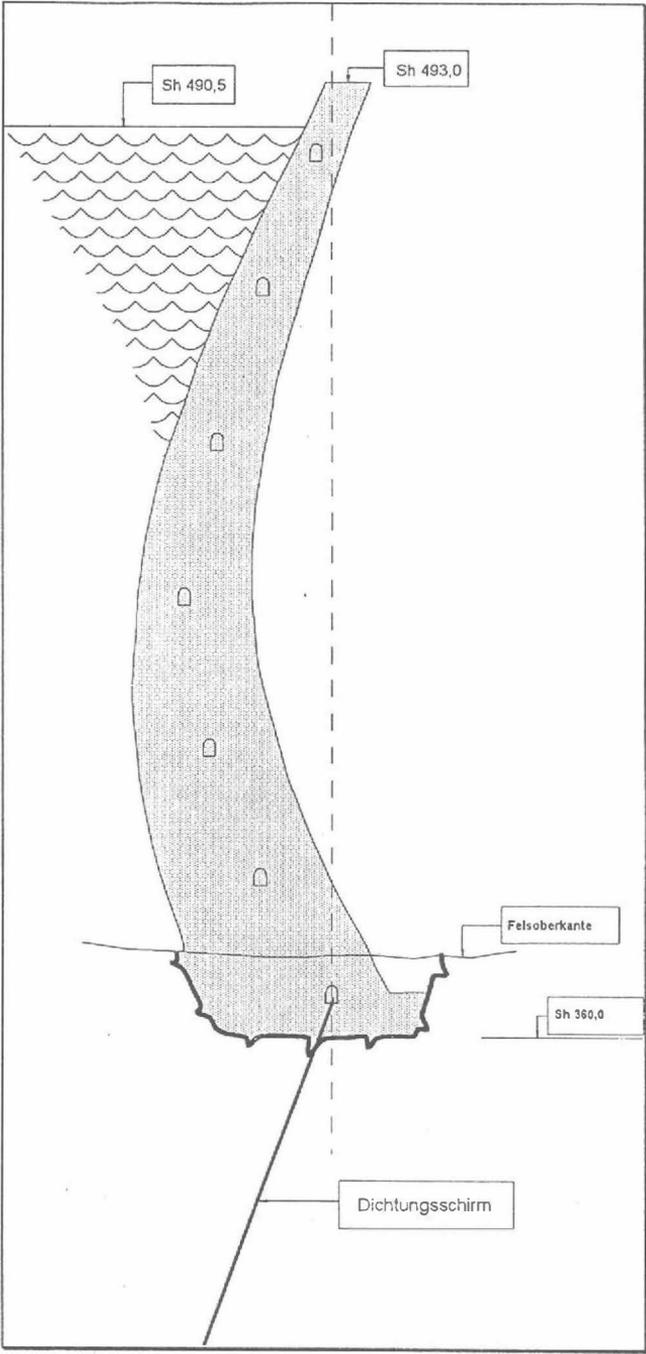


**Baugeologie  
der Tajan River  
Staumauer, Iran**

**H. PEER**



## Projektübersicht

Der Baustelle liegt an den nördlichen Ausläufern des Elbrusgebirges in der iranischen Provinz Mazandaran, etwa 280 km nordöstlich von Teheran und 60 km südlich der Küste des Kaspischen Meeres.

Nach Fertigstellung der Mauer wird der aufgestaute Tajan River für die Bewässerung von Reisfeldern benutzt werden, die flußabwärts eine der Hauptnahrungsquelle der Bevölkerung bilden. Derzeit werden die Felder über ein ausgeklügeltes System von Chubs (kleine Bewässerungskanäle) unter Wasser gesetzt.

Zusätzlich soll eine 20 MW-Turbine zur Stromerzeugung installiert werden.

Die Felsaushubarbeiten für die Widerlager der 130 m hohen, an der Basis 25 m, an der Krone 6 m breiten, doppelt gekrümmten Bogenstaumauer wurden Mitte 1992 begonnen und Ende 1994 fertiggestellt. Dabei wurden 600.000 m<sup>3</sup> Gestein gewältigt und 2500 m Injektions- und Entwässerungstollen vorgetrieben.

Der Hochwasserüberlauf ist als einfache Schleuse in der Kronenmitte konzipiert, über die das Wasser in das darunterliegende Tosbecken stürzen wird, welches mit 3 m dicken, Stahl bewerten Betonblöcken vor Auskolkungen der herabstürzenden Wassermassen geschützt wird.

Der Wasserumleitungstollen, der den Tajan River von der Baustelle ableitet, wird als zusätzlicher Grundablaß in Erwägung gezogen.

Bauherr der Staumauer ist die Mazandaran Water Authority mit Sitz in der Provinzhauptstadt Sari. Die Behörde ist dem iranische Energieministerium in Teheran unterstellt.

Bei der Planung der Sperre konnte das staatseigene Planungsbüro Mahab Ghodss in Teheran auf Projektunterlagen der britischen Firma GIBB aus den 50-er Jahren zurückgreifen und sich als Unterstützung das schweizerische Joint Venture Stucky-Electrowatt sichern.

Die Ausschreibung für den Mauerbau erfolgte iran-intern ohne Beteiligung internationaler Firmen. Der Auftrag erging an das iranische Konsortium Tablieh und Perlite, mit der Auflage, ein internationales Planungsbüro als technischen Berater zu verpflichten.

Diesen Beratungsauftrag sicherten sich die beiden österreichischen Ingenieurbüros Posch & Partners (Innsbruck) und Geoconsult (Salzburg).

Auf österreichischer Seite umfaßte das Projekt die Planung der gesamten Baustelleneinrichtung, die Beratung des Baustellenmanagements, die

baugeologische Betreuung der Felsaushubarbeiten, Detailplanungen der einzelnen Mauerblöcke an der Baustelle, die Betontechnologie, Beratungen hinsichtlich Felsinjektionen, sprengtechnische Betreuung des Aushubes, Betreuung der Werkstatt für den gesamten Maschinenpark, die Installation eines Computernetzwerkes auf der Baustelle sowie die Unterweisung der iranischen technischen Zeichner in CAD.

Meine Mitarbeit an dem Projekt begann auf Einladung der Geoconsult im Jänner 1993 und endete mit Fertigstellung des Grobaushubes im September 1994. Zu diesem Zeitpunkt waren noch keine Arbeiten an der Mauer selbst begonnen worden, wohl aber waren die Betonarbeiten für die Auskleidung des Tosbeckens im Gange und der Ausbau der Drainage- und Injektionsstollen ging zügig voran. Der Kabelkran mit einer Spannweite von 620 m war installiert, die Kiesaufbereitung hatte ihren Probetrieb beendet und lief zufriedenstellend, die Betonmischanlage mit einer Produktionsrate von 110 m<sup>3</sup>/h war einsatzbereit, die Eiserzeugungsanlage war kurz vor der Fertigstellung und Soletanche hatte mit den Arbeiten für den Dichtschleier begonnen. Nur der Devisenmangel des iranischen Staates trübte die allgemeine Freude am Erfolg.

### **Baugeologie der Sperrenstelle**

Der Tajan River durchbricht in einer engen V-förmigen Schlucht fossilführende, hellbräunliche Kalke, sandige Kalke und olivgraue, kalkige Sandsteine der Oberkreide, die steil nach Norden Richtung Kaspisches Meer einfallen (Abb. 1). Die Kalke gehen hangend in rotbraune, feinkörnige Sandsteine mit Konglomeratlagen über, die schließlich in graugrüne, Gips führende Mergel überleiten. Dem Mergel lagern miozäne Konglomerate auf. Der Übergang von Kalk zu sandigem Kalk und olivgrauen Sandstein ist fließend.

Die Widerlager liegen in Kalken und sandigen Kalken des Faltenschenkels einer regionalen Antiklinale, während die Aufstandsfläche der Mauer im Zentrum des Faltenscharniers zu liegen kommt. Dieses besteht aus gering druckfesten, olivgrauen kalkigen Sandsteinen. Bedingt durch diese Position innerhalb der Großstruktur zeigen die Widerlager andere Deformationsstrukturen als die Aufstandsfläche der Sperre im Talboden.



Abb. 1 Blick nach Osten auf das rechte Widerlager und in die Schlucht des Tajan Rivers. Die Ausbisslinien der nordfallenden Schichten ziehen von rechts oben zur Bildmitte nach unten. 1500 t - Zementsilo, Betonmischanlage, Kiesbunker und Arbeitsplattform sind fast fertiggestellt (oberer Bildrand). Linke Bildmitte Felsabtrag für das Tosbecken mit zwei Untersuchungsstollen.

Die Fossilführung besteht aus Steinkernen von teils kopfgroßen Ammoniten, dickschaligen Muscheln und Krabbenscheren. Das Sediment ist durchwühlt mit Grabgängen und -spuren mit Durchmesser bis 3 cm. Zusammen mit Rippelmarken dürfte der Ablagerungsraum ein flachmarines Milieu repräsentiert haben.

Diese Schichten bilden nun den Nordschenkel der Falte, die mit einer flachen Achse nach Osten abtaucht.

Ingenieurgeologisch wurden 3 Gesteinseinheiten ausgeschieden, die sich hinsichtlich ihrer felsmechanischen Eigenschaften gut voneinander trennen ließen:

- Shahid Rajae Limestone
- R-5 Formation
- Tajan River Sandstone

**Tabelle 1** Felsmechanische Parameter des Shahid Rajae Limestone

Wichte	25,5 - 26,5 kN/m <sup>3</sup>
RQD	50 - 75
UCS (naß)	31,0 - 73,0 MPa (av. 47,0 MPa)
UCS (trocken)	38,0 - 93,0 MPa (av. 71,0 MPa)
E <sub>dyn</sub> (naß)	49,0 GPa
E <sub>dyn</sub> (trocken)	43,6 GPa
E <sub>stat</sub> (naß)	13,1 GPa
E <sub>stat</sub> (trocken)	17,1 GPa

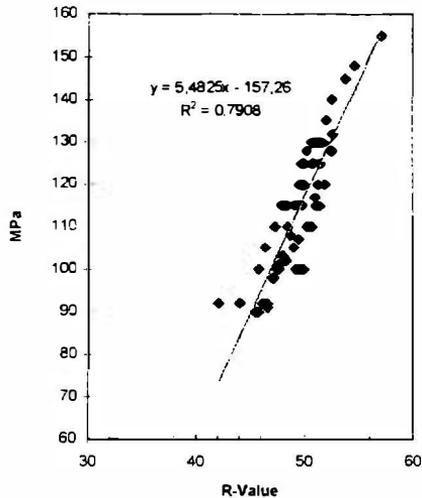
Die Gesteinsdruckfestigkeit wurde routinemäßig mit einem Schmidt'schen Hammer getestet und die Rückprallwerte mit Eichkurven aus Literaturwerten umgerechnet. Die Ergebnisse stimmten gut mit den Laborwerten überein. Generell zeigte sich eine Zunahme der Festigkeitswerte von den olivgrauen Sandsteinen zum Kalk bei gleichzeitiger Zunahme des Zerlegungsgrades.

**Tabelle 2** Einige Hammerrückprallwerte für den Shahid Rajae Limestone

R-Value	MPa	S	n	Rock	Unit	Location
45	90	1,73	15	LST	SRF	RA, Point 21
45	90	2,47	15	LST	SRF	RA, Point 4
46	90	2,22	16	LST	SHR	PowTun, 65.0
46	90	3,10	15	LST	SHR	420-L, 75.0
47	91	2,06	15	LST	SRF	RA, Point 12
42	92	3,07	15	LST	SHR	Point 30, RA
44	92	0,63	15	LST	R-5	S5, 37.50 m
46	92	2,70	15	LST	SRF	RA, Point 6
46	92	2,89	15	LST	SRF	RA, Point 22
46	92	3,13	13	LST	SHR	L32-33, stat. 10
47	92	2,32	15	LST	SHR	L33
47	98	2,05	16	LST	?	PowTun, 65.0
47	98	2,46	15	LST	SRF	RA, Point 2
46	100	3,03	15	LST	SHR	Point 29, RA
47	100	2,61	15	LST	SHR	PowTun, 75.0

Tabelle 2 zeigt typische Festigkeiten für Kalk (R-Value = durchschnittlicher Hammerrückprallwert aus n Messungen senkrecht auf die Kluffläche; S = Standardabweichung; MPa = umgerechnete Druckfestigkeit aus Eichkurven; LST = Limestone).

Die Korrelation zwischen R und MPa ist hinreichend genau, um den Schmidt'schen Hammer als Kartierungshilfe einzusetzen (Abb. 2).



**Abb. 2** Scatterdiagramm zwischen Hammerrückprallwerten R und aus Eichkurven ermittelten Gesteinsfestigkeiten in MPa für Kalk.

Vorherrschende Deformation in den Widerlagern ist eine durch Biegegleitfaltung verursachte Scherbewegung entlang dünner, sandig-mergelige Zwischenlagen. Diese Lagen bildeten das auffälligste Trennflächensystem im Gebirge (Abb. 3).

Die Lagen wurden zerrieben und durch eindringendes Regenwasser zu rotbraunen bis schwarzbraunen, hochplastischen Residualtonen umgewandelt. Die Mächtigkeit dieser Lagen schwankt zwischen 1 - 10 cm. Der durchschnittliche Abstand liegt zwischen 0,6 und 2 m. Korngrößenanalysen ergaben einen Tonmineralanteil von 15 %, davon 8 % Illit und 7 % Smektit (pers. Mitt. Dr. Brosch, TU Graz). Der Quelldruck von Smektit bei Wasseraufnahme kann 1,7 MPa erreichen.

Viele dieser Trennfugen konnten lateral mehr als 150 m über die gesamte Sperrenstelle verfolgt werden und auch in den Stollen im Einfallen über 10-er Meter beobachtet werden. Während der Stollenausbruchsarbeiten verursachten diese Lagen, die fast parallel zur Stollenachse orientiert sind, keine Schwierigkeiten.



**Abb. 3** Schichtflächen parallele Scherzonen in Kalk, hervorgerufen durch **Biegegleitfallung**, versetzen SW-fallende Störungsbahnen in Richtung **Faltenscharnier** (= links oben) Linkes **Widerlager**, Aussichtsplattform **Strichpunktliert**, Scherzone, **strichliert** Störung

Von diesen Scherhorizonten zweigen spitzwinklig Scherbahnen ab, die S-förmig 1 - 2 m überlagerndes Gestein durchschlagen, um wiederum spitzwinklig in den nächst höheren Scherhorizont einzulenken. Es entsteht eine typische Duplex-Struktur (tektonische Späne liegend und hangend von Scherflächen begrenzt), durch die das Gestein in Linsen zerschnitten wird. Die damit verbundene Gesteinszerlegung resultiert in Kluftkörpern, deren Größe in den Kalken 6 - 20 cm beträgt, in den sandigen Kalken zwischen 20 - 60 cm liegt.

Besonders die Kalke, die im obersten Teil der **Widerlager** auftreten, sind von zahllosen, gestriemten **Hamischflächen** zerschnitten, die zu einer völligen Auflockerung des Gebirges führten. Die Orientierung der **Hamische** ist geregelt.

Neben diesen charakteristischen Scherfugen durchschneiden eine Reihe von diskordanten Störungen die **Aufstandsfläche** der **Widerlager**, deren **Mächtigkeiten** von wenigen Zentimetern bis maximal 60 cm schwanken. Entlang solcher **Bewegungsfugen** erfolgte eine intensive **Zertrümmerung** des Gesteins zu einer **Sand- und Feinkiesfraktion**, die durch anschließende **Verwitterung** zersetzt wurde (Abb. 4).



**Abb. 4** Wellig ausgebildete Scherfuge in sandigem Kalk. Öffnungsweiten bis 10 cm sind mit verwittertem, sandigen Zerreibsel gefüllt. Kontaktstellen sind zerschert.

Bei den Injektionsarbeiten für die Konsolidierung der Maueraufstandsfläche erwiesen sich diese Lagen bei dem verwendeten Zementtyp Portland I als nicht injizierbar. Das Injektionsgut floß über 30 m ohne Druckaufbau am Kontakt der Sandlage zum Festgestein.

Die Verwitterung entlang von dünnen Scherzonen ist besonders in den sandigen Kalken auffällig, deren Gesteinsfestigkeit deutlich geringer ist, als die der Kalke. Ihre Klufkörpergröße liegt jedoch höher (20 - 60 cm), sodaß die sandigen Kalken eine größere Gebirgsfestigkeit aufweisen, als der intensiv zerklüftete Kalk. Die Kämpferdruckeinleitung in die Felsflanken erfolgt großteils in diesen Gebirgstyp. Die Laborwerte der sandigen Kalke sind in Tabelle 3, die durchschnittlichen Rückprallwerte in Tabelle 4 dargestellt.

**Tabelle 3** Felsmechanische Parameter der R5-Formation

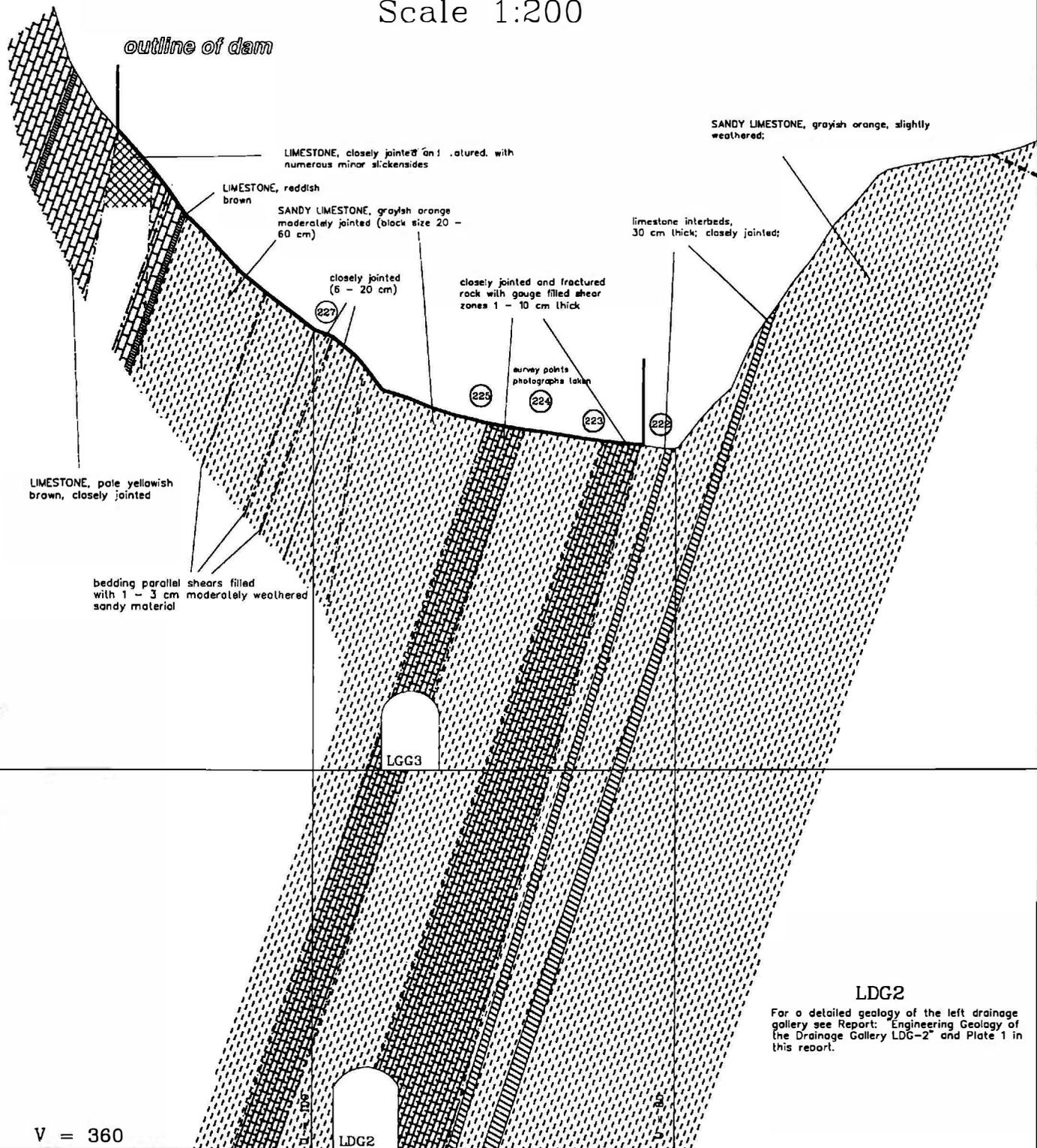
Wichte	24,5 - 26,5 kN/m <sup>3</sup>
RQD	50 - 90
UCS (naß)	15,0 - 33,0 MPa (av. 27,2 MPa)
UCS (trocken)	48,0 - 91,0 MPa (av. 66,0 MPa)
$E_{dyn}$ (naß)	17,1 - 49,0 GPa
$E_{dyn}$ (trocken)	19,3 - 43,6 GPa
$E_{stat}$ (naß)	3,77 - 13,1 GPa
$E_{stat}$ (trocken)	6,98 - 17,1 GPa

N

# Left Abutment Cross Section V = 360 Scale 1:200

S

460.50  
457.50  
454.50  
451.50  
448.50  
445.50  
442.50  
439.50  
436.50  
433.50  
430.50  
427.50  
424.50  
421.50  
418.50  
415.50  
412.50  
409.50  
406.50  
403.50  
400.50



V = 360

**LDG2**  
 For a detailed geology of the left drainage gallery see Report: Engineering Geology of the Drainage Gallery LDG-2 and Plate 1 in this report.

**Tabelle 4** Durchschnittliche Rückprallwerte sandiger Kalke der R5-Formation

R-Value	MPA	S	n	Rock	Unit	Location
38	58	2,27	15	sdLST	R-5	LA, Point 143
39	58	2,23	15	sdLST	R-5	Plug 1, west
37	59	2,82	13	sdLST	R-5	RA, Point 87
37	59	2,34	15	sdLST	R-5	LA, Point 211
38	59	2,94	14	sdLST	R-5	RA, Point 122
38	59	3,66	15	sdLST	R-5	gallery
39	59	3,44	17	sdLST	R-5	gallery
36	60	3,38	15	sdLST	R-5	RA, Point 123
37	60	2,81	15	sdLST	R-5	LA, Point 283
37	60	2,82	13	sdLST	R-5	LA, Point 273
38	60	2,57	15	sdLST	R-5	RA, w/s, el. 420
38	60	3,38	15	sdLST	R-5	Point 52, RA
38	60	2,09	11	sdLST	R-5	LA, Point 276
38	60	2,44	16	sdLST	R-5	Point 69, RA
38	60	3,57	15	sdLST	R-5	RA, Point 119
38	60	2,71	15	sdLST	R-5	RA, Point 84
38	60	3,39	15	sdLST	R-5	Point 57, RA
38	60	2,57	17	sdLST	R-5	waste dump
38	60	3,41	15	sdLST	R-5	RA, Point 118
38	60	2,61	15	sdLST	R-5	gallery
38	60	2,64	15	sdLST	R-5	RA, Point 110

Charakteristikum der R5-Formation sind 0,2 - 1,5 m mächtige Kalklagen mit Abständen > 3 m, die sich über 300 - 500 m kartieren ließen und am Nordhang des Tajan River Tals als auffallende Bankung hervorwitem. Ihre konstante Streichrichtung bestätigt, daß keine nennenswerten Querstörungen den Gebirgsverband durchschlagen. Die Deformation verläuft entlang der Schichtflächen, die dabei zu Ton-gefüllten Scherflächen umgeprägt werden.

Diese Kalklagen besitzen eine geringere Kluffkörpergröße (6 - 20 cm) als die umgebenden sandigen Kalke.

Zwei dieser Kalkbänke sind im linken Widerlager intensiv geklüftet und entlang von Ton-gefüllten Scherflächen zerbrochen. Ihre Fortsetzung ist im darunter liegenden LDG-2 aufgeschlossen (siehe „Cross Section V = 360“, Tafel 1). Die beiden Zonen ließen sich auch im rechten Widerlager nachweisen („Cross Section V = 660“, Tafel 2).

Die Zertrümmerung von Kalkbänken, die an vielen Stellen während des Aushubes zu beobachten war, folgt dem selben Schema, welches oben beschrieben wurde. Die Deformation konzentriert sich in 1 - 2 cm breiten, schichtparallelen Scherfugen, die mit hochplastischem rotbraunem Ton gefüllt sind, von denen plötzlich Störungsbündel spitzwinklig in die

Kalklagen abzuweigen, diese auf mehrere Meter Streichlänge zertrümmern, um anschließend wieder in einen dünnen Scherhorizont einzulocken. Dadurch entstehen in den Kalklagen schlauchartige Wasserwegsamkeiten mit elliptischem Querschnitt.

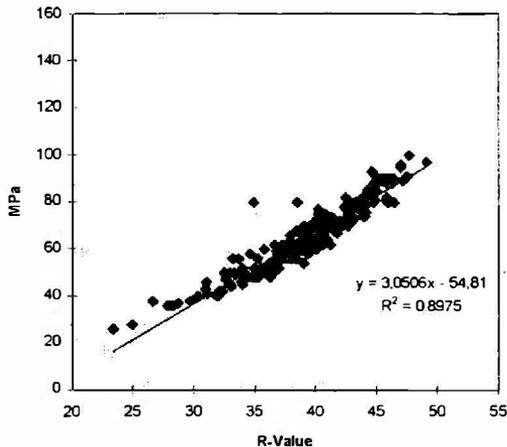


Abb. 5 Scatterdiagramm zwischen Rückprallwerten R und MPa aus Eichkurven für sandige Kalke. R-Werte < 35 sind zeigen einen höheren Verwitterungsgrad des Gesteins an, oder weisen auf einen etwas intensiveren Zerlegungsgrad des Gebirges hin.

Während sich die Gesteinsdeformation in den Kalken vor allem durch eine Reduktion der Klufkörpergröße äußert, und der Fels von zahlreichen kurzen gestriemten Harnischflächen und dünnen Kataklastestreifen durchzogen wird, ist der sandige Kalk von einem Störungsnetz zerlegt, dessen individuelle Scherflächen in ihrer Bedeutung nicht einzustufen waren.

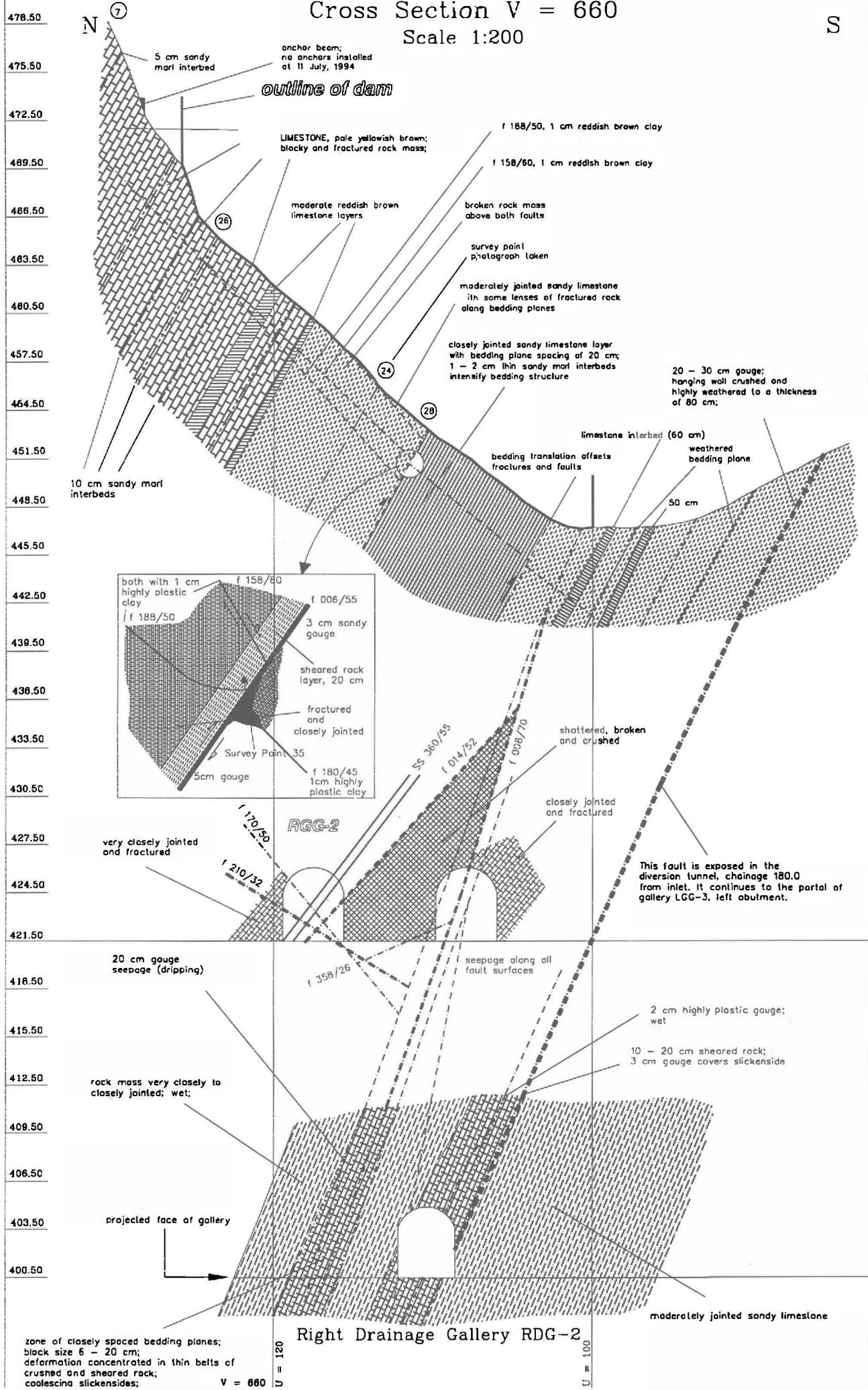
Es zeigte sich in vielen Beispielen, daß 1 cm breite, „harmlos“ aussehende Bewegungsflächen zu 30 cm mächtigen, Sand-gefüllten Taschen von 1 - 3 m Länge aufrissen.

Die Funktion des einreihig angelegten Dichtschleiers könnte durch Ausschwemmungen beträchtlich eingeschränkt werden.

So wurde z. B. während der Stollenvortriebsarbeiten kein Bergwasser angetroffen. Die Stollen sind trocken. Nur in den beiden tiefsten Stollen, LGG-0 (Left Grouting Gallery 0) und RGG-0 (Right Grouting Gallery 0), die etwa 20 m unter dem Niveau des Tajan Rivers liegen, flossen etwa 10 - 20 l/sec zu.

# Right Abutment Cross Section V = 660

Scale 1:200



Right Drainage Gallery RDG-2

zone of closely spaced bedding planes; block size 6 - 20 cm; deformation concentrated in thin belts of crushed and sheared rock; coalescing slickensides;

V = 660

U = 120

U = 100

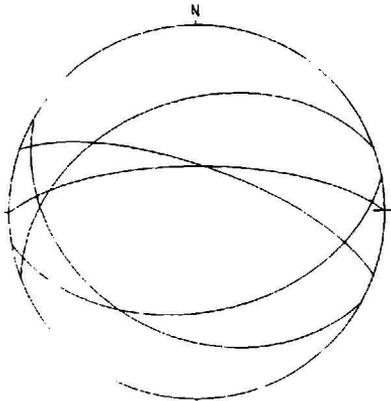
Während RGG-0 den Umleitungsstollen für den Tajan River unterteufte, und daher ohnehin mit einem Wasserzufluß zu rechnen war, liegt LGG-0 200 m vom Fluß entfernt. Alle Wasserzutritte in diesem Stollen lagen am rechten, dem Fluß zugewandten Ulm, während der bergseitige Ulm trocken blieb. Somit wird Wasser aus den gesättigten Talalluvionen über das Kluftnetz dem Stollen zugeführt.

Ein weiteres Indiz für die starke Gebirgsdurchlässigkeit waren die Bohrarbeiten für die Versuchsinjektionen, sowie die Betonierarbeiten für die Baustelleneinrichtungen auf Niveau 493, rechtes Widerlager. Austritte der Bohrspülung konnte in den jeweiligen Stollen 30 - 50 m unter der Bohrlochsohle beobachtet werden, ebenso Zementmilch der Versuchsinjektionen. Die Entwässerung des Betons auf der Arbeitsplattform führte in dem 30 m darunter liegenden RDG-5 innerhalb weniger Minuten regelmäßig zu Wasseraustritten.

Die dominierenden Störungsrichtungen in beiden Widerlagern sind in Abb 6. dargestellt.

Bei ungünstiger Orientierung solcher Trennflächen kam es bereits beim Sprengen zu Abgleitungen instabiler Felsblöcke.

Vorwiegend traten Planarrutschungen entlang südfallender Flächen auf, während keilförmige Ausbrüche seltener eintraten. Die Stabilität der verbleibenden Felspartien wurde nach jedem Abschlag beurteilt und, wenn notwendig, durch passive Anker mit Längen von 6 oder 12 m gesichert.



**Abb. 6** Hauptscherflächenrichtungen in beiden Widerlagern basierend auf 150 Messungen.

Für den Aushub der Maueraufstandsfläche im Flußbett mußten 10 m Schotterüberlagerung entfernt werden. Dabei wurde die Basis der Schlucht mit 4 m Breite aufgeschlossen.

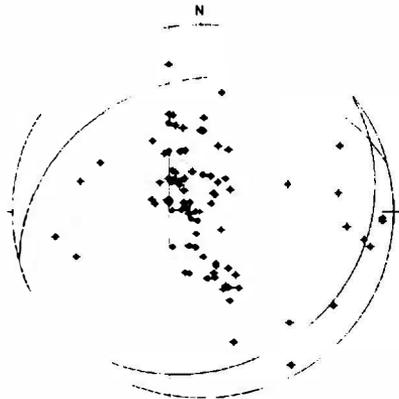
Die Anlage der Schlucht folgte keiner Störung, wie dies in der Planungsphase des Projektes vermutet wurde. Der Fluß benutzte für seinen Durchbruch nach Norden ein westfallendes Kluftsystem, welches seinen Lauf anfangs vorzeichnete, während die Schluchterweiterung selbst die Folge einer normale Tiefenerosion war.

Weiters vermuteten die iranischen Projektanten während der Projektplanung, das Tajan River Tal könnte der 300 km langen, Ost - West streichenden nördlichen Elbrus-Störung folgen, an der historisch und rezent Erdbebenaktivität festgestellt worden war. Die Störung sollte unmittelbar am wasserseitigen Mauerfuß durchlaufen.

Nach Entfernung der Schotterüberlagerung zeigten sich jedoch keine Anzeichen einer großregionalen tektonischen Struktur im Fels.

Auch die Schichtung der Schotter war ohne Hinweise auf rezente tektonischen Bewegungen, sodaß eine Beschädigung der Mauer durch Schockwellen nicht mehr vorrangig behandelt werden mußte.

In den sandigen Kalken kam jedoch eine 0,5 - 4 m mächtige, nordfallende Scherzone zum Vorschein, die als Plunge Pool Fault (PPF) kartiert wurde (siehe Profil „Central Dam Foundation, Cross Section V = 540“; Tafel 3).

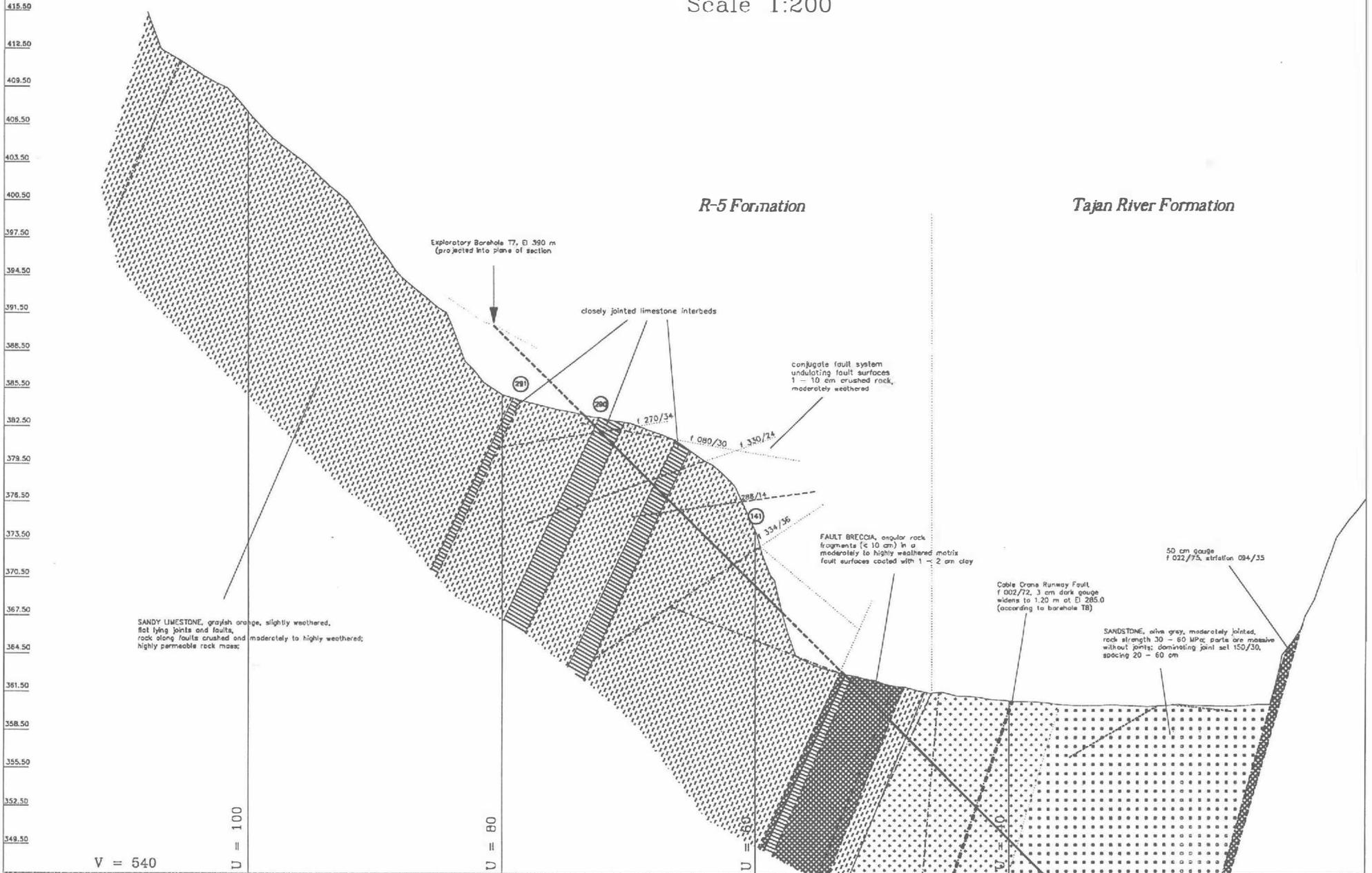


**Abb. 7** Polpunktendiagramm von Kluftflächen der östlichen Sperrenaufstandsfläche in olivgrauem Sandstein. Die beiden Kluftmaxima sind als Großkreise dargestellt.

# Central Dam Foundation Cross Section V = 540 Scale 1:200

N

S



V = 540

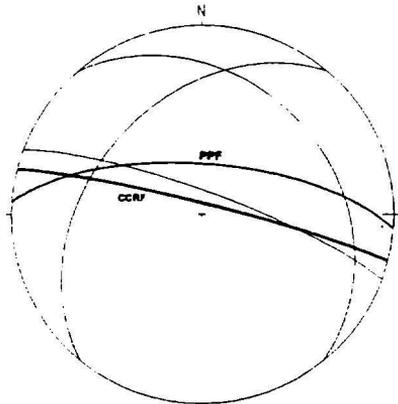
U = 100

U = 80

U = 60

U = 40

Sie bildet den konjugierten Ast eines Störungssystem, dessen steil nach Norden einfallende Hauptscherfuge das Linke Widerlager und die Mauer-aufstandsfläche in Ost - Westrichtung durchschneidet. Diese Störung hat die Bezeichnung „Cable Crane Runway Fault (CCRF)“. Entlang dieser Störung konnte der einzige nennenswerte Verschiebungsbetrag im Sperrenbereich nachgewiesen werden.



**Abb. 8** Drei Scherflächensysteme zerschneiden olivgrauen Sandstein der Sperrenaufstandsfläche in plattige Klüftkörper < 3 cm. PPF = Plunge Pool Fault, CCRF = Cable Crane Runway Fault,

Die Bewegung ist auf Grund der Harnischstriemung eine Schrägabschiebung nach Westen. Die Horizontalkomponenten der Bewegung war 22 m. Im Sperrenaufstandsbereich war die Scherfuge 20 cm breit und bestand aus gelb-rot gefärbter, plastischer, tonig-sandiger Füllung. Entlang der Störung wurde ein Keil aus olivgrauem Sandstein in den sandigen Kalk eingespießt. Die Störung schneidet die PPF spitzwinklig ab.

Für die Stabilität der Mauer bei Vollstau wurde jedoch die Plunge Pool Fault als Risiko eingestuft, einerseits, weil die Druckfestigkeit im Bereich der Störung auf 20 MPa abnahm und entlang von internen Scherzonen und entlang von internen Scherzonen das Gestein zu 1 - 30 cm mächtigen, sandigem Zerreibsel verwittert war, andererseits, weil in früheren Untersuchungsbohrungen der Tiefgang der Störung 80 m unterhalb der Mauerbasis in einer Mächtigkeit von 1,20 m (aus RQD-Werten 0 - 15) nachgewiesen werden konnte und eine Wasserwegsamkeit entlang der Störung nicht auszuschließen war.

Bedingt durch das trockene heiße Klima an der Baustelle waren alle Störungserreißel trocken und hart und vom nicht tektonisierten Nebengestein nur bei genauerer Betrachtung zu unterscheiden. Bei Wasserzutritt trat jedoch eine sofortige Erweichung des Materials ein. Bohrkern aus der PPF zerfielen in Wasser eingetaucht innerhalb von 3 Stunden vollständig.

Electrowatt-Stucky entwarf daher aufgrund der baugelogeischen Beobachtungen ein aufwendiges Untersuchungs- und Sanierungsprogramm für die Störungszone, von dem jedoch nur Bohrungen zur Prüfung des Gebirgszustandes und Wasserdruckversuche zur Bestimmung der Durchlässigkeit durchgeführt wurden. Das entfestigte Material der Zone wurde bis in eine Tiefe von 6 m entfernt und über eine Länge von 50 m durch Beton ersetzt (Abb. 9). Projektmäßig war vorgesehen, den Dichtschleier unterhalb der Mauerbasis bis in eine Tiefe von 70 m anzulegen. Sein Tiefgang wird nun 90 m betragen.

Bereits die Konsolidierungsinjektionen zeigten, daß die Aufstandsfläche der Mauer in den olivgrauen Sandsteinen bis in eine Tiefe von 30 m stark zerklüftet war und der durchschnittliche Injektionsgutverbrauch zwischen 500 - 800 kg/m Zement lag.

Die Sperrenaufstandsfläche wird von zahlreichen, flach lagernden Klüften durchschnitten (Abb. 7) . Die Kluftmaxima fallen flach nach NW (345/30), bzw. flach nach SE (140/18) mit Kluftflächenabstände zwischen 20 - 60 cm, bereichsweise 6 - 20 cm.



**Abb. 9** Ausräumen der 4 m mächtigen Plunge Pool Fault. Die Störung fällt mit 65° nach Norden. Der luftseitige Mauerfuß verläuft links vom Bagger. In der linken oberen Bildecke sind einige Betonblöcke für das Tosbecken erkennbar. Das Stollenmundloch am oberen Bildrand ist der Injektionsstollen RGG-0. Die Sohle des Aushub liegt 20 m unter der ehemaliger Talsohle. Blickrichtung nach Osten.

Die ungünstigste Annahme war, daß bei Lücken im Dichtungsschleier während des Aufstaus Wasser in die Plunge Pool Fault eingepreßt werden könnte, wodurch im Laufe der Zeit das Material in der Störungszone entfestigt wird und dem Druck der Mauer nachgibt. Der Fels der Mauerbasis würde bedingt durch die Spannungsverteilung am luftseitigen Mauerfuß entlang von Scherflächen in die Störungszone ausweichen können. Risse im Mauerbeton wären die Folge. Im olivgraune Sandstein sind die Scherflächen mit 1 - 3 cm sandigem Zerreibsel gefüllt und hellbräunlich verwittert.

**Tabelle 5** Hammerrückprallwerte von olivgrauem Sandstein der Maueraufstandsfläche

R-Value	MPA	S	n	Rock	Unit	Location
23	28	2.69	15	SDST	TRF	CA, Point 321
23	28	2.48	15	SDST	TJR	S5, 33 50 m
26	30	1.60	15	SDST	TRF	surface
25	32	1.81	15	SDST	TJR	S5, 34 80 m
26	32	3.12	16	SDST	TJR	LA, Power Int.
27	33	2.40	15	SDST	TJR	LA, Power Int.
28	33	1.29	15	SDST	TRF	surface
26	36	2.27	12	SDST	TRF	RA, Point 142
32	36	1.88	15	SDST	TRF	CA, Point 346
27	37	1.85	15	SDST	TRF	CA S SP 307
27	37	2.23	15	SDST	TRF	CA, N SP 310
29	38	2.43	15	SDST	TRF	CA, Point 308
31	38	1.85	15	SDST	TRF	surface
31	38	1.89	17	SDST	TRF	surface
31	42	2.68	15	SDST	TRF	CA, Point 310

In Verbindung mit einer linsigen Zerlegung durch ein sich spitzwinklig kreuzendes Scherflächensystem entsteht im Übergangsbereich der Maueraufstandsfläche zum linken Widerlager ein Fels, der in plattige Klufkörper <3 cm zerfällt. Die Orientierungen der drei signifikantesten Systeme sind in Abb. 8 dargestellt.

Durch den fortschreitenden Felsaushub konnte in den olivgrauen Sandsteinen bestätigt werden, was bereits in den sandigen Kalken angedeutet war, nämlich die Existenz einer Schieferung, die parallel zur Achsenebene der Tajan River Antiklinale orientiert ist. Die engständige Schieferung (makroskopische Abstände der Trennflächen 0,5 - 2 cm) fällt mittelsteil nach Süden. Der Sandstein wird dadurch plattig zerlegt.

Ein weiteres Merkmal des Sandsteins ist sein Zerfall in Fein- bis Mittelkiesfragmente, wenn er 1 -2 Monate der Witterung ausgesetzt ist. Einem ähnlichen, aber räumlich beschränkten Prozeß, unterliegt auch der sandige Kalk.

Zwei weitere Störungszonen beträchtlichen Ausmaßes kamen bei den Felsarbeiten für die Baustelleneinrichtung im Bereich der Mauerkrone des rechten Widerlagers zum Vorschein. Ein maximal 8 m breiter Mylonitstreifen durchschneidet flach Ost bis SE fallend unmittelbar oberhalb der Mauerkrone den Kalk. Diese Störungszonen wurden mit dem obersten Injektionsstollen RGG-7 durchfahren. Das stark nachbrüchige Gebirge mußte mit Spritzbeton und Ankern gestützt werden. Im tiefer gelegenen Entwässerungsstollen RDG-5 wurde diese Störung am Feldort gerade noch angefahren und die obertags sichtbare Lagerung bestätigt.

Bei der Errichtung der Kiesbunker erwies sich das Störungserreißel bei geringem Wasserzutritt als bereichsweise kohäsionslose Masse.

Die vorzeitige Errichtung der geplanten Stützmauer für die Kiesbunker erwies sich für die Betonierarbeiten als unumgänglich.

Durch zwei Reihen Zementinjektionen im Abstand von 2 - 3 m konnte der Fels in sich soweit verfestigt werden, daß bei den Abtragungsarbeiten die senkrechte Böschung nicht in sich zusammenbrach. Die Böschung wurde zusätzlich mit voll vermörtelten 8 m langen passiven Ankern, die zwischen den beiden Injektionsbohrreihen eingebracht wurden, gestützt (Abb. 11).

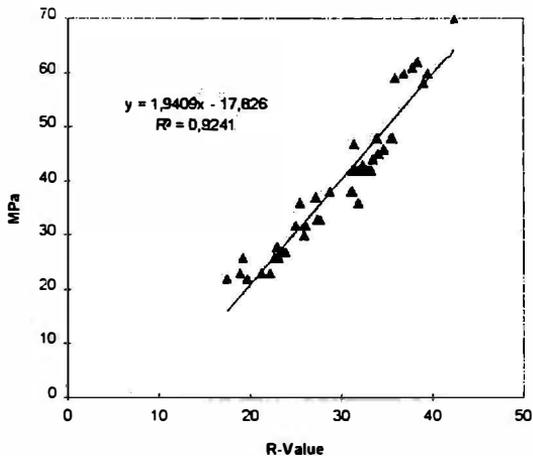


Abb. 10 Scatterdiagramm zwischen Rückprallwerten R für olivgrauen Sandstein und umgerechnete Druckfestigkeit in MPa aus Eichkurven



**Abb. 11** Blick auf die Basisschalung für das Fundament der Kiesbunker. Die Schalung steht auf völlig zertrümmertem Kalk der 8 m mächtigen 493-Störung (strichliert). Die Störung fällt flach nach SE ein. Hangendes und Liegendes sind intensiv tektonisiert. Blickrichtung ist Nordwest. Zementfahnen der Konsolidierungsinjektionen sind deutlich erkennbar.

## Zusammenfassung

Während des Felsaushubes konnten alle signifikanten Trennflächensysteme (Klüfte und Scherflächen) des Gebirges erfaßt und in ihrer Lage bestimmt werden.

Eine struktureologische Interpretation, und vor allem die zeitliche Abfolge der Deformationsphasen und die damit verbundenen Spannungszustände im Fels, sowie die eventuellen Auswirkungen auf die Sperre sind ausständig.

Wegen der Geometrie der Widerlager waren nur jene luftseitigen, nach Süden schauenden Flanken durch Felsgleitungen gefährdet, die von Tongefüllten, mit 40 - 45° südfallende Scherflächen durchschnitten wurden. In fast allen Fällen war aber der Fallwinkel der Scherfläche größer als der Böschungswinkel, sodaß eine Planargleitung geometrisch in den seltensten Fällen möglich war.

Da die meisten Scherflächen erstaunlich flach lagerten, zusätzlich rau und wellig ausgebildet waren, war der Scherwiderstand durch die Verzahnung der Felsunebenheiten ausreichend hoch, um ein Abgleiten von

Felsblöcken zu unterbinden. Zusätzlich wäre meist noch ein Durchreißen von Gesteinsbrücken und das Aufreißen von Zerrfugen für das Ingangsetzen einer Gleitung notwendig gewesen. Unter diesen Voraussetzungen wurden Felsblöcke auf einer bis 50° geneigten rauhen Trennfläche generell als stabil eingestuft, wobei selbstverständlich nach jedem Abschlag die Böschung auf instabile Felstrümmer geprüft wurde. Vorbeugende Sicherungsmaßnahmen nur auf Verdacht einer möglichen Instabilität erwiesen sich als überflüssig, da das Trennflächensystem bekannt war und dadurch das Verhalten der Felsmasse in praktischem Rahmen voraussagbar geworden ist.

Nur in Fällen, in denen ein potentieller Gleitkörper allseits von Trennflächen umgeben war, und abzuschätzen war, daß der Reibungswinkel kleiner als der Neigungswinkel der Gleitfläche gesetzt werden mußte, z.B. bei sandig-tonigen Zwischenmittel, wurden passive Anker mit Durchmesser von 28 mm bzw. 32 mm gesetzt und mit Zementmilch vermörtelt.

Diese Vorgangsweise erwies sich als effektiv, obwohl alle Entscheidungen kurzfristig vor Ort und ohne Hilfsmittel getroffen werden mußten.

Der konventionelle Stollenvortrieb verlief ohne Schwierigkeiten, auch in stark zerklüftetem Gebirge und unter sehr schlechtem Umfeld, da aus Kostengründen keine Bewetterung installiert wurde. Der Fels war trotz intensiver Zerlegung durch Klüfte und abschnittsweiser Durchtrennung mit Wasser führenden, tonigen Gesteinszerreißeln erstaunlich standfest. Die Plunge Pool Störung stellte nicht jenes dramatische Element dar, welches die Stabilität der Sperre ernsthaft gefährden hätte können. Sie bestätigte aber die Zerlegung des Gebirges entlang zahlloser Scherflächen, entlang derer jederzeit mit tektonischer Brekzienbildung in Kalken oder sandig verwitterten Zerreibsel in den sandigen Kalken gerechnet werden kann.

In diesem Zusammenhang werden an den Dichtschirm besondere Anforderungen gestellt werden müssen, um Ausschwemmungen des Sandes und im Laufe der Zeit zunehmende Wasserverluste zu vermeiden.

Autor: Dr. Helmuth Peer  
Ingenieurkonsulent für  
Technische Geologie  
Kärntnerstraße 198  
8700 Leoben