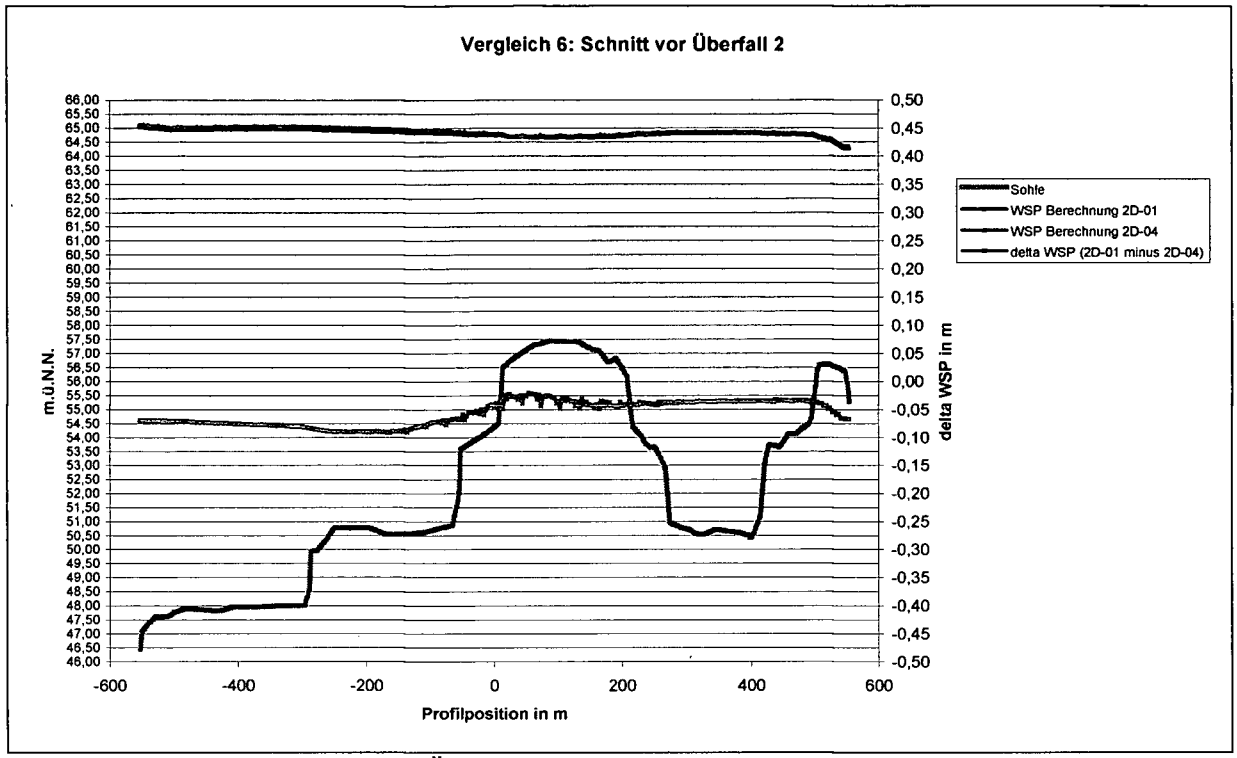


Abbildung 60: Vergleich 6 – „Überfall 2" Differenzverteilung

Differenzverteilung im Vergleichsschnitt 7 – Tosbecken

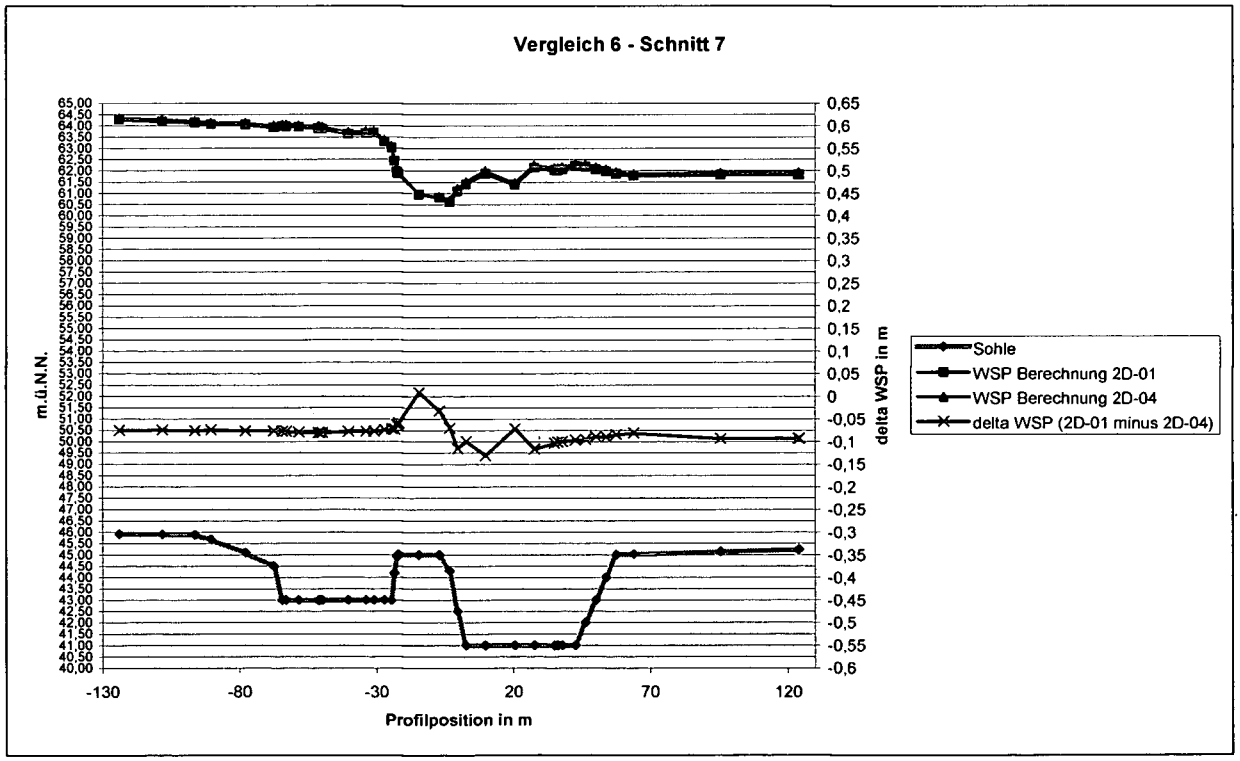


Abbildung 61: Vergleich 6 – „Schnitt 7" Differenzverteilung

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Wasserspiegelausbildung über das Überfallwehr 1:

Dieser Schnitt ist nicht als Vergleichsschnitt definiert. Die Schnittachse wurde frei gewählt und ist im Diagramm dargestellt.

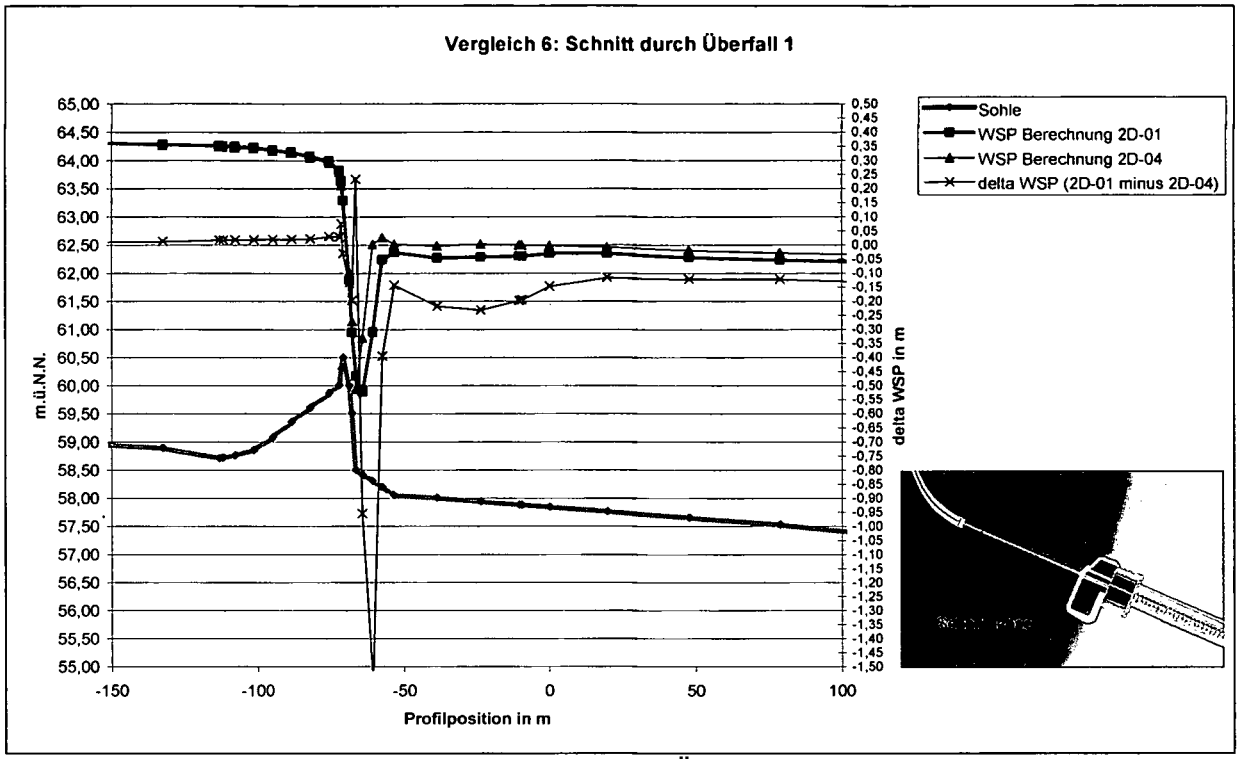


Abbildung 62: Vergleich 6 – Schnitt durch das Überfallwehr 1

Wasserspiegelausbildung über das Überfallwehr 2:

Dieser Schnitt ist nicht als Vergleichsschnitt definiert. Die Schnittachse wurde frei gewählt und ist im Diagramm dargestellt.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

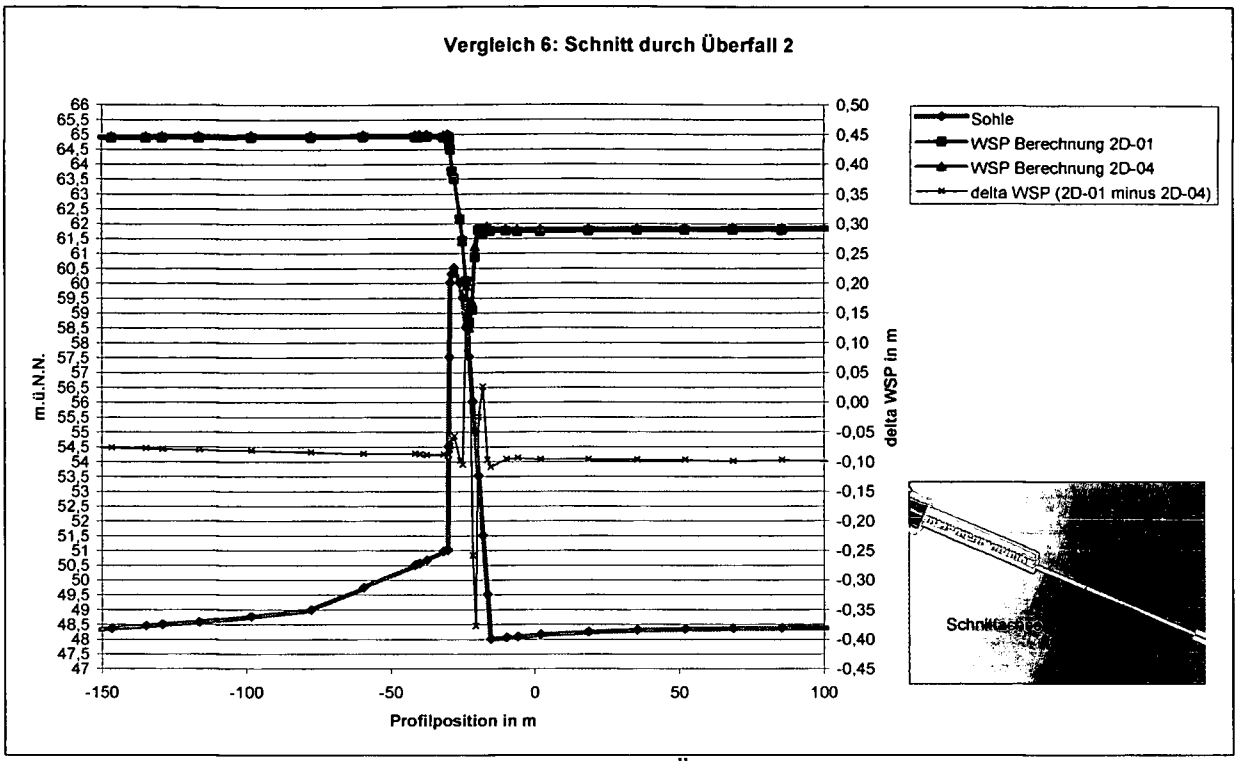


Abbildung 63: Vergleich 6 – Schnitt durch das Überfallwehr 2

10.3.3 Interpretation der Ergebnisse

Vergleich 1 zeigt, dass im Bereich des Überfallwehrs 1 ein Einfluss der Rauhigkeitsänderung auf den Oberwasserspiegel im Bereich von 5 cm auftritt. Dieser Einfluss ist jedoch nicht vom unmittelbaren Rauhigkeitsunterschied des lokalen Umlandes verursacht, da sich in der Berechnung mit dem raueren Umland ein niedriger Wasserstand vor dem Überfallwehr 1 ausbildet. Dieser Effekt ist mit der Lage des Kraftwerkes zu erklären. Da das Kraftwerk in einer leichten Rechtskurve liegt und im linken raueren Umland der Wasserspiegel steigt, fällt im rechten Umland der Wasserspiegel, obwohl die Rauhigkeiten dort ebenfalls höher sind.

Dieser Effekt zeigt, dass Rauhigkeitsänderungen die gesamte hydraulische Situation stark beeinflussen können. Im Vergleich 1 liegen die Unterschiede zwar in einem sehr geringen Bereich von +/- 5cm, es kann aber für ähnliche Projekte ein größerer Einfluss nicht ausgeschlossenen werden.

Der größte Rauhigkeitsunterschied im Vergleich 1 befindet sich im Bereich der Wehranlage mit den integrierten Tosbecken. Im Vergleichsschnitt durch ein Wehr (Abbildung 56) ist im Bereich der Sohlstufen eine sehr große Wasserspiegelschwankung zu beobachten. Dieser Effekt zeigt, dass Bereiche, in denen die Grenztiefe erreicht bzw. fast erreicht wird, von HYDRO_AS-2D nicht stabil abgebildet werden. Die Bereiche davor und danach werden jedoch sehr stabil berechnet. Beim Vergleich 1 treten hier sehr konstante Wasserspiegelunterschiede von 5 cm ein, wobei der Wasserspiegel mit der raueren Oberfläche in diesem Bereich höher liegt. Bei den Berechnungen im Vergleich 1 stellt sich in den Tosbecken kein Fließwechsel ein. Der Einfluss der Rauhigkeitsänderung im Bereich der Insel kann anhand der Ergebnisse im Vergleich 1 nicht eindeutig erfasst werden.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Beim Vergleich 6 zeigen sich dieselben Effekte wie im Vergleich 1. Die Änderung der Rauhigkeit der Überfallwehre zeigt keine eindeutigen Auswirkungen. Dabei ist jedoch zu beachten, dass der Rauhigkeitsunterschied nur im Bereich von geglättetem Beton angenommen wurde und somit sehr gering ist. Beim Schnitt durch das Überfallwehr fällt eine ausgeprägte Eintiefung des Wasserspiegels im Unterwasserbereich auf (Abbildung 62). Diese unterschiedliche Ausbildung des Unterwasserspiegels beim Überfallwehr 1 kann neben der Rauhigkeitsschwankung im Überfallbereich auch vom Rauhigkeitsunterschied des Umlandes oder aus einer Kombination beider hervorgerufen werden.

Das Überfallwehr 2 ist zum größten Teil im Hauptgerinne platziert, welches in der Rauhigkeit nicht verändert wurde. Beim Überfallwehr 2 bildet sich der Wasserspiegel auch im Unterwasser identisch aus, weshalb der alleinige Einfluss der Wehrrauhigkeit auf die Wasserspiegeldifferenz im Unterwasserbereich des Überfall 1 sehr unwahrscheinlich ist.
Im Bereich der Insel zeigen sich Wasserspiegelschwankungen aufgrund der unterschiedlichen Wehrpfeilerstauwirkung. In diesem Bereich unterscheiden sich die Berechnungen im Vergleich 6 in der Rauhigkeitsänderung des Inselbereiches und des Überfallwehres. Dieser Effekt zeigt, dass bei Berechnungen, in denen das Überfallwehr und die Wehrpfeiler über das Berechnungsnetz abgebildet sind, die Rauhigkeit der Insel durchaus den Oberwasserspiegel beeinflussen kann. Im Vergleich 6 liegt die Wasserspiegeldifferenz zwar nur im Bereich von 5 cm, jedoch ist zu beachten, dass der Unterschied des Rauhigkeitsbeiwerts im Inselbereich als auch im Wehrbereich nur $5\,m^{1/3}/s$ beträgt.

Die Ergebnisse beider Vergleiche zeigen, dass bei der Strömungssimulation mit HYDRO_AS-2D des Kraftwerks Dummugudem geringe Abschätzungsfehler bei den Rauhigkeitswerten (5-10 $m^{1/3}/s$), keinen starken Einfluss auf den Oberwasserspiegel des Kraftwerkes nehmen.

10.4 Sensibilität des Oberwasserspiegels bei Änderungen der Wehrmodellierung

Bei Berechnungen mit dem Programm HYDRO_AS-2D bieten sich zwei prinzipielle Möglichkeiten zur Überfallwehrmodellierung an. Die erste Möglichkeit ist die Abbildung des Überfalls mit dem Berechnungsnetz, die zweite Möglichkeit stellt die Verwendung der Wehrformel nach Poleni dar. Die beiden Wehrabbildungen unterscheiden sich im hydraulischen Ansatz sehr wesentlich.

Wenn das Überfallwehr im Berechnungsnetz integriert wird, so wird in jedem Punkt des Überfalls eine mittlere Fließgeschwindigkeit berechnet. Dies geschieht auch in den Punkten der Wehrkrone. Die Formel von Poleni erfasst den Abfluss über den Überfall als 3D-Strömung indem an der Wehrkrone eine parabolische Geschwindigkeitsverteilung über Wassertiefe angenommen wird.
Diese Darstellung entspricht den natürlichen Gegebenheiten einer Überfallströmung deutlich mehr. Ein großer Nachteil der Poleniformel sind die vielen Einflüsse, die den Überfallbeiwert μ beeinflussen (vgl. 5.2.1).

Die Abbildung der Pfeiler auf dem Überfallwehr ist mit der Modellierung über das Berechnungsnetz wesentlich genauer und einfacher zu realisieren. Mit der

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Poleniformel kann dieser Einfluss nur über eine Reduktion der Überfallbreite erfolgen, welche abgeschätzt werden muss.
Mit den folgenden Vergleichen wird versucht, die Vor- und Nachteile der beiden Möglichkeiten der Überfallwehrabbildung beim Projekt Dummugudem darzustellen. Dabei wird die Auswirkung der Wehrmodellierung auf den Oberwasserspiegel und die Wasserspiegelausbildung betrachtet.

10.4.1 Unterschiede Vergleich 10

Die Berechnungen im Vergleich 10 unterscheiden sich neben der Abbildung der Überfallwehre auch in der Simulationszeit. Die erreichten Stationäritäten sind deshalb auch sehr unterschiedlich, jedoch liegt die Wasserstandsänderung im Oberwasserbereich bei beiden Versionen nur mehr im Millimeterbereich.

Die Abbildung der Überfallwehre unterscheidet sich durch:

- Berechnung 2D-01: Überfall als Berechnungsnetz, $k_{STR} = 85\ m^{1/3}/s^2$
- Berechnung 2D-06: Überfall mit Poleniformel, $\mu = 0{,}6$

Die genauen Berechnungsparameter und die genauen Modellbeschreibungen sind dem Kapitel 9 Methodik zu entnehmen.

Folgende Unterschiede zwischen den beiden Berechnungen konnten ermittelt werden:

Wasseranschlagslinie im Dammbereich:

Tabelle 22: Wasseranschlag Vergleich 10

	Berechnung 2D-01	Berechnung 2D-06	Unterschied
Linke Wasseranschlagshöhe	64,88 m.ü.N.N.	64,83 m.ü.N.N.	6 cm
Rechte Wasseranschlagshöhe	64,43 m.ü.N.N.	64,38 m.ü.N.N.	5 cm

Wasserspiegeldifferenz in den Vergleichsschnitten:

Da beide Berechnungen mit demselben Berechnungsnetz durchgeführt wurden, können in den Vergleichsschnitten die einzelnen Wasserspiegelpunkte direkt miteinander verglichen werden. Der Unterschied in der Wasserspiegellage wurde über die Differenzen der einzelnen Wasserspiegelpunkte in jeden Schnitt über folgende Werte charakterisiert:

- Minimale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Maximale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Mittlere Differenz aller Differenzen innerhalb eines Vergleichsschnittes.

Nachstehende Tabelle beinhaltet die Differenzen vom Vergleich 10

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Tabelle 23: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 10

Differenzbildung über: Berechnung 2D-01 minus Berechnung 2D-06

Vergleich 10	**Minimale Differenz**	**Maximale Differenz**	**Mittlere Differenz**
Schnitt 1	0.0449	0.0449	0.0449
Schnitt 2	0.0442	0.0445	0.0444
Schnitt 3	0.0390	0.0412	0.0402
Schnitt 4	0.0509	0.0777	0.0618
Schnitt 5	-0.0451	-0.1438	-0.1031
Schnitt 6	0.0000	-0.2045	-0.0648
Schnitt 7	0.0000	-0.0994	-0.0010
Schnitt 8	0.0605	0.0620	0.0609
Schnitt 9	0.0550	0.0551	0.0551
Schnitt 10	0.0543	0.0543	0.0543
Überfall 1	0.0000	0.4777	0.0288
Überfall 2	0.0291	0.1411	0.0637
Spillway	0.0000	-0.1247	-0.0038
Profil 222	0.0109	0.0608	0.0501
Profil 223	0.0447	0.0579	0.0518
Profil 227	0.0000	0.0549	0.0525

Angaben in m

Differenzverteilung im Vergleichsschnitt Überfall 1

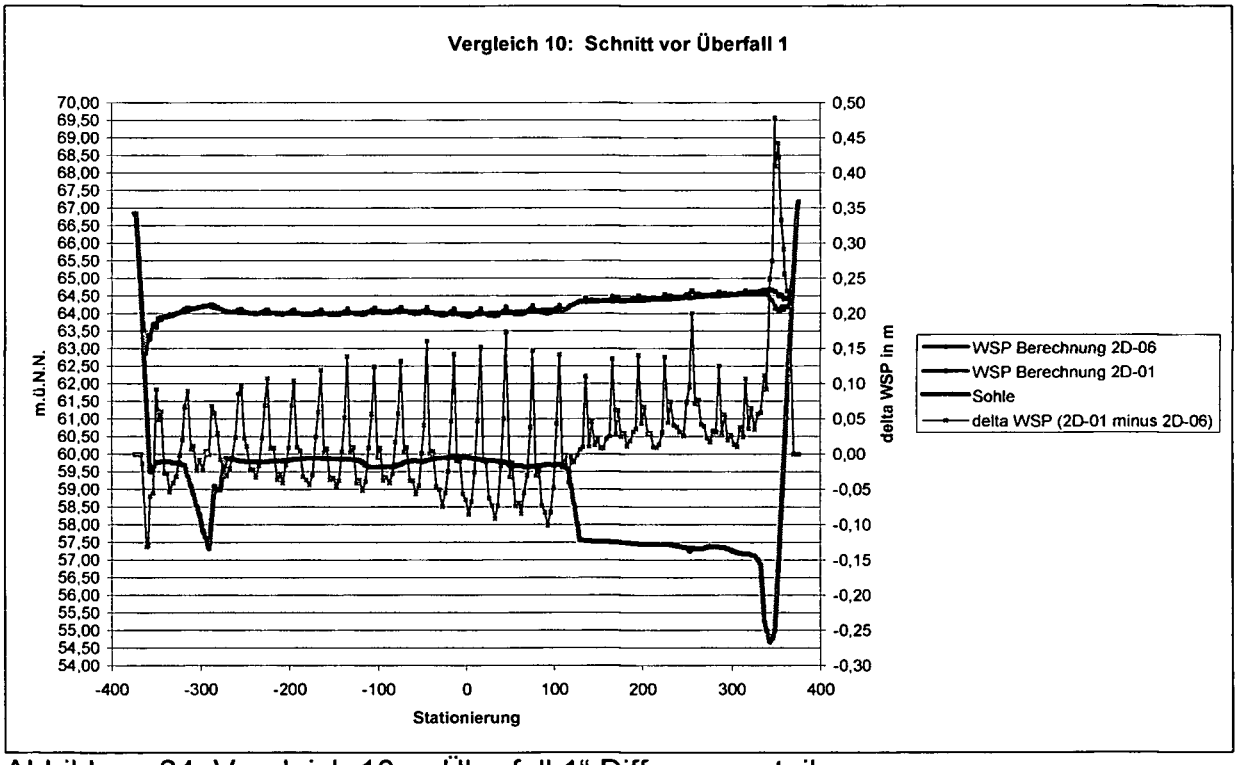


Abbildung 64: Vergleich 10 – „Überfall 1" Differenzverteilung

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Differenzverteilung im Vergleichsschnitt Überfall 2

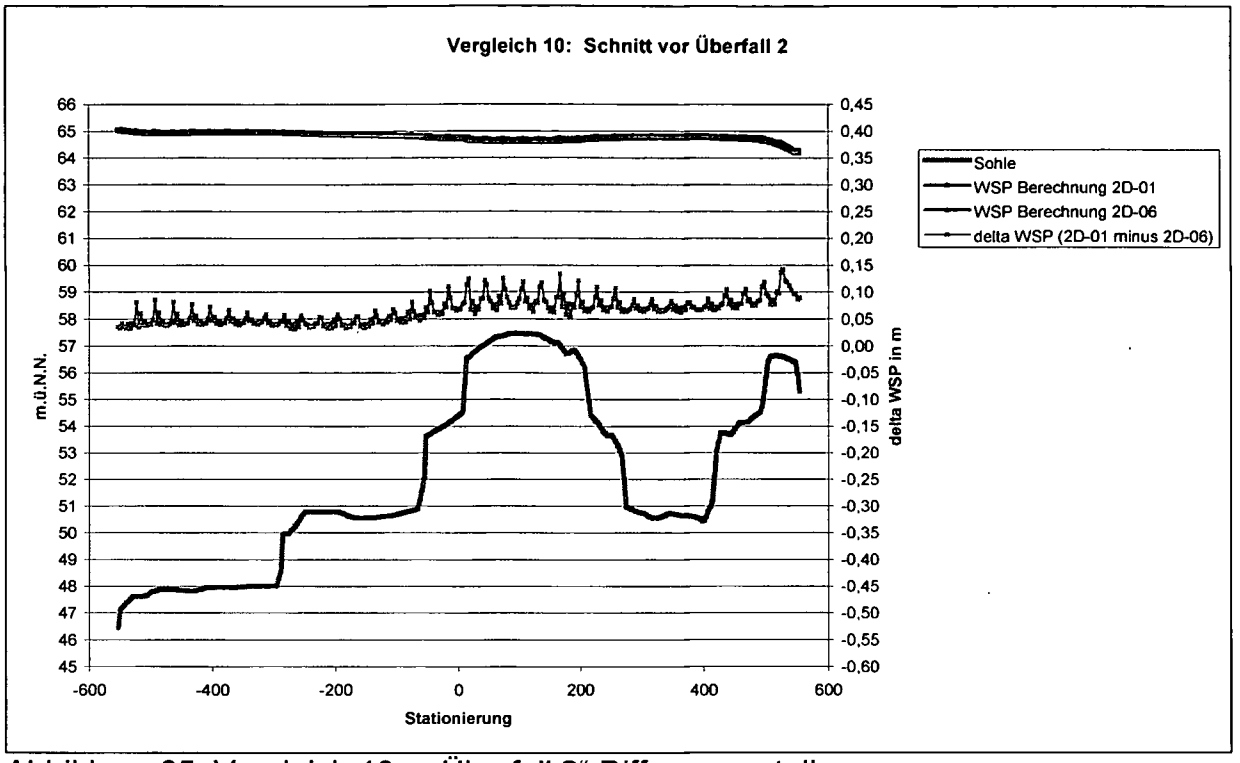


Abbildung 65: Vergleich 10 – „Überfall 2" Differenzverteilung

Differenzverteilung im Vergleichsschnitt Spillway

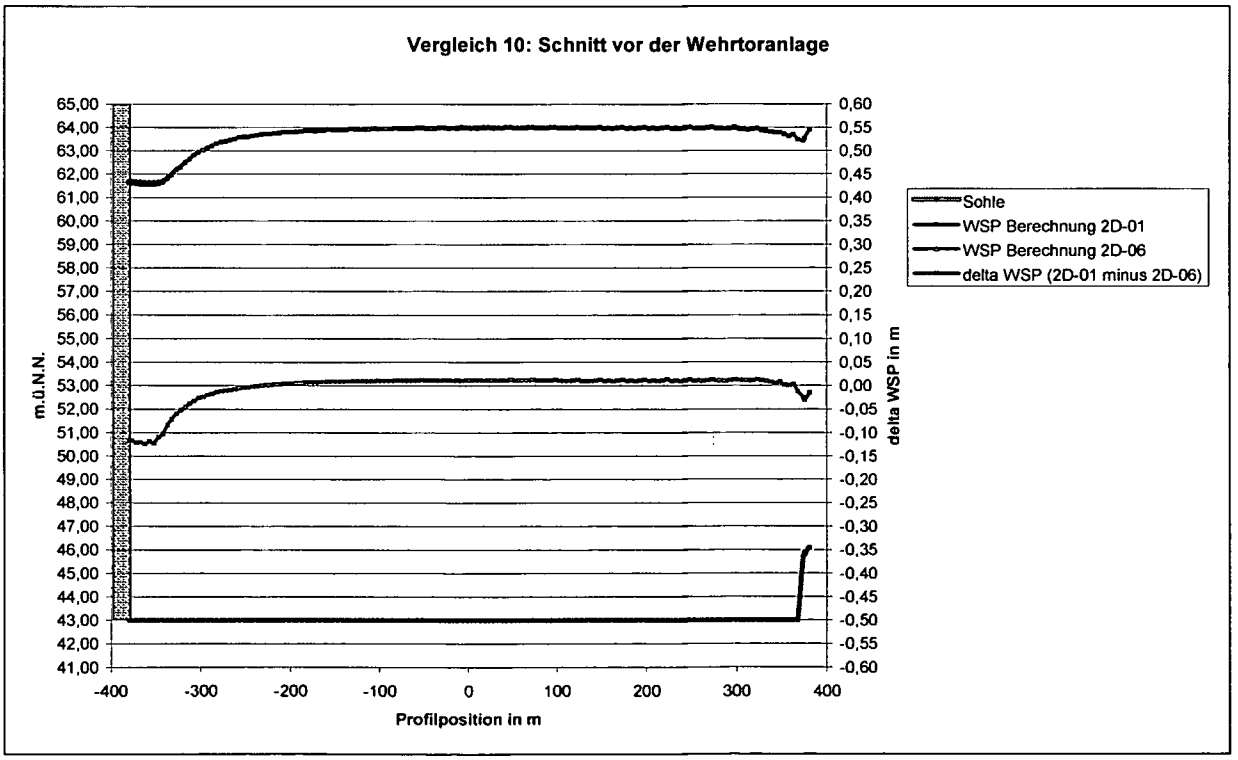


Abbildung 66: Vergleich 10 – „Spillway" Differenzverteilung

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

10.4.2 Unterschiede Vergleich 11

Die Berechnungen im Vergleich 11 unterscheiden sich neben der Abbildung der Überfallwehre auch in der Simulationszeit. Berechnung 2D-01 hat keine Stationärität über 99%. Die Schwankungen im Oberwasserbereich liegen jedoch nur mehr im Millimeterbereich.
Die Abbildung der Überfallwehre unterscheidet sich durch:

- Berechnung 2D-04: Überfall als Berechnungsnetz, $k_{STR} = 85\ m^{1/3}/s^2$
- Berechnung 2D-06: Überfall mit Poleniformel, $\mu = 0{,}74$

Die genauen Berechnungsparameter und die genauen Modellbeschreibungen sind dem Kapitel 9 Methodik zu entnehmen.

Folgende Unterschiede zwischen den beiden Berechnungen konnten ermittelt werden:

Wasseranschlagslinie im Dammbereich:
Tabelle 24: Wasseranschlag Vergleich 11

	Berechnung 2D-01	Berechnung 2D-07	Unterschied
Linke Wasseranschlagshöhe	64,88 m.ü.N.N.	64,59 m.ü.N.N.	29 cm
Rechte Wasseranschlagshöhe	64,43 m.ü.N.N.	64,07 m.ü.N.N.	36 cm

Wasserspiegeldifferenz in den Vergleichsschnitten:

Da beide Berechnungen mit demselben Berechnungsnetz durchgeführt wurden, können in den Vergleichsschnitten die einzelnen Wasserspiegelpunkte direkt miteinander verglichen werden. Der Unterschied in der Wasserspiegellage wurde über die Differenzen der einzelnen Wasserspiegelpunkte in jeden Schnitt über folgende Werte charakterisiert:

- Minimale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Maximale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Mittlere Differenz aller Differenzen innerhalb eines Vergleichsschnittes.

Nachstehende Tabelle beinhaltet die Differenzen vom Vergleich 11

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Tabelle 25: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 11
Differenzbildung über: Berechnung 2D-01 minus Berechnung 2D-07

Vergleich 11	**minimale Differenz**	**maximale Differenz**	**mittlere Differenz**
Schnitt 1	0,3472	0,3478	0,3475
Schnitt 2	0,3446	0,3482	0,3461
Schnitt 3	0,3396	0,3511	0,3439
Schnitt 4	0,2683	0,3334	0,2953
Schnitt 5	0,0000	-0,2104	-0,1200
Schnitt 6	0,0000	-0,3701	-0,0299
Schnitt 7	0,0000	0,2034	0,0298
Schnitt 8	0,3017	0,3072	0,3039
Schnitt 9	0,2904	0,2906	0,2905
Schnitt 10	0,2900	0,2901	0,2900
Überfall 1	0,2102	0,7531	0,3855
Überfall 2	0,2321	0,4628	0,3128
Spillway	0,0000	0,1682	0,1214
Profil 222	0,0109	0,3421	0,2904
Profil 223	0,0633	0,3459	0,2939
Profil 227	0,0000	0,2887	0,2810

Angaben in m

Differenzverteilung im Vergleichsschnitt Überfall 1

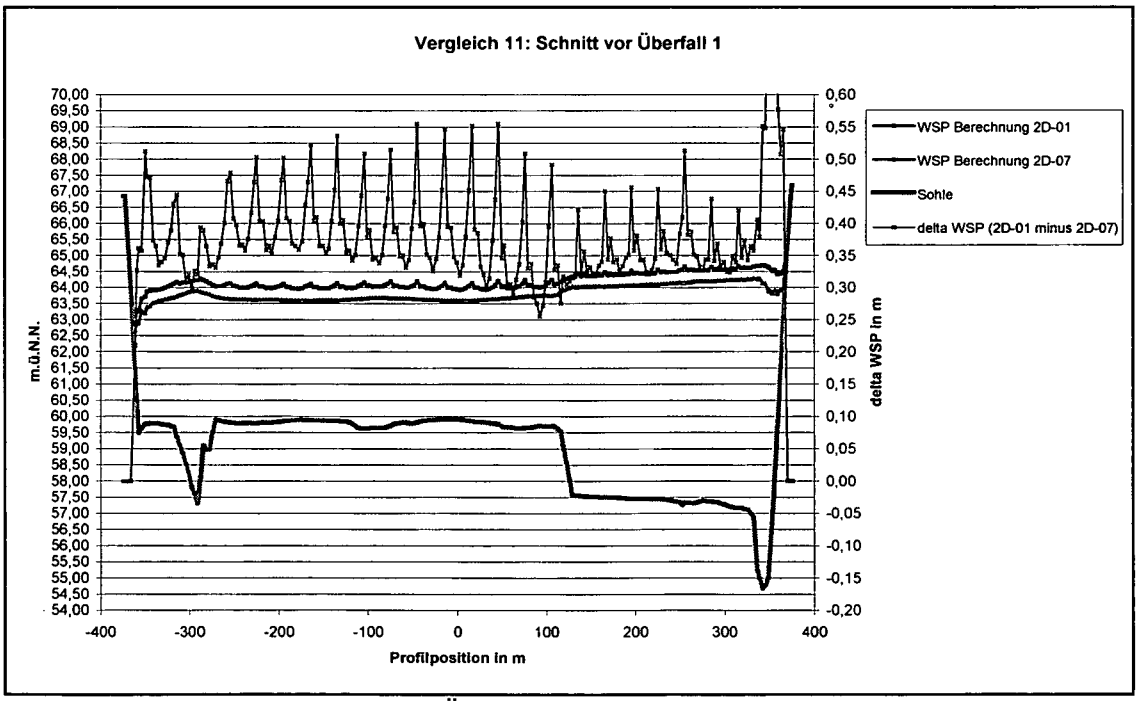


Abbildung 67: Vergleich 11 – „Überfall 1" Differenzverteilung

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Differenzverteilung im Vergleichsschnitt Überfall 2

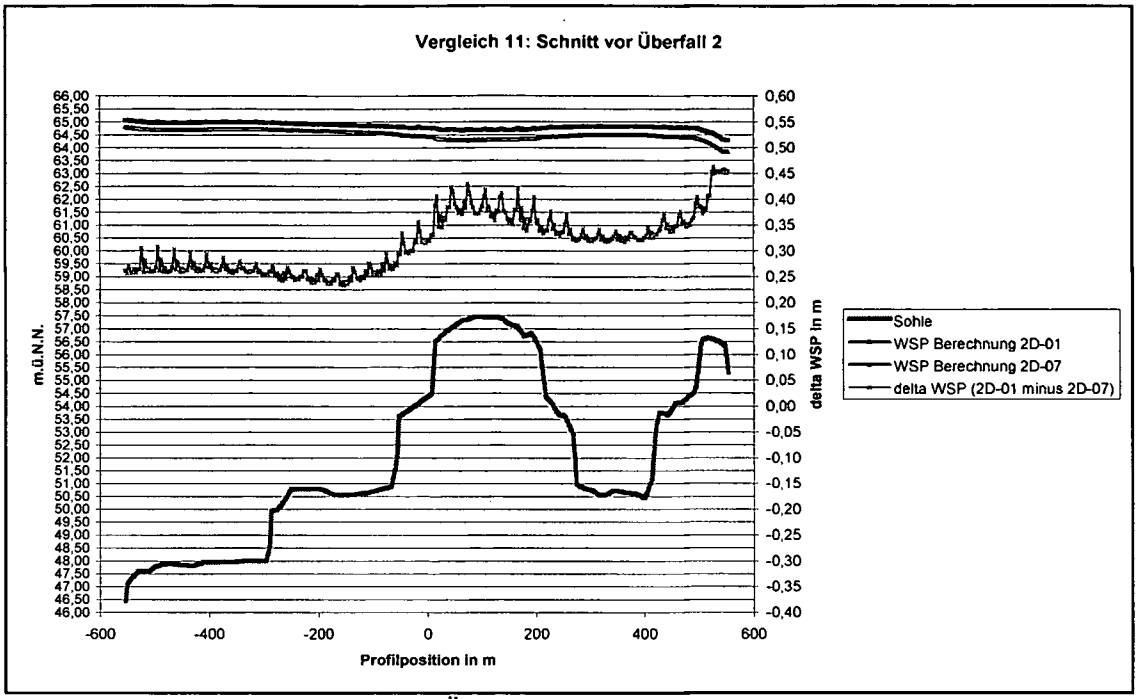


Abbildung 68: Vergleich 11 – „Überfall 2" Differenzverteilung

Differenzverteilung im Vergleichsschnitt Spillway

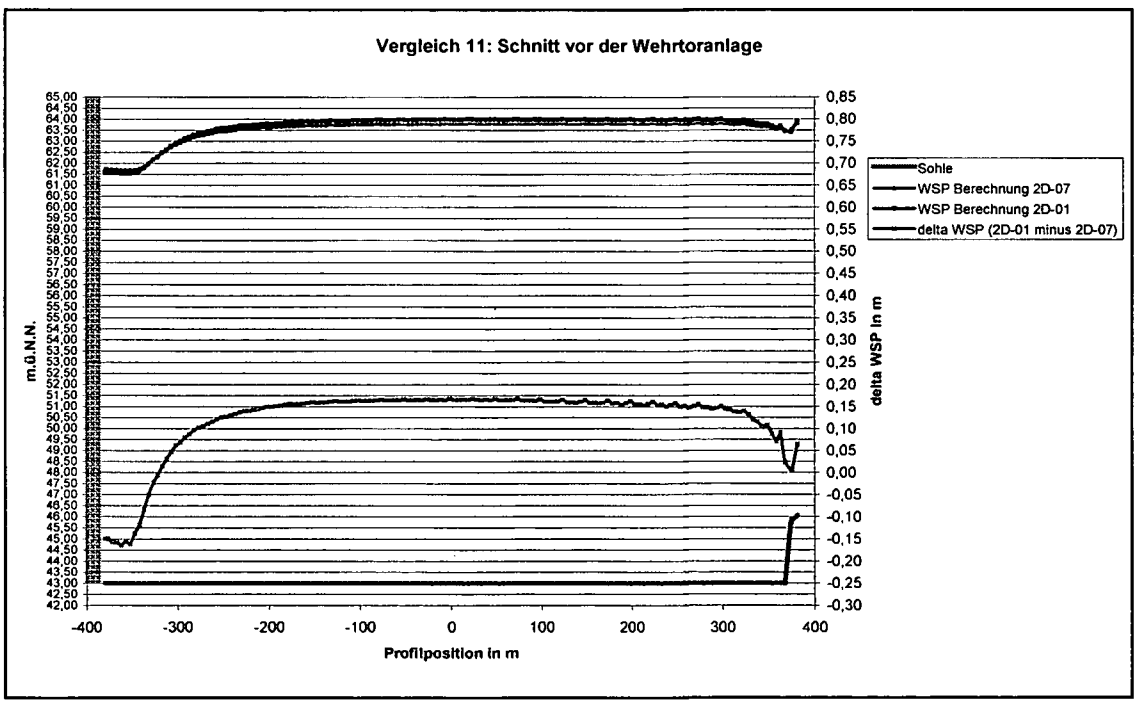


Abbildung 69: Vergleich 11 – „Spillway" Differenzverteilung

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

10.4.3 Interpretation der Unterschiede

Vergleich 10:

Im Vergleich 10 unterscheiden sich die beiden Wasserspiegel sehr konstant um 5 cm, wobei der Wasserspiegel in der Berechnung mit der Poleniformel tiefer liegt. Dieser Unterschied kann jedoch nicht direkt auf die Art der Überfallmodellierung zurückgeführt werden, da eine direkte Anpassung der Rauhigkeitsbeiwerte an den Wehrkoeffizienten nicht möglich ist. Der Wasserspiegelunterschied ergibt sich deshalb auf Grund der unterschiedlichen Abflusskapazitäten der Überfallwehre in den beiden Berechnungen.

Sehr deutlich ist jedoch der Wasserspiegelunterschied in den Staubereichen der Überfallwehrpfeiler zu erkennen. Im Bereich vor der Wehranlage ergeben sich so gut wie keine Wasserspiegelunterschiede. Die Absenkung des Wasserspiegels im Randbereich ist eine Folge der Strömungsablösung am Einlaufpfeiler des Krafthauses. Dieser Effekt tritt bei allen Berechnungen auf und steht mit der Wehrmodellierung in keinem Zusammenhang.
Folgende Abbildung zeigt den Bereich dieser Strömungsablösung anhand der Geschwindigkeitsverteilung der Berechnung 2D-06.

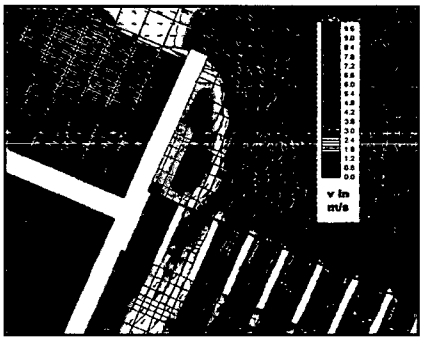


Abbildung 70: Strömungsablösung beim Krafthauspfeiler

Vergleich 11

Zwischen den beiden Berechnungen im Vergleich 11 bilden sich auf Grund des hohen Wehrüberfallbeiwertes sehr große Wasserspiegeldifferenzen aus. Vor dem Überfallwehr 1 beträgt der Unterschied durchschnittlich 38,5 cm und vor dem Überfallwehr 2 durchschnittlich 31,2 cm, wobei die Berechnung mit den als Poleniformel modellierten Überfallwehren jeweils den niedrigeren Wasserstand berechnet.

Beim Vergleich 11 zeigt sich die Erfassung der Wehrpfeiler in den Wasserspiegeln vor den Überfallwehren sehr deutlich. Bei der Modellierung des Überfalls mit dem Berechnungsnetz sind die Stauzonen der Überfallwehrpfeiler sehr gut zu erkennen. Im Bereich der Stauzonen betragen die Wasserspiegelunterschiede bis zu 55 cm.

Im Bereich vor der Wehranlage sind die Wasserspiegeldifferenzen sehr konstant und betragen etwa 15 cm. So wie beim Vergleich 11 beschrieben, führt die Strömungsablösung am Krafthauspfeiler zu einer Wasserspiegelabsenkung in den äußeren Wehren, wobei die Differenz der Wasserspiegelpunkte in diesem Bereich

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

das Vorzeichen wechselt. Diese Absenkung kann jedoch nicht mit der Modellierungsart der Überfallwehre in Zusammenhang gebracht werden, da sie bei beiden Berechnungen mit der gleichen Ausformung auftritt.

10.5 Sensibilität des Oberwasserspiegels bei Änderungen von Amin

Änderungen der kleinsten Elementfläche sind vor allem für die Optimierung der Berechnungszeit interessant. Bei der Wahl der kleinsten Elementfläche kann es jedoch passieren, dass bei zu hohen Werten eine Beeinflussung der Strömung entsteht. Bei den durchgeführten Vergleichen wurde darauf geachtet, dass alle wichtigen Bereiche des Kraftwerkes auch tatsächlich berücksichtigt werden. Die Werte fallen aus diesem Grund relativ klein aus.
Die Vergleiche sollen jedoch den sicheren Bereich der Parameterwahl untersuchen und die Zeitersparnis und die eventuell entstehenden Differenzen im Oberwasserspiegel aufzeigen. Die maximale einsetzbare Größe für A_{min} kann mit den angestellten Vergleichen nicht ermittelt werden.

10.5.1 Unterschiede Vergleich 5

Die Berechnungsversionen im Vergleich 5 unterscheiden sich ausschließlich in der Wahl der kleinsten Elementfläche. Als Berechnungsnetz wurde das Modell 2 verwendet.
Die minimale Elementfläche wurde in den Berechnungen des Vergleiches 5 wie folgt gewählt:

Berechnung 2D-07: $A_{min} = 1^{-15}$ m²

Berechnung 2D-10: $A_{min} = 2{,}0$ m²

Zu beachten ist, dass kein Wert unter der minimalen Elementgröße der zu berechnenden Hauptelemente liegt.

Die genauen Berechnungsparameter und die genauen Modellbeschreibungen sind dem Kapitel „9 Methodik" zu entnehmen.

Folgende Unterschiede konnten ermittelt werden:

Wasseranschlagslinie im Dammbereich:
Tabelle 26: Wasseranschlag Vergleich 5

	Berechnung 2D-07	Berechnung 2D-10	Unterschied
Linke Wasseranschlagshöhe	64,59 m.ü.N.N.	64,60 m.ü.N.N.	1 cm
Rechte Wasseranschlagshöhe	64,07 m.ü.N.N.	64,09 m.ü.N.N.	2 cm

Wasserspiegeldifferenz in den Vergleichsschnitten:

Da beide Berechnungen mit demselben Berechnungsnetz durchgeführt wurden, können in den Vergleichsschnitten die einzelnen Wasserspiegelpunkte direkt miteinander verglichen werden. Der Unterschied in der Wasserspiegellage wurde über die Differenzen der einzelnen Wasserspiegelpunkte in jeden Schnitt über folgende Werte charakterisiert:

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

- Minimale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Maximale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Mittlere Differenz aller Differenzen innerhalb eines Vergleichsschnittes.

Nachstehende Tabelle beinhaltet die Differenzen vom Vergleich 5

Tabelle 27: Wasserspiegeldifferenz Vergleich 5
Differenzbildung über: Berechnung 2D-10 minus Berechnung 2D-07

Vergleich 5	**Minimale Differenz**	**Maximale Differenz**	**Mittlere Differenz**
Schnitt 1	-0,0133	-0,0135	-0,0134
Schnitt 2	-0,0132	-0,0136	-0,0133
Schnitt 3	-0,0111	-0,0158	-0,0131
Schnitt 4	-0,0129	-0,0136	-0,0134
Schnitt 5	-0,0166	-0,0207	-0,0189
Schnitt 6	-0,0142	-0,0232	-0,0174
Schnitt 7	-0,0141	-0,0223	-0,0174
Schnitt 8	-0,0125	-0,0126	-0,0125
Schnitt 9	-0,0130	-0,0131	-0,0130
Schnitt 10	-0,0131	-0,0131	-0,0131
Überfall 1	-0,0008	-0,0140	-0,0110
Überfall 2	-0,0074	-0,0128	-0,0119
Spillway	-0,0143	-0,0195	-0,0151
Profil 222	0,0000	-0,0140	-0,0129
Profil 223	0,0000	-0,0137	-0,0130
Profil 227	0,0000	-0,0133	-0,0128

Angaben in m

Unterschiede in der Berechnungsdauer:

Berechnung 2D-07: 2.393 Minuten

Berechnung 2D-10: 2.046 Minuten

10.5.2 Unterschiede Vergleich 9

Die Berechnungsversionen im Vergleich 9 unterscheiden sich ausschließlich in der Wahl der kleinsten Elementfläche.
Als Berechnungsnetz wurde bei beiden Berechnungen Modell 1 verwendet. Die minimale Elementfläche wurde in den Berechnungen des Vergleiches 9 wie folgt gewählt:

Berechnung 2D-01: $A_{min} = 1^{-15}$ m²

Berechnung 2D-03: $A_{min} = 2{,}0$ m²

Zu beachten ist, dass kein Wert unter der minimalen Elementgröße der zu berechnenden Hauptelemente liegt.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Die genauen Berechnungsparameter und die genauen Modellbeschreibungen sind dem Kapitel 9 Methodik zu entnehmen.

Folgende Unterschiede konnten ermittelt werden:

Wasseranschlagslinie im Dammbereich:

Tabelle 28: Wasseranschlag Vergleich 9

	Berechnung 2D-01	Berechnung 2D-03	Unterschied
Linke Wasseranschlagshöhe	64,88 m.ü.N.N.	64,95 m.ü.N.N.	7 cm
Rechte Wasseranschlagshöhe	64,43 m.ü.N.N.	64,50 m.ü.N.N.	7 cm

Wasserspiegeldifferenz in den Vergleichsschnitten:

Da beide Berechnungen mit demselben Berechnungsnetz durchgeführt wurden, können in den Vergleichsschnitten die einzelnen Wasserspiegelpunkte direkt miteinander verglichen werden. Der Unterschied in der Wasserspiegellage wurde über die Differenzen der einzelnen Wasserspiegelpunkte in jeden Schnitt über folgende Werte charakterisiert:

- Minimale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Maximale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Mittlere Differenz aller Differenzen innerhalb eines Vergleichsschnittes.

Nachstehende Tabelle beinhaltet die Differenzen vom Vergleich 9

Tabelle 29: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 9
Differenzbildung über: Berechnung 2D-03 minus Berechnung 2D-01

Vergleich 9	**Minimale Differenz**	**Maximale Differenz**	**Mittlere Differenz**
Schnitt 1	0,0502	0,0502	0,0502
Schnitt 2	0,0497	0,0500	0,0498
Schnitt 3	0,0482	0,0489	0,0485
Schnitt 4	0,0507	0,0524	0,0517
Schnitt 5	0,0517	0,0556	0,0534
Schnitt 6	0,0490	0,0614	0,0523
Schnitt 7	0,0494	0,0547	0,0515
Schnitt 8	0,0495	0,0498	0,0497
Schnitt 9	0,0507	0,0508	0,0507
Schnitt 10	0,0509	0,0509	0,0509
Überfall 1	0,0019	0,0504	0,0433
Überfall 2	0,0396	0,0517	0,0479
Spillway	0,0494	0,0541	0,0501
Profil 222	0,0482	0,0516	0,0499
Profil 223	0,0486	0,0515	0,0502
Profil 227	0,0312	0,0509	0,0499

Angaben in m

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Unterschiede in der Berechnungsdauer:

Berechnung 2D-01: 6.123 Minuten

Berechnung 2D-03: 3.756 Minuten

10.5.3 Interpretation der Unterschiede

Die Vergleiche 9 und 5 zeigen, dass die Änderung der minimalen Elementfläche im Bereich bis zu 2 m² nur sehr geringe Auswirkungen auf den Oberwasserspiegel hat. Bei Berechnungen mit dem Modell 2 wirkt sich eine minimale Elementfläche von 2 m² im Ausmaß von 1 cm Wasserspiegeldifferenz aus. Bei den Berechnungen mit dem Modell 1 hingegen liegt die Wasserspiegeldifferenz schon bei 5 cm. Das zeigt, dass die Begrenzung im Bereich der Überfallwehre durchaus wirksam wurde.

Der Unterschied in den Berechnungszeiten bestätigt dies auch, denn bei den Berechnungen mit dem Modell 2 beträgt die Zeitersparnis etwa 14%, bei den Berechnungen mit dem Modell 1 liegt sie bereits bei 38 %.

Generell liegen die Wasserspiegel, die mit dem größeren A_{min} berechnet wurden, höher.

Die Frage, ob sich die gesamte hydraulische Situation bei noch höheren Werten von A_{min} verändert, kann mit den Vergleichen nicht direkt geklärt werden. Zu beachten ist jedoch, dass auch bei den durchgeführten Berechnungen nur die Überfallwehre für die höhere Wasserspiegeldifferenz ausschlaggebend waren.
Demnach sollte man sich bei der Wahl des A_{min} Wertes immer an die hoch aufgelösten Bereiche des Berechnungsnetzes orientieren. Der A_{min} Wert sollte die Elementgröße in diesen Bereichen nicht überschreiten.

10.6 Sensibilität des Oberwasserspiegels bei Änderung des Wehrkoeffizienten

Bei der Modellierung der Überfallwehre mit einer Wehrformel stellt sich immer das Problem der Wahl eines geeigneten Wehrüberfallbeiwertes. Im Fall des Projektes Dummugudem muss für die Berechnung mit dem Programm HYDRO_AS-2D der Überfallbeiwert nach Poleni angegeben werden. Folgender Vergleich soll die Auswirkung des Überfallbeiwertes auf die von HYDRO_AS-2D berechnete Oberwasserspiegellage des Kraftwerks Dummugudem zeigen.
Der Überfallbeiwertunterschied ist dabei bewusst groß gewählt worden, um den maximalen Fehler zu bestimmen.

10.6.1 Unterschiede Vergleich 2

Die beiden Berechnungen für den Vergleich 2 wurden mit dem Berechnungsnetz Modell 2 durchgeführt, wobei die Überfallbeiwerte nach Poleni unterschiedlich gewählt wurden. Die Überfallbeiwerte wurden wie folgt variiert:

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Berechnung 2D-06: μ= 0,6 (scharfkantige Wehrkrone)

Berechnung 2D-07: μ= 0,6 (ausgerundete Wehrkrone)

Dabei soll die Berechnung 2D-06 eine baulich sehr schlecht ausgeführte Wehrkrone und die Berechnung 2D-07 die optimale Ausführung der Wehrkrone simulieren.

Die Berechnung 2D-07 wurde mit einem Anfangswasserspiegel, der von Berechnung 2D-06 berechnet wurde, gestartet. Der Anfangswasserspiegel liegt jedoch weit unter dem Endwasserspiegel des stationären Abflusses und beeinflusst das Ergebnis von Berechnung 2D-07 nicht. Diese Vorgangsweise wurde zur Verkürzung der Berechnungszeit gewählt.

Die genauen Berechnungsparameter und die genauen Modellbeschreibungen sind dem Kapitel 9 Methodik zu entnehmen.

Folgende Unterschiede konnten ermittelt werden:

Wasseranschlagslinie im Dammbereich:

Tabelle 30: Wasseranschlag Vergleich 2

	Berechnung 2D-06	Berechnung 2D-07	Unterschied
Linke Wasseranschlagshöhe	64,83 m.ü.N.N.	64,59 m.ü.N.N.	24 cm
Rechte Wasseranschlagshöhe	64,38 m.ü.N.N.	64,08 m.ü.N.N.	30 cm

Wasserspiegeldifferenz in den Vergleichsschnitten:

Da beide Berechnungen mit demselben Berechnungsnetz durchgeführt wurden, können in den Vergleichsschnitten die einzelnen Wasserspiegelpunkte direkt miteinander verglichen werden. Der Unterschied in der Wasserspiegellage wurde über die Differenzen der einzelnen Wasserspiegelpunkte in jeden Schnitt über folgende Werte charakterisiert:

- Minimale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Maximale Differenz von gleichen Wasserspiegelpunkten innerhalb eines Vergleichschnittes.
- Mittlere Differenz aller Differenzen innerhalb eines Vergleichsschnittes.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Nachstehende Tabelle beinhaltet die Differenzen vom Vergleich 2

Tabelle 31: Wasserspiegeldifferenzen Vergleich 2
Differenzbildung über: Berechnung 2D-07 minus Berechnung 2D-06

Vergleich 2	**Minimale Differenz**	**Maximale Differenz**	**Mittlere Differenz**
Schnitt 1	-0,3023	-0,3029	-0,3026
Schnitt 2	-0,3001	-0,3037	-0,3017
Schnitt 3	-0,2994	-0,3103	-0,3037
Schnitt 4	-0,2174	-0,2557	-0,2334
Schnitt 5	0,0000	-0,0696	0,0169
Schnitt 6	0,0000	0,1656	-0,0349
Schnitt 7	0,0000	-0,1736	-0,0308
Schnitt 8	-0,2410	-0,2453	-0,2430
Schnitt 9	-0,2354	-0,2355	-0,2354
Schnitt 10	-0,2357	-0,2358	-0,2357
Überfall 1	-0,2711	-0,4555	-0,3567
Überfall 2	-0,2003	-0,3660	-0,2491
Spillway	0,0000	-0,1559	-0,1252
Profil 222	0,0000	-0,2963	-0,2403
Profil 223	-0,0150	-0,2975	-0,2420
Profil 227	0,0000	-0,2357	-0,2285

Angaben in m

Differenzverteilung im Vergleichsschnitt Überfall 1

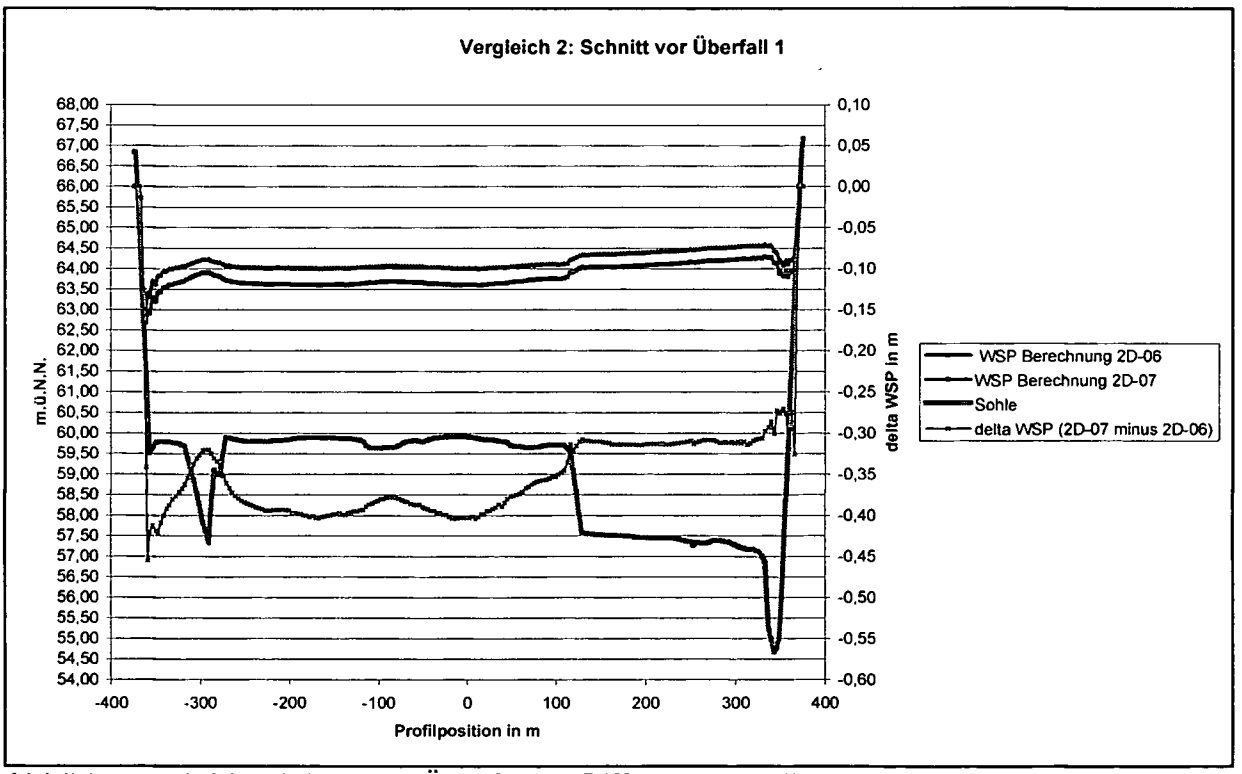


Abbildung 71: Vergleich 2 – „Überfall 1" Differenzverteilung

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Differenzverteilung im Vergleichsschnitt Überfall 2

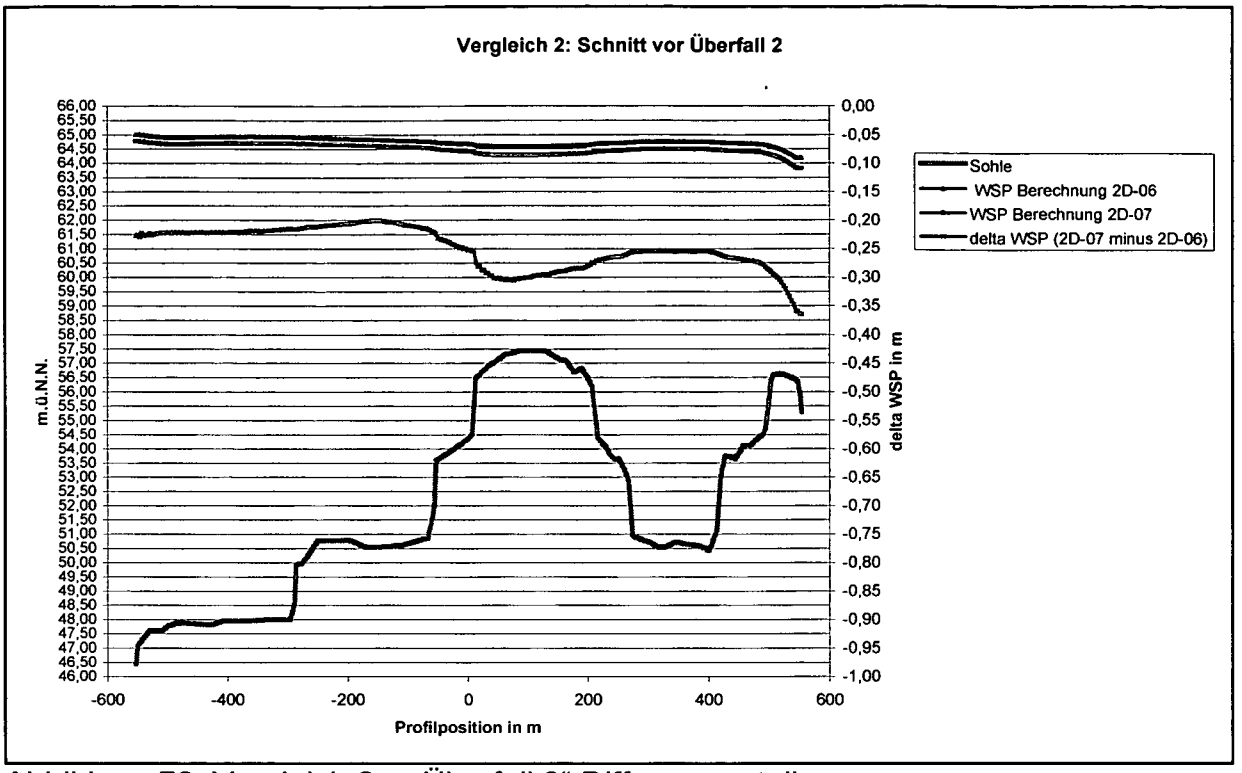


Abbildung 72: Vergleich 2 – „Überfall 2" Differenzverteilung

10.6.2 Interpretation der Unterschiede

Die Wasserspiegelunterschiede sind im Vergleich 2 erwartungsgemäß groß. Die Oberwasserspiegelhöhe der Berechnung mit dem höheren Überfallbeiwert liegt um bis zu 30 cm tiefer.
Es ergeben sich auch unterschiedliche Zuströmwassertiefen zu den Überfallwehren, sodass im Bereich vor dem Überfallwehr 1 die Wasserspiegelunterschiede zwischen 27 cm und 40 cm liegen. Vor dem Überfallwehr 2 liegen sie zwischen 20 cm und 30 cm.
In den Oberwasserprofilen beträgt die mittlere Wasserspiegeldifferenz 24 cm.
Der Vergleich zeigt, dass der Überfallbeiwert sehr großen Einfluss auf den Oberwasserspiegel des Kraftwerks Dummugudem hat.

10.7 Vergleich aller Berechnungen

In den folgenden Tabellen sind die mittleren Wasserspiegel für alle Vergleichsschnitte jeder durchgeführten Berechnung der Größe nach angegeben. Diese Tabellen sollen einen Überblick über die möglichen Wasserspiegelschwankungen in den einzelnen Vergleichsschnitten geben. Die Tabellen sollen bei eigenständigen Vergleichen, bei denen mehr als nur ein Parameter variiert, eine Hilfestellung sein. Weiters kann man für jeden Bereich des Kraftwerkes die sicherste bzw. die unsicherste Berechnung und damit auch die Parameterkonfiguration ausfindig machen.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

10.7.1 Vergleich der mittleren Wasserspiegel im Bereich des rechten Dammes

Betrachtet werden nur die Oberwasserspiegel. Die Schnittbezeichnungen sind mit den Vergleichsschnitten identisch.

Tabelle 32: Wasserspiegelvergleich aller Berechnungen (rechter Damm)

Schnitt 1		Schnitt 2		Schnitt 3	
Mittlerer WSP in m.ü.N.N.		Mittlerer WSP in m.ü.N.N.		Mittlerer WSP in m.ü.N.N.	
Berechnung 2D-12	63,89	Berechnung 2D-12	63,89	Berechnung 2D-12	63,85
Berechnung 2D-08	64,06	Berechnung 2D-08	64,05	Berechnung 2D-08	64,01
Berechnung 2D-07	64,08	Berechnung 2D-07	64,08	Berechnung 2D-07	64,04
Berechnung 2D-11	64,09	Berechnung 2D-11	64,09	Berechnung 2D-11	64,05
Berechnung 2D-10	64,09	Berechnung 2D-10	64,09	Berechnung 2D-10	64,05
Berechnung 2D-09	64,36	Berechnung 2D-09	64,35	Berechnung 2D-09	64,32
Berechnung 2D-06	64,38	Berechnung 2D-06	64,38	Berechnung 2D-06	64,34
Berechnung 2D-13	64,41	Berechnung 2D-13	64,41	Berechnung 2D-13	64,36
Berechnung 2D-01	64,43	Berechnung 2D-01	64,42	Berechnung 2D-04	64,38
Berechnung 2D-03	64,43	Berechnung 2D-03	64,42	Berechnung 2D-01	64,38
Berechnung 2D-04	64,43	Berechnung 2D-04	64,43	Berechnung 2D-03	64,38
Berechnung 2D-05	64,48	Berechnung 2D-05	64,48	Berechnung 2D-05	64,44
Berechnung 2D-02	64,50	Berechnung 2D-02	64,49	Berechnung 2D-02	64,45

10.7.2 Vergleich der mittleren Wasserspiegel im Bereich des linken Dammes

Betrachtet werden nur die Oberwasserspiegel. Die Schnittbezeichnungen sind mit den Vergleichsschnitten identisch.

Tabelle 33: Wasserspiegelvergleich aller Berechnungen (linker Damm)

Schnitt 8		Schnitt 9		Schnitt 10	
Mittlerer WSP in m.ü.N.N.		Mittlerer WSP in m.ü.N.N.		Mittlerer WSP in m.ü.N.N.	
Berechnung 2D-12	64,30	Berechnung 2D-12	64,33	Berechnung 2D-12	64,33
Berechnung 2D-07	64,53	Berechnung 2D-07	64,58	Berechnung 2D-11	64,60
Berechnung 2D-11	64,54	Berechnung 2D-08	64,60	Berechnung 2D-10	64,60
Berechnung 2D-10	64,54	Berechnung 2D-11	64,60	Berechnung 2D-08	64,60
Berechnung 2D-08	64,54	Berechnung 2D-10	64,60	Berechnung 2D-09	64,80
Berechnung 2D-09	64,74	Berechnung 2D-09	64,79	Berechnung 2D-07	64,82
Berechnung 2D-06	64,77	Berechnung 2D-06	64,82	Berechnung 2D-13	64,83
Berechnung 2D-13	64,78	Berechnung 2D-13	64,83	Berechnung 2D-01	64,83
Berechnung 2D-01	64,83	Berechnung 2D-01	64,88	Berechnung 2D-02	64,88
Berechnung 2D-03	64,83	Berechnung 2D-03	64,88	Berechnung 2D-04	64,88
Berechnung 2D-04	64,87	Berechnung 2D-04	64,91	Berechnung 2D-05	64,92
Berechnung 2D-05	64,88	Berechnung 2D-05	64,93	Berechnung 2D-06	64,93
Berechnung 2D-02	64,90	Berechnung 2D-02	64,94	Berechnung 2D-03	64,95

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

10.7.3 Vergleich der mittleren Wasserspiegel im Bereich des Dammplateau

Betrachtet wird nur der Oberwasserspiegel. Die Schnittbezeichnung ist mit dem Vergleichsschnitt identisch.

Tabelle 34: Wasserspiegelvergleich aller Berechnungen (Plateau)

Schnitt 4	
Mittlerer WSP in m.ü.N.N.	
Berechnung 2D-12	64,34
Berechnung 2D-07	64,58
Berechnung 2D-11	64,60
Berechnung 2D-10	64,60
Berechnung 2D-08	64,60
Berechnung 2D-09	64,79
Berechnung 2D-06	64,82
Berechnung 2D-13	64,85
Berechnung 2D-01	64,88
Berechnung 2D-03	64,88
Berechnung 2D-04	64,92
Berechnung 2D-05	64,93
Berechnung 2D-02	64,95

10.7.4 Vergleich der mittleren Wasserspiegel im Bereich der Wehranlagensektionen

Die Schnittbezeichnungen sind mit den Vergleichsschnitten identisch.

Tabelle 35: Wasserspiegelvergleich aller Berechnungen (Wehranlage)

Schnitt 5		Schnitt 6		Schnitt 7	
Mittlerer WSP in m.ü.N.N.		Mittlerer WSP in m.ü.N.N.		Mittlerer WSP in m.ü.N.N.	
Berechnung 2D-12	60,93	Berechnung 2D-12	61,76	Berechnung 2D-12	61,67
Berechnung 2D-13	61,60	Berechnung 2D-13	62,42	Berechnung 2D-13	62,33
Berechnung 2D-01	61,74	Berechnung 2D-01	62,52	Berechnung 2D-09	62,57
Berechnung 2D-03	61,74	Berechnung 2D-03	62,52	Berechnung 2D-07	62,57
Berechnung 2D-05	61,81	Berechnung 2D-07	62,55	Berechnung 2D-11	62,59
Berechnung 2D-09	61,81	Berechnung 2D-09	62,55	Berechnung 2D-10	62,59
Berechnung 2D-02	61,83	Berechnung 2D-11	62,57	Berechnung 2D-01	62,60
Berechnung 2D-06	61,85	Berechnung 2D-10	62,57	Berechnung 2D-03	62,60
Berechnung 2D-04	61,86	Berechnung 2D-05	62,58	Berechnung 2D-06	62,60
Berechnung 2D-07	61,86	Berechnung 2D-06	62,59	Berechnung 2D-08	62,62
Berechnung 2D-11	61,88	Berechnung 2D-02	62,61	Berechnung 2D-05	62,66
Berechnung 2D-10	61,88	Berechnung 2D-08	62,61	Berechnung 2D-04	62,68
Berechnung 2D-08	61,92	Berechnung 2D-04	62,62	Berechnung 2D-02	62,68

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

10.7.5 Vergleich der mittleren Wasserspiegel im Bereich vor der Hochwasserentlastung

Die Schnittbezeichnungen sind mit den Vergleichsschnitten identisch.

Tabelle 36: Wasserspiegelvergleich aller Berechnungen (Bereich Überfallsektionen)

Überfall 1		Überfall 2	
Mittlerer WSP in m.ü.N.N.		Mittlerer WSP in m.ü.N.N.	
Berechnung 2D-08	63,77	Berechnung 2D-12	64,32
Berechnung 2D-07	63,80	Berechnung 2D-07	64,51
Berechnung 2D-12	63,81	Berechnung 2D-11	64,52
Berechnung 2D-11	63,81	Berechnung 2D-10	64,52
Berechnung 2D-10	63,81	Berechnung 2D-08	64,54
Berechnung 2D-09	64,14	Berechnung 2D-09	64,73
Berechnung 2D-06	64,16	Berechnung 2D-06	64,76
Berechnung 2D-04	64,18	Berechnung 2D-13	64,78
Berechnung 2D-01	64,19	Berechnung 2D-01	64,82
Berechnung 2D-03	64,23	Berechnung 2D-03	64,87
Berechnung 2D-05	64,24	Berechnung 2D-05	64,87
Berechnung 2D-02	64,25	Berechnung 2D-04	64,88
Berechnung 2D-13	64,34	Berechnung 2D-02	64,89

10.7.6 Vergleich der mittleren Wasserspiegel vor der Wehranlage

Die Schnittbezeichnungen sind mit den Vergleichsschnitten identisch.

Tabelle 37: Wasserspiegelvergleich aller Berechnungen (vor der Wehranlage)

Spillway	
Mittlerer WSP in m.ü.N.N.	
Berechnung 2D-12	62,70
Berechnung 2D-13	63,27
Berechnung 2D-07	63,54
Berechnung 2D-11	63,56
Berechnung 2D-10	63,56
Berechnung 2D-08	63,61
Berechnung 2D-09	63,64
Berechnung 2D-01	63,66
Berechnung 2D-06	63,67
Berechnung 2D-03	63,71
Berechnung 2D-05	63,72
Berechnung 2D-02	63,74
Berechnung 2D-04	63,75

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

10.7.7 Vergleich der mittleren Wasserspiegel in den Oberwasserprofilen

Die Schnittbezeichnungen sind mit den Vergleichsschnitten identisch.

Tabelle 38: Wasserspiegelvergleich aller Berechnungen (Oberwasserprofile)

Profil 222		Profil 223		Profil 227	
Mittlerer WSP in m.ü.N.N.		Mittlerer WSP in m.ü.N.N.		Mittlerer WSP in m.ü.N.N.	
Berechnung 2D-12	64,13	Berechnung 2D-12	64,19	Berechnung 2D-12	64,27
Berechnung 2D-07	64,36	Berechnung 2D-07	64,40	Berechnung 2D-07	64,53
Berechnung 2D-11	64,38	Berechnung 2D-11	64,41	Berechnung 2D-11	64,54
Berechnung 2D-10	64,38	Berechnung 2D-10	64,41	Berechnung 2D-10	64,54
Berechnung 2D-08	64,38	Berechnung 2D-08	64,42	Berechnung 2D-08	64,55
Berechnung 2D-09	64,58	Berechnung 2D-09	64,61	Berechnung 2D-09	64,73
Berechnung 2D-06	64,60	Berechnung 2D-06	64,64	Berechnung 2D-13	64,76
Berechnung 2D-13	64,63	Berechnung 2D-13	64,67	Berechnung 2D-06	64,76
Berechnung 2D-01	64,65	Berechnung 2D-01	64,69	Berechnung 2D-01	64,81
Berechnung 2D-04	64,69	Berechnung 2D-04	64,73	Berechnung 2D-04	64,85
Berechnung 2D-03	64,70	Berechnung 2D-03	64,74	Berechnung 2D-03	64,86
Berechnung 2D-05	64,71	Berechnung 2D-05	64,75	Berechnung 2D-05	64,86
Berechnung 2D-02	64,72	Berechnung 2D-02	64,76	Berechnung 2D-02	64,88

10.7.8 Vergleich der Dammanschlagswasserhöhen

Tabelle 39: Wasseranschlagshöhen aller Berechnungen

Rechter Damm		Linker Damm	
Anschlaghöhe in m.ü.N.N.		Anschlaghöhe in m.ü.N.N.	
Berechnung 2D-12	63,88	Berechnung 2D-12	64,33
Berechnung 2D-08	64,06	Berechnung 2D-07	64,59
Berechnung 2D-07	64,08	Berechnung 2D-10	64,60
Berechnung 2D-10	64,09	Berechnung 2D-11	64,60
Berechnung 2D-11	64,09	Berechnung 2D-08	64,61
Berechnung 2D-09	64,36	Berechnung 2D-09	64,80
Berechnung 2D-06	64,38	Berechnung 2D-13	64,83
Berechnung 2D-13	64,41	Berechnung 2D-06	64,83
Berechnung 2D-01	64,43	Berechnung 2D-01	64,88
Berechnung 2D-04	64,43	Berechnung 2D-04	64,92
Berechnung 2D-05	64,49	Berechnung 2D-05	64,94
Berechnung 2D-02	64,50	Berechnung 2D-02	64,95
Berechnung 2D-03	64,50	Berechnung 2D-03	64,95

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

11 Vergleich der 1D-Modellergebnisse mit den 2D-Modellergebnissen

Bei diesem Vergleich soll der Schwankungsbereich der Eingangsparameter des 1D-Modelles und des 2D-Modelles ermittelt werden.

Für den Vergleich wurde die Berechnungsversion des 1D-Modelles verwendet, in der die Parameter im Kraftwerksbereich die gleiche Abflussaufteilung zwischen den Überfallwehren und der Wehranlage ergeben wie die Ergebnisse des 2D-Modell in der Berechnung 2D-01. Zu beachten ist, dass im Programm HEC-RAS die Aufteilung auf die beiden Überfallwehre nicht erfasst wird, sondern nur ein Gesamtabfluss über die gesamte Überfallstrecke ausgegeben wird.

Folgende Parameter wurden im Programm HEC-RAS für die Kraftwerksanlage ermittelt, um die Abflussaufteilung wie beschrieben zu erhalten:

Parameter der Überfallwehre:

Abstand zum Oberwasserprofil:	34,38 m
Breite der Dammkrone:	13,0 m
Wehrkoeffizient:	2,14
Pfeiler:	über koordinative Eingabe berücksichtigt

Parameter der Wehranlage:

Breite der Wehre:	20,0 m
Öffnungshöhe:	25,2 m
Wehrkronenhöhe:	43,0 m
Wehrkoeffizient der Wehranlage:	1,9
Exponent für die Drehpunkthöhe:	0
Exponent für die Toröffnungshöhe:	1
Exponent für die Oberwasserhöhe:	0,5
Öffnungskoeffizient:	0,8
Abflusskoeffizient:	0,7

Bei der Ermittlung wurden folgende Rauhigkeiten, angegeben als Manning-Werte, angenommen:

Tabelle 40: Rauhigkeitsverteilung 1D-Modell (1)

	Manning-Beiwert n	$k_{STR} = 1 / n$
	$s/m^{1/3}$	$m^{1/3}/s$
Gerinne im Kraftwerksbereich	0,0294	34,01
Umland im Kraftwerksbereich	0,0384	26,04
Insel im Kraftwerksbereich	0,0286	35,00
Profile im Zu- und Auslaufbereich	0,0294	34,01

Mit diesen Angaben hat das Programm HEC-RAS folgende Ergebnisse berechnet:

Wasserspiegel im Kraftwerksprofil:	64,47 m.ü.N.N.
Wasserspiegel im Profil 222:	64,49 m.ü.N.N.
Wasserspiegel im Profil 223:	64,50 m.ü.N.N.
Wasserspiegel im Profil 227:	64,57 m.ü.N.N.

Abfluss über die Wehranlage: 66.760 m³/s

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Abfluss über die Überfallwehre: 28.240 m³/s

Das 2D-Modell HYDRO-AS_2D berechnet im Rechenlauf „Berechnung 2D-01" folgende Vergleichswasserstände, wobei die Rauhigkeiten als Strickler-Beiwerte in diesem Modell laut nachstehender Tabelle gewählt wurden:

Rauhigkeiten Berechnung 2D-01:

Bereich Flusssohle:	$42\,m^{1/3}/s$
Linke Flussböschung:	$42\,m^{1/3}/s$
Rechte Flussböschung:	$42\,m^{1/3}/s$
Umland:	$30\,m^{1/3}/s$
Bereich Insel:	$35\,m^{1/3}/s$
Dammbauwerke:	$35\,m^{1/3}/s$
Bereich Tosbecken (Wehre):	$70\,m^{1/3}/s$
Überfallwehr:	$85\,m^{1/3}/s$
Bereich Turbineneinlauf und –auslauf:	$80\,m^{1/3}/s$

Ergebnisse der 2D-Modellierung - Berechnung 2D-01:

Wasserspiegel im Kraftwerksprofil:

Mittlerer WSP = 64,655 m.ü.N.N.
(Rechter Dammanschlag: 64,43 m.ü.N.N.)
(Linker Dammanschlag: 64,88 m.ü.N.N.)

Mittlerer Wasserspiegel im Profil 222:	64,65 m.ü.N.N.
Mittlerer Wasserspiegel im Profil 223:	64,69 m.ü.N.N.
Mittlerer Wasserspiegel im Profil 227:	64,81 m.ü.N.N.

Die Abflüsse durch die Wehre bzw. über die Überfallwehre wurden über die Geschwindigkeitsverteilung und der Wassertiefe nach den jeweiligen Bauwerken mit der Trapezformelauswertung näherungsweise berechnet.

Abfluss über die Wehranlage:	68.640 m³/s
Abfluss über die Überfallwehre:	26.360 m³/s

Die beiden Berechnungsergebnisse zeigen, dass bei der 1D-Modellierung wesentlich höhere Rauhigkeiten angenommen werden müssen um den Wasserspiegelbereich der 2D-Ergebnisse zu erreichen. Bei den beiden verglichenen Versionen beträgt der Unterschied zwischen den Stricklerbeiwerten im Gerinne $8\,m^{1/3}/s$. Dieser Effekt ist darauf zurückzuführen, dass das 1D-Modell die Verluste durch Querströmungen, Wirbelbildungen, Staueinfluss von Pfeilern etc. nicht berücksichtigt. Diese Verluste treten beim vorliegenden Projekt vorwiegend im Bereich des Kraftwerkes auf. Da das angewandte 2D-Modell (HYDRO_AS-2D) diese Einflüsse sehr gut berücksichtigt, müssen diese im 1D-Modell mit der Oberflächenrauhigkeit kompensiert werden. Werden im 1D-Modell die gleichen Oberflächenrauhigkeiten wie im 2D-Modell angesetzt, so erhält man wesentlich geringer Wasserstände.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Um den Bereich dieser Fehlerquelle abzuschätzen, wurde das 1D-Modell mit den Rauhigkeiten des 2D-Modell „Berechnung 2D-01" berechnet. Die Parameter für die Wehranlage und die Überfallwehre wurden wieder so gewählt, dass die Abflussaufteilung zwischen den Wehren und den Überfallwehren im gleichen Größenbereich der 2D-Modellierung liegt.
Aufgrund der geringeren Rauhigkeiten stellen sich niedrigere Wasserstände im Bereich des Kraftwerkes ein. Das hat zur Folge dass die Überfallwehre weniger Transportkapazität haben. Um die Abflussaufteilung im richtigen Verhältnis zu halten, wurde der Wehrkoeffizient für die Wehranlage von 1,9 auf 1,8 herabgesetzt.

Folgende Parameter wurden für die 1D-Berechnung mit HEC-RAS zur Ermittlung der Wasserspiegelunterschiede bei gleicher Wahl der Rauhigkeiten im 1D- und 2D-Modell angesetzt:

Parameter der Überfallwehre:

Abstand zum Oberwasserprofil:	34,38 m
Breite der Dammkrone:	13,0 m
Wehrkoeffizient:	2,14
Pfeiler:	über koordinative Eingabe berücksichtigt

Parameter der Wehranlage:

Breite der Wehre:	20,0 m
Öffnungshöhe:	25,2 m
Wehrkronenhöhe:	43,0 m
Wehrkoeffizient der Wehranlage:	1,8
Exponent für die Drehpunkthöhe:	0
Exponent für die Toröffnungshöhe:	1
Exponent für die Oberwasserhöhe:	0,5
Öffnungskoeffizient:	0,8
Abflusskoeffizient:	0,7

Rauhigkeiten, angegeben als Manning-Werte:

Tabelle 41: Rauhigkeitsverteilung 1D-Modell (2)

	Manning-Beiwert n	$k_{STR} = 1 / n$
	$s/m^{1/3}$	$m^{1/3}/s$
Gerinne im Kraftwerksbereich	0,02381	42,00
Umland im Kraftwerksbereich	0,03333	30,00
Insel im Kraftwerksbereich	0,02857	35,00
Profile im Zu- und Auslaufbereich	0,02631	38,00

Zu beachten ist, dass die Profile im Zu- und Auslaufbereich eine einheitliche Rauhigkeit zugewiesen bekommen, die aus dem Mittelwert der Rauhigkeit des Hauptgerinnes und des Umlandes der 2D-Modellierung ermittelt wurde.

Mit diesen Angaben hat das Programm HEC-RAS folgende Ergebnisse berechnet:

Wasserspiegel im Kraftwerksprofil:	64,18 m.ü.N.N.
Wasserspiegel im Profil 222:	64,19 m.ü.N.N.
Wasserspiegel im Profil 223:	64,20 m.ü.N.N.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Wasserspiegel im Profil 227:	64,24 m.ü.N.N.
Abfluss über die Wehranlage:	69.160 m³/s
Abfluss über die Überfallwehre:	25.840 m³/s

Der Vergleich der 1D-Ergebnisse zeigt, dass die hydraulischen Verluste, die durch Berücksichtigung der Querströmungen, Stauwirkungen, Wirbelbildungen etc. im 2D-Modell entstehen, eine Wasserspiegeldifferenz im Oberwasserspiegel des Kraftwerks Dummugudem von ca. 30 cm bedingen.

Bei ähnlichen Projekten ist daher darauf zu achten, dass bei einer 1D-Modellierung mit HEC-RAS niedrigere Wasserstände als eine 2D-Modellierung mit HYDRO_AS-2D mit den gleichen Rauhigkeiten berechnet.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

12 Diskussion der Ergebnisse

12.1 Überströmen der Hochwasserentlastung

Bei der Modellierung der Überfallströmung mit einer Wehrformel sind folgende Punkte zu beachten.

- Wenn die Poleniformel zur Abbildung der Überfallströmung herangezogen wird, so wird immer die Annahme einer parabolischen Geschwindigkeitsverteilung über die Wassertiefe im Wehrkronenbereich getroffen. Diese Annahme entspricht den tatsächlichen Strömungsverhältnissen eher, als z.B. eine konstante Geschwindigkeitsverteilung, wie sie bei den tiefengemittelten 2D-Flachwassergleichungen ermittelt wird.
  Bemerkung: Die Poleniformel kann indirekt auch als eine 2D-Formel angesehen werden, da sie eine Geschwindigkeitsänderung in der Wassertiefen-Komponente beinhaltet. Die Überfallströmung ist eine sehr ausgeprägte dreidimensionale Strömung und kann daher mit diesen Ansätzen nur näherungsweise beschrieben werden.

- Der Einfluss von Pfeilern auf die Überfallströmung kann bei Verwendung einer Wehrformel weder im Programm HEC-RAS noch mit dem Programm HYDRO_AS-2D vollständig abgebildet werden.

- Bei der Modellierung des Überfalls mit der Poleniformel im Programm HYDRO_AS-2D wird die Zulauf- und Ablaufrichtung immer normal zur Wehrachse angenommen. Dadurch können in diesem Bereich lokale Ungenauigkeiten entstehen.

- Die Wehrformel kann im Programm HYDRO_AS-2D theoretisch auch gekrümmt über Einzelsegmente angegeben werden Das ist beim Projekt Dummugudem jedoch nicht notwendig gewesen.

Wenn die Überfallwehre mit der Poleniformel im 2D-Modell abgebildet werden, so müssen folgende Unterschiede in der hydraulischen Berechnung zur 1D-Modellierung beachtet werden:

- Das 1D-Modell HEC-RAS setzt für die gesamte Wehrbreite die gleiche Zuströmwassertiefe ein. Mit dem 2D-Modell HYDRO_AS-2D können Wehrfelder definiert werden, für die jeweils die dort auftretende Wassertiefe als Berechnungswert verwendet wird. Ein weiterer Vorteil ergibt sich im Programm HYDRO_AS-2D dadurch, dass die Wehrformel tatsächlich im unmittelbaren Wehrbereich angesetzt werden kann und die Strömung vor und nach dem Wehr zweidimensional abgebildet wird. Daher werden der Unterwasserspiegel sowie der Oberwasserspiegel beim 2D-Modell wesentlich genauer dargestellt als beim 1D-Modell. Die daraus resultierende Reduktion für den unvollkommenen Überfall fällt im 2D-Modell wesentlich genauer aus. Bei der Modellierung von Überfallwehren mit dem Programm HYDRO_AS-2D über das Berechnungsnetz sind folgende Punkte zu beachten:

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

- Die Abbildung der Überfallströmung mit den tiefengemittelten 2D-Flachwassergleichungen entspricht nicht dem realen Strömungsbild von Überfallwehren.

- Trotz der schlechten Anpassung an die realen Verhältnisse stellt sich in den betrachteten Überfallwehren im Bereich der Wehrkrone ein Fließwechsel ein. Das zeigt, dass die Modellierung des Überfalls mit dem Berechnungsnetz trotz der ungenauen hydraulischen Modellierung durchaus als realistisch angenommen werden können.

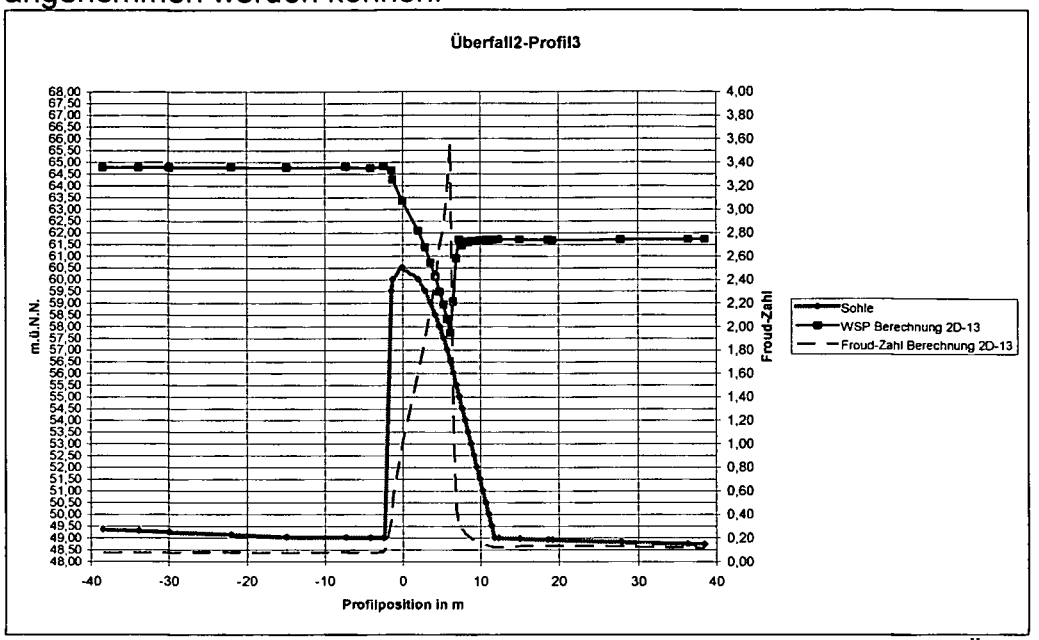


Abbildung 73: Fließwechsel an der Wehrkrone Berechnung 2D-13 Überfall 2

- Die Verluste im Wehrbereich durch schräge Anströmung und Pfeilerstauwirkung werden über die Modellierung mit dem Berechnungsnetz sehr gut erfasst.

- Beim Projekt Dummugudem liegen die Überfallwehrkronen oft nicht weit über der Geländeoberfläche. In diesen Bereichen ist der Überfallcharakter nur mehr sehr schwach ausgeprägt, weshalb eine Modellierung der Überfälle in diesen Bereichen mit dem Berechnungsnetz die reale Strömung besser erfasst.

- Die Auflösung des Berechnungsnetzes im Überfallbereich hat keine wesentliche Auswirkung auf die Strömungsausbildung. Durch die sehr großen Elementneigungen im Überfallbereich richtet sich die Geschwindigkeit einheitlich in die Richtung der Neigung, wodurch die Querströmung in diesem Bereich an Einfluss verliert. Die Bereiche der Zuströmung und die Pfeiler sollten jedoch detailliert abgebildet werden, da hier die Querströmungen sehr großen Einfluss nehmen und einen wesentlichen Teil der hydraulischen Verluste verursachen können. Die Ergebnisse haben gezeigt, dass gerade bei Pfeilern die genaue Abbildung eine große Rolle für die Wasserspiegel-ausbildung spielen kann.

- Der Einfluss der Rauhigkeit der Überfallelemente auf die Wasserspiegellage ist wesentlich geringer als der Einfluss von Wehrbeiwerten bei der Berechnung mit Wehrformeln.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

12.2 Strömungsausbildung in den Tosbecken

Die Tosbecken sind in der 1D-Modellierung mit HEC_RAS nicht abgebildet. Im Bereich der Schütze wird ein Überfallwehr vom Programm eingesetzt, wodurch in diesem Bereich immer ein Fließwechsel stattfindet. Diese Modellierung entspricht natürlich nicht den realen Strömungsverhältnissen und führt daher zu Unsicherheiten. Diese Unsicherheiten ergeben sich vor allem bei der Wahl des Wehrkoeffizienten, der nicht dafür ausgelegt ist, die Strömung vor einer Tosbeckengrundschwelle nachzubilden. Problematisch wird diese Modellierung vor allem in den Situationen, bei denen kein Fließwechsel in den Tosbecken auftritt.

Beim Projekt Dummugudem haben die 2D-Berechnungen gezeigt, dass genau diese Situation beim Bemessungsabfluss von 95.000 m³/s eintritt und der Abfluss durch die Tosbecken ausschließlich strömend stattfindet.

Ein weiterer Nachteil der 1D-Modellierung mit HEC-RAS ist, dass der Einfluss der Tosbeckenlänge unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Wehrpfeiler beim Projekt Dummugudem nicht ausgewertet werden kann, da die Sohlstufe im Bereich der Segementschütze liegt. Der gesamte Wehrbereich kann somit nur mit der Funktion „Inline-Structur" berücksichtigt werden.
Bemerkung: Für Tosbecken die sich einheitlich über die Flussbreite erstrecken, bietet HEC-RAS die Möglichkeit, das Tosbecken über viele Querprofile mit geringen Abständen zueinander abzubilden. Der Einfluss der Tosbeckenlänge kann so ermittelt werden.

Ein großer Vorteil der Modellierung der Wehranlage mit HEC-RAS ist die einfache Eingabe der Öffnungszustände der Segementschütze. Dabei kann für jedes Tor die Öffnungshöhe angegeben werden. Mit dieser Funktion kann das Abfuhrvermögen der Wehranlage bei verschiedenen Betriebszuständen gut ermittelt werden, sofern die Parameter für die Überfallwehre und die Wehranlage richtig gesetzt sind.

Wenn man alle vom Programm HYDRO_AS-2D berechneten Wasserspiegel in einem Wehr vergleicht, so zeigt sich, dass die Wasserspiegelausbildung von allen Berechnungsversionen gleich berechnet wurde. Die Vergleiche bei der Sensibilitätsuntersuchung haben zwar gezeigt, dass im Bereich zwischen der Sohlstufe und der Gegenschwelle lokal sehr große Wasserspiegelunterschiede berechnet werden, jedoch werden die Zulauf- und Ablaufwasserspiegel von diesen Fehlern nicht beeinflusst. Nachstehende Abbildungen zeigen die Wasserspiegel-ausbildung im Vergleichschnitt „Schnitt 6", welcher durch ein Wehr gelegt ist. Es ist deutlich zu erkennen, dass der Wasserspiegel im Zulaufbereich und ab Beginn der Gegenschwelle wieder vollkommen identisch ausgebildet ist.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

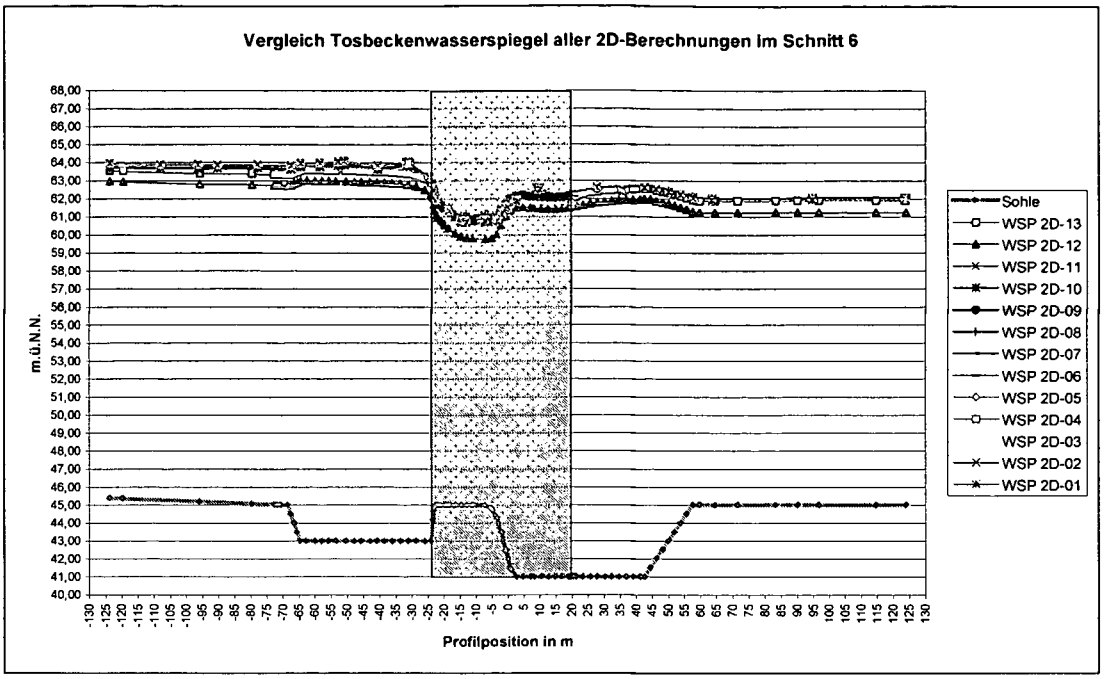
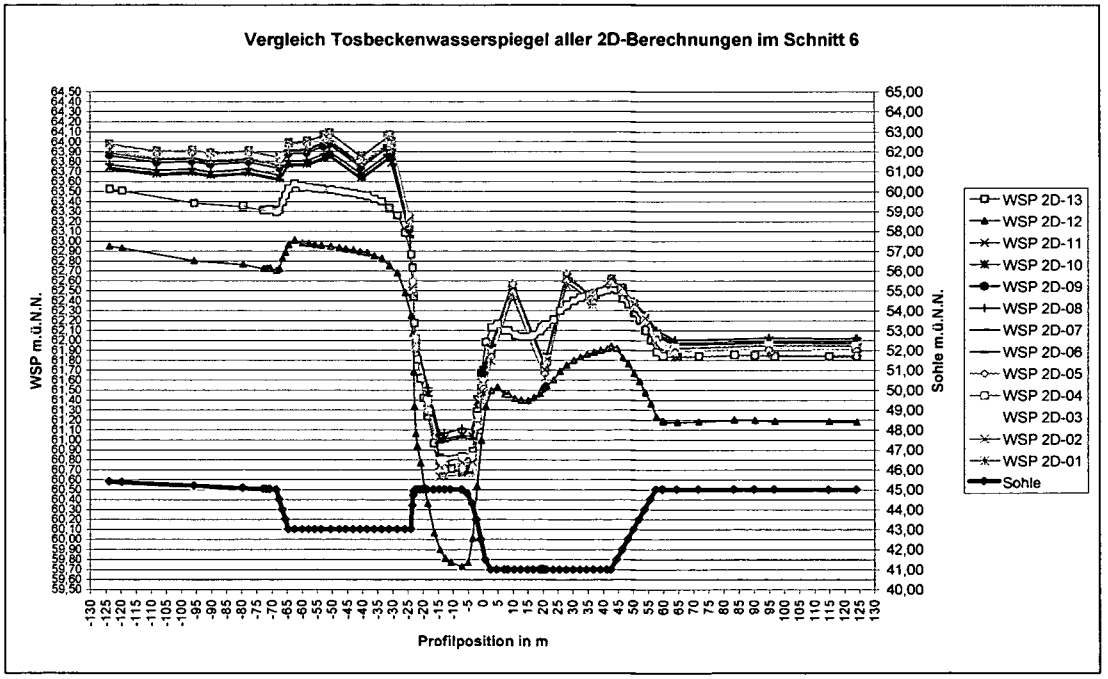


Abbildung 74:Vergleichsschnitt „Schnitt 6“ mit allen berechneten Wasserspiegeln



Bezugsachse beachten!
Abbildung 75: Detailansicht zu Abbildung 74

Zu beachten ist, dass bei keiner durchgeführten Berechnung im Schnitt 6 ein Fließwechsel aufgetreten ist. Das Unterwasser beeinflusst daher das Oberwasser. In der Abbildung 74 ist erkennbar, dass trotz der Ungenauigkeiten im Sohlschwellenbereich die Beeinflussung des Oberwasserspiegels durch den Unterwasserspiegel immer gleich abgebildet wird. Deutlich sind auch die Unterschiede der verwendeten Berechnungsnetzauflösung zu erkennen, wobei sich auch hier die Unterschiede nur im Bereich zwischen der Sohlschwelle und der Gegenschwelle zeigen.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

12.3 Strömungsausbildung im Zuströmbereich

Der größte Vorteil der Modellierung des Kraftwerks Dummugudem mit dem Programm HYDRO_AS-2D ist die Erfassung von den Zuströmverhältnissen zu den einzelnen Kraftwerkskomponenten. Folgende Schlüsselbereiche haben alle durchgeführten Berechnungen ergeben:

- Im Bereich des Einlaufpfeilers des Krafthauses löst sich die Strömung ab. Dadurch verlieren ungefähr „2,5" Wehre ihre Abflusskapazität. Diese Ablösung tritt bei allen durchgeführten Berechnungen mit dem Programm HYDRO-AS_2D bei einem Gesamtabfluss von 95.000 m³/s auf. Die Turbinen sind bei allen Berechnungen abgesperrt.
  Folgende Abbildung zeigt das anhand der Geschwindigkeitsverteilung und der Geschwindigkeitsvektoren in diesem Bereich.

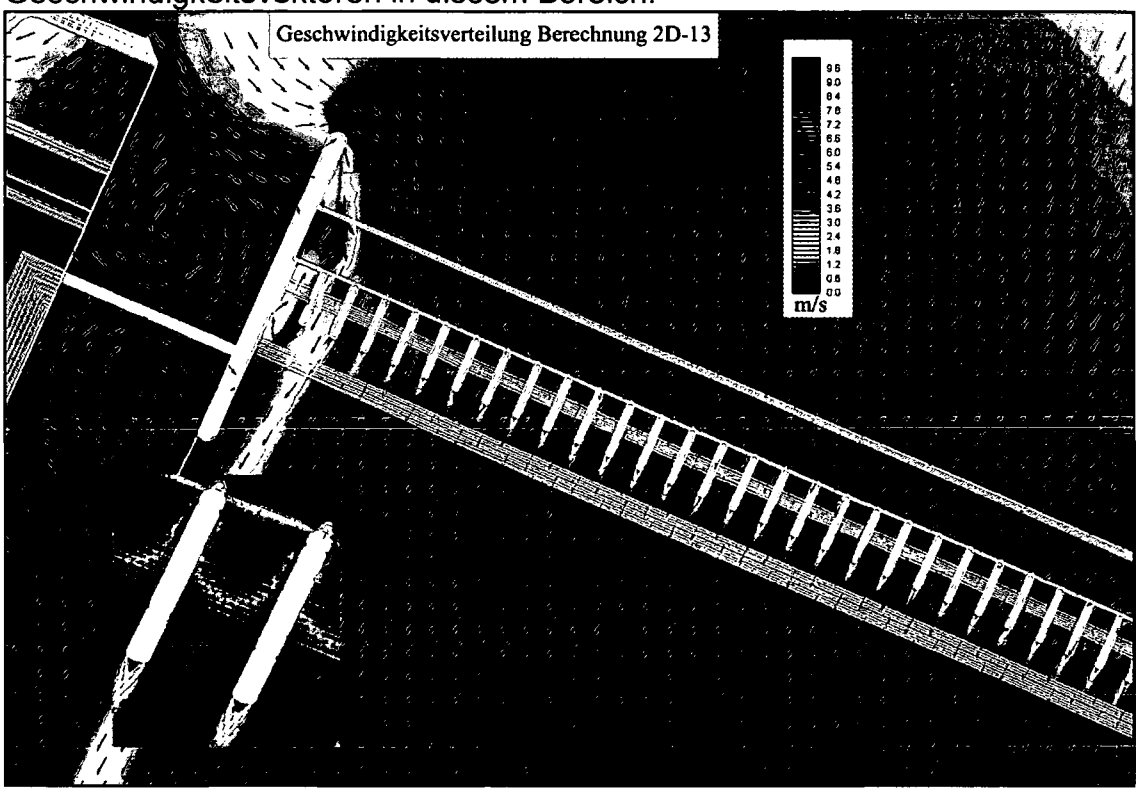


Abbildung 76: Geschwindigkeitsverteilung Berechnung 2D-13 - Wehranlage

In der Abbildung ist weiters die Geschwindigkeitserhöhung innerhalb der Wehrpfeiler auf Grund des integrierten Tosbeckens zu erkennen. Die Zuströmrichtung zu den Wehren ist sehr normal auf die Kraftwerksachse gerichtet, wodurch die ausgerundeten Pfeiler nur geringe Stauwirkung zeigen.

- Im Zuströmbereich des Überfallwehres 1 stellt sich die Zuströmrichtung im linken Bereich sehr schräg bezogen auf die Überfallachse ein. Im Randbereich zeigen sich sehr ausgeprägte Strömungsschatten der Pfeiler. Folgende Abbildung zeigt die Geschwindigkeitsverteilung und die Geschwindigkeits-vektoren im Bereich des Überfallwehr 1 des Kraftwerks Dummugudem.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

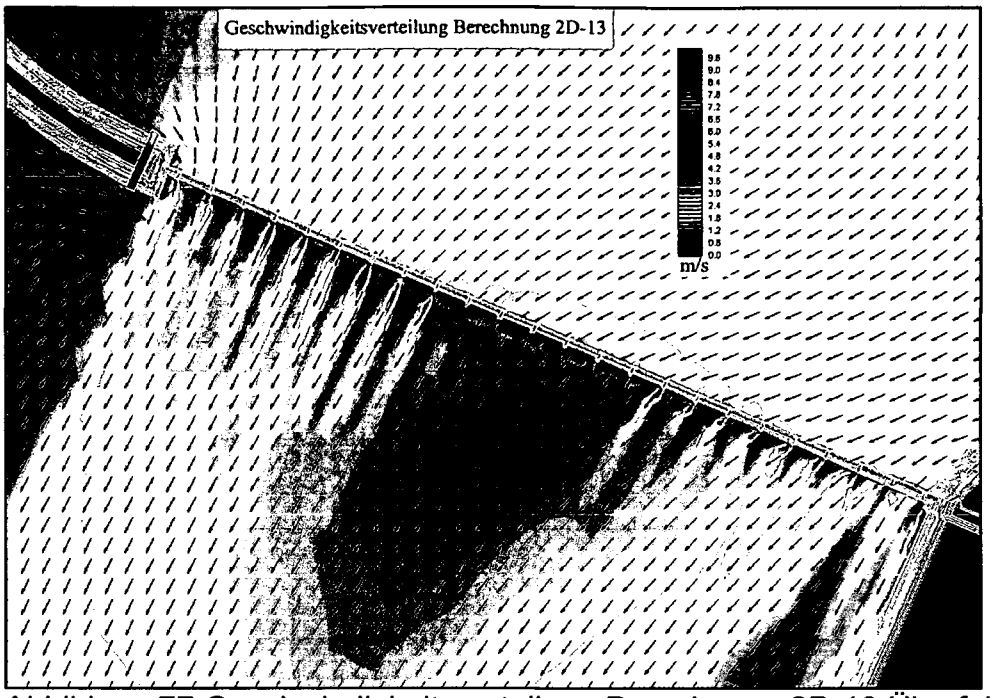


Abbildung 77:Geschwindigkeitsverteilung Berechnung 2D-13 Überfall 1

Im Bereich des Überfallwehr 1 ist daher eine Abbildung der Wehranlage mit dem Berechnungsnetz durchaus sinnvoll, da die Einflüsse der Pfeiler von den einsetzbaren Wehrformeln nicht erfasst werden.

- Im Bereich des Überfallwehres 2 bildet sich die Zuströmrichtung in den meisten Bereichen normal auf die Überfallachse aus. Der Strömungsschatten der Pfeiler entsteht auch beim Überfallwehr 2, jedoch ist die Schattenfahne normal auf die Überfallachse gerichtet, weshalb die Überfallfelder nur gering beeinflusst werden. Der Überfall 2 lässt sich daher auch mit einer Wehrformel sehr gut abbilden.Folgende Abbildung zeigt die Geschwindigkeitsverteilung und die Geschwindigkeitsvektoren im Bereich des Überfalls 2 des Kraftwerks Dummugudem.

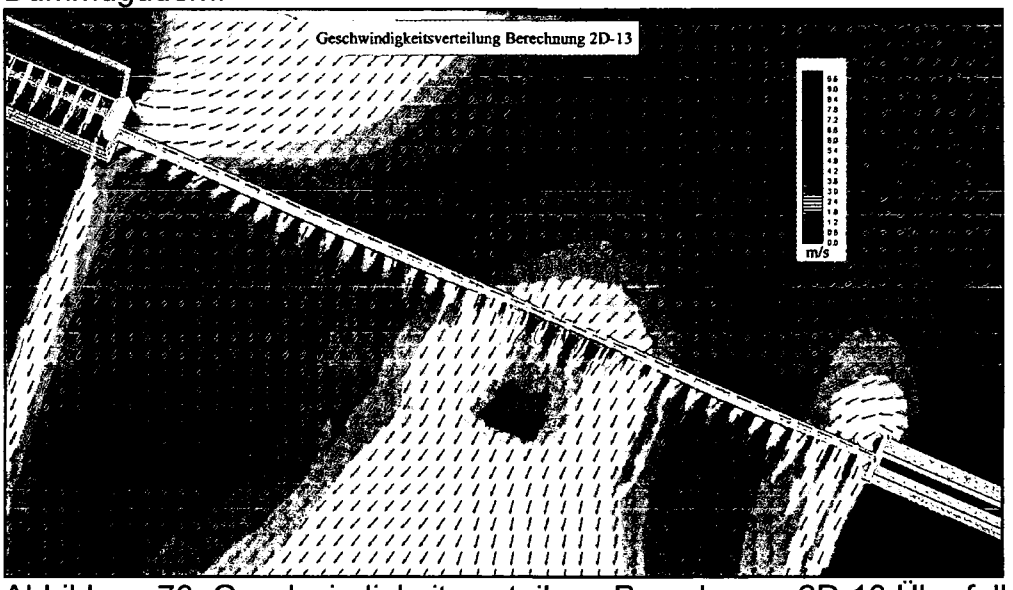


Abbildung 78: Geschwindigkeitsverteilung Berechnung 2D-13 Überfall 2

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

13 Empfehlungen für ähnliche Projekte

Zu Beginn dieser Arbeit stellten sich viele Fragen bezüglich der Strömungsmodellierung des Kraftwerks Dummugudem (vgl. Kapitel 8.4). In diesem Abschnitt sollen diese Fragen mit Hilfe der ausgearbeiteten Informationen beantwortet werden und gleichzeitig Empfehlungen für ähnliche Projekte getroffen werden. Nachstehend sind nochmals die Fragen aufgelistet und direkt im Anschluss die Antworten und Bemerkungen angeführt.

„Wie erstellt man am besten das Berechnungsnetz im Kraftwerksbereich?" Diese Frage soll neben der Erstellungsmethodik auch die Frage nach der Auflösung des Berechnungsnetzes und die Frage der Abbildung der Überfallwehre mit dem 2D-Modell-HYDRO_AS-2D beantworten.

Für die Erstellung des Berechnungsnetzes ist vor allem die Datengrundlage entscheidend. Für die Abbildung von Gerinnen eignen sich Querschnittsprofile in angemessenen Abständen sehr gut. Im Bereich von Einbauten sind jedoch genaue Geländeaufnahmen sehr hilfreich. Geplante Bauwerke sollten so genau wie möglich in die bestehenden Daten eingearbeitet werden. Beim Projekt Dummugudem wurde das gesamte Kraftwerk über Höhenschichtlinien mit einem Intervall von 0,5 m aufgelöst. Die Höhenschichtlinien wurden anhand der Planungsunterlagen konstruiert und mit dem vermessenen Gelände verschnitten.

Alle konstruktiven Arbeitsschritte wurden mit dem Programm AutoCAD durchgeführt. Die Übertragung der konstruierten Netzpunkte in das Programm SMS erfolgte direkt von der Zeichnungsdatei und stellte sich als sehr benutzerfreundlich heraus.
Beim Erstellen der detaillierten Höheninformation für geplante Bauwerke ist eine möglichst genau Auflösung zu erarbeiten, auch wenn diese nicht in das Berechnungsnetz aufgenommen wird. Je genauer die Datengrundlage ist, desto leichter können nachträgliche konstruktive Änderungen in ein bestehendes Berechnungsnetz übertragen werden.

Die Frage der Berechnungsnetzauflösung ist sehr stark mit den gewünschten Ergebnissen und der Fragestellung gekoppelt. Für eine Erfassung der gesamten Strömungssituation im Bereich von Bauwerken ist eine grobe Auflösung durchaus ausreichend. Dabei ist zu beachten, dass sich die Größenordnung der Auflösung immer an der Größe des Untersuchungsgebietes orientiert, wobei sich die Frage bei kleinen Gebieten meistens nicht stellt.

Beim Projekt Dummugudem kann eine grobe Berechnungsnetzauflösung mit folgenden Punkten charakterisiert werden:

- Pfeilerausrundungen werden vernachlässigt
- Geländesprünge werden teilweise vernachlässigt (Zellengröße bleibt annähernd konstant)
- Relativ schnelle Übergänge von großen zu kleinen Berechnungselementen (und umgekehrt)

Die grobe Berechnungsnetzauflösung zeigt strömungstechnische Fehler des Gesamtsystems sehr gut auf und gibt einen guten Überblick. Für die Ermittlung von Detailfehlern wie z.B. Pfeilerform, Tosbeckenform, etc. ist ein genaues

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Berechnungsnetz heranzuziehen. Dabei ist darauf zu achten, dass betrachtete Details immer mit mindestens drei Elementen abgedeckt sind, da das Programm HYDRO_AS-2D den Einfluss von Querströmungen sonst nicht erfassen kann.
Beim Projekt Dummugudem ist dies anhand von Modell 1 und Modell 3 sehr gut erkennbar.

Im Modell 1 sind die Elemente vor den Pfeilern teilweise genauso breit wie der Pfeiler. Einflüsse durch Querströmungen vor und nach den Pfeilern können in diesen Bereichen nicht erfasst werden und eventuell auftretende hydraulische Verluste werden verstärkt oder vernachlässigt.
Im Modell 3 sind die Pfeilerrundungen sehr genau nachgebildet. Im Ergebnis zeigen sich die Unterschiede der beiden Berechnungsnetze sehr deutlich. Im Modell 3 ist der Pfeilerstau wesentlich geringer ausgebildet und die Einschnürungseffekte weniger stark als beim Berechnungsnetz Modell 1.

Generell kann die Aussage getroffen werden, dass mit einer Zunahme der Auflösungsgenauigkeit im Berechnungsnetz die Strömungssituation genauer erfasst wird. Zu beachten ist jedoch, dass die Berechnungszeiten exponentiell mit der Berechnungsnetzauflösung ansteigen.

Die durchgeführten Vergleiche haben gezeigt, dass die höher aufgelösten Berechnungsnetze niedrigere Wasserstände ergeben. Bei der Dimensionierung von konstruktiven Kraftwerkshöhen ist man mit schlecht aufgelösten Berechnungsnetzen im sicheren Bereich, wobei die Unterschiede durchaus wirtschaftliche Einflüsse nehmen können. Beim Projekt Dummugudem ergeben sich teilweise Wasserspiegelunterschiede aufgrund der Berechnungsnetzauflösung von +/- 50 cm.
Es ergeben sich zwei Grenzen, die nicht eindeutig bestimmt werden können und projektspezifisch abgeschätzt werden müssen:

- Ab einer bestimmten Auflösungsgenauigkeit des Berechnungsnetzes ergibt sich keine zusätzliche Ergebnisgenauigkeit mehr.
- Je höher die Berechnungsnetzauflösung, desto höher ist auch die Berechnungszeit, wobei die Berechnungszeit oft unverhältnismäßig hoch gegenüber der Ergebnisgenauigkeit ist.

Für die Abschätzung dieser Grenzen sind für jedes Projekt technische als auch wirtschaftliche Gesichtspunkte heranzuziehen.

Die Frage nach der Abbildungsmethode von Überfallwehren mit dem Programm HYDRO_AS-2D ist wiederum sehr vom gewünschten Ergebnis abhängig. Für das Projekt Dummugudem konnten folgende Anhaltspunkte ermittelt werden.

Für eine gute Abschätzung des Oberwasserspiegels ist eine Modellierung von Überfallwehren mit einer Wehrformel zu empfehlen, wobei auf die Abschätzung des Überfallbeiwertes besonders geachtet werden muss. Auch für eine Betrachtung der Teilströme im Bereich der Wehranlage können die Überfallstrecken mit einer Wehrformel abgebildet werden. Wenn die Einflüsse der Überfallpfeiler überprüft werden sollen, ist eine Modellierung der Überfallwehre über das Berechnungsnetz unabdingbar. Weiters ist zu beachten, dass die Berechnungszeiten durch die Verwendung einer Wehrformel stark herabgesetzt werden können. In diesem

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Zusammenhang ist auch der unterschiedliche hydraulische Ansatz der beiden Überfallmodellierungsmethoden zu beachten.
Hinsichtlich der Berechnungszeit ist folgendes zu beachten:

Das Programm HYDRO_AS-2D in der verwendeten Version 1.24 unterstützt die Rechenleistung des Prozessors nicht unbegrenzt. Ein rechenstärkerer Computer verkürzt somit die Berechnungszeit nicht. Die Berechnungen in der vorliegenden Arbeit wurden mit einem PC, der folgende Leistungsdaten hat, durchgeführt:

Prozessor: Intel 3,2 GHz
Arbeitsspeicher: 1024 MB
Betriebssystem: Windows XP Professional

Eine Berechnung von HYDRO_AS-2D Version 1.24 nutzte die Rechenleistung dieses PCs nur zu 50%. Es konnten daher immer zwei Berechnungen gleichzeitig durchgeführt werden.

„Wie wirken sich die Eingangsparameter des 2D-Modell auf die Oberwasserspiegellage des Kraftwerks Dummugudem aus?"

Für eine detaillierte Antwort sei auf Kapitel 10, Sensibilität des 2D-Modells, verwiesen.
Zusammenfassend können folgende Aussagen, bezogen auf das Projekt Dummugudem, getroffen werden:

Änderung der Berechnungsnetzauflösung:

Je höher die Auflösung des Berechnungsnetzes, desto tiefer liegen die Wasserspiegel. Beim Projekt Dummugudem ergeben sich konstante Wasserspiegelunterschiede bis zu 50 cm.

Änderung des Zeitintervalls der Ergebnisse:

Zeitintervalle zwischen 120 und 500 Sekunden haben keinen Einfluss auf den Oberwasserspiegel.

Änderung der Sohlrauhigkeiten:

Bei geringen Abschätzungsfehlern der Stricklerbeiwerte im Bereich von 5 - 10 $m^{1/3}/s$ ergeben sich nur geringe Schwankungen (ca. +/- 5 cm) im Oberwasserbereich. Es ist jedoch zu beachten, dass eine Änderung der Sohlrauhigkeiten an bestimmten Stellen die hydraulische Gesamtsituation beeinflussen kann.

Änderung der Wehrmodellierung:

Die Überfallwehre können als Wehrformel oder über das Berechnungsnetz abgebildet werden. Ein direkter Einfluss auf den Oberwasserspiegel aufgrund der Wehrmodellierung kann nicht ermittelt werden, da die beiden Modellierungen nicht direkt vergleichbar sind. Vor allem der Überfallbeiwert in der Wehrformel kann nur sehr schwer mit der Sohlrauhigkeit der Überfallelemente in Verbindung gebracht werden. Generell kann gesagt werden, dass bei der Modellierung mit der Wehrformel nach Poleni, die möglichen Abschätzungsfehler (Überfallbeiwert, Wehrbreite) einen größeren Einfluss auf den Oberwasserspiegel haben als die Abschätzungsfehler (Sohlrauhigkeit) bei einer Modellierung über das Berechnungsnetz.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Änderung der kleinsten Elementfläche:

Eine Änderung der kleinsten Elementfläche zeigt nur geringe Auswirkungen auf den Oberwasserspiegel, solange der Wert an die hochaufgelösten Bereiche des Berechnungsnetzes angepasst ist. Das bedeutet, dass die Hauptelemente dieser Bereiche größer sind als der gewählte Wert für A_{min}.

Diese Angaben können durchaus als Anhaltspunkt für ähnliche Projekte herangezogen werden. Vor allem bei Unsicherheiten der Parameter, die eine erhebliche Auswirkung auf den Oberwasserspiegel haben (Auflösung des Berechnungsnetzes, Wehrmodellierung), sollten Vergleichsberechnungen zur Absicherung des Ergebnisses durchgeführt werden.

„In welcher Relation stehen die Ergebnisse der 2D-Modellierung mit HYDRO_AS-2D zu den Ergebnissen einer 1D-Modellierung mit dem Programm HEC-RAS?"

Das Programm HEC-RAS berechnet mit den gleichen Sohlrauhigkeiten niedrigere Wasserspiegel als die 2D-Modellierung mit HYDRO_AS-2D. Beim Projekt Dummugudem ist die Wasserspiegeldifferenz im Oberwasserbereich ca. +30 cm.

Berechnungen mit dem 2D-Modell HYDRO_AS-2D erfassen die Verluste durch Querströmungen, wodurch sie wesentlich höhere Wasserspiegel als eine vergleichbare 1D-Modellierung mit HEC-RAS ergeben. Bei Projekten mit starken Querströmungseinfluss und unklaren Zuströmverhältnissen ist eine 2D-Strömungsmodellierung mit HYDRO_AS-2D für die Optimierung und Prüfung der Konstruktion sehr zu empfehlen.

Die 1D-Modellierung ist für die Definition der Randbedingungen und für eine erste Dimensionierung von Bauwerksabmessungen jedoch auf jeden Fall notwendig. Eine 2D-Modellierung mit HYDRO-AS_2D ist für diese Anwendungen derzeit noch extrem zeitaufwendig und nicht so flexibel wie eine 1D-Modellierung mit HEC-RAS.

Der Vergleich für das Kraftwerk Dummugudem ist im Kapitel 11, Vergleich der 1D-Modellergebnisse mit den 2D-Modellergebnissen, beschrieben und dokumentiert.

„Wie werden die strömungstechnisch relevanten Bereiche von HYDRO_AS-2D abgebildet und welche Vor- und Nachteile ergeben sich daraus?"

HYDRO_AS-2D bildet die strömungsrelevanten Bereich sehr gut ab, sofern die Auflösung des Berechnungsnetz genau genug gewählt wurde. Mit dem Programm SMS können die Ergebnisse sehr übersichtlich dargestellt werden, wodurch die wichtigen Strömungsbereiche leicht zu finden sind.

Die Berechnungen beim Projekt Dummugudem haben gezeigt, dass eine genaue Abbildung der Bauteile im Berechnungsnetz zu einer überaus detailliert ausgebildeten Wasseroberfläche führt.
Strömungstechnische Fehler in der Konstruktion, wie z.B. die zu lang geplante Einlaufmauer des Krafthauses beim Kraftwerk Dummugudem, die zu einer Strömungsablösung führt, können mit Hilfe der 2D-Modellierung sehr schnell lokalisiert und ausgebessert werden. Auch Bereiche in denen ein Fließwechsel

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

auftreten kann, werden von HYDRO_AS-2D sehr gut erfasst. Beim Projekt Dummugudem ergibt sich dadurch vor allem im Bereich der Tosbecken ein großer Vorteil, da beim Bemessungsabfluss kein Fließwechsel mehr stattfindet und somit der Unterwasserspiegel den Oberwasserspiegel beeinflusst. Eine gute Abbildung der Strömung ist in diesem Bereich besonders wichtig, da ein Großteil des Gesamtabflusses durch die Wehre abgeführt wird.

Wie bereits angesprochen ist für eine optimale Strömungsabbildung eine sehr hohe Auflösung des Berechnungsnetzes notwendig. Dadurch entstehen auch mit optimierten Parametern teilweise extrem lange Berechnungszeiten, die eindeutig als Nachteil gewertet werden können.

„Welche Fragestellungen bezüglich des Kraftwerkbetriebes können mit der 2D-Modellierung abgedeckt werden?“

Mit dem Programm HYDRO_AS-2D können alle Elemente sehr leicht modifiziert werden. So können z.B. die Wehre in verschiedenen Kombinationen geschlossen dargestellt werden. Mit dieser Methode kann beispielsweise eine Wehrbetriebsordnung erarbeitet werden. Dabei wird nicht nur die Abflusskapazität der einzelnen Wehre berücksichtigt, sondern auch eventuell entstehende Verluste bei bestimmten Toröffnungskombinationen.

Das 2D-Modell kann in weiterer Folge auch mit einem Geschiebetransportmodul erweitert werden. Lokale Verlandungen und Kolkbildungen können zuvor abgeschätzt und teilweise eventuell vermieden werden.
Technische Probleme im Betrieb des Kraftwerks können mit einem vorhanden 2D-Modell unter Umständen wesentlich wirtschaftlicher analysiert und behoben werden. Auch für spätere Kraftwerksadaptierungen kann eine bestehende 2D-Modellierung mit HYDRO_AS-2D sehr hilfreich sein.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

14 Zusammenfassung

Im Zuge der Planungsarbeiten des Kraftwerks Dummugudem am Godovari in Indien, die von der Firma Pöyry Energy GmbH (vormals Verbundplan) durchgeführt wurden, kam das zweidimensionale Strömungsmodell HYDRO_AS-2D zum Einsatz. Da keine Erfahrungen von der Simulation großer Laufkraftwerken mit HYDRO_AS-2D bestanden, sollte die vorliegende Arbeit anhand des Projekts Dummugudem erste Erfahrungen und Richtwerte für die Sensibilität der Modellergebnisse auf eine Variation der Eingangsparameter dokumentieren und interpretieren. Neben der Sensibilität wurde auch die Frage der Erstellung des Berechnungsnetzes behandelt, um für ähnliche Projekte einen gewissen Leitfaden zur Netzerstellung zu haben.
Weiters wurden die Ergebnisse der zweidimensionalen Modellierung mit denen der eindimensionalen Modellierung, die mit dem Programm HEC-RAS berechnet wurden, verglichen.

Das Berechnungsnetz für HYDRO_AS-2D wird mit dem Programm SMS erstellt. Bei der Erstellung konnten folgende Punkte als Hilfestellung für ähnliche Projekte ausgearbeitet werden:

- Geländepunkte, die in Profilform vorliegen, können direkt in das Programm SMS eingearbeitet werden und zu einem Berechnungsnetz generiert werden.
- Für Bauwerke empfiehlt sich die Konstruktion von Höhenlinien mit AutoCAD oder einem ähnliche Programm. Entlang der konstruierten Höhenlinien können mit dem Programm AutoCAD sehr leicht Punkte mit Höheninformation (xyz – Koordinaten) rasterförmig erstellt werden. Diese Punkte können anschließend in das Programm SMS eingelesen und zu einem Berechnungsnetz generiert werden.
- Entlang der Geländehöhenschichtlinien im Kraftwerksbereich wurden ebenfalls Punkte mit der gleichen Methode gesetzt.
- Für die Einbindung der Bauwerkselemente in das Gelände hat sich ein Hilfsraster, der ebenfalls mit AutoCAD konstruiert wurde, bewährt. Dabei sollte darauf geachtet werden, dass der Hilfsraster mit den konstruierten Bauwerkspunkten zusammenpasst, um im Verschnittbereich keine unbrauchbaren Berechnungselemente zu generieren. Der Hilfsraster wird benötigt um im Übergangsbereich der Bauwerke zum Gelände Punkte in einem Rechtecksraster mit dem Programm SMS zu interpolieren. Dies ist in den meisten Fällen notwendig, da die gesetzten Punkte entlang der Geländehöhenlinien nicht rasterförmig sind.
- Es hat sich gezeigt, dass die Auflösung des Berechnungsnetzes in einem bestimmten Bereich durchaus Auswirkungen auf die Ergebnisse haben kann. Je genauer das Berechnungsnetz aufgelöst ist, desto besser wird die Strömung modelliert. Mit weniger genauen Auflösung werden beim Projekt Dummugudem Wasserspiegellagen, die bis zu 30 cm höher liegen als mit einem hoch aufgelösten Berechnungsnetz, errechnet. Zu beachten ist in diesem Zusammenhang, dass mit steigender Elementzahl die Berechnungsdauer unverhältnismäßig schnell ansteigt. Die Wahl der optimalen Auflösung des Berechnungsnetzes ist bei großen Projekten wie dem Kraftwerk Dummugudem am Godovari ein zentrales Problem, vor allem auf Grund des Umstandes, dass ein leistungsstärkerer Computer die Berechnung nicht mehr beschleunigen kann (mit HYDRO_AS-2D Version 1.24). Strömungsrelevante

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Bereiche und Bereiche der Wasseranschlagslinie sollten jedoch immer sehr genau abgebildet werden, um ein realistisches Ergebnis zu erhalten.

Bei der Wahl der Eingangsparameter für das 2D-Modell muss vor allem bei den Sohlrauhigkeiten und bei eventuell verwendeten Wehrbeiwerten auf die richtige Größenordnung geachtet werden. Falsch gesetzte Rauhigkeiten können die hydraulische Gesamtsituation beeinflussen. Beim Projekt Dummugudem hat sich gezeigt, dass Abschätzungsfehler der Rauhigkeitsbeiwerte in einem praxisnahen Bereich (Stricklerbeiwertunterschiede 5-10 $m^{1/3}/s$) nur geringe Auswirkungen im Bereich von 5 - 10 cm auf die Wasserspiegellage haben.

Bei Überfallwehren, die im Programm HYDRO_AS-2D mit einer Wehrformel abgebildet werden, ist sehr auf die Wahl des Überfallbeiwertes zu achten. Die vorliegenden Ergebnisse beim Projekt Dummugudem haben auf eine Änderung der Überfallbeiwerte im Bereich der Hochwasserentlastung sehr stark reagiert. Es ergaben sich Wasserspiegelunterschiede von bis zu 40 cm, wobei der Überfallbeiwert sehr stark variiert wurde.

Der Vergleich der 2D-Ergebnisse mit den Ergebnissen der 1D-Modellierung des Projekts Dummugudem hat gezeigt, dass die 1D-Modellierung bei gleicher Wahl der Sohlrauhigkeiten wesentlich geringer Wasserstände errechnet. Die Unterschiede betragen beim Projekt Dummugudem etwa 30 cm. Dieser Effekt konnte auf die zusätzlichen hydraulischen Verluste, die durch Querströmungen entstehen und vom 1D-Modell nicht erfasst werden, zurückgeführt werden.

Bezüglich der Abbildungsart der Überfallwehre (Abbildung als Wehrformel oder über das Berechnungsnetz) im Programm HYDRO_AS-2D, konnten jeweils Vor- und Nachteile ermittelt werden. Der Einfluss der Wehrpfeiler hat sich als der größte Unterschied der beiden Abbildungsmethoden beim Projekt Dummugudem herausgestellt. Bei der Modellierung der Überfallwehre mit dem Berechnungsnetz kann dieser Einfluss sehr gut erfasst werden, jedoch entspricht die Annahme einer konstanten Geschwindigkeitsverteilung über die Wassertiefe keinesfalls der Realität. Die Wehrformel nach Poleni bezieht eine solche Geschwindigkeitsverteilung ein, jedoch können Pfeilereinflüsse nicht berücksichtigt werden. Im Zusammenhang mit diesem Punkt hat sich ein weiteres Entscheidungskriterium ergeben. Die Verwendung einer Wehrformel kann die Berechnungsdauer verkürzen. Welche Abbildungsmethode zu bevorzugen ist, muss jedoch abhängig von der Fragestellung entschieden werden.

Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit stellen einen guten Leitfaden für die zweidimensionale Berechnung ähnlicher Projekte wie das Kraftwerk Dummugudem am Godovari dar. Die Ergebnisse und Aussagen sollen in erster Linie bei der Entscheidung der Modelldimensionalität und der Abschätzung des Arbeitsaufwandes und Ergebnisgenauigkeit eine Hilfestellung geben.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

15 Literatur

Baur T., Beffa C., Gutknecht D., Habersack H., Larsen O., Loiskandl W., Ludwig K., Malcherek A., Mayr P., Nachtnebel H.P., Nujic M., Reichel G., Rungoe M., Sackl B., Schmalfuss R., Schulz R. (2003): ÖWAV-Seminar 26.-27. Februar 2003 „Fließgewässermodellierung – von der Ein- zur Mehrdimensionalität", Kursunterlagen. Universität für Bodenkultur Wien.

Beffa C. (2002): Integration ein- und zweidimensionaler Modelle zur hydrodynamischen Simulation von Gewässersystemen, Int, Symposium „Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau" 7.-9. Oktober 2002. ETH Zürich.

Bollrich G. (2000): Technische Hydromechanik 1. Verlag Bauwesen Berlin.

Dabernig G., Gökler G., Heigerth G., Hengerer C., Knoblauch H., Polz M., Promper R., Schweighofer G., Wanker R. (2003): Dreidimensionale numerische Strömungsmodelle zur Bestimmung von Sedimentationsprozessen im Wasserbau. Schriftenreihe der Forschung im Verbund. Band 83. Mai 2003.

Dracos T., (1987): Hydraulik, Vorlesungsunterlagen, Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft. ETH Hönggerberg. Verlag der Fachvereine Zürich.

Fäh R., Gutknecht D., Habersack H., Hengl M., Huber B., Hunziker R., Kienberger V., Nachtnebel H.P., Ogris H., Pircher H., Reichel G., Samek M., Schilling M., Sengschmitt D. (1995): Mathematische Modelle offener Gerinne, ÖWAV-Seminar 21. November 1995. Konstruktiver Wasserbau/Landschafts-wasserbau. Band 17. Herausgegeben von Drobir H., und Gutknecht D.

Gutknecht D., Fischer-Antze T., (2005): Durchführung von Wasserspiegellagenberechnungen an der Donau –Endbericht. Erstellt im Rahmen des Leitprojekts „Innovative Binnenschifffahrt" im Programm I2 – Intelligente Infrastruktur des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie in Österreich.

Habersack H., (2004): Vorlesungsunterlagen zur Vorlesung „Computergestützte Gewässermodellierung", Institut für Wasserwirtschaft. Hydrologie und konstruktiver Wasserbau. Universität für Bodenkultur Wien.

Habersack H., Mayr P., Gierlinger R., Schneglberger S. (2000): Mehrdimensionale Abflussmodellierung am Beispiel der Lafnitz, Wiener Mitteilungen Band 165. Herausgeber: Nachtnebel H.P., Institut für Wasserwirtschaft. Hydrologie und konstruktiver Wasserbau. Universität für Bodenkultur Wien.

Ingenieurbüro Dr. Karl Ludwig (2002): Hydraulische Berechnung von Fließgewässern. Herausgegeben von der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg.

Malcherek A. (o.D.): Hydrodynamik der Oberflächengewässer Version 5,0. Bundesanstalt für Wasserbau Deutschland.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

Martin H., Pohl R. u.a. (2000): Technische Hydromechanik Band 4. Hydraulische und numerische Modelle. Verlag Bauwesen Berlin.

Nachtnebel H.P. (1997): Hydraulische Grundlagen für Wasserspiegelberechnungen, Kursunterlagen zum ÖWAV – Kurs „Wasserspiegellagenberechnung" im Februar 1997

Naudascher E. (1987): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke. Springer Verlag Wien New York.

Nujic´ M.: HYDRO_AS-2D. Ein zweidimensionales Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis. Benutzerhandbuch zur Version1,24 und höher.

Russel G. E. (1937): Hydraulics 5th Edition (1942). Henry Holt and Company.

Stocker M., Schwaller G. (2003): HYDRO_AS-2D. Ein zweidimensionales Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis. Tutorial zur HYDRO_AS-2D/SMS – Grundschulung. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft. Wasserwirtschaftsamt Hof.

US Army Corps of Engineers (2002): HEC-RAS River Analysis System. Hydraulic Reference Manual Version 3.1. November 2002.

US Army Corps of Engineers (2002): HEC-RAS River Analysis System. User`s Manual Version 3.1. November 2002.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH

16 Datenanhang

Auf der beiliegenden Daten-CD befinden sich alle berechneten Datenpunkte der Vergleichsschnitte für die 2D-Berechnungen. Mit Hilfe dieser Daten können alle Ergebnisse dieser Arbeit rekonstruiert und weiterbehandelt werden.
Die Tabellen liegen in einem nicht editierbaren Format vor.

Alle konstruktiven Angaben sind geistiges Eigentum der Fa. Pöyry Energy GmbH