

# Modellierung einer 70 m tiefen Schlitzwand an der Talsperre Arkun zur Rissvorhersage beim Ersteinstau

Ronald Haselsteiner

Stichworte: Schlitzwand,  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Modellierung, CFSGD, Talsperre, Arkun, Türkei

## 1 Einleitung

Die Talsperre Arkun befindet sich am Fluss Coruh im Nordosten der Türkei. Das Absperrbauwerk ist ein 140 m hoher Sand-Kies-Damm mit einer Betonoberflächendichtung. Das Dammbauwerk wurde auf Alluvionen gegründet, die mit einer bis zu 70 m tiefen Zweiphasenschlitzwand abgedichtet wurden (siehe Abbildung 1). Das Projekt dient der Wasserkraftgewinnung, Niedrigwasseraufhöhung, Bewässerung und auch dem Hochwasserschutz. Die installierte Leistung beträgt insgesamt 237 MW. Die jährliche Energieerzeugung beläuft sich auf ca.  $A = 800$  GWh/a. Der Strom wird mit zwei Wasserkraftwerken erzeugt. Eines davon befindet sich mit einer installierten Leistung von ca.  $P_{WKA} = 12$  MW direkt am Absperrdamm und nutzt das abzugebende Mindest-/Restwasser. Das größere Wasserkraftwerk liegt am Auslass eines ca. 13 km langen Druckausleitungsstollens und weist eine Leistung von  $P_{WKA} = 225$  MW auf.

Der Sand-Kies-Damm mit Betonoberflächendichtung (englisch: concrete face sand-gravel fill dam, CFSGD) erhielt Sand-Kies-Schüttung als Stützkörper und eine Steinschüttung im Unterwasser (3G) sowie eine L-förmige Drainage-/Filterschicht (3H) zur zusätzlichen Ableitung von Sickerwasser. Die Drainageschicht wird von einem Suffusionsfilter (3H\*) geschützt, da das Sand-Kies-Schüttmaterial (3E, 3F) grundsätzlich zur Suffusion neigt. Die Sieblinie der Schicht H3\* wurde nach dem „feinsten Filter“ nach Kutzner (1996) ausgerichtet. Die landseitige Böschung wurde mit einem Steinwurf (englisch: riprapp, RR) abgedeckt (Abbildung 1; Pamuk, et al., 2014; Haselsteiner et al., 2014).

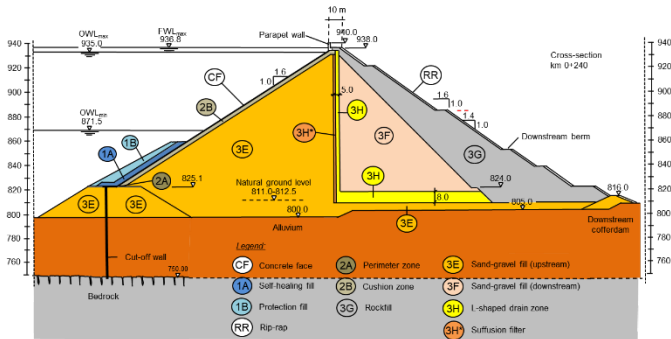


Abbildung 1: Regelquerschnitt des Absperrdammes mit einer Schlitzwand im Bereich des oberstromigen Dammfußes

Im unteren Drittel des Dammes ist eine Überschüttung der Betonoberflächendichtung angeordnet. Diese besteht aus einer „Selbstheilungsschicht“ (1A) aus erodierbarem Sandmaterial, welches bei Auftreten einer Sickerströmung in die Risse eingetragen werden und diese Risse verfüllen soll. Das Material 1A kann von den Materialien 2A und 2B zurückgehalten werden. Das Material 1B ist gröberes Material, das dazu diente, das relative feine Sandmaterial 1A u. a. vor Strömung und Erosion zu schützen.

## 2 Regelwerke und Randbedingungen beim Ersteinstau

Da es sich um ein internationales Projekt handelte, wurden beim Entwurf und der Bemessung der Stauanlage vor allem die einschlägigen ICOLD-Bulletins berücksichtigt (z. B. ICOLD, 2011, Bulletin 141). Da der Betreiber (EnerjiSA) zu der Zeit aus einem österreichischen (Verbund) und türkischen Unternehmen (Sabanci) wurde auch auf die österreichischen Regelwerke und deutschen Normen (DIN 19700-10 und 11) zurückgegriffen.

Ein entsprechend DIN 19700-10 und 11 vorgesehener Probestau konnte nicht durchgeführt werden, da mit Verschließen der Baustellenumleitung kein Ablassorgan mehr vorhanden war. D. h. man musste bis zum Überlaufschwelle der Hochwasserentlastung aufstauen. Da das Reservoirvolumen mit  $V = 283 \text{ Mio. m}^3$  in Relation zum Mittelwasserabfluss  $MQ = 57 \text{ m}^3/\text{s}$  (ermittelt aus der Zeitreihe 1969 bis 2005) gering ausfällt, musste man mit einem Wasserstandsanstieg von ca. 800 auf 920 m NN in nur 60 Tagen rechnen. Je nach saisonaler Schwankung konnte der Einstau auch in 20 bis 30

Tagen stattfinden, ohne dass die Möglichkeit bestand, das Reservoir wieder kontrolliert abzusenken, da zum Zeitpunkt des Einstaus sowohl Umleitungs- als auch der Versorgungstunnel verschlossen wurden und der Grundablass im Umleitungsstollen erst noch installiert werden musste.

Um die Reaktion des Absperrdammes auf den Ersteinstau besser beurteilen zu können, wurde im technischen Büro des Betreibers ein 2D-Strömungsmodell (siehe Haselsteiner et al., 2012) und ein 2D-Spannungs-Dehnungs-Modell (vgl. Haselsteiner et al., 2014) erstellt. Somit konnten die Prognosewerte mit Messungen während des Einstaus verglichen und bewertet werden.

### 3 Materialanforderungen und Laborversuche

Bei der Zusammensetzung des (Erd)Betons (englisch: plastic/earth concrete) für die Zweiphasenschlitzwand wurde versucht, das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des umgebenden Alluviums nachzubilden, um Spannungsspitzen und differenzielle Setzungen/Verformungen zu vermeiden und somit die Rissgefährdung besonders für den Lastfall „Ersteinstau“ so gering wie möglich zu halten.

Hierzu wurden in den technischen Spezifikationen folgende Zusammensetzung vorgesehen und später anscheinend auch bei der Herstellung des Betons für die Schlitzwand verwendet. Wie bereits an der Zusammensetzung zu erkennen ist, sind die verwendeten Bentonitmengen augenscheinlich zu klein, um das anvisierte Verformungsverhalten zu erhalten (Tabelle 1).

Natürlich wurden im Vorfeld und während der Ausführung Materialproben in Versuchslaboren getestet, welche jedoch zu höchst unterschiedlichen Ergebnissen führten.

Tabelle 1: Zusammensetzung des Schlitzwandmaterials/-betons

Bestandteil	Gewicht [g/cm <sup>3</sup> ]	Triantafyllidis (2025)				Arkun COW Zusammensetzung			
		Allgemein		Beispiel		TechSpez		Baustelle	
		Gewicht [kg]	Gewicht [kg]	Volumen [l]	Volumen [l]	Gewicht [kg]	Volumen [l]	Gewicht [kg]	Volumen [l]
Zement	3,10	170 - 300	220	71	220	71	248	80	
Bentonit	2,55	<b>0 - 30</b>	<b>30</b>	11,8	<b>4,5</b>	1,8	<b>5,1</b>	2,0	
Zuschlag Sand	2,60	600 - 950	900	346	950	366	1070	412	
Zuschlag Kies	2,65	300 - 500	300	113	238	90	268	101	
Tonmehl	2,60	0 - 160	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
Steinmehl	2,65	0 - 200	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
Wasser	1,00	350 - 500	460	460	360	360	406	406	
	<b>Σ</b>		<b>1910</b>	<b>1002</b>	<b>1773</b>	<b>888</b>	<b>1997</b>	<b>1000</b>	
	[g/cm <sup>3</sup> ]			1,91		2,00		2,00	

Während die Baufirma Ergebnisse vorlegte, die den technischen Spezifikationen der Bauausschreibung bzgl. Verformungsverhaltens und Druckfestigkeit ( $q_u = 1,0$  bis  $1,5$  MPa) entsprachen, ergaben unabhängige Laborversuche ein weitaus steiferes Verhalten und höhere Druckfestigkeiten ( $q_{u,mittel,28d} > 2,9$  bis  $4,0$  MPa). Der im Labor ermittelte Verformungsmodul war mit  $E_{28d} > 2.000$  MPa demnach ein Vielfaches des spezifizierten Grenzwertes von  $E = 400$  MPa (siehe Abbildung 2). Dies lag vornehmlich an der Tatsache, dass eine falsche Betonrezeptur Verwendung fand, die nur ein Zehntel der üblichen Bentonitmenge enthielt (siehe Tabelle 1).

Die Festigkeitsentwicklung des Dichtwandmaterials wurde an unterschiedlich lang gelagerten Proben untersucht. Auch bei der Festigkeitsentwicklung wurde nachgewiesen, dass der Zuwachs an Festigkeit und E-Modul der vorgelegten Ergebnisse unterschiedlicher Versuchslabore voneinander abwich. Es konnte aufgrund der Ergebnisse nicht ausgeschlossen werden, dass die E-Moduli Werte von  $E > 5.000$  MPa erreichen konnten. Im Modell wurde  $E = 1.800$  MPa berücksichtigt.

Am „Verwirrspiel“ der Laboruntersuchungen nahmen das Baustellenlabor des Bauunternehmers, ein staatlich anerkanntes, türkisches Prüflabor, eine renommierte türkische Universität und ein Prüflabor aus Österreich teil. Die türkische Universität (METU) und das österreichische Prüflabor (STRASS) kamen zu ähnlichen Ergebnissen.

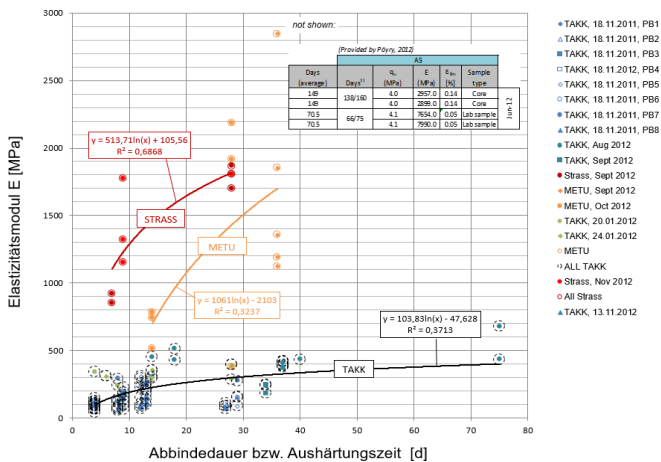
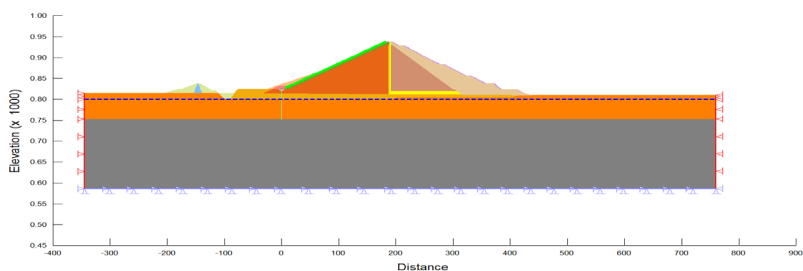


Abbildung 2: Zeitlicher Verlauf des im Labor ermittelten Elastizitätsmoduls unterschiedlicher Prüfanstalten und Versuchslabore

## 4 Modellierung

### 4.1 Modellerstellung

Da nun nicht ausgeschlossen werden konnte, dass die Dichtwand zu steif ist bzw. sein wird, wurde beschlossen, dass die Rissgefährdung der Schlitzwand beim Ersteinstau beurteilt werden soll. Hierfür wurde ein 2D-Spannungs-Dehnungs-Modell ( $\sigma$ - $\varepsilon$ -Modell) mit der Software Sigma/W von Geoslope erstellt. Der Modellbereich wurde großzügig im Oberwasser und Unterwasser des Absperrdammes der Talsperre abgegrenzt (Abbildung 3).



**Abbildung 3:** FE-Modell mit Randbedingungen und Materialbereichen

Für die Modellierung des Ersteinstaus konnte der Wasserstand an vorhandenen Geländeoberkanten direkt angesetzt werden. Im Untergrund, z. B. an der Dichtwand, musste die Wasserdrücke manuell in Form von Punktlasten angeordnet werden (vgl. Haselsteiner et al., 2014). Im Modell wurde der Ersteinstau bis zum maximalen Betriebswasserstand  $OWL_{\max} = 935$  m NN angesetzt.

### 4.2 Materialparameter

Die verwendeten Materialparameter sind in Tabelle 2 angegeben. Zum Vergleich sind auch linear-elastische Kennwerte aus der Entwurfsplanung dargestellt. Für die Schlitzwand wurde der E-Modul von  $E = 800$  bis  $1.800$  MPa erhöht und in die Modellschritte so integriert, so dass der Aushärtungsprozess des Dichtwandbetons und die Erstellung der Schüttlagen des Dammkörpers realen Verhältnissen nachempfunden werden konnten.

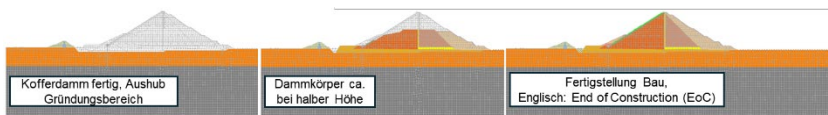
Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Schüttmaterialien wurde mit dem modifizierten Mohr-Coulomb Modell (linear-elastisch ideal-plastisch) abgebildet. Die zementgebundenen Bauteile, wie Betonbauteile und die Schlitzwand, sowie Fels wurden lediglich linear-elastisch betrachtet.

**Tabelle 2:** Verwendete Materialparameter

No.	Material	Linear-elastic (Entwurf)			Elastic-plastic (Mohr-Coulomb) + Linear-elastisch				
		E [MPa]	$\nu$ [-]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E [MPa]	$\nu$ [-]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$\psi$ [°]
1	1A	20	0,35	19	20	0,35	19	30	0
2	1B	80	0,33	21	80	0,33	21	35	4
3	2A	300	0,3	21	300	0,3	21	38	10
4	2B	250	0,3	21	250	0,3	21	40	10
5	3E	220	0,33	24	220	0,33	24	38	12
6	3F	220	0,33	24	220	0,33	24	38	12
7	3G	80	0,28	22	80	0,28	22	45	15
8	3H	100	0,3	19	100	0,3	19	38	4
9	3H*	100	0,3	19	100	0,3	19	38	4
10	Alluvium	150	0,33	19	150	0,33	19	35	8
11	Fels	20000	0,25	27	0,25	0,25	26	linear-elastisch	
12	Beton	20000	0,2	25	0,2	0,2	25	linear-elastisch	
13	Alluvium (Auffüllung)	200	0,33	24	200	0,33	24	38	10
14	RR	60	0,35	24	60	0,35	24	linear-elastisch	
15	Schlitzwand	800	0,27	23	800-1800	0,26	24	linear-elastisch	

### 4.3 Kalibrierung und Ergebnisse

Das Modell wurde schichtweise aufgebaut, um den Bauprozess und die hierbei entstehenden Spannungszustände hinreichend genau abbilden zu können. Die Kalibrierung erfolgte an Messdaten, die während des Baus erhoben wurden. Hierfür wurden 50 Modellschritte implementiert, wovon drei in Abbildung 4 dargestellt sind.



**Abbildung 4:** FE-Modell mit Netz zu drei verschiedenen Bauzuständen

Die Schüttung des Hauptdamms wurde in 34 Schritten modelliert, was bedeutet, dass für den 140 m hohen Damm alle drei Meter eine „Schüttlage“ ins Modell integriert wurde. Da das Modell mit dem Bau gleichzeitig fortgeschrieben wurde, konnte der tatsächliche Bauablauf nachgebildet werden. Die wasserseitige Schüttung lief aufgrund unterschiedlicher Ursachen der Schüttung der Landseite hinterher. Die Schüttlagenhöhe der grobkörnigen Materialien 3E, F und G, Sand-Kies und Felstrümmer (englisch: rockfill), überstieg bereichsweise 1,0 m (siehe Haselsteiner et al., 2012, 2014).

Der Dammkörper wurde mit zahlreichen Messinstrumenten wie z. B. Setzungspegel, Extensometer, Inklinometer, etc. zur Messungen von Verfor-



## 6 Literatur

- DIN 19700-10 (2004): Stauanlagen. Teil 10: Allgemeine Festlegungen. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin
- DIN 19700-11 (2004): Stauanlagen. Teil 11: Allgemeine Festlegungen. Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin
- Haselsteiner, R.; Ersoy, B. (2011): Seepage control of concrete faced dams with respect to the surface slab cracking. 6th International Conference on Dam Engineering, Lisbon, Portugal, February 15-17, 2011, Proceedings Pina, E.Portela, J.Gomes (ed.), pp. 611-628
- Haselsteiner, R.; Kaytan, E.; Pamuk, R.; Ceri, V. (2012): Seepage control design of the Arkun dam in Turkey. Hydropower and Dams (H&D), 1/2012, pp. 90-96
- Haselsteiner, R.; Pamuk, R.; Kaytan, E.; Ceri, V. (2014): Deformation prediction of a large CFSGD for first impoundment. Conference Proceedings, International Symposium on Dams in a global environmental challenge. ICOLD, 2014, Bali
- ICOLD (2011): Concrete Face Rockfill Dams: Concepts for design and construction. International Committee on Large Dams (ICOLD), Bulletin 141, Paris
- Kutzner (1996): Erd- und Steinschüttdämme für Stauanlagen. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart
- Pamuk, R.; Haselsteiner, R., Kaytan, E.; Ceri, V. (2014): Design and Construction of the Dam Sealing Structures of Arkun CFSGD. Conference Proceedings, International Symposium on Dams in a global environmental challenge. ICOLD, 2014, Bali
- Trantafyllidis, T. (2025): Planung und Bauausführung in der Schlitzwand- und Dichtwandtechnik. Ernst & Sohn GmbH, Berlin

Autor:

Dr.-Ing. Ronald Haselsteiner

IBW – Ingenieurbüro für Wasserbau und Wasserwirtschaft GmbH  
Casinostraße 38  
56068 Koblenz

Tel.: +49 174 90 59 446

E-Mail: ronald.haselsteiner@ib-wasserbau.de