

Vásárhelyi Balázs

AZ ALKALMAZOTT KÖZETMECHANIKA ALAPJAI



VÁSÁRHELYI BALÁZS

AZ ALKALMAZOTT KÖZETMECHANIKA ALAPJAI



Hantken Kiadó
Budapest, 2016

ÍRTA

VÁSÁRHELYI BALÁZS

© VÁSÁRHELYI BALÁZS, 2016

ISBN 978-615-5086-12-0
ISSN: 1789-0454

Megjelent a **Hantken Kiadó** gondozásában.

Felelős vezető: Kázmér Miklós
Terjedelem 19 (A/5) ív
Nyomdai munkák:
Kontraszt Nyomda, Pécs
Felelős vezető:
Barta Ákos

TARTALOMJEGYZÉK

ELŐSZÓ	5
0. BEVEZETÉS	7
1. MÉRNÖKGEOLÓGIAI KÖZETMODELL ÉS ELEMEI	13
<i>(Léber Tímea – Vásárhelyi Balázs)</i>	
1.1 Bevezetés.....	15
1.2 Mérnökgeológiai modellalkotás folyamata.....	17
1.3 A mérnökgeológiai modell elmei.....	19
1.4 Homogenizáció, izotropia és folytonosság a mérnökgeológiai kőzetmodellben	22
1.5 A modellezés folyamatábrája	28
1.6 Megoldási módszerek a geotechnikában.....	33
1.7 Numerikus modellezés alapelvei.....	34
1.8 A megfelelő numerikus modellezési módszer megválasztása	41
1.9 Irodalom	44
2. ÉP KÖZETEK MECHANIKAI TULAJDONSÁGAI	45
2.1 Ép kőzet roncsolás-mentes anyagállandói.....	47
2.1.1 <i>Kőzetfizikai állapotok és a mállottság osztályba sorolása</i>	47
2.1.2 <i>Porozitás</i>	50
2.1.3 <i>Sűrűség</i>	51
2.1.4 <i>Hullám-terjedési sebesség</i>	53
2.1.5 <i>Schmidt kalapácsos vizsgálat</i>	54
2.1.6 <i>Kapcsolatok a különböző roncsolás-mentes értékek között</i>	55
2.2 Roncsolásos vizsgálatok.....	59
2.2.1 <i>Egyirányú nyomószilárdsággal meghatározható mechanikai paraméterek</i>	60
2.2.1.1 <i>Rugalmassági és szekánt modulusok</i>	63
2.2.1.2 <i>Poisson tényező</i>	67
2.2.1.3 <i>A törés folyamata egyirányú nyomóvizsgálat esetén</i>	68
2.2.1.4 <i>Ép kőzet nyomószilárdsága</i>	70
2.2.1.5 <i>A nyomószilárdságot befolyásoló tényezők</i>	74
2.2.1.6 <i>Szilárdság alapján történő kőzetosztályozások</i>	79
2.2.1.7 <i>A rugalmassági modulus és az egyirányú nyomószilárdság közötti kapcsolat</i>	81
2.2.2 <i>Közvetett húzóvizsgálat</i>	83
2.2.3 <i>Húzószilárdság és nyomószilárdság közötti kapcsolat</i>	86
2.3 Kőzet ridegségének vizsgálata	87
2.4 Pont-terheléses vizsgálat	91
2.5 Szilárdság helyszíni meghatározásának lehetőségei	96
2.5.1 <i>Szilárdság becslése szemrevételezéssel</i>	96
2.5.2 <i>Schmidt kalapácsos vizsgálat és nyomószilárdság közötti kapcsolat</i>	97
2.6 Környezeti nyomás hatása a kőzet szilárdságára – triaxiális vizsgálatok	100
2.6.1 <i>Anyagtulajdonság változása környezeti nyomás hatására</i>	101
2.6.2 <i>Törési határgörbe kísérleti meghatározási lehetősége</i>	104
2.7 Irodalom	106

3. A TAGOLTSÁGI JELLEMZŐK ÉS TULAJDONSÁGUK	111
3.1 Tagoltság kialakulása és rendszere	113
3.2 Tagoltság tágassága, nyitottsága, kitöltöttsége	116
3.3 Tagoltságok folytonossága és egymástól mért távolsága, megjelenése	118
3.4 Tagoló felületek felületi jellemzői	121
3.5 Tagoltság vagy tagoltsági rendszerek térbeli elhelyezkedés	126
3.6 Tagoltság mértéke	128
3.6.1 <i>Integrálgeometriai módszer</i>	128
3.6.2 <i>Az RQD érték a tagoltság mértékének meghatározására</i>	132
3.6.2.1 <i>Közvetestek osztályozása az RQD érték alapján</i>	136
3.6.2.2 <i>Közvetett módszerek az RQD meghatározásához</i>	137
3.6.3 <i>C (Hansági) módszer</i>	139
3.7 Irodalom	145
4. TAGOLTSÁG NYÍRÓSZILÁRDSÁGA	147
4.1 Bevezetés	149
4.2 Sima felület nyírási szilárdsága	150
4.3 Érdes felület nyírási szilárdsága	152
4.3.1 <i>Patton modell</i>	153
4.3.2 <i>Ladanyi és Archambault modell</i>	154
4.3.3 <i>Jaeger modell</i>	154
4.3.4 <i>Barton modell</i>	154
4.3.5 <i>Seidl és Haberfeld modell</i>	164
4.3.6 <i>Pillanatnyi kohézió és súrlódási szög meghatározása</i>	164
4.4 Konstitutív egyenlet nyírási szilárdsághoz	165
4.5 Tagoltsági merevségek	169
4.6 Tagoltságok megnyílása	172
4.7 Irodalom	174
5. KÖZETTEST OSZTÁLYOZÁSI MÓDSZEREK	175
5.1 Bevezetés	177
5.2 Terzaghi-féle közettest osztályozás	180
5.3 RSR (Rock Structure Rating) módszer	184
5.3 RMR (Rock Mass Rating) módszer	188
5.3.1 <i>Az osztályozás tényezői és meghatározásuk</i>	189
5.3.2 <i>Osztályba sorolás RMR érték alapján</i>	194
5.3.3 <i>Közetterhelés mértéke, megtámasztás nélküli idő és szabad fejtési hossz</i>	196
5.3.4 <i>A közettest belső súrlódási szöge és kohéziója</i>	198
5.3.5 <i>RMR értékek történeti bemutatása</i>	199
5.3.6 <i>RMR értékére való következtetés geofizikai módszerekkel</i>	199
5.4 RMR osztályozási módszer alkalmazása sziklarézsűknél – SMR módszer	200
5.5 Építmények alatti közettest teherbírásának meghatározása RMR módszerrel	204
5.5.1 <i>Épületek, hidak alapozásánál</i>	204
5.5.2 <i>Gátak alatti közettest teherbírásának meghatározása DMR módszerrel</i>	206
5.6 Q index (Alagútépítési közetminősítő érték)	209
5.6.1 <i>A közettest szerkezete</i>	210
5.6.2 <i>A közettömbök nyírószilárdsága</i>	211
5.6.3 <i>Feszültség-értékek</i>	212
5.6.4 <i>Súlyozott Q-érték meghatározása</i>	214
5.6.5 <i>Q tényező meghatározása geofizikai méréssel</i>	215

5.6.6	<i>Osztályozás Q-tényező alapján</i>	215
5.6.7	<i>Q-tényező alkalmazása sziklarézsűk esetén</i>	217
5.7	Geológiai Szilárdsági Index (GSI)	221
5.7.1	<i>Geológiai Szilárdsági Index alkalmazhatósága</i>	221
5.7.2	<i>Anizotrópia figyelembe vétele a GSI-nél</i>	225
5.7.3	<i>Tagoltságok megjelenése kitöltöttség esetén</i>	227
5.7.4	<i>víz figyelembevétele</i>	227
5.7.5	<i>Mállás és kis szilárdságú kőzetek figyelembevétele</i>	227
5.7.6	<i>GSI értékének meghatározása kvantitatív módszerekkel</i>	228
5.7.7	<i>Reziduális GSI meghatározása (GSIr)</i>	231
5.8	Az RMI (Rock Mass index) tényező	233
5.8.1	<i>Az RMI-nél használatos paraméterek</i>	233
5.8.2	<i>Az RMI meghatározása</i>	235
5.8.3	<i>Mérethatás</i>	237
5.8.4	<i>Az RMI használhatósága, előnyei és hátrányai</i>	237
5.9	A különböző kőzettest osztályozási módok egymásba való átszámíthatósága	239
5.9.1	<i>RSR-RMR kapcsolat</i>	239
5.9.2	<i>RMR-Q kapcsolat (példákkal)</i>	240
5.9.3	<i>RMI-re való átszámolás lehetőségei</i>	243
5.9.4	<i>Példa kőzettest osztályozás alkalmazására</i>	243
5.10	Irodalom	247
6.	KÖZETTESTEK MECHANIKAI TULAJDONSÁGAI	251
6.1	<i>Hoek-Brown törési határfeltétel</i>	253
6.2	<i>Alakváltozási modulus értékének meghatározása kőzettest osztályozás ismeretében</i>	259
6.2.1	<i>Az alakváltozási modulus és az RQD közötti kapcsolat</i>	259
6.2.2	<i>Alakváltozási modulus meghatározása RMR/GSI értékeiből</i>	262
6.2.3	<i>Alakváltozási modulus meghatározása Q tényező ismeretében</i>	265
6.2.4	<i>Alakváltozási modulus meghatározása RMI ismeretében</i>	266
6.3	<i>Ekvivalens kontinuum feltételezés alapján az alakváltozási modulus</i>	266
6.4	<i>A környezeti nyomás hatása az alakváltozási modulusra</i>	269
6.5	<i>Kőzettestek nyomószilárdsága</i>	271
6.6	<i>Kőzettestek húzószilárdsága</i>	273
6.7	<i>Kőzettest Poisson tényezője</i>	273
6.8	Irodalom:	275
7.	IN SITU FESZÜLTSEGVISZONYOK	277
	<i>(Vásárhelyi Balázs – Farkas Márton Pál)</i>	
7.1	<i>Bevezetés</i>	279
7.2	<i>Függőleges feszültségek</i>	280
7.3	<i>Vízszintes feszültségek</i>	281
7.3.1	<i>Elméleti összefüggés</i>	281
7.3.2	<i>Gyakorlati mérési eredmények és összefüggések</i>	283
7.3.3	<i>Geológiai okok</i>	286
7.4	<i>Főfeszültségek kimérésének lehetőségei, problémái</i>	288
7.5	Irodalom	290
FÜGGELÉK		291



GEOTECHNIKA ÉS MÉRNÖKGEOLÓGIA MSC SZAKIRÁNY

Szak: BME Építőmérnöki Kar Szerkezetépítő Mester Képzés

A képzés célja: Olyan mérnökök képzése, akik képesek megoldani a földtani környezettel kölcsönhatásban lévő mérnöki létesítményekhez kötődő feladatokat, mint például mélyépítési szerkezettervezés, alagútépítés, munkatérhatárolás, állékonyságszámítás. A földtani környezet rövid- és hosszútávú viselkedése a tervezett mérnöki beavatkozások meghatározása. Az oktatásunk lényeges részét képezi a mérnöki feladatok környezeti és hidrogeológiai vonatkozásainak megértése.



Főbb témakörök: Mérnökgeológia, Geotechnika, Hidrogeológia, Környezetföldtan

A Magyar Mérnöki Kamara a végzett hallgatóinknak megfelelő gyakorlat után geotechnikai, szerkezeti, környezeti és hidrogeológiai tervezői és szakértői engedélyt adhat.

A szakirány tárgyai

Alaptárgyak

Mérnökgeológia Msc.
Geotechnikai tervezés
Környezetföldtan
Infrastruktúrák földművei

Választható tárgyak

Alagútépítés
Hidrogeológia
Geotechnikai numerikus módszerek
Geotechnikai esettanulmányok
Magyarország műszaki földtana
Építési kőanyagok minősítése
Mérnökgeológia terepgyakorlat

Info.: www.gmt.bme.hu

Oktatók

BME Építőmérnöki Kar, Geotechnika és Mérnökgeológia Tanszék oktatói, e mellett speciális témakörökben hazai és külföldi meghívott előadók színesítik a tárgyainkat.

Nemzetközi kapcsolatok

Oktatási és tudományos együttműködés angol, cseh, görög, francia, lengyel, német, olasz, osztrák, spanyol, svájci, szlovák, szlovén egyetemekkel. Részvétel, nemzetközi tudományos szervezetek munkájában: ISSMGE, ISRM, IAEG, ITA

Küldetés

Fontosnak tartjuk, hogy a hallgatóink ne csak az órákon hallják, hanem a gyakorlatban lássák is a speciális mélyépítési feladatok megoldását ezért terepi órákat tartunk, kirándulásokat szervezünk akár külföldre is. E mellett hangsúlyt fektetünk a terepi és laboratóriumi vizsgálatok összhangjára valamint az így kapott adatok tervezési feladatok alapadataiként való használatára.

INFORMÁCIÓK: www.gmt.bme.hu **SZAKCIKKEK, ÉRDEKESSÉGEK:** mernokgeologia.bme.hu; [fb/mernokgeologia](https://www.facebook.com/mernokgeologia)



ELŐSZÓ

Tíz évvel ezelőtt, 2006-ban jelent meg a *Kőzettestek osztályozása az építőmérnöki gyakorlatban* (Gálos & Vásárhelyi, 2006) című könyv a Műegyetemi Kiadó gondozásában, mely hiánypótlónak bizonyult mind a Műegyetem kőzetmechanikai és mérnökgeológiai oktatásában, mind a rideg kőzetkörnyezetben végzett tervezői és kivitelezési mérnöki gyakorlatban. Azóta számos hazai projekt esetén forgatták azt a könyvet, melynek visszajelzései alapján kiértékelődött, hogy egy újabb, aktuálisabb műre lenne szükség. Sok esetben hívták fel figyelmemet kisebb hibákra, elütésekre, ill. hiányosságra. Ezúton is mondok köszönetet mindenkinek, aki építő kritikával segítette munkám folytatását.

Ezen kötet alapját így automatikusan a *Kőzettestek osztályozása az építőmérnöki gyakorlatban* c. könyv adta – ezért erre a műre sehol sem teszek említést, hanem természetesen folyamatosan visszacseng ebben a kötetben is az ottani gondolatmenet, megállapítások.

Már annak megjelenése idején is megállapítható volt, hogy nem foglalkozik kellő mélységgel számos olyan kőzetmechanikai problémával, melyek fontosak a kőzettestben való mérnöki tervezésnél és kivitelezésnél. Jelen könyv részben – lehetőségek szerint – ezt a hiányt próbálja orvosolni, ill. előkészíteni a terepet egy újabb önálló, ehhez kapcsolódó kötet(ek) elkészítéséhez.

Elmondható ugyanakkor, hogy a könyv megírásánál sok olyan kérdés merült fel, melyre a választ nem sikerült – de nem is sikerülhetett – megadni:

milyen mélységben mutassa be az elméleti hátteret;

mennyire legyen összefoglaló mű és mennyire csak a jelenleg használatos megoldásokra fókuszáljon;

mennyire legyen gyakorlatias, mennyire lehet a sokszor igen bonyolult levezetéseket leegyszerűsíteni.

A bemutatott elméletek, megoldások sokszor egymással látszólag ellentétes eredményeket adnak – mennyire kell ezt kihangsúlyozni, szabad-e, lehet-e kimondani, melyiket érdemes használni. A kisszámú hazai gyakorlati tapasztalatok mennyire tekinthetőek általánosnak, ezek milyen mértékben szerepeljenek a könyvben.

Végső döntés az volt, hogy kötet nem akar állást foglalni egyik kőzetmechanikai iskola, ill. irányzat mellett sem, de fontosnak tartottam a lehetőségek szerint mindegyik bemutatását. Ezen gondolatok között próbál ez a könyv lavírozni – reményeim szerint sikerrel.

Másik nehezen megoldható kérdés a megfelelő szakmai nyelv megválasztása volt. Jelen kötet uralkodóan az építőmérnöki gyakorlatban bevett szaknyelvet használja, kiegészítve a nagy múltra visszatekintő bányászati szaknyelvben bevett fogalmakkal. Sok esetben ugyanakkor kénytelen voltam új szavakat is megalkotni, mivel a tudomány fejlődése ezt megkívánta. Kérem a Tisztelt Olvasót, hogy amennyiben jobb kifejezést érez valamelyik általam használt kifejezésre, jelezze, hogy javítani tudjam.

Sajnos ugyanakkor hiányoznak olyan fejezetek ebből a könyvből is, melyek elengedhetetlenül fontosak a kőzettestben való mérnöki tervezéshez, ill. a kőzetmechanikai gondolkodáshoz: nem foglalkozunk az *in situ* feszültségviszonyok kimérésének igen bonyolult kérdéskörével; az

alagutak építésénél elengedhetetlenül fontos monitoring mérések fajtáival, értékelésével; sem az igen tág szakirodalommal rendelkező kőzettestek hidrogeológiai tulajdonságaival, mely jelentősen befolyásolja a kőzettestben való tervezést. További hiányossága, hogy a kőzetmechanikában elkerülhetetlen anyagmodellezésre ez a kötet sem tér ki. Nem szerepel benne a mind inkább előtérbe kerülő elméleti kőzetmechanikai kutatások eredményei, nem foglalkozik olyan alapvető anyagismereti kérdésekkel, mint a kőzetek törésmechanikája, hőmérséklet és kémia hatások komplex vizsgálatával, valamint a reológiai kérdések.

Remélem, ezeket a hiányosságokat – ha nem is maradéktalanul – hamarosan pótolni tudom.

A könyv 7 egymástól különálló, ugyan akkor egymásra épülő fejezetre tagolódik – ezen fejezetekkel a kőzetmechanika legfontosabb irányait próbálom körüljárni. Mindegyik fejezet önálló kötetként is értelmezhető – saját felépítéssel, önálló irodalomjegyzékkel. Ezért mindegyik fejezet kialakítása egységes: a rövid összefoglalás után az adott téma részletes bemutatása következik a fejezet tartalomjegyzéke előtt.

Jelen kötet címének az *Alkalmazott kőzetmechanika alapjai* nevet adtam. Célja kifejezetten annak ismertetése, hogyan lehet kőzetmechanika jelenlegi ismereteit alkalmazni a kőzettestben való mérnöki tervezésre és kivitelezésre, továbbá kutatási ötleteket adjon a felsorolt problémák segítségével.

Mint minden ilyen mű, soha sem lehet befejezettnek nevezni. Újabb és újabb tapasztalatok, ismeretek, elméletek miatt gyakorlatilag minden ilyen témájú könyv már a megjelenése pillanatában részben elavultnak számít. Kérem ezért a kedves Olvasót, ha bármilyen észrevétele, kritikai megjegyzése van, ne habozzon írni a vasarhelyi.balazs@epito.bme.hu címre.

Ezúton fejezem ki reményemet, hogy a könyvet a mérnökgeológia, kőzetmechanika iránt érdeklődők örömmel fogják olvasni.

2016. október 31.



Vásárhelyi Balázs

Irodalom:

Gálos M.; Vásárhelyi B. 2006: a *Kőzettestek osztályozása az építőmérnöki gyakorlatban*. Műegyetemi Kiadó, Budapest, p. 144.

0. BEVEZETÉS

A geotechnikus, mélyépítő mérnöki gyakorlat egyik fontos szakterülete az összeálló kőzetkörnyezetben végzett tervezési és kivitelezési munka. Már az ilyen típusú kőzetek nevezéktana is meglehetősen bonyolult és ellentmondásos: sem az építőmérnöki gyakorlatban alkalmazott „összeálló”, illetve „kompakt”, sem pedig a bányászati zsargonban elterjedt „szálban álló” kifejezés nem fejezi ki pontosan a lényegét. Itt – a kézenfekvő magmatikus és metamorf kőzeteken kívül – olyan üledékekre kell gondolni, amelyek egykori talaj-szerű megjelenési formájukból vegyi, mechanikai, termikus hatások, illetve ezek kombinációinak eredményeképpen már átestek bizonyos diagenezisen és mechanikus viselkedésüket már nem lehet kielégítő módon leírni a talajmechanika eszköztárával. Az egyszerűség kedvéért a ezeket „összeálló” jelzővel említjük.

Nehéz egy diszkrét határvonalat kijelölni a talajok és az összeálló kőzetek között. A gyakorlati szempontok figyelembe vételével, e könyv céljai szerint azokat tekintjük a továbbiakban összeálló kőzetnek, melyek:

- lehetővé teszik, hogy belőlük kőzetmechanikai laborvizsgálat céljából próbatest vehető ki;
- normál laboratóriumi terhelő-berendezéssel egytengelyű nyomószilárdságuk van ($\sigma_c > 1 \text{ MPa}$), és
- mechanikai tulajdonságaik különböző léptekben szignifikáns módon változnak, tehát a kőzettestben meglévő diszkontinuitások jelentős mértékben módosítják a mátrixion mérhető mechanikai (szilárdsági, rugalmassági és reológiai) viszonyokat.

Alagutak, föld alatti tárolóterek, kőbányák és bevágások sziklafalaival kapcsolatos mérnöki munkáink megkövetelik a létesítmény és kőzetkörnyezetének szerkezeti- és anyagszerkezeti tulajdonságainak alapos ismeretét. Ezeknél a létesítményeknél a földtani és a szerkezetépítő mérnöki ismeretek együttes használatára van szükség.

Kőzetkörnyezetben végzett mérnöki munkáink során az előkészítéstől a tervezésen és a kivitelezésen keresztül a földtani környezet és a mérnöki alkotás szoros kölcsönhatásban van. A mérnök feladata, hogy a létesítmény és a kőzetkörnyezet közötti kölcsönhatást, a kölcsönhatás elemeinek ismeretében, lehetőleg a részletkérdésekre is tekintettel, sikeresen kezelje. Ehhez az szükséges, hogy mind a létesítmény, mind pedig a kőzetkörnyezet anyagi (fizikai – ezen belül elsősorban mechanikai – és vegyi) tulajdonságait jól ismerje.

Az összeálló kőzetben végzett mérnöki munkák a mérnökgeológiának és a geotechnikának külön szakterületét képezik (angolul erre külön kifejezés is van: rock engineering). Gyűjtőnéven a különböző összeálló kőzetkörnyezetben végzett munkákat sziklamunka megnevezéssel használjuk. Ide sorolhatjuk mindazokat a mérnöki feladatokat, amelyeket

- a különböző szelvényű föld alatti létesítmények kialakításával,
- az alagutak építésével,
- alapozással,
- a hulladéktárolók építésével és üzemeltetésével,
- a kis-, közepes- és nagy aktivitású nukleáris hulladékok ideiglenes- és végleges lerakóinak elhelyezésével,
- valamint a természetes- és mesterségesen kialakított sziklarézsűk állékonyságával

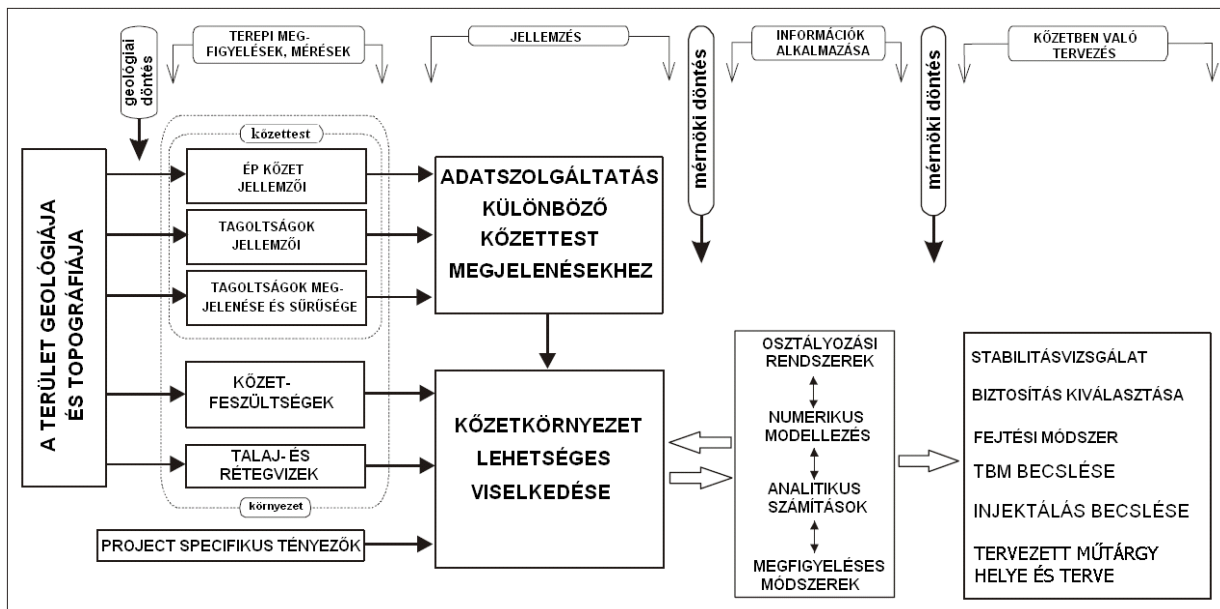
kapcsolatosan kell a kőzetkörnyezet adottságainak figyelembe vételével elvégezni (Singh & Goel, 1999).

A mérnöki munka változást hoz létre földkéreg egyensúlyi állapotában. A földtani szemlélet léptéke szerint ugyan csak kis területre kiterjedően, a mérnök beavatkozik abba az egyensúlyi állapotba, amelyet a földtani, geológiai folyamatok alakítottak ki. A létesítmény tervezésénél és kivitelezésénél a már kialakult feszültségi állapotok megváltozásával, az erők átrendeződésével számolni kell, továbbá vegyi jellegű változások is felléphetnek.

A feszültségek hatására létrejövő alakváltozások tehát a kőzetösszlet anyagi tulajdonságaitól függenek, amelyeket a szilárdságtanban megfogalmazott anyagtörvényekkel törekszünk leírni. Természetes állapotban, illetve mesterségesen létrehozott helyzetben a kőzetösszlet saját tömegéből adódó, vagy egyéb, például tektonikai, szeizmikus, duzzadási, vagy más erőhatásra kialakuló részleges, vagy a teljes kőzettömegre kiható tönkremenetel, szintén a kőzetösszlet anyagi tulajdonságainak függvénye.

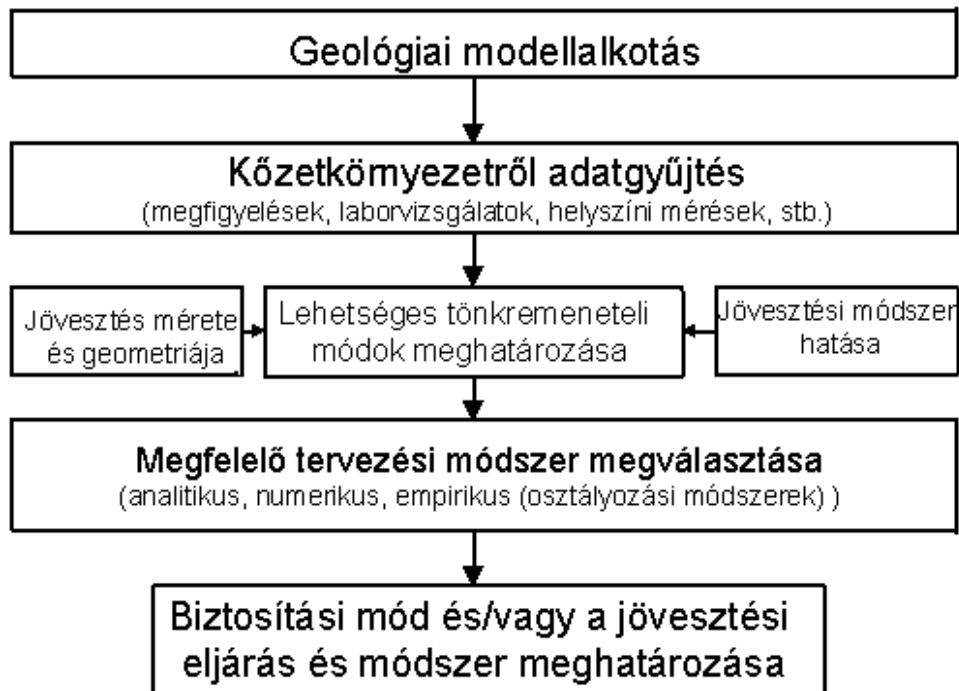
A kőzetkörnyezet anyagi tulajdonságainak megismerése és azoknak a mérnöki munka számára kezelhető formába rendezése a mérnökgeológia feladata. Ebben a szemléletben a kőzetkörnyezet építőanyag, amelyben, illetve amelyből a mérnöki szerkezetek készülnek.

A földtani környezet és a mérnöki létesítmény kölcsönhatásának kezelését a kőzetkörnyezet céljának megfelelő ismerete alapozza meg. Az ismeretek megszerzésének módszereit a mérnökgeológia tárgyalja. A nyert eredményeket a kőzetmechanika a saját szemléleti rendjében használja. A kőzetkörnyezet viselkedésének számításba vételezéséhez a kőzetmechanika a szükséges általánosításokat **0-1. ábrán** bemutatott folyamat eredményeként kimunkált kőzettest-osztályozással teszi meg. Látható, hogy az egyes feladatok megfogalmazása, megoldási módszerének megválasztása, döntések meghozatala megköveteli a különböző szakterületek együttes kezelését.



0-1. ábra. Megfigyelések, mérések és osztályozások alkalmazása a kőzetmechanikában (Stille & Palmström, 2003; Kovács & Vásárhelyi, 2007)

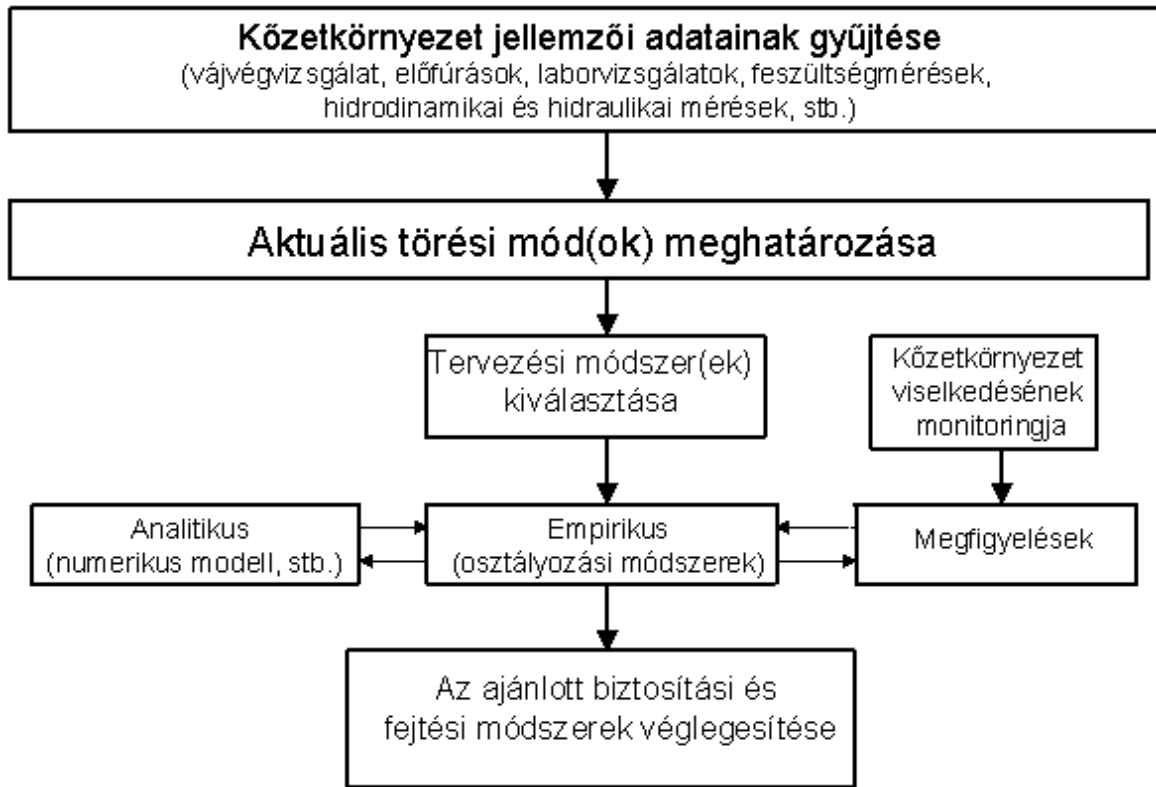
A kőzetkörnyezetben történő tervezésnél empirikus, numerikus, valamint analitikus módszereket együttesen (illetve egymást kiegészítve) alkalmaznak. A nemzetközi gyakorlatban a kőzettest osztályozáson alapuló empirikus módszerek a legnépszerűbbek, valószínűleg azért, mert alapvető céljuk az egyszerűsítés, valamint képesek a geológiai és geotechnikai bizonytalanságok kezelésére is. Az empirikus felfogással készített alagútépítés tervezési folyamatábráját mutatja a **0-2. ábra**. Felhasználva a feltáró szakasz eredményeit, a bemenő adatok korrekciójával, újra és újra számolva kell a tervezést végrehajtani.



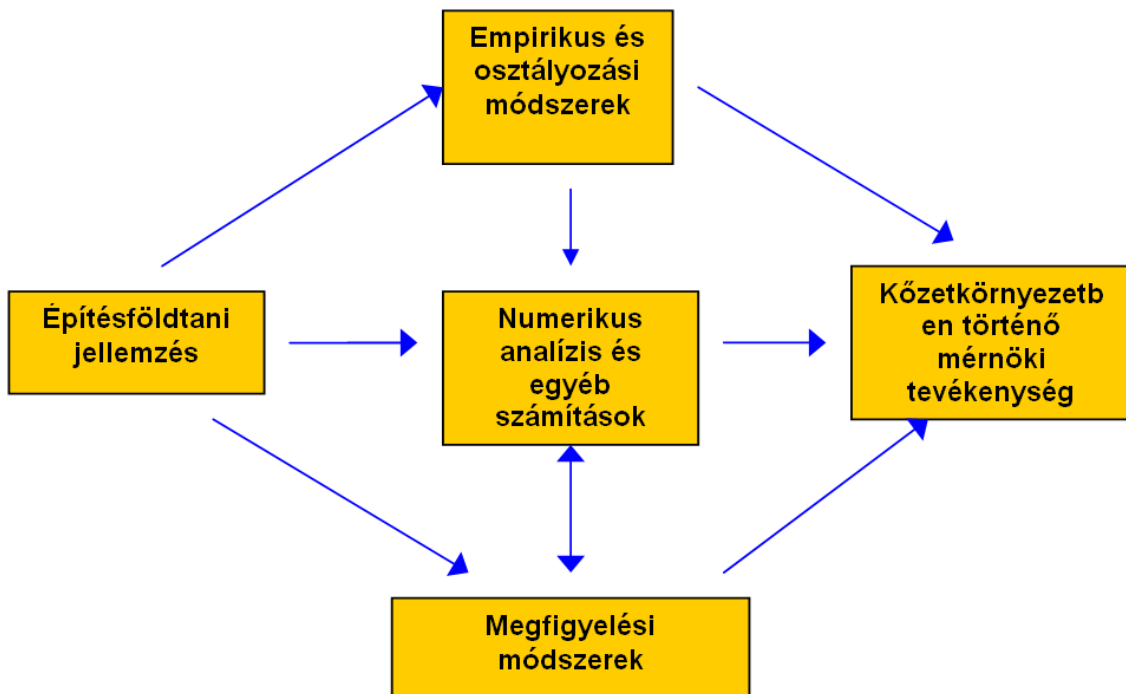
0-2. ábra. Az empirikus (kőzettest osztályozást figyelembe vevő) tervezési mód folyamatábrája (Stille & Palmström, 2003)

A kivitelezés szakaszában mind az alagutaknál (vágatoknál), üregeknél, mind pedig a szerkezeti részek kapcsolódásainál, tehát minden fontosnak ítélt helyen, figyelemmel kell kísérni a kőzettest viselkedését. Az eredmények birtokában a kivitelezés alatt folyamatosan kell az elméleti eredményeket a valós feszültségviszonyokkal, elmozdulásokkal összevetni. Tehát ellenőrizve, állandóan újraszámolva kell finomítani az addig használt paramétereket. A nyert ismeretekkel folyamatosan korrigálni kell eredményeinket, visszaszámolni az addigiakat. Ennek a munkának a folyamatábráját mutatjuk be a **0-3. ábrán**.

A **0-4. ábra** a főbb lépéseket foglalja össze, melyeket a kőzetkörnyezetben történő mérnöki tervezésnél figyelembe kell venni. Természetesen különböző építésföldtani viszonyok között a bemutatott folyamatábrán súlyponti eltolódások lehetnek, pl. blokkos kőzetkörnyezetben az empirikus módszer válhat uralkodóvá, míg duzzadó kőzetkörnyezet esetén a megfigyelés jelentősége nőhet meg.

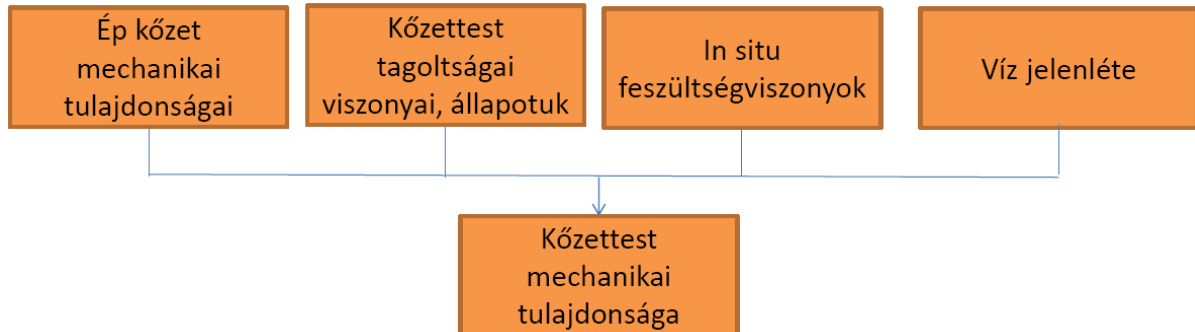


0-3. ábra. Az empirikus (közettest osztályozáson) alapuló alagúttervezés folyamatábrája a kivitelezési munka során nyert adatok pontosításával (Stille & Palmström, 2003)



0-4. ábra: Főbb lépések a kőzetkörnyezetben történő mérnöki tevékenység során (Stille & Palmström, 2003)

A könyv felépítése megfelel annak a folyamatnak, ahogyan a kőzettestek osztályozását végeznünk és hasznosítanunk kell, melynek célja minden esetben annak mechanikai paramétereinek meghatározása. A **0-5. ábra** ezt a folyamatot szemlélteti. A bemutatott tényezők más-más súllyal jelennek meg minden egyes projekt esetén, különböző mértékben kell azokat megfigyelni, elemezni, értelmezni.

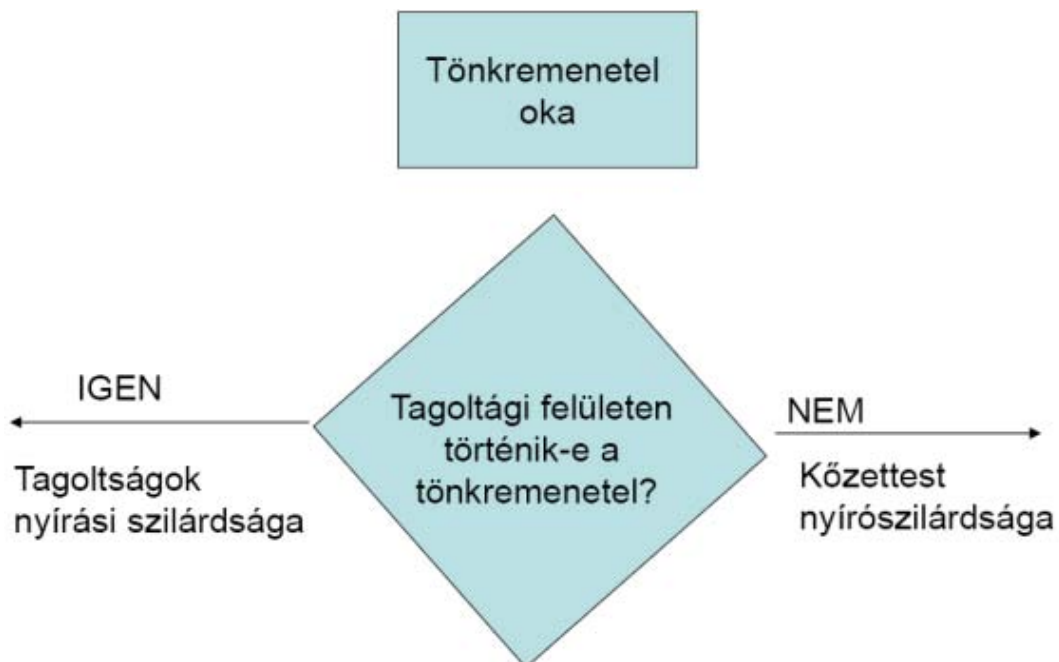


0-5. ábra: Kőzettest mechanikai tulajdonságainak összetevői

Összefoglalásként kijelenthető, hogy minden kőzetmechanikai probléma elemzésének, megoldásának az alapja annak megállapítása, hogy a kőzetkörnyezetben milyen tönkremeneteli mód várható (lsd. **0-6. ábra**)

- a) a tagoltság felülete mentén történik-e a tönkremenetel (azaz a tagoltság nyírószilárdsági paraméterei lesznek a meghatározóak), vagy
- b) a kőzettest nyírószilárdsági paraméterei lesznek a mértékadóak (azaz a homogén, izotróp kontinuumként kezelt kőzettest törési határfeltételei a mértékadóak)

A legtöbb esetben mind a két tönkremeneteli mód elemzésére szükség van a pontos tervezésre.



0-6. ábra: Tönkremeneteli módok a kőzetmechanikában

A könyv ennek megfelelően az alábbi fő egységekből áll:

- Az *első részben* a kőzetkörnyezet modellezését mutatjuk be, hogy a megfigyeléseket objektív értékekre váltva meg lehessen adni azt, hogy a kőzetmodellben mit tekintünk egységnek. A kőzetek anizotrópiája, inhomogenitása, töredezettsége, stb. indokolja, hogy a mérnökgeológiai kőzetmodell esetén a vizsgált egység választása több szinten történjen meg.
- A *második részben* a kőzettömb (ép kőzet) szilárdsági értékének, mechanikai paramétereinek meghatározását ismertetjük mind laboratóriumi, mind helyszíni vizsgálat alapján. Ennek a fejezetnek nem célja a kőzetmechanika ezen ágának átfogó, mindenre kiterjedő tárgyalása, csupán a gyakorlati kőzetmechanikában bemenő adatként szereplő szilárdsági, mechanikai paraméterek meghatározását mutatjuk be.
- A létesítmény kőzetkörnyezetében található diszkontinuitások, tagolások jelentősen befolyásolják azt, hogy milyen anyagjellemző értékeket lehet használni. Ezért a *harmadik fejezet* a tagoltságok jellemzőinek meghatározását tartalmazza. Részletezzük a tagoltságok osztályba sorolását; azok kialakulása, megjelenése, alakja, kitöltöttsége, stb. alapján.
- A tagolófelületek nyírási szilárdságával foglalkozik a *negyedik fejezet*. Erre akkor van szükség, ha a kőzettestet nem lehet homogenizálni, azaz a tönkremenetel a tagoltság mentén megy végbe.
- Az *ötödik fejezetben* a jelentősebb, Magyarországon is használatos kőzettest osztályozási elméleteket foglaljuk össze. Ezen alagútépítésre kifejlesztett osztályozási módokat ma már sziklarézsűk számítására is alkalmazni lehet – erre külön kitérünk.
- A *hatodik fejezet* célja a kőzettestek mechanikai paramétereinek (alakváltozási modulus, nyomószilárdság, húzószilárdság, ill. Poisson tényező) meghatározásának ismertetése a kőzettest osztályok ismeretében. A törési határgöbék közül itt csak a Hoek-Brown törési határfeltétellel foglalkozunk.
- A könyv *hetedik fejezete* az in situ feszültségviszonyok fontosságával foglalkozik, részletezve ennek geológiai okát is.
- A kötet végén függelék található, mely a fúrósmagok feldolgozásánál, ill. a vájvégek értékelésénél nyújthatnak segítséget.

Irodalom

- Kovács L.; Vásárhelyi B. 2007: Kőzettest osztályozások alkalmazása a mélyépítésben. *BKL-Bányászat* **140**(3): 17-19.
- Singh B., Goel R.K. 1999: *Rock mass classification – A practical approach in civil engineering*. Elsevier, p.267.
- Stille H., Palmström A. 2003: Classification as a tool in rock engineering. *Tunneling & Underground Space Techn.* **18**: 331-345.

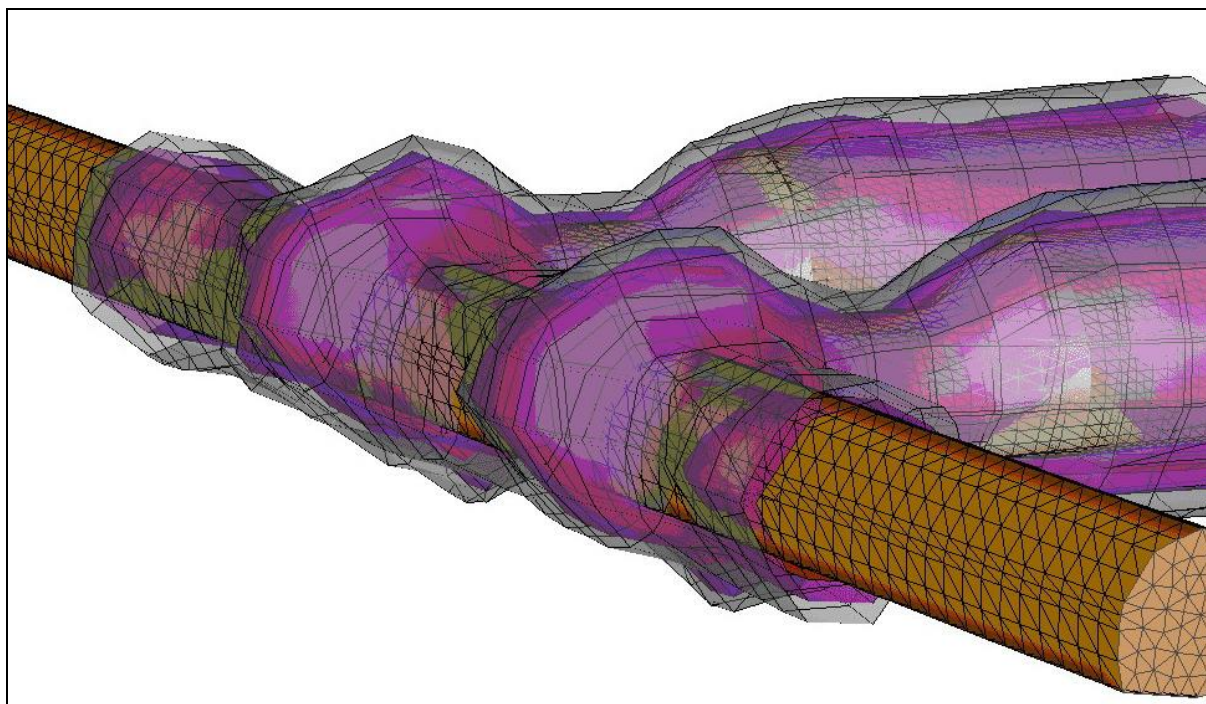
1. MÉRNÖKGEOLÓGIAI KÖZETMODELL ÉS ELEMEI

(Léber Tímea, Vásárhelyi Balázs)

A műszaki gyakorlat megköveteli, hogy az adott létesítménnyel foglalkozó szakemberek a kőzetkörnyezetet szakterületüknek megfelelően, de egységes szemlélettel kezeljék. Ez csak úgy lehetséges, ha bizonyos általánosításokat végzünk és a jelenségeket az általánosítások felhasználásával modellezzük, azaz idealizáló feltevésekkel élünk. Az idealizáló feltevések térbeli modellben öltenek testet, amelytől megköveteljük, hogy a valóságot jól kövesse, hogy modellelemei, vagy a modell összessége a mérnöki munka alapját képező számítási és méretezési, valamint összehasonlítási munkák elvégzésére elégséges információt nyújtson.

Jelen fejezet célja a mérnökgeológiai modellalkotás folyamatának és modell elemeinek bemutatása. Külön ismerteti a jelenleg legelfogadottabb modellezés folyamatábráját, annak lépéseit. A kőzetmechanikában, alagúttervezésben használatos numerikus modellezési eljárások alapelveinek ismerete elengedhetetlenül fontos a megfelelő modell kiválasztásához.

1.1 Bevezetés.....	15
1.2 Mérnökgeológiai modellalkotás folyamata.....	17
1.3 A mérnökgeológiai modell elmei.....	19
1.4 Homogenizáció, izotropia és folytonosság a mérnökgeológiai kőzetmodellben	22
1.5 A modellezés folyamatábrája	28
1.6 Megoldási módszerek a geotechnikában.....	33
1.7 Numerikus modellezés alapvelei.....	34
1.8 A megfelelő numerikus modellezési módszer megválasztása	41
1.9 Irodalom	44



1.1 Bevezetés

A geotechnika, mint tudományág a kőzetekben (értve alatta a talajokat is), illetve az azokban kialakított mérnöki létesítmények egymásra hatását, mechanikai viselkedését elemzi. A valós kőzet azonban – természetéből adódóan – sokkal komplexebb, mint általában a mérnöki gyakorlatban alkalmazott anyagok. Ebből következően a tervezés alatt álló létesítmény (mely lehet mind a kőzeten, mind kőzetben) és a kőzetkörnyezet valós viselkedésének előrejelzése, tehát a megfelelő modellezés a mérnökök számára számos kérdést vet fel. Erre vezethető vissza a geotechnikai problémák többsége is (Léber & Vásárhelyi, 2011).

A geotechnikai tervezés során négy jól elkülöníthető, egymással azonban összefüggő szempontrendszer definiálható:

- kőzet/talajrétegződés – a talajvízviszonyok figyelembevételével;
- a kőzet/talaj viselkedése – mérések, megfigyelések;
- a kőzet/talaj várható viselkedésének meghatározása – megfelelő modellek alkalmazásával;
- empirikus (tapasztalati) eljárások – döntés, értékelés a jól megválasztott tapasztalatok alapján.

A *rétegszelvény* a kutatás legfontosabb eredménye, amely szemlélteti a geológiai folyamatok eredményét, az emberi beavatkozás hatását és a talajvízviszonyokat is tartalmazza.

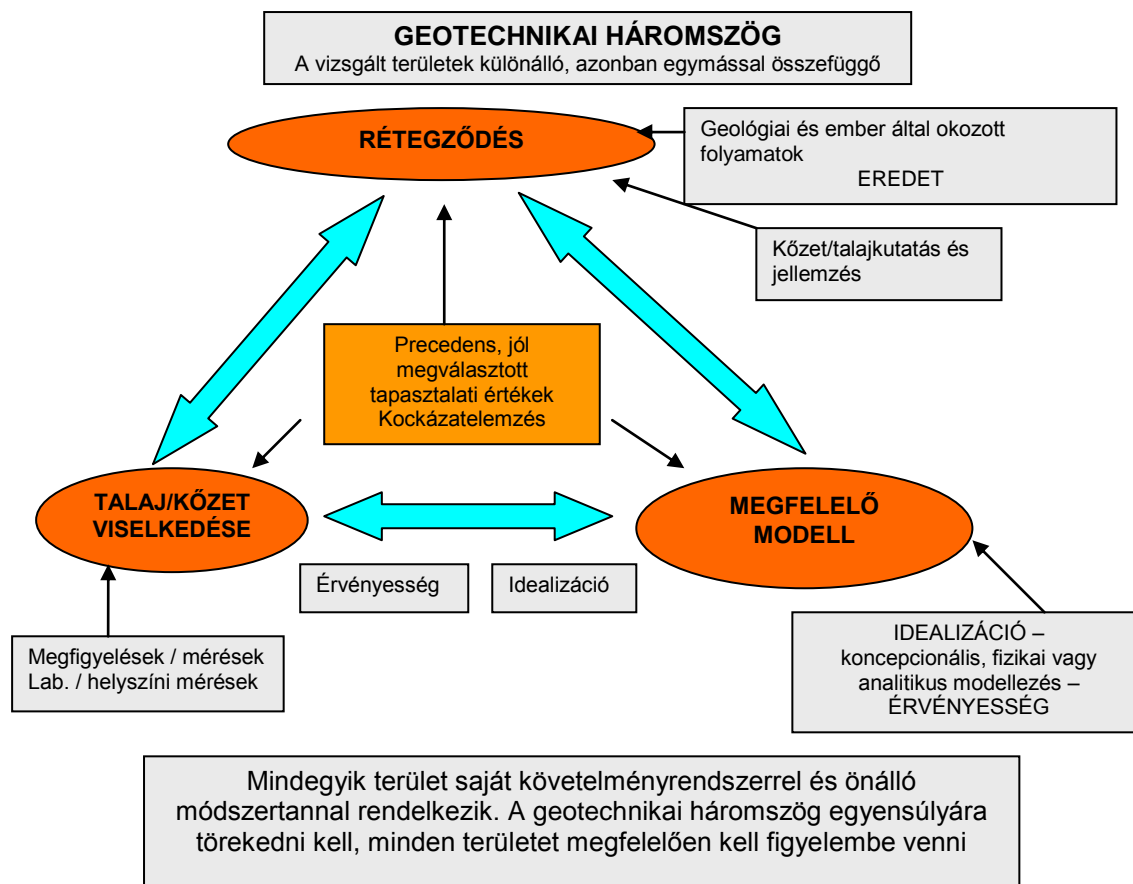
A *kőzet/talaj viselkedésének* megfigyelése, mérése magába foglalja a laboratóriumi és helyszíni mérések eredményét.

A kőzetösszlet *megfelelő modellezése* egy olyan idealizációs folyamat, amely a valós világ ismereteit gyűjti össze, egyszerűsíti le, majd rendezzi egy olyan modellbe, amely alkalmas a vizsgált probléma elemzésére és lehetőséget ad a kapott eredmények felülvizsgálatára. A modellezési folyamat az eredmények érvényesítésével, ellenőrzésével zárul, amely akár egy iterációs folyamattá is alakulhat.

Egy olyan komplex és változó összetételű anyag esetében, mint a kőzet, a tapasztalati értékek és eljárások alkalmazása elkerülhetetlen. A mérnökök számos tervezési és kivitelezési eljárásban tapasztalati értékek alkalmazására kényszerülnek. A modellezéssel kapcsolatosan lényeges hangsúlyoznunk ezen tapasztalati értékek, valamint az egyszerűsítések helyességének fontosságát. Az **1-1. ábrán** bemutatott geotechnikai háromszög nagy segítséget nyújthat ebben, ugyanis tiszta képet ad a geotechnikai gyakorlat három alapterületéről és a közöttük lévő kapcsolatáról. Az ábra szerkesztésének személye és pontos ideje a nemzetközi szakirodalom alapján nem megadható. (Lásd ebben a témakörben még: Morgenstern, 2000, Knill, 2003 és Burlan, 2007 munkáit).

A diagramban az első három fent említett szempont alkotja a háromszög három csúcsát. A diagram egyszerűen alakítható a geotechnikai tervezési követelmények sémájára. Mindegyik jelzett terület rendelkezik saját módszertannal, illetve követelményrendszerrel, amelyeknek minden körülmények között teljesülniük kell, valamint törekedni kell ezen egységek egyensúlyára is.

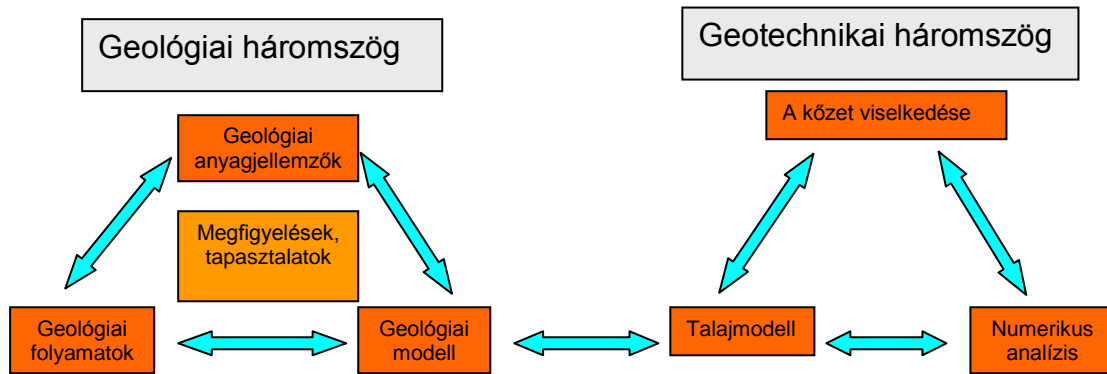
A geológiai modell felépítéséhez szükséges adatok gyűjtése, értelmezése és alkalmazása a geológiai-mérnöki funkció séma közepén helyezkedik el. A geotechnikai modellek előkészítésének az eredményesség érdekében követni kell a geotechnikai háromszög felépítését.



1-1. ábra. A geotechnikai háromszög és elemei

Egy, a geotechnikai háromszöghöz hasonló diagramba rendezhető az anyagjellemzők, a kőzet viselkedése és a modell egysége, amelyek a mérnökgeológiai háromszöget határozzák meg. A háromszög belsejében a helyesen megválasztott megfigyelési, tapasztalati értékek, benyomások helyezkednek el.

A mérnökgeológiai háromszög általánosabb területeket fed le, mint a geotechnikai háromszög. A két diagram közti kapcsolatot az 1-2. ábra mutatja (Knull 2003 alapján).



1-2. ábra. A mérnökgeológiai és geotechnikai háromszög közötti kapcsolat (Knull, 2003)

A mérnökgeológiai modell önmagában nem alkalmazható a mérnöki gyakorlatban, mert nem határozza meg egyértelműen a tervezéshez szükséges mérnöki feltételeket. Éppen ezért elengedhetetlenül szükséges, hogy a tervezési paramétereket egy újabb mérnöki elemzés részeként egy kőzetmodellbe építsük be. A kőzetmodellt azután hozzá kell igazítani a geotechnikai háromszög által meghatározott rendszerhez, amelyet aztán közvetlenül alkalmazhatunk egy matematikai vagy fizikai modell részeként, hogy a folyamat végén a mérnöki következtetéseket levonhassuk.

A mérnökgeológiai modelltől a kőzetmodellen át, a geotechnikai modellig vezető folyamat során elkerülhetetlen az egyszerűsítések alkalmazása annak érdekében, hogy a kiválasztott matematikai vagy fizikai modell a vizsgált problémát pontosan leírja. Az egyik modelltől a másikba történő átalakítás során feltétlenül meg kell bizonyosodnunk arról, hogy az aktuális feltételek olyan pontosan lefedik a végső analízist, amennyire csak lehetséges. Nagyon fontos megbizonyosodnunk arról, hogy a különálló egységek követelményrendszere érvényesül, hogy azokat megfelelő egyensúllyal vettük figyelembe és a különböző egységek közti kapcsolati folyamatok megfelelőek-e.

1.2 Mérnökgeológiai modellalkotás folyamata

A mérnökgeológiai modell részletessége a műszaki létesítmény, a földtani felépítés bonyolultságának, valamint az alkalmazás céljának függvénye. A mérnökgeológiai munkáknál olyan modellt használunk, amelynek térbeli rendszere elsősorban a földtani felépítést követi. Körülhatárolható térbeli, vagy síknak tekinthető elemei meghatározott térfogatúak (V_i), tömeggel rendelkeznek (M_i) és ezekhez az általunk választott tulajdonságok ($T_1 \dots T_i \dots T_n$), vagy tulajdonságváltozások ($f(T_1) \dots f(T_i) \dots f(T_n)$) rendelhetők. E mérnökgeológiai modellt megfigyelési, feltárási és vizsgálati adatok alapján, a műszaki célnak megfelelően a földtani környezet feltételezett törvényszerűségeinek figyelembe vételével, mérlegelés alapján kell meghatározni.

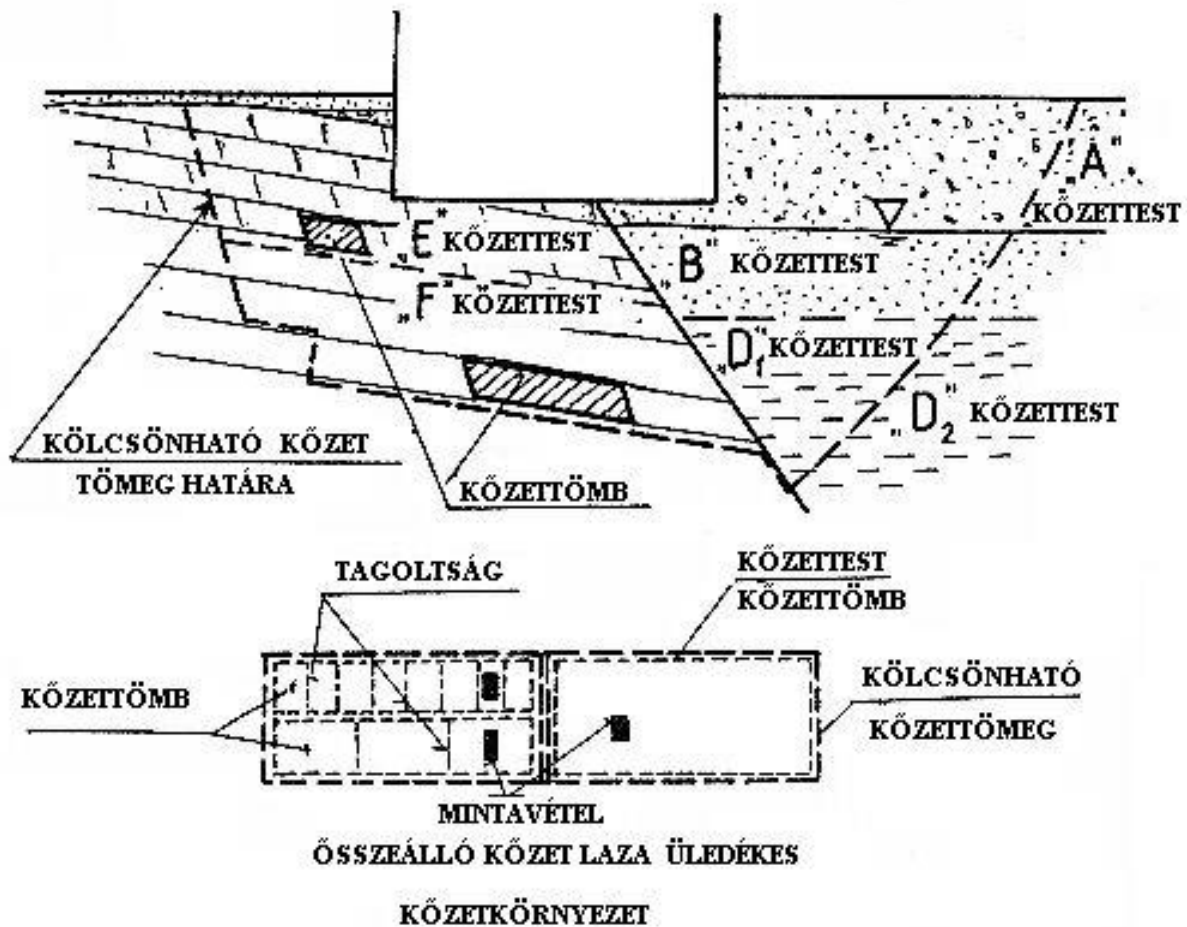
A mérnökgeológiai kőzetmodell elemei térbeli elemek, amelyeket határfelületek, (határfelületi elemek) választanak el egymástól, vagy a létesítménytől. A felbontáshoz szükséges határok meghúzása általában igen szubjektív, mert a határok felvételét sok tényező befolyásolja. Például, figyelembe kell venni a létesítendő műtárgy méreteit, a műtárgy környezeti hatásának határait, valamint a kőzet települését, rétegtani határait, kőzettani és kőzetfizikai tulajdonságokat, stb.

A modell-elemek fokozatosan kisebbedő elemekből állnak, minél kisebb egy modell-elem, annál pontosabban meghatározhatók annak a modell-elemnek a tulajdonságai, azaz annál jobban közelíti a valóságot. A modell-elemeket – természetesen mérnökgeológiai szempontból – homogénnek és izotrópnak tekintjük.

A mérnökgeológiai modellt a földtani környezetben a modell-elemekből kell megalkotni. Bármely térbeli modell-elem sajátosságai egy kisebb nagyságrendű térbeli és egy határfelületi modell-elem tulajdonságaiból tevődnek össze, azaz bármely modell-elem tulajdonságai levezethetők az alacsonyabb szintű (kisebb) modell-elemek tulajdonságaiból, amint azt az **1-1. táblázat** és az **1-3. ábra** mutat be.

1-1. táblázat. A mérnökgeológiai modell elemei (Gálos & Kertész, 1989)

<i>Térbeli modell-elem</i>	<i>Jellemző térbeli rendszer</i>	<i>Határfelületi modell-elem</i>
FÖLDTANI FORMÁCIÓ	Település	KÖZETHATÁR (kőzettelepülési határ)
KŐZETTEST		
KŐZETTÖMB	Szövet	TAGOLTSÁG (tagoló felület)
KŐZETALKOTÓK		(SZEMCSE-) KÖTÉS (anyagszerkezeti, érintkezési)



1-3. ábra. Mérnökgeológiai modell elemei (Gálos & Kertész, 1989)

1.3 A mérnökgeológiai modell elemei

Az alábbiakban a mérnökgeológiai modellek alapelemeit mutatjuk be kiterjedésében kisebbedő sorrendben.

Földtani formáció

A mérnökgeológiai kőzetmodell legnagyobb, földtani alapon különválasztható egysége a *földtani formáció*. A földtani formáció a földkéregnek az a része, ahol a keletkezés fő feltételei azonosak voltak. A különböző formációk egymáshoz fokozatosan, vagy éles határral kapcsolódnak a létrehozó földtani folyamatok jellegének megfelelően. Fokozatos átmenetet mutatnak a formációk akkor, ha a kőzetképződés körülményei fokozatosan, hosszú földtörténeti időszakok során változtak, éles az átmenet akkor, ha dinamikusak voltak a folyamatok, illetve ha a határok utólagos földtani változások hatására alakultak ki. A formációkat kialakulásuk helyéről, vagy arról a földtani korról szokásos elnevezni, amelyben képződtek, megemlítve a képződés körülményeit.

A mérnökgeológiai kőzetmodell a földtani formációkból az építőmérnöki tevékenység tárgyának figyelembevételével jelöli ki a feladat szempontjából számításba veendő kőzettömeget.

Kőzettömeg

A kőzettömeg a földtani formációnak az a téreleme, melynek határai mesterségesen, a mérnöki feladatnak megfelelően kerülnek kijelölésre. Alakját és a térfogatát a feladat műszaki paramétereinek, a kőzettömeget érő hatásoknak és a földtani körülményeknek együttes mérlegelésével lehet megadni.

A mérnökgeológiai modellezés a földkéreg egy tartományában, a kőzettömegben körülhatárolt olyan térelemekre vonatkozik, amelyeknek bármely pontjában a mértékadó kölcsönhatás még olyan jelentős lehet, hogy annak elhanyagolása meg nem engedett eltérést eredményezne. Ezt nevezzük kölcsönható (együttdolgozó, reaktív) kőzettömegnek, melynek határai a mérnöki feladatnak függvényében, mérlegeléssel kerülnek kijelölésre. A kőzettömeg egyes részeinek tulajdonságai igen eltérőek lehetnek, így a vizsgált kőzettömeg tulajdonságairól a megszokott értelemben nem beszélhetünk. A modell-elemek határai lehetnek:

- földtani, tektonikai, kőzettani határfelületek,
- a létesítmény épített elemeinek határai,
- szilárd földkéreg felszíne,
- szubjektív döntéssel meghúzott határok.

Kőzettest

A *kőzettest* olyan – általában tagolt – térelem, amely azonos kőzettani minőségű, tagolatlan kőzettömbökből áll. A kőzettest tulajdonságai részben a kőzettestet alkotó kőzettömbök tulajdonságaitól, részben a tagoltság mértékétől függenek. A kőzettestet alkotó kőzetek nemcsak anyagukban egyeznek meg, hanem a kőzetek tulajdonságaiban is (például mállottság, tagoltság, stb.).

A kőzettesteket egymástól olyan határfelületek választják el, amely mentén a kőzetminőség megváltozik, ez a változás lehet:

- éles (pl. két különböző kőzet határfelülete, tagoló felületek rendszerének változása, vetők, csúszólapok, stb.).
- fokozatos átmenetet mutató (pl. tagoló felület sűrűségének fokozatos változása, stb.). Ilyenkor a határ meghúzója szubjektív döntéssel alapszik.

A kőzettestről feltételezhető, hogy az homogén és izotróp tulajdonságokkal rendelkezik. A kőzettestben általában a kőzetre jellemző irányokban és hosszakban tagoló-felületek találhatóak. A kőzettest tehát azonos minőségű tagolt térelem, melynek tulajdonsága (T_M) függ a kőzettömb tulajdonságától (T) és a tagoltsági tulajdonságoktól (T_I):

$$T_M = f(T, T_I) \quad (1.1.)$$

Ha a kőzettest tagolatlan, akkor

$$T_M = f(T) \quad (1.2.)$$

Kőzettömb

A *kőzettömb* (más néven kőzetblokk) a kőzettestnek az a része, amit tagoló-felületek határolnak. A kőzettömb tehát tagolatlan, homogén és izotróp rész, a mérnökgeológiai modell legkisebb eleme. Természetesen a kőzettömb tovább bontható még kőzetalkotó ásványokra, de ezek elemzése már általában nem tartozik bele a mérnökgeológiai vizsgálat szintjébe, ugyanakkor néhány esetben (főleg agyagásványok jelenlétének) szükséges lehet ezek pontos ismeretére.

A kőzeteket a műszaki kőzettanban képződésük szerint osztályozzuk – a Magyarországon használt fontosabb kőzeteket **1-2....1-4. táblázatok** tartalmazzák.

Az osztályozás fő csoportjai:

- magmás kőzetek (**1-2. táblázat**)
- üledékes kőzetek (**1-3. táblázat**)
- átalakult kőzetek (**1-4. táblázat**)

A kőzet vizsgálatokor a következőket kell meghatározni:

- ásványi összetétel, eloszlása, vegyi jelleg;
- kőzetalkotók megnevezése, nagysága, alakja;
- kora;
- kőzetszövet a műszaki kőzettan szöveti megnevezése szerint;
- porozitás jellege és mértéke;
- szín;
- megtartási állapot, mállottság;

1-2. táblázat. A mérnökgeológiában használatos fontosabb magmás kőzetek

MAGMÁS KŐZETEK					
Kőzetcsoport	Vegyi jelleg a szilíciumdioxid tartalom alapján				Szöveti jelleg
	Savanyú	Semleges	Bázikus	Ultra bázikus	
Mélységi	GRÁNIT SZIENIT	DIORIT	GABBRÓ	WEHLIT	kristályos
Kiömlési	RIOLIT DÁCIT	ANDEZIT	BAZALT DIABÁZ		porfíros
Vulkáni tufák	RIOLITTUFA	ANDEZITTUFA	BAZALTTUFA		tufás
Meghatározó kőzetalkotó ásványok:	kvarc káliföldpát biotit horzsakő	plagioklász piroxén amfibol	plagioklász augit olivin	fém tartalmú szilikátok	

1-3. táblázat. A mérnökgeológiában használatos fontosabb üledékes kőzetek

ÜLEDÉKES KŐZETEK					
Törmelékes üledékek	Oldatból kivált, vegyi üledékes kőzetek				
Szemnagyság alapján:	Vegyi jelleg alapján:	tengeri eredetű			édesvízi
ALEUROLIT HOMOKKŐ KONGLOME- RÁTUM BRECCSA	Karbonátos	TÖMÖTT MÉSZKŐ	DURVA MÉSZKŐ	DOLOMIT	FORRÁSVÍZI MÉSZKŐ
	Szilikátos	HIDROKVARCIT			
	Szulfátos	GIPSZ, ANHIDRIT, ALABÁSTROM			
Átmenet a törmelékes és vegyi üledékek között:		AGYAGMÁRGA, MÉSZMÁRGA			
ragasztott	Szövet	karbonátos (bioklasztos, ooidos, onkoidos, pelites, mikrokristályos)			

1-4. táblázat. A mérnökgeológiában használatos fontosabb átalakult kőzetek

ÁTALAKULT KŐZETEK					
Vegyi jelleg / szerkezet	szilikátos				karbonátos
palás	AGYAGPALA	FILLIT	KVARCPALA		
tömbös	GNEISZ	AMFIBOLIT	KVARCIT	SZERPENTIN	MÁRVÁNY
Szövet	kristályos				

1.4 Homogenizáció, izotropia és folytonosság a mérnökgeológiai kőzetmodellben

A mérnökgeológiai modellben az egyes modell-elemek megítélését a homogenitás-inhomogenitás, valamint izotropia-anizotropia szempontjából az **1-5. táblázatban** szemléltetjük. Az alábbiakban Gálos & Kertész (1981), ill. Kertész & Vásárhelyi (2006) ajánlásait figyelembe véve mutatjuk be a mérnökgeológiai modell-elemek mikor tekinthetők homogénnek, izotropnak, valamint folytonosnak.

A mérnökgeológiai kőzetmodell elemei szempontjából a homogenitás és a heterogenitás, valamint az izotropia és anizotropia fogalmát a modell-elemeknek, mint térelemeknek nagysága; a műszaki feladat jellege és a létesítmény, valamint a modell-elem hatásmechanizmusa szerint, dialektikusan kell értelmezni.

A modellalkotáshoz ezeknek az összetartozó fogalom-pároknek alapvetően földtani, ezen belül kőzet-települési és tagoltsági, valamint kőzettani és anyagszerkezeti vonatkozásait kell tisztázni. E szemléletmódba kell illeszteni az építési feladat megvalósításához szükséges modell-elemekről alkotott képünket.

Elvileg minden mérnökgeológiai modell-elem heterogén és anizotrop. A kőzetmodellt a feladat rendszerében akkor tekinthetjük homogénnek (kvázi-homogénnek), ha a szemlélet módja szerint, a feladat nagyságrendjében a homogenitást zavaró tényezők elhanyagolhatók. Hasonlóan az izotropia is általában a műszaki sajátosságok szerint értelmezett kvázi-izotropia lehet csak. E tényezők különbözően értelmezhetőek földtani, kőzet-települési, tagoltsági, kőzettani és anyagszerkezeti szempontból.


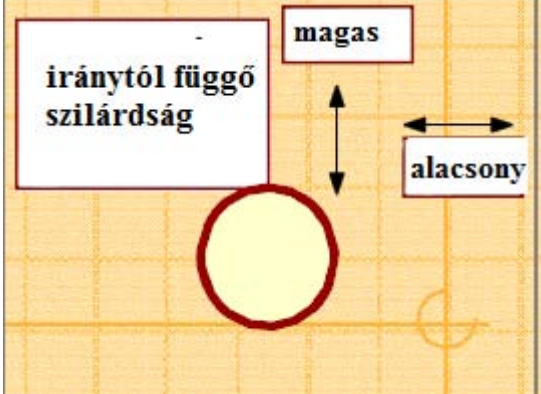
1-5a. táblázat. Homogenitás a mérnökgeológiai kőzetmodell rendszerében (Kertész & Vásárhelyi, 2006)

HOMOGENITÁS					
MÉRLEGELESI SZEMPONT	FÖLDTANI FORMÁCIÓ	KŐZET- TEST	KŐZET- TÖMB	KRISTÁLYOS	ALKATTALAN
				KŐZET-ALKOTÓ	
Földtani					
Települési	<i>Heterogén</i>			<i>Homogén</i>	
Tagoltsági					
Kőzettani					
Anyagszerkezeti					

The diagram consists of two side-by-side panels. The left panel shows a yellow grid background with a yellow circle in the center. Above the circle is a box labeled 'homokkő'. Two arrows point from the box to the circle. Below the panel is the label 'homogén'. The right panel shows a yellow grid background with diagonal lines. A yellow circle is in the center. Above the circle is a box labeled 'pala'. Below the circle is a box labeled 'homokkő'. Below the panel is the label 'heterogén'.

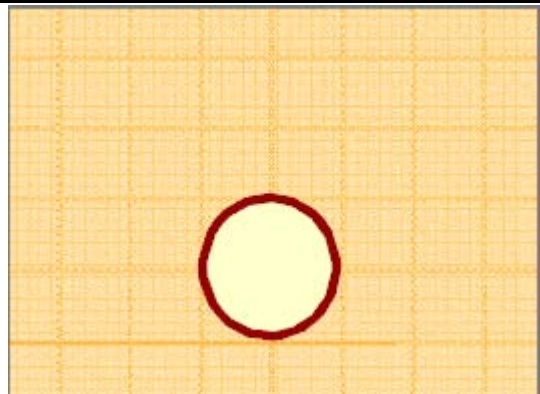
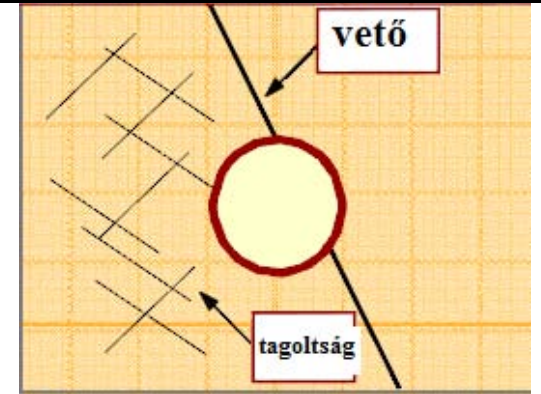
1-5b. táblázat. Izotrópia a mérnökgeológiai kőzetmodell rendszerében (Kertész & Vásárhelyi, 2006)

IZOTRÓPIA					
MÉRLEGLÉLÉSI SZEMPONT	FÖLDTANI FORMÁCIÓ	KŐZET-TEST	KŐZET-TÖMB	KRISTÁLYOS	ALKATTALAN
				KŐZET-ALKOTÓ	
Földtani				<i>Izotróp</i>	
Települési					
Tagoltsági					
Kőzettani					
Anyagszerkezeti					
<i>Anizotróp</i>					

	
Izotróp	Anizotróp

1-5c. táblázat. Folytonosság a mérnökgeológiai kőzetmodell rendszerében (Kertész & Vásárhelyi, 2006)

FOLYTONOSSÁG					
MÉRLEGLÉLÉSI SZEMPONT	FÖLDTANI FORMÁCIÓ	KŐZET-TEST	KŐZET-TÖMB	KRISTÁLYOS	ALKATTALAN
				KŐZET-ALKOTÓ	
Földtani				<i>Folytonos</i>	
Települési					
Tagoltsági					
Kőzettani					
Anyagszerkezeti					
<i>Nem-folytonos</i>					

	
Folytonos	Nem-folytonos

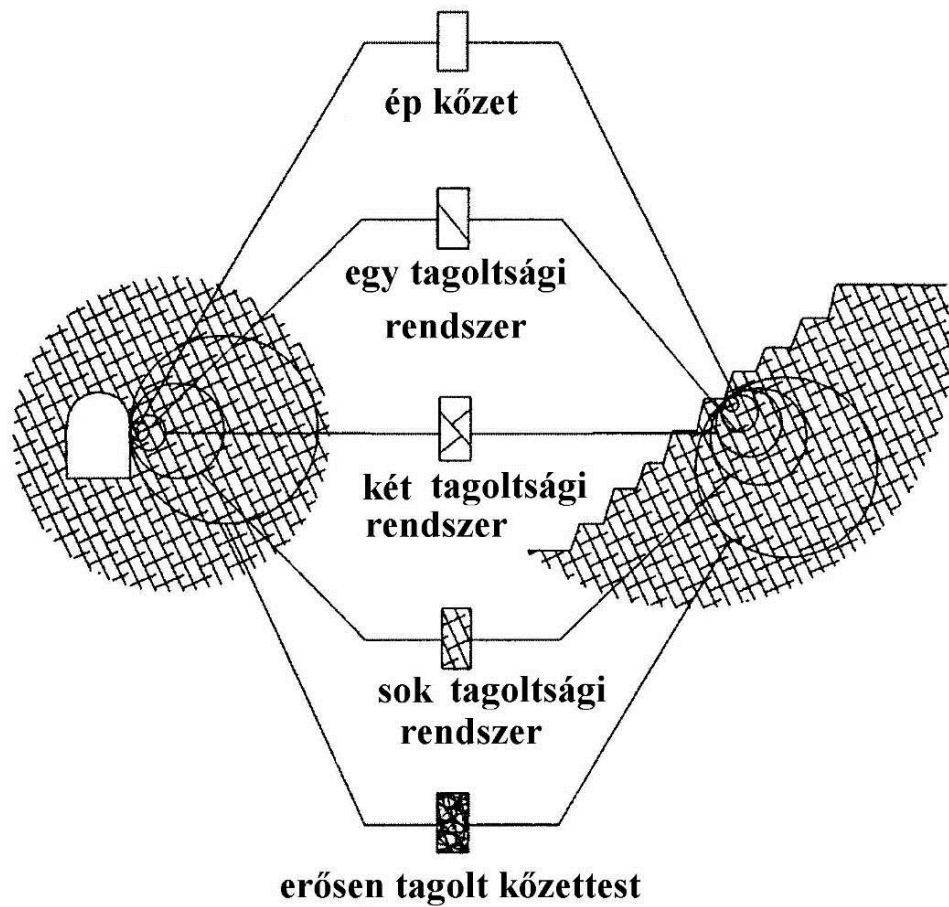
Egy földtani formáción belül földtani szempontból minden modell-elem homogén, a kőzet település szempontjából csak a kőzettest és az annál kisebb modell-elemek azok. Tagoltsági szempontból a kőzettest lehet homogén (tagolatlan vagy egyenletesen tagolt), vagy heterogén; a kőzettömb és a kisebb modell-elemek tagolatlanok, így e szempontból homogének. Kőzettani szempontból a kőzettest (és a kisebb modell-elemek) általában homogének, kivételes esetben pl. a dolomit-mészke vagy kavics-homok változatokból álló kőzettest pedig heterogén. Anyagszerkezeti szempontból homogének csak a szabályos elrendezésű atomhalmaz, a kristály tekinthető, az alakatlan kőzetalkotó, valamint az összes többi modell-elem e szempontból már heterogén.

Az izotrópia vizsgálata során a földtani formációt minden szempontból anizotropnak tekinthetjük, a kőzettest földtani és települési szempontból lehet izotróp is, e szempontból a kisebb modell-elemek izotrópok. Tagoltsági anizotrópia csak a kőzettestben és a nagyobb modell-elemekben értelmezhető; míg kőzettani szempontból anizotrópia (pl. rétegzettség) már a kőzettömb léptékében is. Anyagszerkezeti szempontból csak az alkattan, túlhűtött folyadéknak is tekinthető kőzetalkotó (pl. kőzetüveg) mondható izotrópnak, a kristályos kőzetalkotó anizotrop.

A földkéreg térelemeit általában kontinuumnak tekinthetjük, így a folytonosság érvényesülését csak egyéb szemszögből vizsgáljuk, ahol a folytonosság megszakadásának a vizsgált szempont szerinti hirtelen változásokat tekintjük. Így települési szempontból a formáció, tagoltsági szempontból a kőzettest és a formáció már nem tekinthető folytonosnak, kőzettani és anyagszerkezeti szempontból a kőzettömb folytonossága sem mindig áll fenn. Bray (1967) mutatta ki elsőnek, hogy abban az esetben, ha a tagoló-felületek száma meghaladja a 10-et, a kőzettest viselkedése csupán 5 %-ban tér el a valódi homogén és izotróp viselkedéstől. Hoek és Brown (1980) bebizonyították, hogy a homogenitás igen erősen függ a próbatest méretétől, azaz a legheterogénebb kőzettestből is kivehető homogén minta. Belátható, hogy a kőzettest csak abban az esetben tekinthető homogénnek, ha kevesebb, mint két tagoltsági rendszert tartalmaz, vagy ha teljesen feltöredezett (azaz több tagoltsági rendszert tartalmaz). E két eset között inhomogén viselkedése miatt a kőzetkörnyezet általában nehezen modellezhető. Ezt mutatja be az **1-4. ábra**.

Abban az esetben, ha a létesítmény kőzetkörnyezete egy, vagy két tagoltsági rendszert tartalmaz, mechanikai viselkedését homogén kőzettestként kezelni nem lehet. Erre mutatnak példát az **1-5. ábra** fényképfelvételei, amelyeken egy homogénnek nem tekinthető kevésbé tagolt sziklarézsüt, valamint egy homogén viselkedést feltételezhető, feltöredezett kőzetanyagú bányát láthatunk.

Az **1-6. ábra** alagút esetében mutatja be ezt: a blokkos, kőzettömbökből álló kőzettest viselkedésénél csak egyedi kőzettömbök viselkedésével írható le, míg a feltöredezett, több tagoltsági rendszert tartalmazó kőzettest már homogenizálható. Ez természetesen azt is jelenti, hogy, mint ahogy a későbbiekben látni fogjuk, más-más módszerrel kell az alagutat modellezni.



1-4. ábra. Kőzetkörnyezet osztályozása a tagoltsági rendszerek száma szerint (Hoek, 1994)



a

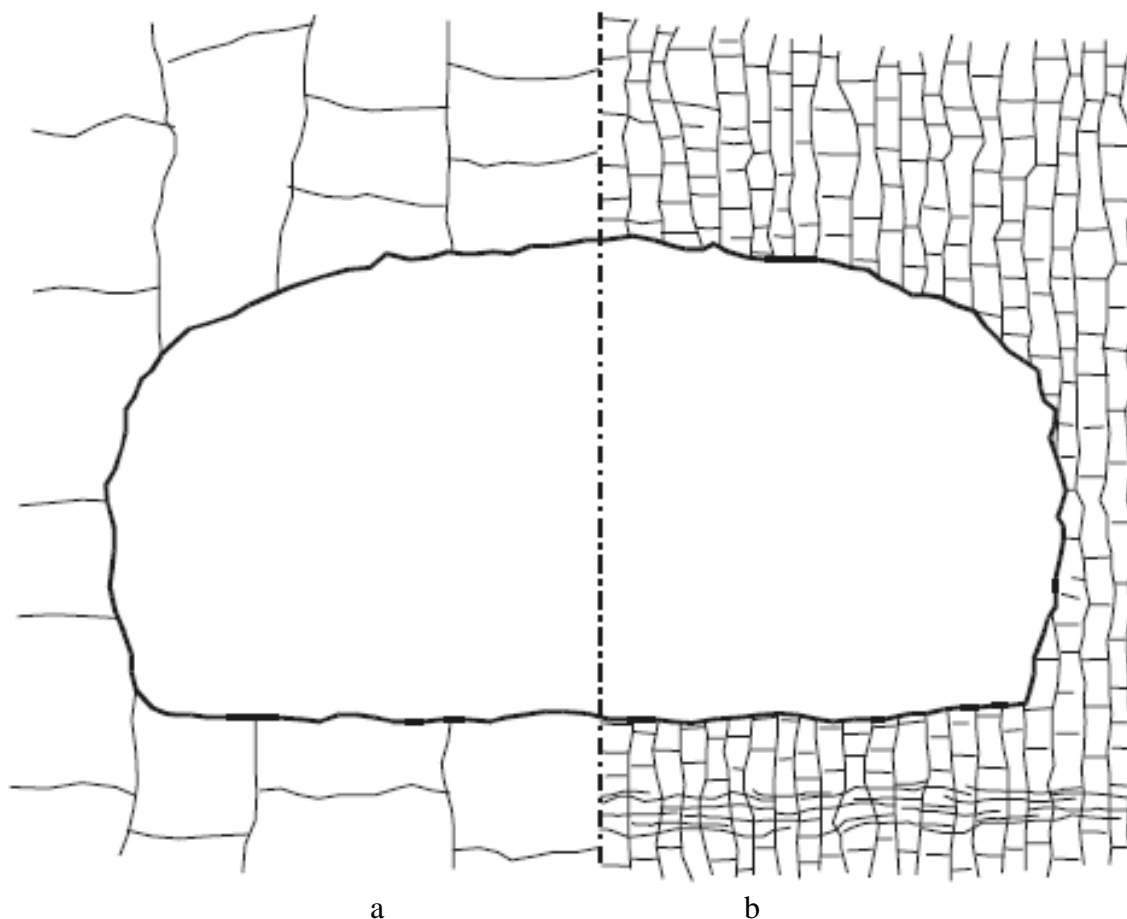


b

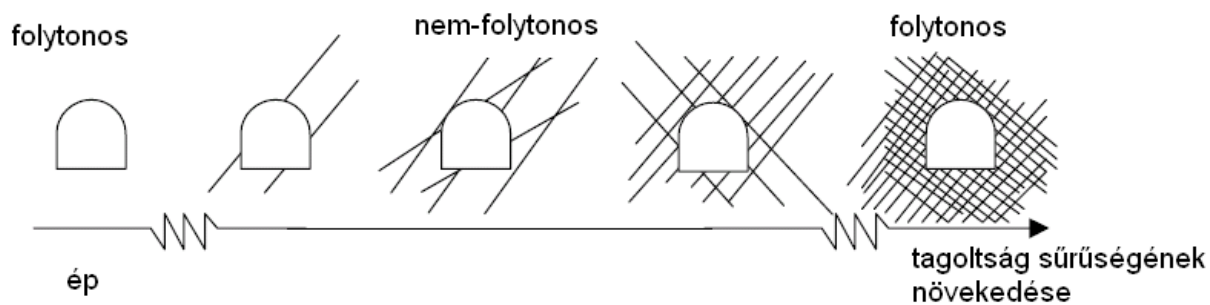
1-5. ábra. Csak egyedi kőzettömbök viselkedésével leírható (a), és homogénnek tekinthető (b) sziklarézsűk (Margat vára, Szíria)

A homogenizáció, illetve a folytonos modell alkalmazásának lehetősége egyrészt függ a tagoltságok sűrűségétől (**1-7 ábra**) és másrészt a tervezett műtárgy geometriájától is, melyre az **1-8. ábra** mutat példát. Itt jól érzékelhető, hogy a tervezett műtárgy méretéből, geometriájából adódóan ugyanazon kőzettest esetén is változhat, hogy folytonos, vagy nem-folytonos modellel közelíthető a számítás.

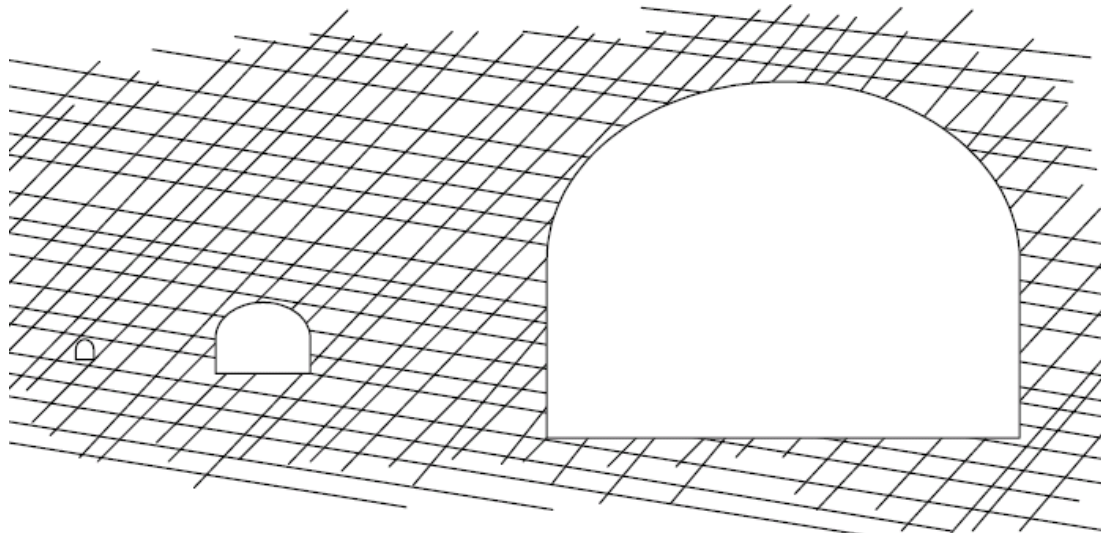
Bobet (2010) a kőzetmechanikában használatos a kontinuum és diszkrét modell közötti átmenetet alagutak esetén az alábbi ábrákkal szemlélteti (**1-9. ábra**)



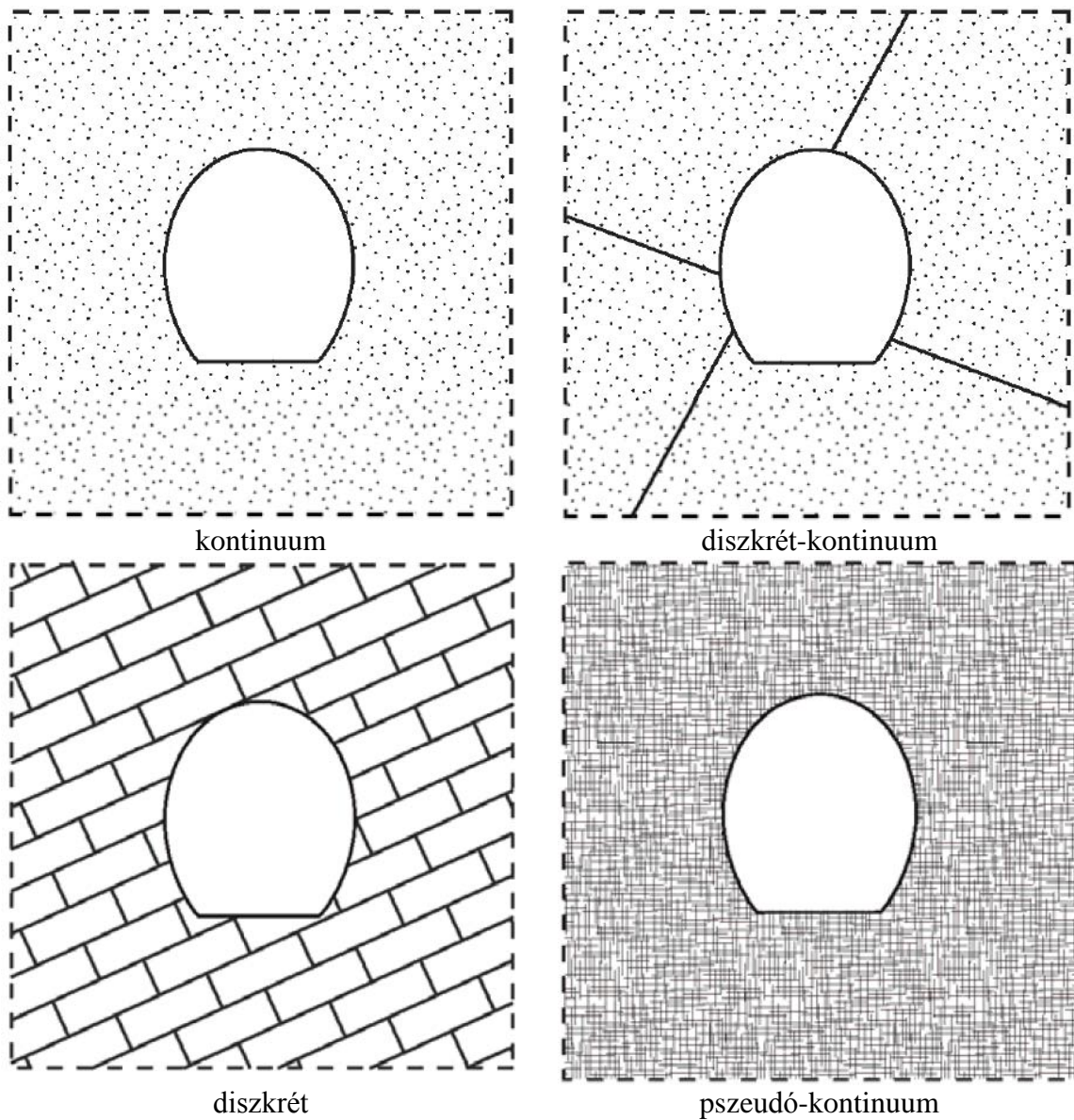
1-6. ábra. Példa a blokkos (a) és a feltöredezett (b) kőzettestekre az alagút méretének ismeretében (Barton, 1990)



1-7. ábra: Folytonos és nem-folytonos modellek a kőzetmechanikai modellezésnél (Edelbro, 2003)



1-8. ábra: Folytonos, nem-folytonos, illetve folytonos kőzettest ugyanolyan tagoltsági rendszer esetén, különböző vágatgeometriák esetén (Edelbro, 2003)



1-9. ábra. Kontinuum és diszkrét modellek a kőzetmechanikában (Bobet, 2010)

1.5 A modellezés folyamatábrája

A geotechnikai modellezéshez kapcsolódóan számos modellezési folyamatára kidolgozásra került (legismertebbek: Hoek & Brown, 1980, Pahl & Beitz 1984, Bardy & Brown, 1985; Bieniawski 1989 és 1993, Hudson 1993, Li et al. 1998). Az **1-10. ábra** Hudson és Feng által 2006-ban megalkotott, kezdeti modellezés közelítő eljárásán alapuló kapcsolati struktúráját mutatja, mely ma a kőzetkörnyezetben történő mélyépítési létesítmények tervezésekor az egyik leginkább elfogadott kőzetmechanikai modellezés. Ehhez csatlakozik az **1-11. ábra**, mely a tervezés folyamatát ismerteti. Ezen modellezési lehetőséget először Léber et al. (2008), majd Léber & Vásárhelyi (2011) mutatta be Magyarországon.

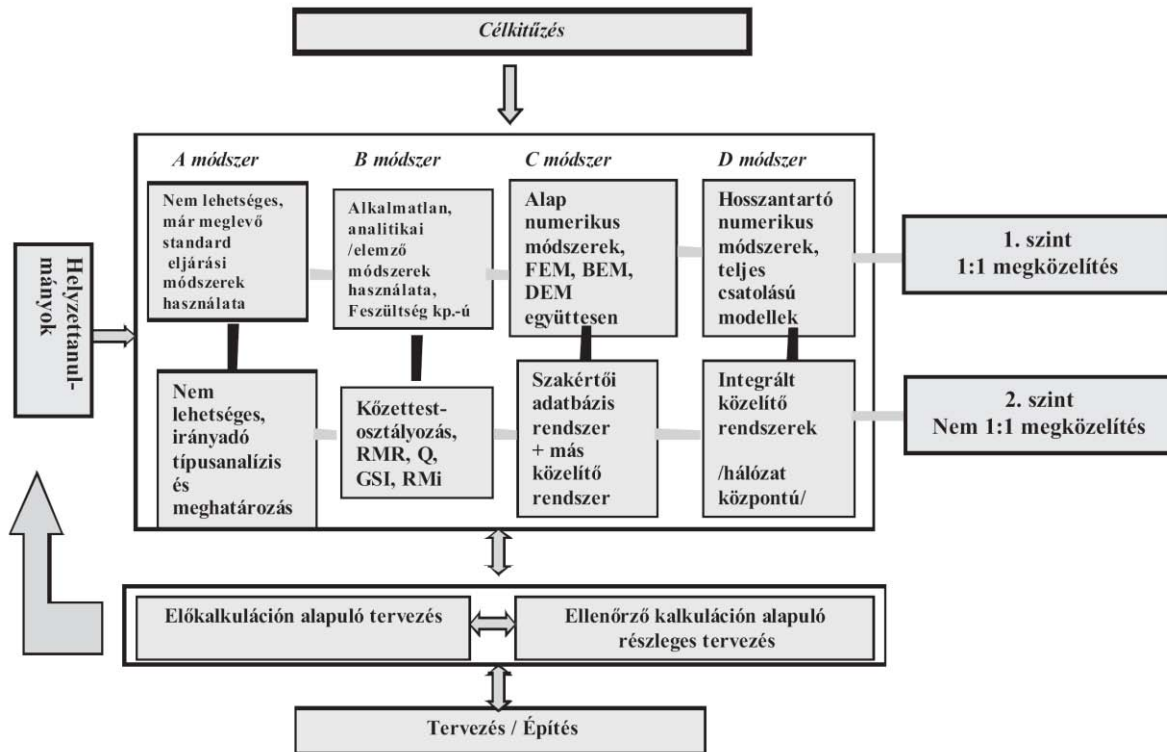
Megjegyezzük továbbá, hogy a bemutatott modellezési eljárást a közelmúltban Feng & Hudson (2010) továbbfejlesztette, lépéseit finomította.

Az **1-10. ábrán** ismertetett modellezési lépés nyolc kezdeti modellezési kategóriát foglal magába a projekt céljával, a helyszíni vizsgálatokkal együtt. A négy oszlop (A-D) bonyolultsági fok alapján négy különböző szintet határoz meg, balról jobbra haladva az egyszerűbbtől a bonyolult felé. Az első három kategória (A-C) a kőzetben való tervezés során széles körben elterjedt módszert mutatja. A negyedik, D kategória egy olyan kiterjesztett, összehangolt modellezési módszer, amely jelenleg még kidolgozás alatt áll.

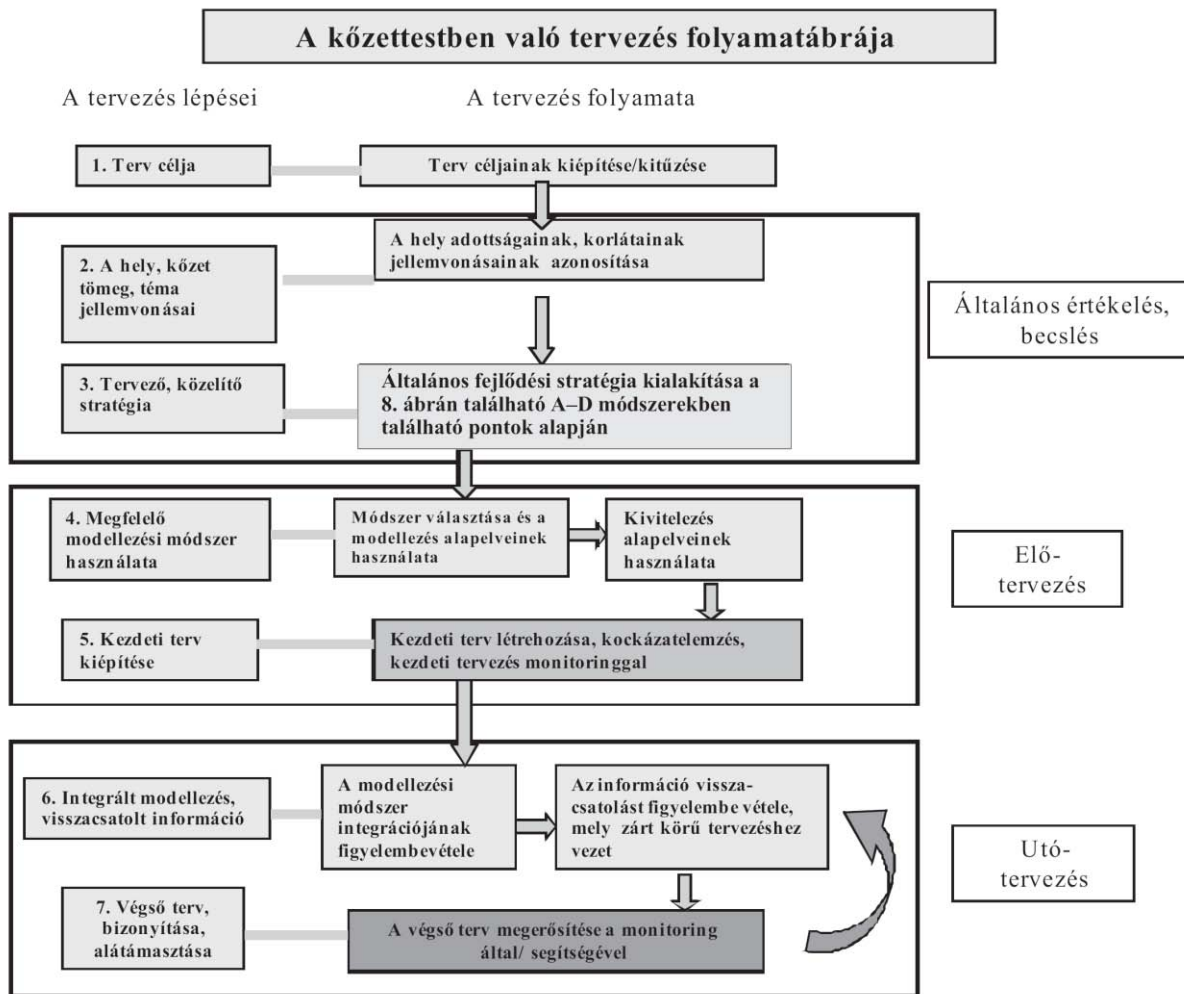
A két sorba rendezett nyolc módszer a modellezésben használt két fő irányvonalat képviseli: A felső sorban a teljes méretarányú, első szintű megközelítések a modellezés a geometria és az operációs mechanizmus 1:1 arányú leképzésére törekszik. A második, alsó szint módszerei nem veszik közvetlenül figyelembe a geometriát és a működési mechanizmust, tehát a teljes méretarányú leképzéstől eltérőt alkalmaznak. Például egy hálózati rendszer technikában a csomópontok alkalmazása szükséges, de a véges elemes megközelítéssel ellentétben az adott csomópont nem utal közvetlenül egy helyre vagy fizikai változóra.

A manapság igen elterjedt integrált megközelítés magában foglalja az elemzési módszerek párhuzamos és egymást követő alkalmazását, ezáltal összehangolva a kőzettestben való tervezést a kőzet paramétereinek figyelembe vételével. Az integrált modellezés egy olyan folyamatsorból áll, amely alkalmas a megismerés – kalibráció és módosítás – újra megismerés állomásain keresztül a kőzetkörnyezet viselkedésének prognosztizálására. A probléma megoldási folyamata alkalmas arra, hogy alkalmazkodjon a geológiai körülmények, a megközelítési módok, a mechanikai paraméterek és modellek, valamint az analitikai módszerek változásához.

A modellezésben bekövetkező bármilyen változáshoz alkalmazkodó képesség nélkülözhetetlen követelmény annak érdekében, hogy a modellezés, tervezés, kivitelezés és az adatok további vizsgálatának folyamatait visszacsatoláson keresztül véghez tudjuk vinni. A modellezést úgy kell lefolytatni, hogy elősegítse a vizsgált folyamatok megértését, különös tekintettel a bemenő és kimenő adatok viszonyára, illetve a változó tényezők hatása követhető legyen.



1-10. ábra. A kőzetmechanikai modellezés folyamatábrája (Hudson & Feng, 2006)



1-11. ábra. A kőzettestben való tervezés folyamatábrája (Hudson & Feng, 2006)

Az alábbiakban az **1-10. ábrán** bemutatott mátrix elemeit külön-külön ismertetjük és elemezzük.

A: 1-es szint Már meglévő szabványos/standard eljárások

A már meglévő megfelelő tervezési eljárás létrehozása a helyszíni vizsgálat mindenkor megfontolásai alapján, néhány helyszíni vizsgálat újabb táblázatban vagy folyamatábrában végződhet

B: 1-es szint Analitikus eljárások

Számítások elvégzése, pl. feszültséggel, elmozdulással kapcsolatos matematikai egyenletekkel – a bemenő adatok használatával (pl. projekt geometria, in situ feszültségek, kőzet együtthatók).

C&D: 1-es szint Alap és kiterjesztett numerikus eljárások

Numerikus modell használata a kontinuum vagy diszkontinuum megjelenítés alapján, így a kőzetkörnyezet a tartalmazó üreggel explicit módon modellezett. A numerikus modell adatai és ezek alkotó modelljei és a helyszíni vizsgálatokból megállapított tönkremeneteli kritériumok bemenő paraméterek a feszültség-alakváltozás mező, elmozdulás, törési/folyási határ meghatározásához. A D modellben kapcsolt eljárások tartalmazhatják a termo-hidro-mechanikai kapcsolt eljárásokat.

A: 2-es szint Precedens típusú analízis (PTA)

Ennek az eljárásnak az alapja, hogy meghatározzuk hogy melyik korábbi eljárás hasonló a vizsgált feladathoz. Ugyanakkor ez lehet egy kiegészítő eljárás is egy másikhoz, pl. egy másik eljárás eredményeinek ellenőrzéséhez használható

B: 2-es szint Kőzettest osztályozás

A projekt és a helyszín bemenő adatait táblázat alapján használjuk, majd a kőzettest minőségre következtetést vonhatunk le. A biztosító szerkezet tervezése empirikus összefüggéssel megkapható.

C: 2-es szint Alap rendszer eljárások

Általános érvényű rendszer eljárás, célja, hogy megkapjuk a rendszer legdominánsabb változóit és paramétereit. Külső rendszer alkalmazása a vágat felület bizonytalanságainak érvelésének végrehajtásában, szabályok, sematikus hálózat alapján bemutatott tapasztalati tudás alapján – bemenő információval amely a probléma-specifikus megoldásra. Mesterséges intelligencia modell alkalmazása, pl. neurális hálózat, hogy a megismert nem-lineáris összefüggést az adat és az analízis és a tervezési megoldás között

D: 2-es szint Integrált rendszer eljárások, esetlegesen internet alapú

Még fejlesztés alatt: egy feljövőben lévő irányzat, melynél egyesítik a magas szintű technikák rendszer információit (pl. térfigyelő rendszerek, internet, a párhuzamos programozás többfunkciós kihasználása), a probléma megoldó folyamata az eljárás egyesítés folyamatát követi.

A modellezési folyamatot nehezíti, hogy minden egyes tervezési feladat egyedi, így felmerül a kérdés, hogy a különböző kőzetmechanikai modellhez és tervezési eljáráshoz szükséges információ mennyisége, minősége, megfelelősége hogyan ellenőrizhető. A kezdeti helyszíni vizsgálatok és az előtervezés során ezek nem mindig azonosíthatók, ezért kiemelkedően fontos az utótervezés.

A kivitelezés elkezdése előtt a tervezés helyszíni feltáráson alapul, amely az előtervezés része. A kivitelezés alatt az adatok kivitelezési megfigyelésen alapulnak, ezeknek az adatoknak a feldolgozása az utótervezés része.

Sok esetben a helyszíni vizsgálatra meghatározott pénzüsszeg egy bizonyos szinten véges, és a vizsgálatok egyszerűen addig tartanak, amíg a pénz el nem fogy. Ebből adódóan a projekt annyira jól lesz megtervezve, amennyire az elérhető információk engedik. Az esetek döntő többségében a helyszíni feltárásra szánt pénz nem elegendő, de az is előfordult, hogy a szükségesnél több pénzt fektettek a szükségtelen vizsgálatok elvégzésére.

Az előtervezés az **1-10. ábrán** szereplő 4. és 5. lépést képviseli, míg az utótervezés a 6. és 7. lépés. Különböző módszerek különböző technikát igényelnek, így a szükséges információ eljárásról eljárásra változik, ezek közül néhány eljáráshoz szükséges információ mennyiségi, néhány eljárás minőségi természetű.

Az analitikus eljárások és a numerikus modellek esetében közvetlen mennyiségi összefüggés van a szükséges információ és a megoldás között. Bár a mennyiségi természetű információ meghatározásának eljárásának természetében és bonyolultságában különböző.

Az 1. szint B módszere viszonylag egyszerű, így az információk mennyisége kevesebb, azonban az 1. szint D eljárása, különösen a kapcsolt modellek, elég bonyolultak. Az utóbbi eljáráshoz szükséges információ kiterjedt a törések, hőmérséklet, kémiai összetétel, és a víz tekintetében. Valamint sok esetben bonyolult nem lineáris összefüggés áll fenn bemenő adatok és az eredmények között, amelyet nem lehet az analitikus megoldások szintjére egyszerűsíteni. Tehát a modellezési eljáráshoz szükséges helyszíni vizsgálati információ az adott probléma természetétől és összetettségétől függ.

Az 1. szintű eljárások esetében a már meglévő általános eljárások az egyszerűbb esetben tervezési lehetőségként jönnek számításba, ahol a körülmények jól ismertek, de az továbbra is szükséges a várható körülmények felmérése. Már több információ szükséges alapvető numerikus modellezéshez, ahol részletesebb adat szükséges a geometriáról és a törések mechanikai tulajdonságairól. Végül pedig a kiterjesztett modellek pl. a termo-hidro-mechanikai kapcsolt modellek egészen sok bemenő paramétert igényelnek, a változók közti kapcsolattól függően, amelyek a kódba beépítettek.

A 2-es szint eljárásai esetében a precedens analízisek, pl. a már meglévő eljárások, olyan alapvető információkat követelnek, amelyek az új körülményeknek legjobban megfelelő eljárást ki lehet választani az elérhető precedens típusok közül.

Az alapvető kőzetazonosító eljárások közül a változók és azok kapcsolatai pontosan azonosítottak, amely világosan megadja a szükséges információ mennyiségét és minőségét. Ha az eljárás további komponenseket vagy kapcsolatot igényel, akkor több információ szükséges.

Az utóanalízishez szükséges információ a projekttől függ, vagy a tervezés kalibrációjától, utóanalízis paramétereitől, veszély elhárítástól, újratervezéstől, vagy további vizsgálat szükségességétől. Ezért az utótervezéshez szükséges információt aszerint kell meghatározni, hogy milyen a modellezési eljárás, az adott kőzetmechanikai projekt természete, a tervezés menete és részletessége, valamint mik az ehhez kapcsolódó célok.

A monitoring rendszer alkalmas lehet a nagy, hagyományos alagút tervezésének megfelelőségének ellenőrzésére.

Az utóanalízishez szükséges információ alkalmazása

- Az alagutaknál mért alakváltozást fel lehet használni a tervezéshez alkalmazott kőzetmechanikai paraméterek visszaellenőrzéséhez
- A talajkiemelés és falazatbeépítés következtében kialakuló, mért elmozdulásokat és feszültségeket lehet felhasználni a kőzetkiemelés és falazat megfelelőségének ellenőrzéséhez. Az így kapott értékek használhatók, hogy tervezett kőzetkiemelés és falazatbeépítés változtatására szükség van-e. Továbbá segít a biztonságos kivitelezés megtervezésében.
- A felszín alatti víz mért eredményei alkalmasak arra, hogy ellenőrizni lehessen a vízzáró rendszer méréseit. További meg lehessen állapítani, hogy szükségesek-e további mérések.
- A kivitelezés alatt mért alakváltozás vissza tudja igazolni, hogy a tervezés és a kivitelezés megfelelő-e.

Nagyon fontos hogy hatékony, folyamatos kommunikáció legyen a kivitelezés, a tervezés és a helyszíni vizsgálat összes résztvevői között. Mindenkinek tisztában kell lennie a pontos célokkal: mik a megkövetelt információk, mik a főbb elemek. Minden szükséges információt a megfelelő részletettséggel pontosan bele kell foglalni a szerződésbe.

Mindez a projekt céljainak a pontos megértését és ismeretét követeli, együtt a befogadó kőzet előzetes felmérésével és kőzetmechanikai kondíciókkal, amely aztán a modellezési eljárás kiválasztásához vezet. Amint a megfelelő modellezési eljárás kiválasztásra került, a szükséges biztosítási rendszert is meg kell állapítani. A kiválasztott eljárás már azonosítja a szükséges információkat. Az esetleges rések kezelése már nagyobb tapasztalatot igényel. Aztán következik az aktuális tervezés és modellezés a megfelelő technikai megfigyelési folyamattal egyetemben.

1.6 Megoldási módszerek a geotechnikában

A kőzetkörnyezetben történő tervezés analitikus, számítógéppel segített és numerikus eljárásokkal történhet. Mindegyik módszer esetében szükség van a kiindulási feltételek rögzítésére, a kapott eredmények értékelésére. A kapott eredményeket különböző mértékű hiba terheli.

Analitikus módszer

Azoknak a geotechnikai problémáknak a megoldása során, amelyeknél azonosíthatók a peremfeltételek és az anyagi viselkedés legfőbb jellemzői, egzakt, tapasztalati értékeken alapuló empirikus összefüggések alkalmazhatók. Ennek az eljárásnak lényege, hogy az összetett anyagi viselkedést az egyszerűsítések utáni állapottal egyenértékű matematikai egyenlettel oldja meg, amely elsősorban arra alkalmas, hogy előtervezés során megadja a várható elmozdulások és szerkezeti erők nagyságrendjét, azonban az összetett valós viselkedés elemzésére már nem alkalmazhatók.

Számítógéppel segített tervezési módszer

A módszer lényege, hogy a differenciálást, vagy az integrálást algebrai összefüggésekkel helyettesíti, tehát a nehezen kezelhető folytonos változók terét a diszkrét változók terére képezi le, és a megoldás ezen műveletek eredményeképp adódik. Például a differenciálhányadosok helyett differenciahányadosokkal, integrál helyett lépcsős görbe alatti területet vesz figyelembe. A számítási eredmény pontossága attól függ, hogy milyen sűrű osztást vettünk fel, ugyanis minél kisebbek az intervallumok, annál több függvényérték számítására van szükség, ezzel csökkenthető a diszkretizálásból eredő hiba nagysága, ugyanakkor a számítási lépések mennyisége növekedik, ezáltal megnő a számítások ideje, numerikus hibája és költsége is.

Numerikus módszer

A módszer lényege, hogy a feladat megoldása folytonos egyenletrendszerek sorozatával történik. A numerikus módszerek hosszú idő óta jelen vannak a mérnöki tudományban, azonban bonyolult megoldási eljárásuk miatt csak a számítógépek elterjedése után váltak széles körben alkalmazottá. A numerikus analízis közelítő megoldásokra törekszik, de úgy, hogy a megoldások bizonyos elfogadható hibahatáron belül maradjanak. Numerikus eljárások hatékonyságának mérése: időigény, szükséges számítási lépések száma, egy iterációs lépéshez szükséges memóriaigény, eljárás pontossága, a közelítési és képlethibák mennyire öröklődnek át a következő számítási lépésre.

Különböző építésföldtani viszonyok között a bemutatott folyamatábrán súlyponti eltolódások lehetnek, pl. blokkos kőzetkörnyezetben az empirikus módszer válhat uralkodóvá, míg duzzadó kőzetkörnyezet esetén a megfigyelés jelentősége nőhet meg.

1.7 Numerikus modellezés alapelvei

A modellezés egy olyan idealizációs folyamat, amely alapján a valós viselkedés leegyszerűsítésével lehetőség van a vizsgált feladat elemzésére, az egyensúlyi helyzetbe történő beavatkozás után várható viselkedés előrejelzésére. A modellezési folyamat az eredmények ellenőrzésével, majd érvényesítésével zárul, amely akár egy iterációs folyamattá is alakulhat. Egy komplex viselkedésű, változó összetételű anyag esetében a tapasztalati értékek és egyszerűsítő eljárások alkalmazása elengedhetetlen. Ezzel kapcsolatosan hangsúlyoznunk kell azt, hogy a tapasztalati értékek és az egyszerűsítések megfelelőek-e. A helyes alkalmazás igen fontos, valamint a kapott eredményeket értékelni kell. Az ezekre alapuló mérnöki következtetések helyességét is meg kell vizsgálni. A modellezési folyamat során meg kell bizonyosodnunk arról, hogy a kiválasztott fizikai és matematikai modell a egyszerűsítésekkel is teljesíti-e a vizsgálat célját.

Egy modell akkor jól felépített, ha térbeli kiterjedése (tartománya) megfelelő, ha minden lényeges folyamatot, szerkezeti vagy anyagi mechanizmust, minden tulajdonságot, változást, valamint esetlegesen előforduló ideiglenes hatást tartalmaz. Az alkalmazott számítógépes kódoknak a vizsgált problémára vonatkozó alkalmasságát ellenőrizni kell, és a kódnak a modellezett geometriai jellemzőkkel és a vizsgált időintervallummal összefüggésben kell lennie, továbbá nem szabad figyelembe vennie a rosszul meghatározott, vagy szubjektív tulajdonságokat. A kapott eredményeknek összefüggésben kell lennie a tervezés céljával.

Minden egyes számítógépes program alkalmazásánál a felhasználónak meg kell bizonyosodnia arról, hogy a program által használt megoldási eljárás alkalmas-e az adott probléma vizsgálatára.

A numerikus tervezés alapelvei a következők:

- A tervezés célját egyértelműen meg kell határozni a várható végeredményekkel együtt;
- Minden releváns eredménynek rendelkezésre kell állnia modellhez;
- Kizárólag a helyesnek becsült eredményt szabad elfogadni;
- A modell tartományának megfelelő kiterjedésűnek kell lennie ahhoz, hogy közelítően pontos eredményt adjon a vizsgált feladatra vonatkozóan;
- Abban az esetben, ha nem minden tervezési követelmény kielégítő, akkor az alkalmazott becslések és feltételezésekből jelentkező hibák nagyságát és minőségét előre meg kell becsülni;
- Ha a modell megfelel a felállított követelményrendszernek, akkor az eredmények értékelésére egy szűrési-ellenőrzési feltételrendszer felállítása szükséges;
- Szükség esetén egy modellezési ajánlás is bevezethető a különböző számítógépes kódok kiválasztása és alkalmazhatósága alapján.

Az alábbiakban rövid leírást adunk a különböző kőzetmechanikai problémák megoldására használt numerikus eljárásokról. A numerikus módszerek egy adott probléma tér- és időtartomány diszkrét pontjaira vonatkozó megoldások meghatározására alkalmasak. A megoldásfüggvényeket a diszkrét pontokra felírt interpolációs polinomokkal közelítjük. A kőzetmechanikai modellezésben leggyakrabban alkalmazott numerikus eljárások az alábbiaknak megfelelően csoportosíthatók:

1 *Kontinuum modellek*

- véges differencia módszer (Finite Differential Method - FDM)
- véges elemes módszer (Finite Element Method - FEM)
- peremelem módszer (Boundary Element Method - BEM)

2 *Diszkrét módszer*

- Diszkrét elemek módszere (Discrete Element Method - DEM)
- Diszkrét törések hálózatának módszere (Discrete Fracture Network - DFN)

3 *Hibrid (kontinuum-diszkrét) modellek*

A numerikus módszerek jellemzője, hogy a modell részletességét a közelítő megoldás pontossági igénye határozza meg. Ezeknél a modelleknél a vizsgált mennyiségeket tartalmazó parciális differenciálegyenletek megoldása helyett az ezekből matematikusok által levezetett algebrai egyenletrendszert állítunk fel az állapotváltozók diszkrét tér- és időbeli pontokon érvényes értékeire. A megoldandó egyenletek nagy száma miatt a modellezett probléma megoldása minden esetben számítógép alkalmazását igényli.

Az alábbiakban rövid áttekintést adunk a mérnökgeológiai modellezésben használatos numerikus módszerekről, azok kőzetmechanikai szempontból vizsgáljuk az előnyöket és hátrányokat. Legjelentősebb szakirodalom ebben a tekintetben Jing és Hudson (2002), valamint Jing (2003) ilyen irányú összefoglaló és értékelő művei, melyeket az eljárások ismeretesenél figyelembe vettünk.

Véges differencia módszer (Finite Difference Method - FDM)

A *véges differencia módszer* a parciális differenciálegyenletek numerikus megoldásának egyik legrégebbi módszere. Lényege, hogy a folytonos teret diszkrét pontok rendezett halmazával modellezi. A differenciálegyenleteket differencia egyenletekké alakítja át. A differencia értékeket a diszkrét pontokra illesztett polinomok deriválásával határozza meg.

Az egyenletek felállítása és megoldása lokalizált, amely kedvezőbb a számítógép memóriakihasználtsága szempontjából.

A módszer hátránya azonban, hogy a polinomok deriváltjainak alkalmazása nem teszi lehetővé a bonyolultabb formák peremének követését. Az egyenlőtlen osztásközű háló alkalmazása esetén az elemek alakja eltérhet az ideálisnak feltételezett izometrikustól. A különböző irányokban eltérő paraméterek kezelése nehéz, ha azok nem esnek egybe a főirányokkal. A véges differencia módszer nehezen kezeli az anyagi heterogenitást, az összetett peremfeltételeket és a kőzetkörnyezeti töréseket.

A megoldást nagy mértékben befolyásolja a diszkretizáció során felvett pontok száma is. Hirtelen hálóméret változás, illetve a torzult alakzatok szintén csökkenthetik a számítás pontosságát.

Ez a módszer elsősorban a strukturált, egységes általában négyszög (2D) háló esetén alkalmazható megfelelő biztonsággal.

A módszer hátrányainak csökkentésére fejlesztések kezdődtek, amelynek eredményeképp kidolgozták az ún. *véges térfogat módszerét* (finite volume method - FVM), amelynek

lényege, hogy a hálóelemek közepéhez, vagy a háló rácspontjaihoz rendelt változókkal már lehetőség van különböző anyagjellemzők definiálására a különböző cellákhoz. Ennél a módszernél kedvezőbb a hálógenerálás folyamata és a tetszőleges alakú háló peremfeltételeinek kezelése is.

A véges differencia alapú módszerek esetében azonban a szomszédos hálópontok közti funkciófolytonosság miatt a törések pontos modellezése nehéz, és a véges elemes módszerrel ellentétben speciális törési algoritmusok definiálása sem lehetséges. A törési mechanizmusok modellezésére történtek fejlesztések, ma már lehetőség van az anyagi tönkremenetel terjedésének elemzésére, azonban a törési felszín definiálása nélkül.

Általánosságban elmondható, hogy népszerű, széles körben alkalmazott eljárás, mert általában az összes kőzetmechanikai problémakör megoldására használható.

Véges elemes módszer (Finite Element Method - FEM)

A véges elemes módszer lényege, hogy a vizsgált szerkezet, illetve anyag alakját jól követő, véges számú elemekre (2D-s feladat esetében háromszögekre vagy négyszögekre, 3D-s esetben tetraéderekre) bontja. Az elemek nem folytonosan, hanem sarokpontjaikon kapcsolódnak. A közelítő megoldást a vizsgált tartomány elemein folytonos függvények formájában keresi. Minden elemre meghatározott integrálokat kapunk, amelyek kompilálása adja az ismeretlenek meghatározására alkalmas egyenletrendszert. Minél több elemet használunk a modell felosztásához, a megoldás pontosabb közelítése lehetséges. Az elemen belül elsődlegesen meghatározott elmozdulás-mezőből számítható az alakváltozás, és az alakváltozásból a feszültség-alakváltozás összefüggésből számítható a feszültség.

A módszer előnye, hogy egyszerű alapelvek alkalmazásával összetett problémák elemzésére is alkalmas. Az elemek mérete és alakja változtatható, a véges elemes módszere a bonyolult forma problémáját is tudja kezelni, ezért széles körben alkalmazható eljárássá vált. Minden elemhez különböző anyagi tulajdonság definiálható. Az eljárás a legszélesebb körben alkalmazott numerikus eljárás a tudományos és mérnöki területen, mert elegendő flexibilitással rendelkezik, amely alkalmas az anyagi heterogenitás, a nem-lineáris deformáció (főként plaszticitás), az összetett peremfeltételek, in situ feszültségek és a gravitáció kezelésére.

A módszer hátránya azonban, hogy a megoldandó egyenletrendszer mátrixa összetettebb, ugyanis nagyobb mennyiségű egyenlet egyidejű megoldása szükséges. A véges differencia módszerek esetében, amely növeli a számítás idejét, illetve a számítógép kapacitásának növelését. További hátrányt jelent, hogy a közelítés hibájának nagyságrendje nem becsülhető. A számítás időigénye növekedik, ha a probléma nem lineáris, amely az esetek nagy részében fennáll. Az eljárás nagy hátránya, hogy a modell felállítása nagy előkészületet igényel. Ez különösen a 3D-s modell esetében kritikus, és ebben az esetben akár hálógenerálási problémákhoz is vezethet. A modell előkészítése időigényes.

A globális merevségi mátrix nehezen megoldható a törési nyílások eredményeként bekövetkező anyagfolytonosság megszakadása miatt, így a módszer nehezen alkalmazható a törések és azok terjedésének kezelésére, valamint az elforduló blokkok elemzésére. Speciális algoritmust fejlesztettek ki, hogy kiküszöböljék ezt a hátrányt, pl. diszkontinuum alakzat

funkciók alkalmazásával, amelyben a törések felülete hozzárendelt távolság funkcióként vannak definiálva. A töréseket elmozdulás diszkontinuumokként definiálták.

A továbbfejlesztett eljárás csonkított diszkontinuum alakú egyenletek használ a folytonos kőzettestek kezelésére és a törések szimulálására. Ez az eljárás a vizsgált geometriától független hálóval is rendelkezhet, ezért a hálógenerálás nagyságrendekkel egyszerűsített és törési folyamata szimulálása nem igényli a háló frissítését.

Az összetett belső szerkezetű és külső peremek esetében a hálógenerálás egy alapvető feladat a véges-elem módszer alkalmazása esetén. Összetett geometria esetén ez a feladat kritikussá válhat a 3D-s problémák kezelésében. Eljárások kidolgozása folyik a „háló nélküli” eljárás kiterjesztésére, amely nagy mértékben egyszerűsítheti a hálógenerálási feladatokat.

Peremelem módszer (Boundary Element Method - BEM)

Ez az eljárás egyre népszerűbb, annak ellenére, hogy nem rendelkezik a véges-elem módszer rugalmasságával és általános alkalmazhatóságával, és a bonyolultabb matematikai összefüggések alkalmazása miatt nem könnyű az alkalmazás hátterét megérteni.

A peremelem módszer lényege, hogy a véges-elemes módszer alapelvét használja, azonban kizárólag a vizsgált közeg vagy szerkezet peremén megfelelő sűrűséggel felvett pontok halmazából adódó matematikai egyenletrendszerből nyeri a vizsgált feladat megoldását. A pontokat összekötő háló szabálytalan alakú, azonban a szomszédos elemek élének és csomópontjainak illeszkedniük kell. A peremelemes módszer olyan közelítő függvényeket használ, amelyek a vizsgált tartományra vonatkozó differenciálegyenleteket kielégítik, a peremfeltételeket viszont nem. (A véges-elemes módszernél a tartományon értelmezett közelítő függvények közelítően elégítik ki mind a differenciálegyenletet, mind a peremfeltételeket.) Bár a megoldandó egyenletek száma lényegesen kevesebb, azonban az eljárás trigonometrikus és logaritmikus összefüggéseket tartalmazó egyszerűsítéseket alkalmaz, amelyeknek megoldása lassítja a számítást. A peremeken előforduló szingularitások sok gondot okoznak.

A nagyméretű térfogati felosztása miatt a véges-elem módszer nem alkalmas olyan problémákra, ahol perem és a térfogat aránya kicsi, mert sok elem szükséges a felület leképzésére. A peremelem módszer alkalmazása ezekben az esetekben sokkal célravezetőbb, mert a közelítések kizárólag a peremekre korlátozódnak. Azokban a feladatokban, ahol kizárólag az üreg felszínét kell vizsgálni, a problémát leíró bemenő adatok mennyisége nagy mértékben leszűkül és a végtelen kiterjedésű kőzet hatása automatikusan számba vevődik. Éppen ezért ez a módszer kizárólag olyan problémára alkalmazható, ahol kőzetkörnyezet homogén, izotóp és rugalmas. Ilyen vizsgálatok elsősorban a feszültség koncentrációk közelítő vizsgálatára alkalmasak kőzetben kiemelt üreg esetében.

A módszer előnye, hogy a bemenő adatok száma sokkal kisebb, mint a véges elemes módszereknél. További előny, hogy kevesebb paraméter használata is megfelelő pontosságot eredményez, illetve a végtelen kiterjedésű tartományok esetén durva korlátozások nélkül analitikus közelítés lehetséges.

Hátránya, hogy a megoldandó algebrai egyenletrendszer mátrixában nincsenek sajátosságok, tehát az egyenletrendszer megoldása nehezebb. A peremelem eljárás nagyon hatékony a

homogén, lineárisan rugalmas anyagok modellezésére, különösen 3D-ben, de összetett, nemlineáris anyagtörvények, több különböző anyagtulajdonság esetében az eljárás előnyei elvesznek.

A modell előkészítése viszonylag egyszerű, ugyanis 2D-s vizsgálat esetében kizárólag a kőzetkörnyezet határát kell diszkrétizálni (részekre osztani), míg 3D-s esetben csak a határoló felületek definiálására van szükség. Az anyagi tulajdonságokban bekövetkező változások esetén a határfelület újraosztása szükséges, ezért több réteg esetében a modell előkészítése bonyolulttá válhat.

A peremelem módszer előnyeit kihasználva fejlesztették ki az ún. elmozdulás diszkontinuitív módszert (displacement discontinuity method, DDM), amely elsősorban törési mechanizmusok (pl. törések terjedése) elemzésére alkalmas 2D és 3D-ben.

A peremelem módszer alapvető előnye, hogy modell méretei kisebbek, amely sokkal egyszerűbb hálógenerálást tesz lehetővé, ezáltal a bemenő adatok előkészítése is egyszerűsödik a véges elemes vagy véges differencia modellhez képest, továbbá a modellen belül a megoldások folytonosak. Bár általánosságban elmondható, hogy a peremelem eljárás nem az anyagi heterogenitás kezelésére, valamint a nemlineáris anyagviselkedés (pl. plaszticitás, tönkremeneteli folyamatok) modellezésére, hanem a lineárisan rugalmas kőzetkörnyezetben bekövetkező törési mechanizmusok elemzésére alkalmas.

Diszkrét eljárások

A kontinuum eljárásoktól eltérően, ahol az elemek csomópontjaiban folytonossági követelmények teljesülnek, a diszkrét elemes eljárások esetében egymástól független, önálló elmozdulási szabadságfokokkal rendelkező, önállóan deformálódni is képes elemek alkotják a modellt.

Diszkrét elemek módszere (Discrete Element Method - DEM)

A diszkrét elemek módszerével vizsgálható a töredezett kőzetkörnyezetbe tervezett építmények mechanikai viselkedése. Az eljárás elméleti alapját a merev vagy deformálódó kőzettek mozgásának meghatározására implicit (FEM alapú) és explicit (FDM/FVM alapú) egyenletek alkalmazása adja. Az alapvető különbség a diszkrét elemek módszere és a kontinuum alapú eljárások között, hogy a komponensek közötti kapcsolat folyamatosan változik a deformációs folyamat közben, azonban rögzítve van a folyamat végére. A módszer eredménye függ a definiált geometriai jellemzőktől, az elemek és kapcsolatok mechanikai anyagi jellemzőitől.

A módszer alkalmazása akkor előnyös, ha a modellezni kívánt anyag jellegzetes belső szerkezettel rendelkezik, amely a mechanikai viselkedést lényegesen befolyásolja és a külső hatásokra maga is változásokkal reagál. A szokásos kontinuum-mechanikai alapú mérnöki számítási eljárások többsége ezeket a jellegzetességeket nem, vagy csak igen nehezen tudja modellezni. További előny ennél a módszernél, hogy nem csak az elemek közötti kapcsolatokat megszüntesse, hanem a kapcsolatok létrejötte is modellezhető.

Fejlesztések történtek arra vonatkozóan, hogy diszkrét elemek módszerén alapuló programokban bármilyen alak modellezhető legyen, így ebből a szempontból alkalmazási területe szélesedett.

Az eljárás hátránya, hogy az anyagi viselkedést leíró, bemenő paraméterek gondos kiválasztására, meghatározására van szükség, és a számítási idő még egyszerű problémák esetében is túl nagy lehet. Jelenleg az eljárás nagyon hatékony a kőzetkörnyezetben várható, törési deformációk vizsgálatában.

Az implicit egyenleteket és véges elemes hálót alkalmazó diszkrét elemes módszer egy fejlesztése a *diszkontinuum deformációs analízis* (discontinuous deformation analysis - DDA), amely a feszültség-alakváltozás vizsgálatok és a csatolt feszültség-áramlási problémák kezelésében hatékony. Egy másik eljárás a kombinált véges-diszkrét elemes eljárás, amely nem csak a blokk (kőzettömb) deformációját veszi figyelembe, hanem a kőzettest töredezettségét is.

A diszkontinuum deformációs analízis nagy előnye az explicit diszkrét elemek módszerével szemben, hogy nagyobb időlépéseket használ és zárt formájú integrálásokat alkalmaz a merevségi mátrix elemeire. Bármely véges elemes kód könnyen átalakítható diszkontinuum deformációs analízis kóddá, megtartva a véges elemes módszer előnyös tulajdonságait.

A DDA eljárás egy kedvező megoldási módszere a geomechanikai problémáknak, mert előnyeit nem lehet kiváltani kontinuum alapú eljárásokkal vagy explicit DEM formulákkal. Az eljárás kiválóan alkalmazható az alagutak, felszín alatti kamrák, geológiai és szerkezeti anyagok törési és töredezettségi folyamatainak és a földrengési hatások vizsgálatára.

A DEM eljáráson alapulva egy olyan módszer is kifejlesztésre került a kőzetbeli szerkezet stabilitásának vizsgálatára, amely nem alkalmas a feszültség- alakváltozás elemzésére, de azonosítja a metsző törések által kijelölt fő kőzetblokkokat, és azok lehetséges elmozdulások és elfordulások irányát azonosítják.

Diszkrét törések hálózatának módszere (Discrete Fracture Network - DFN)

A diszkrét törések hálózatának módszere egy speciális diszkrét modell, amely a folyadék áramlását vizsgálja a töredezett kőzetkörnyezetben egymáshoz kapcsolódó törési rendszeren keresztül. A töredezett rendszer sztochasztikus modellezése az eljárás geometriai alapja és alapvető fontosságú szerepe van a vizsgált kőzetkörnyezet töredezettségének bemutatására.

A DFN eljárás alkalmas többek között többfázisú folyadék áramlásának, a töredezett kőzet vízáteresztő képességének karakterizálására, a felszín alatti üregek és kőzet lejtők vízvezető hatásainak elemzésére.

A diszkrét eljárások esetében az, hogy a töredezett kőzet geometriáját nem ismerjük pontosan, korlátozza az általános alkalmazást. Általánosságban a törésrendszer pontos geometriája a nem felmérhető, kizárólag nagyjából becsülhető.

Hasonló probléma azonosítható a kontinuum alapú modelleknél is, azonban a diszkrét eljárások esetében a törési rendszer paraméterei bemenő adatokként ezt a hátrányt csak fokozzák.

A modell bizonytalanságának megértése és mennyiségi meghatározása sokkal hangsúlyosabbá vált a diszkrét modellekben.

Hibrid (kontinuum-diszkrét) modellek

A hibrid modellek gyakran használatosak a kőzetmechanikában, elsősorban a töredezett kőzetbeli áramlási és feszültség-alakváltozás problémák elemzésére. A hibrid modellek fő típusai a hibrid FEM - BEM, DEM - FEM és DEM - BEM modellek.

A peremelem módszer (BEM) széles körben alkalmazható a homogén, rugalmas mechanikai viselkedésű, végtelen kőzet modellezésére, ugyanakkor a FEM és DEM a nemlineáris vagy töredezett, lehatárolt kőzetkörnyezet elemzésére alkalmas. A vizsgált feladat természetétől függően kombinálhatók a különböző eljárások előnyei. A hibrid diszkrét-kontinuum modell alkalmazása töredezett kőzetben csatolt hidro-mechanikai elemzésre alkalmazható DEM, DFN és BEM eljárás kombinációjának használatával.

A FEM és BEM eljárások előnyeinek ismeretében a két eljárás kombinálható. A kapcsolt FEM - BEM eljárásban egy bizonyos részen (általában a kitörések közelében, vagy egy részletesen vizsgált területen) véges elemes felosztás szükséges, míg a többi részen elegendő a BEM alkalmazása. A hibrid FEM – BEM eljárás elsősorban felszín alatti üregek mechanikai viselkedésének vizsgálatára alkalmas. Ezeknek az eljárásoknak a kombinálásával a 3D-s modellek használata könnyebb lehet, kevésbé időigényes a bemenő adatok felépítése, megadása és nagyobb rugalmasság érhető el az összetett vizsgálatok eredményeinek feldolgozásában.

A hibrid DEM - FEM modellben, a DEM eljárás a merev blokkok viselkedését elemzi, a FEM eljárás pedig a nem lineáris anyag viselkedését modellezi.

A hibrid DEM - BEM modell kizárólag explicit diszkrét elemek eljárására feszültség-alakváltozás vizsgálatának céljából lett kifejlesztve a UDEC és 3DEC kódcsoportban.

A hibrid modelleknek számos hátrányuk van, de kiemelt figyelmet érdemelnek a folytonossági feltételek biztosítása a különböző modellek kapcsolódási pontjain vagy felületein, különösen abban az esetben, ha eltérő anyagi paraméterek lettek definiálva.

Kapcsolt termo-hidro-mechanikai modellek (THM)

Azoknál a mérnöki feladatoknál, amelyekben a hő és a víz fontos szerepet játszik (pl. felszín alatti radioaktív hulladéktárolók vizsgálata, gáz/olaj kitermelés, szennyezett anyag szállítása, környezeti hatások értékelése) kiemelt jelentőségűvé vált a töredezett kőzetben végbemenő hőátadási, a folyadék áramlási és a feszültség-alakváltozási folyamatok vizsgálata.

Az eljárás nevében a „kapcsolt” kifejezés arra utal, hogy összetettebb mérnöki feladatok esetében a kőzettest várható viselkedését a folyamatok egymásra hatása miatt nem lehet biztonsággal megjósolni az összes folyamat külön-külön történő vizsgálatával.

A THM kapcsolt modellek a hő-, és többfázisú folyadékáramlásra alapulnak a deformálódó és töredezett kőzetben, amelyben a szilárd részek elemzése a Hooke rugalmassági törvénye alapján, a pórusos közegben áramló folyadék vizsgálata Darcy törvénye alapján, és Fourier hővezetési törvénye alapján felírt törvényszerűségeken alapulnak.

A kapcsolt folyamatok és modellek a kémiai, biokémiai, elektronikai, akusztikus és mágneses folyamatok egyidejű figyelembe vételével hatalmas előrehaladást jelentenek a kőzetmechanikában történő tervezésben.

Inverz módszerek

A kőzetmechanikai és mérnöki gyakorlatban a numerikus modellek jelentős részét az inverz megoldási technikák teszik ki. Az inverz megoldási eljárásoknak lényege, hogy néhány alapvető fontosságú változó limitált számú labor vagy helyszínen mért értéke alapján ismeretlen anyagjellemzőket, perem vagy belső feltételeket származtasson minimális hibahatárú matematikai programozó technika alkalmazásával. Kőzetmechanikai problémák esetében a leggyakrabban alkalmazott inverz megoldási technika az utó-analízis a mért elmozdulások alapján, valamint a kőzet vízáteresztő képességének megadása nyomás adatok alapján.

1.8 A megfelelő numerikus modellezési módszer megválasztása

A kontinuum és diszkrét modellek közti választás számos probléma-specifikus tényezőről múlik, és főként a probléma/feladat nagyságán és a töredezettségi rendszer geometriáján.

A kontinuum megközelítés kizárólag néhány törés jelenléte esetében alkalmazható, illetve ha a törés nyílása és az ép blokkok elkülönülése nem jelentős. A diszkrét eljárás arra alkalmazható, ha a kőzetkörnyezet közepesen töredezett ahol a törések száma túl nagy a kontinuum eljárás alkalmazásához töredezett elemek figyelembevételével, vagy ha nagy elmozdulás várható a blokkok között. Hangsúlyozandó, hogy nincs abszolút előnye egyik eljárásnak a másikkal szemben. Ugyan néhány hátrány beazonosíthatóbb az egyes eljárások alkalmazása során, amely elkerülhető a kontinuum-diszkrét modellek alkalmazásával, azaz a hibrid modellezéssel.

A személyi számítógépek gyors és felhasználó-barát fejlődése lehetővé tette azon feladatok megoldását is, amelyek a múltban nem lettek volna megoldhatók, vagy csak irreálisan nagy befektetett idő és energia alkalmazásával. A numerikus eljárások a mérnöki tervezésben jelentős szerepet játszanak, és ez különösen igaz a kőzetkörnyezetbe tervezett mélyépítési műtárgyak esetén. A mérnök elsődleges feladata a kőzetmechanikai problémákhoz kiválasztott numerikus eljárás alkalmazásánál a kőzetek, tagoltságok, kőzetrepedések, kőzetkörnyezet és a megtámasztási rendszerhez mechanikai válasz leképzésének kiválasztása.

Előfordulnak olyan szituációk, amelynél a 2D-s síkban történő alakváltozás analízis nem érvényes. Ilyen például:

- A kőzetkörnyezet síkjainak anyagi ortográfiája nem esik egybe a 2D-s probléma síkjának analízisével.
- az in situ főfeszültségek tengelye nem esik egybe a 2D-s probléma síkjával.
- a kőzetrepedések (tagoltságok) szerkezete olyan hogy a repedések síkjának normálisai nem a 2D-s analízis síkjában helyezkednek el.

Ezekben a helyzetekben teljes 3D-s vizsgálat szükséges. Arra van lehetőség, hogy a vizsgálat egy darabjára szűkítsük a vizsgálatot, ha a 3D-s vizsgálat megfigyelései alapján ismétlődés állapítható meg (kvázi-3D-s analízis: anyagi anizotrópia az in situ feszültségekre és ismétlődő vizsgált „szelet”).

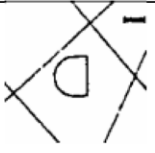
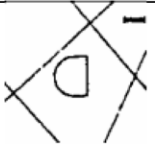

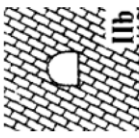
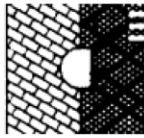
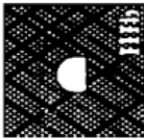
Az **1-6. táblázat** a különböző állapotú kőzetkörnyezetben alkalmazható numerikus módszereket ismerteti a kőzettestek tönkremeneteli állapota alapján Tzamos & Sofianos (2007) publikációját figyelembe véve. Ezen táblázat segítséget nyújt a megfelelő numerikus eljárás kiválasztásához a kőzetkörnyezet ismeretében.

Itt jegyezzük meg, hogy az utóbbi időben elterjedté vált a kőzetmechanikában a

- **CHILE** (continuous-homogeneous-isotropic-linearly-elastic)
azaz *kontinuum-homogén-izotróp-lineárisan rugalmas*
- **DIANE** (discontinuous-inhomogeneous-anisotropic-non-linearly-elastic)
azaz *diszkontinuum-inhomogén-anizotróp-nemlineárisan rugalmas*

mozaikszavak, mellyel az adott modellt jelölik.

1-6. táblázat. Numerikus módszerek alkalmazása különböző állapotú kőzetkörnyezetben (Tzamos és Sofianos 2007)

Kőzetkörnyezet leírása (az adott osztályok nem kőzettest osztályok)		Tönkrementel	Tervezés	Tagoltsági rendszerek	Tagoltságok távolsága	Fesztáv / tagoltságok távolsága
Ép-tömör Különösen tömör kőzetkörnyezet, nagy nyomószilárdság, ritkán tagolt, erős kitöltöttség		Ép kőzet tönkrementel, különálló blokkok elesűszása	Véges elemek módszer (FEM), perem-elem módszer (BEM)		> 2 m	<<5
Ép – tagolt Tömör, kissé tagolt, közepes kitöltöttség		Néhány blokk elesűszása	Véges elemek módszer (FEM), perem-elem módszer (BEM)	1-3	0,5-2 m	5-20
Közepes – erősen tagolt Mállott, szabálytalan töredezettség, közepes kitöltöttség		Több blokk elesűszása	Diszkrét elemek módszere (DEM)	2-4	10-50 cm	20-100
Mérsékelten töredezett – erősen tagolt Mállott, gyenge kőzetkörnyezet, kis mértékű kitöltöttség		Elforduló nyírás	Diszkrét elemek módszere (DEM)	>4	5-10 cm	100-500
Erősen (tektonikusan) töredezett Nagyon gyenge, töredezett kőzetkörnyezet, agyag jelenléte, kitöltöttség nincs (tönkrement zóna)		Gyenge nyírási zónák, agyag jelenléte	Véges elemek módszere (FEM), véges differenciál módszer (FDM)		< 5cm	>>500

1.9 Irodalom

- Bardy B.H.G; Brown E.T. 1985: *Rock mechanics for underground mining*. George Allen & Unwin.
- Barton N. 1990: *Scale effects or sampling bias?* In.: Pinto da Cunha (Ed.) Proc. Scale effect in rock masses, 1. Int. workshop, Loen, 31-55
- Bieniawski Z.T. 1989: *Rock mechanics design in mining and tunnelling*. Rotterdam: A.A. Balkema
- Bieniawski Z.T. 1993: *Classification of rock masses for engineering: the RMR system and future trends*. In: Hudson JA, editor. *Comprehensive rock engineering*, **3**: 553-573.
- Bobet A. 2010. Numerical methods in geotechnics. *Arab J Sci Eng.* **35**(1B): 27-48.
- Bray J.W. 1967: A study of jointed and fractured rock. Part 1. *Rock Mech. Engng. Geol.* **5-6**: 117-136.
- Burland J. 2007: Terzaghi: Back to the future. *Bull. Engng. Geol. Env.* **66**(1): 29-33.
- Edelbro C. 2003: *Rock Mass Strength – A Review*, Luela University, Internal Report, 1-28.
- Feng X.T.; Hudson J.A. 2010: *Specifying the information required for rock mechanics modelling and rock engineering design*. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **47**: 149-194.
- Gálos M., Kertész P. 1981: A mérnöki munkák környezetének modellezése – a mérnökgeológiai kőzetmodell. *Mélyépítéstudományi Szemle*, **31**(12): 540-545.
- Gálos M.; Kertész P. 1989: *Mérnökgeológia*, Kézirat, Tankönyvkiadó, Budapest.
- Hoek E. 1994: Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, **2**(2): 4-16.
- Hoek E.; Brown E.T. 1980: *Underground excavations in rock*. London, Inst. Min. Metall.
- Hoek E.; Diederichs M.S. 2006: Empirical estimation of rock mass modulus. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **43**: 203-215.
- Hudson J.A. 1993: *Rock properties, testing methods and site characterization*. In: *Comprehensive rock engineering* **3**: 1-40.
- Hudson J.A.; Feng X.T. 2006: Updated flowcharts for rock mechanics modelling and rock engineer design. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **47**: 877-886.
- Jing L. 2003: A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **40**: 283-353.
- Jing L.; Hudson J.A. 2002: Numerical methods in rock mechanics *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **39**: 409-427.
- Kertész P.; Vásárhelyi B. 2006: *Kontinuitás, homogenitás és az anyagmodell*. In.: Asszonyi Cs. (szerk). *Izotróp kontinuumok anyagtörvénye*. Mérnökgeológia-Kőzetmechanika 3, Műegyetemi K., 11-24.
- Knill J. 2003: Core values: the first Hans-Cloos lecture. *Bull. Engng. Geol. Env.* **62**(1): 1-34.
- Léber T.; Lázár M.; Kovács L.; Vásárhelyi B. 2008: *Gondolatok az alagúttervezés koncepciójáról*. In. *Mérnökgeológia-Kőzetmechanika 2008 Konf.* (szerk. Török Á., Vásárhelyi B.). Műegyetemi Kiadó, 287-296.
- Léber T.; Vásárhelyi B. 2011: Mélyépítési mérnökgeológiai modellalkotások és modellezési lehetőségek összefoglalása. *Építés és Építésztudomány.* **39**(1-2): 63-88.
- Li S.; Wu X.; Ma F. 1998: Application of Precedent Type Anaysis (PTA) in the construction of Ertan Hydro-electric station, China *Int. J Rock Mech Min Sci* **35**(6): 787-795
- Morgenstern N.R. 2000: *Common Ground*. Proc. Int. Conf. Geotech. Geol. Engng, Technomic, 1:1-30.
- Pahl G.; Beitz W. 1984: *Engineering Design*. Berlin: Springer
- Tzamos S.; Sofianos A.I. 2007: A correlation of four rock mass classification systems through their fabric indices. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **44**(4): 477-495.

2. ÉP KÖZETEK MECHANIKAI TULAJDONSÁGAI

A kőzetkörnyezetben való tervezésnél az egyik legfontosabb paraméter az ép kőzet, azaz a kőzettömb (más néven tagolatlan kőzet), mechanikai paramétereinek ismerte. Az ép kőzet anyagi viselkedése, mechanikai tulajdonságai, anyagállandói jelentős mértékben befolyásolják a kőzettest anyagtulajdonságát, mechanikai viselkedését, a tervezésnél felvehető különböző paramétereket. Jelen fejezet célja a laborvizsgálatokkal meghatározható főbb mechanikai anyagállandók ismertetése, ezek egymással való kapcsolatának bemutatása. A fejezet első részében a roncsolás-mentes vizsgálattal meghatározható anyagállandókat mutatjuk be (porozitás, sűrűség, ultrahang terjedési sebesség), majd a roncsolásos szilárdságtani vizsgálatok következnek. A fejezetben külön foglalkozunk tulajdonságjellemzők egymás közötti kapcsolatával is. Ugyan ebben a fejezetben részletezzük a triaxiális vizsgálatok eredményeit, törési határgörbének kimérésének lehetőségét – ugyanakkor a törési határfeltételek bemutatására egy önálló kötet megjelenését tervezzük, így attól itt most eltekintettünk.

2.1 Ép kőzet roncsolás-mentes anyagállandói.....	47
2.1.1 Kőzetfizikai állapotok és a mállottság osztályba sorolása.....	47
2.1.2 Porozitás.....	50
2.1.3 Sűrűség.....	51
2.1.4 Hullám-terjedési sebesség.....	53
2.1.5 Schmidt kalapácsos vizsgálat.....	54
2.1.6 Kapcsolatok a különböző roncsolás-mentes értékek között.....	55
2.2 Roncsolásos vizsgálatok.....	59
2.2.1 Egyirányú nyomószilárdsággal meghatározható mechanikai paraméterek.....	60
2.2.1.1 Rugalmassági és szekánt modulusok.....	63
2.2.1.2 Poisson tényező.....	67
2.2.1.3 A törés folyamata egyirányú nyomóvizsgálat esetén.....	68
2.2.1.4 Ép kőzet nyomószilárdsága.....	70
2.2.1.5 A nyomószilárdságot befolyásoló tényezők.....	74
2.2.1.6 Szilárdság alapján történő kőzetosztályozások.....	79
2.2.1.7 A rugalmassági modulus és az egyirányú nyomószilárdság közötti kapcsolat.....	81
2.2.2 Közvetett húzóvizsgálat.....	83
2.2.3 Húzószilárdság és nyomószilárdság közötti kapcsolat.....	86
2.3 Kőzet ridegségének vizsgálata.....	87
2.4 Pont-terheléses vizsgálat.....	91
2.5 Szilárdság helyszíni meghatározásának lehetőségei.....	96
2.5.1 Szilárdság becslése szemrevételezéssel.....	96
2.5.2 Schmidt kalapácsos vizsgálat és nyomószilárdság közötti kapcsolat.....	97
2.6 Környezeti nyomás hatása a kőzet szilárdságára – triaxiális vizsgálatok.....	100
2.6.1. Anyagtulajdonság változása környezeti nyomás hatására.....	101
2.6.2. Törési határgörbe kísérleti meghatározási lehetősége.....	104
2.7 Irodalom.....	106



2.1 Ép kőzet roncsolás-mentes anyagállandói

Ép kőzet roncsolás-mentes vizsgálatánál a vizsgált anyag (kőzet) mechanikai tulajdonságáról a minták károsodása nélkül jutunk információhoz. Ebből következik, hogy e méréseket a roncsolásos (különböző töréses) vizsgálatok előtt készítjük el, és így a mérési eredmények kiegészítik a roncsolásos vizsgálati eredményeket. A kapott értékek sok esetben felhívják a figyelmet az anyag esetleges heterogenitására, diszlokációkra, folytonossági hiányra, stb., melyek esetleg szabad szemmel nem megállapíthatók, viszont a roncsolásos vizsgálati eredményeket jelentős mértékben befolyásolhatják. Jelen fejezet részben a laborvizsgálatok közül a porozitás, a sűrűség, valamint az ultrahang terjedési sebességgel foglalkozunk, továbbá a beton-minősítésnél jól használható Schmidt kalapácsos vizsgálatról. Külön részletezzük ezen állandók empirikus kapcsolatait is. Jelen fejezetben nem foglalkozunk a kőzetek keletkezésével, geológiai besorolásával, azt Török (2007) alapján ismertetnek vesszük.

2.1.1 Kőzetfizikai állapotok és a mállottság osztályba sorolása

A vizsgálatokat különböző kőzetfizikai minősítő állapotban végezzük el, melyek a mérnökgeológiai gyakorlatban az alábbiak:

Természetes kőzetfizikai állapot

A kőzet víztartalma megegyezik a szálaban álló kőzet víztartalmával. Ez a víztartalom mesterségesen nem állítható elő: a mintavételezéssel, próbatest kialakítással megbolygatjuk az eredeti állapotot, mely irreverzibilis folyamat. Ezen víztartalmi értékre azért lenne szükség, mert a legtöbb kőzetmechanikai tulajdonságot ezen víztartalomra vonatkoztatunk a tervezésnél, valamint a kivitelezésnél. Természetes kőzetfizikai állapotban a víztartalom általában magasabb, mint az alapvíztartalom.

Légszáraz (légnedves) kőzetfizikai állapot

Ebben az esetben a kőzet víztartalma egyensúlyban van a környezeti levegő nedvességtartalmával. A víztartalom függ egyrészt a kőzetalkotók higroszkóposzától, a kőzet porozitásától, annak rendszerétől, valamint a levegő hőmérsékletétől és nedvességtartalmától. Laboratóriumi körülménynek tekintjük azt, ha a hőmérséklet $20 \pm 5^\circ\text{C}$ hőmérsékletű, a relatív nedvesség meg $50 \pm 5\%$ között van. Ezt a víztartalmat építési kőanyagok esetén alapvíztartalomnak nevezzük.

Kiszáritott kőzetfizikai állapot

Ebben a kőzetfizikai állapotban a kőzet víztartalmát $105 \pm 5^\circ\text{C}$ hevítéssel távolítjuk el. Ezen hőmérséklet a kémiailag kötött vizet nem érinti. Fontos, hogy a kiszáritott állapot után a kapillárisokban, pórusokban, szegletekben lévő víz eltávozásával újra légszáraz állapot nem állhat elő. A méréseket, laborvizsgálatokat szobahőmérsékletre hűtött állapotú próbatesteken végezzük el.

Vízzel telített kőzetfizikai állapot

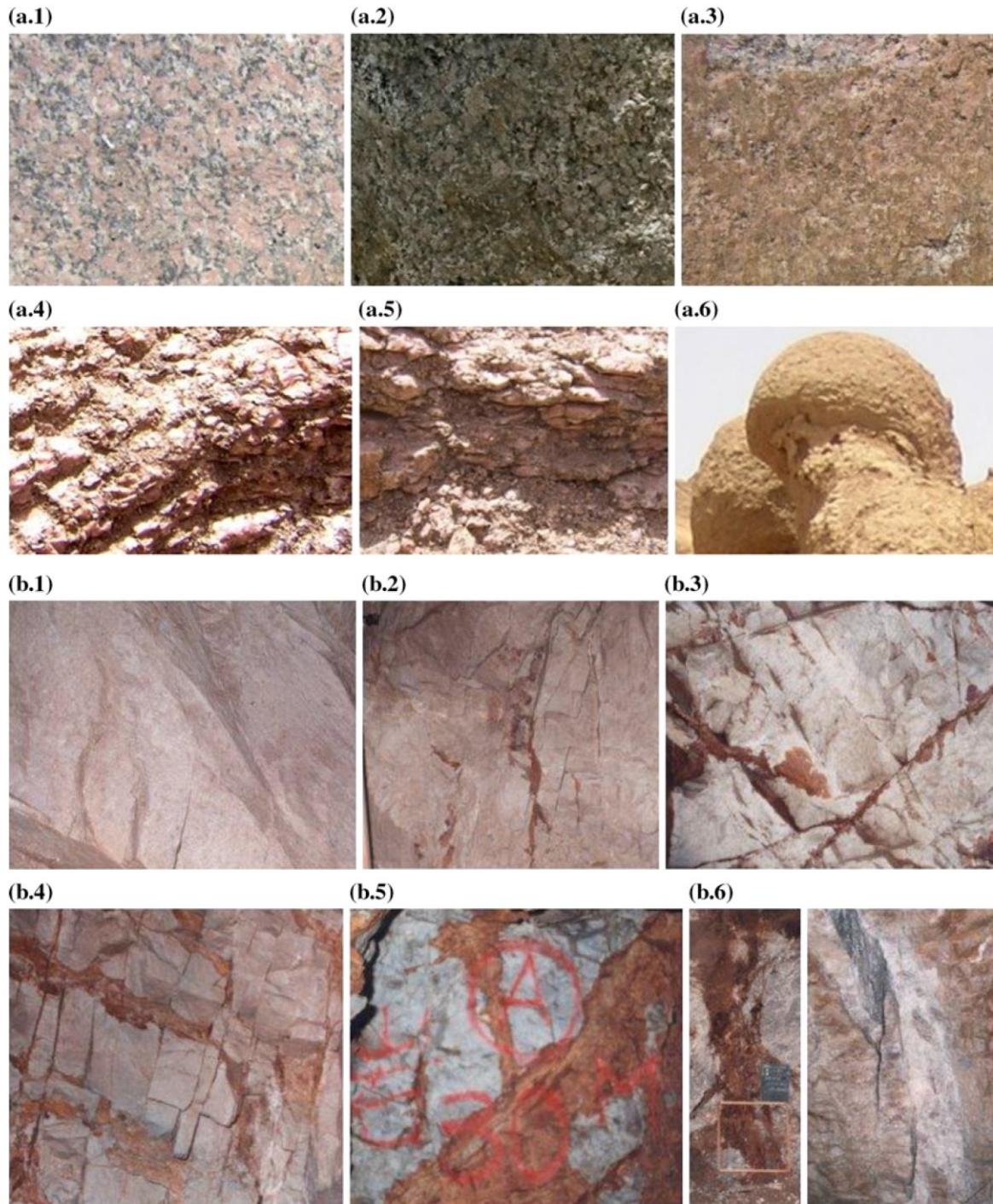
Vízzel telített állapotnak nevezzük azt, amikor kőzet nyílt pórusait a kőzet környezetében lévő víz telíti. A légszáraz (előzetesen ki nem szárított) próbatest telítést addig kell végezni, amíg a rendszer egyensúlyba nem kerül. A telítés mértéke függ a víz hőmérsékletétől és nyomásától, ezért a laborvizsgálati gyakorlatban légköri nyomáson készítjük el a telítést, melynek hőmérséklete $20 \pm 5^\circ\text{C}$ között van.

Az alábbiakban csak ezen kőzetfizikai állapotokat vizsgáljuk. A mérnöki gyakorlatban használatos még a fagyasztásos vizsgálatokkal létrehozott kőzetfizikai állapotok is, de mivel ezek a mélyépítési mérnökgeológiának csak igen perifériás esetében használatosak, ezek ismertetésétől eltekintünk.

Az ép kőzet vizsgálatokor fontos ismernünk annak mállottsági fokát. A mállási fok a mélyépítési mérnökgeológiában jelentős szerepet játszik: meghatározza a kőzet szilárdságát, mechanika viselkedését, tönkremeneteli módját. Ezen irreverzibilis folyamat okaival, folyamataival jelen könyvben nem foglalkozunk – részletesebben lásd pl. Egerer & Kertész (1995). A mállottsági fok osztályba sorolását a **2-1. táblázatban** ismertetjük az üde állapottól a talajjá mállott állapotig. A **2-1. ábrák** Asszuáni szienit (a) és Okuminoi riolit (b) különböző mállottsági fokát mutatja be Aydan et al. (2014) képsorozata alapján.

2-1. táblázat. A kőzetanyag és tagoló felület mállottsági, átalakultsági osztályba sorolása

Megnevezés	Leírása	Jele
<i>üde</i>	A mállásnak, illetve más geokémiai átalakulásnak nincs látható jele, legfeljebb a nagyobb tagoló felületek mentén észlelhető halvány elszíneződés	W.I
<i>kisé mállott</i>	A kőzetanyag és a tagoló felület elszíneződése határozottan látszik a mállás, geokémiai átalakulás miatt, és ez legtöbbször szilárdságvesztéssel is jár.	W.II
<i>közepesen mállott</i>	A kőzetanyag 35 %-ot el nem érő hányada talajjá bomlott és/vagy szétaprózódott. Üde, el nem színeződött kőzettömbök össze nem függően helyezkednek el, vagy a mállottabb, átalakultabb részek magját alkotják.	W.III
<i>igen mállott</i>	A kőzet legalább 35 %-a elbomlott, vagy talajjá változott. Üde, el nem színeződött kőzettömbök össze nem függően helyezkednek el, vagy mállottabb (geokémiaileg átalakultabb) részek magját alkotják.	W.IV
<i>teljesen mállott</i>	A kőzetanyag talajjá bomlott és/vagy aprózódott szét. Az eredeti kőzettest-szerkezet még felismerhető.	W.V
<i>talajjá mállott</i>	A teljes kőzetanyag talajjá alakult át. A test struktúrája és anyaga teljesen felbomlott. Jelentős térfogati változás is van, de a talaj még nem szállítódott el.	W.VI



2-1. ábra. Mállottsági fokok bemutatása (Aydan et al. 2014),
(a): Asszuáni szienit; (b): Okuminoi riolit
1: üde; 2: kissé mállott; 3: közepesen mállott;
4: igen mállott; 5: teljesen mállott; 6: talajjá mállott

2.1.2 Porozitás

A porozitás (jele n) a pórusok térfogatának (V_p) arányát mutatja a teljes térfogathoz képest (V), azaz:

$$n = \frac{V_p}{V} = \frac{V - V_s}{V} \quad (2.1.)$$

ahol V_s a szilárd részek térfogata.

A porozitás dimenzió nélküli érték, általában százalékosan adják meg. Értéke igen széles skálán mozoghat – akár az 50 %-ot is megközelítheti! Függsz a kőzettípustól, geológiai tényezőktől, a szemcsemérettől, azok alakjától, eloszlásától, továbbá a mélységi és nyomásviszonyoktól.

A mérnöki gyakorlatban megkülönböztetjük a teljes porozitást (ennek definíciója a 2.1.-es egyenlet) és az effektív porozitást, mely az összekapcsolódó, nyitott pórusok %-os jelenlétet adja meg a vizsgált kőzet térfogatához képest. Ez utóbbi ismerete mérnöki szempontból azért fontos, mert a nyitott repedések tudnak csak folyadékkal telítődni. A kőzet teljes porozitása (n) ebből következően a zárt pórusok (n_z) és a nyitott, azaz közlekedő pórusok (n_k) összegeként adódik:

$$n = n_z + n_k \quad (2.2)$$

A kőzetek porozitását elsősorban a kőzetalkotó ásványok alakja, mérete és elrendezése határozza meg. Értéke továbbá függ a kőzetet ért mechanikai hatásoktól is (úgy mint összenyomódás, deformáció, repedezettség) és geokémiai folyamatoktól (pl. oldódás, kicsapódás, ásványi átalakulás).

A fentiek alapján egyértelmű, hogy egy adott kőzet porozitása általában csökken a növekvő mélységgel vagy nyomással. Schön (1996) az alábbi összefüggéseket adja meg:

$$n = n_0 e^{-Az} \quad (2.3.)$$

$$n = n_0 - B \log z \quad (2.4.)$$

ahol n_0 az ép kőzet porozitása a $z = 0$ mélységben, z a mélység km-ben, A és B pedig a kőzet összenyomhatóságától függő empirikus állandók.

Jelic (1984) homokkővek vizsgálatánál, $n_0 = 0,496$ esetén az alábbi kapcsolatot állapította meg a mélység (z) függvényében, a (2.3) egyenletet felhasználva:

$$n = 0,469 e^{-0,556z} \quad (2.5.)$$

A geotechnikában használatos még a hézagtévesző (e) is, mely a pórustérfogat (V_p) és a szilárd részek térfogatának (V_s) a hányadosa:

$$e = \frac{V_p}{V_s} \quad (2.6)$$

2.1.3 Sűrűség

A sűrűség a vizsgált anyag tömegének (m) és térfogatának (V) hányadosa. Tekintettel arra, hogy a kőzetet mind szilárd részek, mind pórusok alkotják, mely pórusok lehetnek telítettek vagy telítetlenek, különböző sűrűségeket definiálunk:

- Anyagsűrűség (természetes víztartalommal való számolás)

$$\rho = \frac{m}{V}$$

- Száraz sűrűség (a vizsgált kőzet csak szilárd részeket tartalmaz, ennek tömege m_s , a nedvesség teljes terjedelmében ki van szárítva)

$$\rho_d = \frac{m_s}{V}$$

- Telített sűrűség (a pórusok teljes mértékig vízzel telítettek)

$$\rho_{tel} = \frac{m_{tel}}{V}$$

- Anyagsűrűség, mely a kőzetalkotók anyagának sűrűségét adja meg

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s}$$

megjegyezzük, hogy $m = m_s + m_{viz}$ és $V = V_s + V_v$, ahol m a vizsgált test tömege, m_s az ásványok (szilárd kőzetalkotók) tömege, m_{viz} a pórusokban lévő víz tömege, V a vizsgált test térfogata, V_s , az ásványok (szilárd kőzetalkotók) térfogata, V_v a pórusok térfogata.

A kőzetalkotó ásványok (szilárd kőzetalkotók) testsűrűsége igen tág határok között változhat, ahogy azt a **2-2. táblázatban** összefoglaltuk.

A sűrűség értéke a mélységgel (azaz a környezeti nyomással) növekedve emelkedik. Polak & Rapoport (1961) a következő kapcsolatot adja meg a mélység és a sűrűség között:

$$\rho = \rho_{z_0} + A \log \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (2.7.)$$

ahol z a mélység (km-ben), ρ_{z_0} a z_0 mélységben mért sűrűség, A pedig a kőzet összenyomhatóságától függő tapasztalati állandó.

Stegena (1964) az alábbi összefüggést határozta meg:

$$\rho = \rho_{z_0} + (\rho_{z_m} - \rho_{z_0})(1 - e^{-Bz}) = \rho_{z_m} - (\rho_{z_m} - \rho_{z_0})e^{-Bz} \quad (2.8.)$$

ahol z a mélység, ρ_{z_0} a z_0 mélységben meghatározott sűrűség, ρ_{z_m} a maximálisan z_m mélységben meghatározott sűrűség, míg B a kőzet összenyomhatóságától függő anyagállandó.

Jelic (1984) homok és iszapkövek vizsgálata után az alábbi összefüggést adja meg:

$$\rho = 2,72 - 1,244e^{-0,846z} \quad (2.9.)$$

ahol ρ a sűrűség g/cm^3 -ben, és z a mélység km-ben.

2-2. táblázat. Főbb kőzetalkotó ásványok átlag anyagsűrűsége

Ásvány	Anyagsűrűség (g/cm ³)	Ásvány	Anyagsűrűség (g/cm ³)
Albit	2,65	Korund	4,0
Amfibol	3,23	K-földpát	2,56
Anhidrit	2,96	Klórít	2,88
Barit	4,48	Magnetit	3,0
Biotit	2,90	Magnezit	5,1
Dolomit	2,87	Montmorillonit	2,06
Gipsz	2,32	Muszkovit	2,88
Halit	2,17	Olivin	3,38
Hematit	5,15	Pirit	5,05
Illit	2,64	Plagioklász (Ca)	2,76
Kalcit	2,71	Plagioklász (Na)	2,62
Kaolin	2,59	Kvarc	2,65

Különböző kőzetek várható testsűrűségét a **2-3. táblázatban** foglaltuk össze Lama & Vutukuri (1978) alapján. Ezen testsűrűségek természetesen függenek a kőzetfizikai állapottól is. Légszáraz, szárított, valamint vízzel telített állapotban ugyan azon kőzetnek a sűrűségét Egerer & Kertész (1993) ismerteteti, melyet a **2-4. táblázatban** mutatunk be.

2-3. táblázat. Különböző kőzetek sűrűségei Lama & Vutukuri (1978) alapján

	Kőzet neve	Sűrűség-tartománya (kg/m ³)	Átlag sűrűség (kg/m ³)
<i>Mélyégi magmás kőzetek</i>	gránit	2 516 – 2 809	2 667
	granodiorit	2 668 – 2 785	2 716
	szienit	2 630 – 2 899	2 757
	Kvarc-diorit	2 680 – 2 960	2 839
	diorit	2 721 – 2 960	2 839
	norit	2 720 – 3 020	2 984
	gabbró	2 850 – 3 120	2 976
	diabáz	2 804 – 3 110	2 965
	peridotit	3 152 – 3 276	3 234
	dunit	3 204 – 3 314	3 277
	piroxenit	3 100 – 3 318	3 231
	anortozit	2 640 – 2 920	2 734
Üledékes kőzetek	homokkő	2 170 – 2 700	
	mészkö	2 370 – 2 750	
	dolomit	2 750 – 2 800	
	kréta	2 230	
	homok	1 920 – 1 930	
Átalakult kőzetek	márvány	2 750	
	gneisz	2 590 – 3 060	2 703
	agyagpala	2 700 – 3 030	2 790
	slate	2 720 – 2 840	2 810
	amfibolit	2 790 – 3 140	2 990
	granulit	2 630 – 3 100	2 830
	eklogit	3 338 – 3 452	3 392

2-4. táblázat. Testsűrűség változása különböző kőzetfizikai állapotokban (Egerer & Kertész, 1993)

Kőzet neve	Légszáraz	Szárított	Vízzel telített
Gránit (Strzegom, Pl)	2,629	2,628	2,635
Andezit (Komló)	2,189	2,167	2,307
Bazalt (Uzsabánya)	2,844	2,839	2,845
Riodácittufa (Eger-Tihamér)	1,282	1,144	1,556
Homokkő (Ábrahámhegy)	2,410	2,399	2,449
Kristályos tömött mészkő (Polgárdi)	2,654	2,649	2,659
Durva mészkő (Sóskút)	1,572	1,559	1,890
Márvány (Rakaca)	2,665	2,661	2,669
Márvány (Carrara, I)	2,656	2,653	2,641

2.1.4 Hullám-terjedési sebesség

Laborvizsgálatnál mind a P- (longitudinális), mind az S- (transzverzális) hullámok terjedési sebességének mérésére van lehetőség, melyek ismeretében lehetőség van geofizikai alapokon a kőzetmechanikai paraméterek meghatározására. A **2-5. táblázatban** a fontosabb kőzetek P- és S-hullámterjedési sebességeit foglaltuk össze.

2-5. táblázat. A kőzetekben mért hullámterjedési-sebességek Volarovics (1978) alapján

	Kőzet neve	P-hullám (longitudinális)	S-hullám (transzverzális)
		[km/s]	[km/s]
Magmás kőzetek	Gránit	3,96-5,4	2,55-3,32
	Granodiorit	5,3-5,95	3,41-3,72
	Diorit	5,6-6,1	3,47-3,80
	Szienit	5,05-6,20	2,60-3,70
	Gabbró	5,95-6,80	2,60-3,70
	Peridotit	7,20-7,36	4,26-4,34
	Riolit	1,39-5,3	2,5-3,3
	Dácit	4,5-6,0	3,2-3,8
	Trachit	4,0-5,4	2,7-3,4
	Diabáz	5,0-6,2	3,2-3,7
	Bazalt	5,4-6,2	3,3-3,8
	Tufák	1,2-4,0	0,8-2,4
	Üledékes kőzetek	Agyag	0,5-3,0
Aleurit		1,9-7,0	0,8-3,5
Anhidrit		3,2-8,0	1,5-4,0
Dolomit		2,2-7,5	1,0-4,6
Homokkő		2,0-7,0	0,8-4,5
Konglomerátum		3,0-8,0	1,45-5,6
Márga		2,6-7,0	1,3-4,0
Mészkő		2,3-8,0	1,0-5,5
Kőszén		1,2-2,8	0,4-1,5
Kősó		7,0-9,0	4,5-5,5
Meta-morf kőz.	Amfibolit	6,5-7,2	4,0-4,2
	Gneisz	5,2-6,3	2,55-3,55
	Márvány	7,2-9,0	4,0-4,6
	Víz	1 485	-

A kőzetekben mért hullámterjedési sebességek – a kőzetek mállásának előrehaladtával – értelemszerűen csökkennek, mivel a kőzetekben az ásványok bomlása miatt a rugalmas tulajdonságok romlanak. Ha a kőzetben a repedések mértéke és száma növekszik, a hullámterjedési sebességek ugyancsak csökkennek.

A hullámok terjedési sebességét igen nagy mértékben meghatározza a kőzetalkotó szemcsés egymáshoz való kapcsolatának minősége és mértéke, valamint természetesen jelentős mértékben befolyásolja a továbbá kőzet porozitása és a víztartalma. A porozitás növekedésével a hullám terjedési sebessége csökken.

A környezeti nyomás növekedése ugyancsak növekszik a hullámterjedési sebesség: egy exponenciális növekedést fokozatosan lineáris növekedés vált fel.

2.1.5 Schmidt kalapácsos vizsgálat

A Schmidt kalapácsos vizsgálatot beton minősítésére fejlesztették ki, de ma már széles körben használatos kőzetek vizsgálatára is. Különböző energiájú Schmidt kalapácsok vannak forgalomban – a leggyakrabban használatosak az L-típusú, melynél 0,735 Nm az energia, míg a N-típusúnál az L-típusú háromszorosával történik a vizsgálat. A két visszapattanási érték között lineáris kapcsolat van:

$$R_{n(N)} = a + b R_{n(L)} \quad (2.10.)$$

ahol $R_{n(N)}$ az N típusú, $R_{n(L)}$ pedig az L-típusú Schmidt kalapáccsal mért visszapattanási érték, míg a és b tapasztalati állandók.

Az összefüggésben lévő tapasztalati állandó legáltalánosabban használt értékei többféle kőzeten végzett statisztikai vizsgálatával Ayday & Gökan (1992) alapján $a = 7,124$, ill. $b = 1,249$. del Porto & Hürlimann (2009) kanári szigeteki tufák vizsgálatánál $a = 1,0642$ és $b = 2,5687$.

A **2-6. táblázatban** Zhang (2005) szerint az L-típusú Schmidt kalapáccsal mért visszapattanási értéket foglaljuk össze különböző kőzetek esetére.

2-6. táblázat. Különböző kőzetek L-típusú Schmidt kalapáccsal mért jellemző visszapattanási értékei ($R_{n(L)}$) Zhang (2005) gyűjtése alapján

Kőzet típusa	$R_{n(L)}$	Kőzet típusa	$R_{n(L)}$
Agyagkő	15	Kréta	10 – 29
Andezit	28 – 52	Kvarcit	39
Bazalt	35 – 58	Márga	18 – 39
Diabáz	36 – 59	Márvány	31 – 47
Dolomit	40 – 60	Mészkö	16 – 59
Gabbró	49	Pala	29 – 41
Gipsz	30 – 44	Peridotit	45
Gneisz	48	Prazinit	41
Gránit	45 – 56	Kősó	23
Homokkő	30 – 47	Szerpentinit	45
Iszapkő	47	Tufa	13 – 40

2.1.6 Kapcsolatok a különböző roncsolás-mentes értékek között

a) Sűrűség és porozitás közötti kapcsolat

Az anyagsűrűség (ρ) és a porozitás (n) szorosan kapcsolódik egymáshoz, a kettő közötti kapcsolat pontosan meghatározható:

$$\rho = (1 - n) \rho_s + n [S_r \rho_f + (1 - S_r) \rho_g] = (1 - n) \rho_s + n \rho_f \quad (2.11.)$$

ahol ρ_s a szemcse (mátrix) sűrűsége, ρ_f és ρ_g a pórusokban lévő folyadék, illetve gázok sűrűsége, míg S_r a pórusok telítettsége, mely definíció szerint:

$$S_r = \frac{V_f}{V_v} \quad (2.12.)$$

ahol V_f a folyadék térfogata a pórusokban, V_v a pórusok teljes térfogata.

Mivel a gázok sűrűsége mérnöki szempontból általában elhanyagolható, a (2.9.) egyenlet egyszerűbb alakban is felírható:

$$\rho = (1 - n) \rho_s + n \rho_f \quad (2.13.)$$

Teljesen telített közet esetén (azaz $S_r = 1$) az egyenletet a következő alakra lehet átírni:

$$\rho = \rho_s - n(\rho_s - \rho_f) \quad (2.14.)$$

Mivel a folyadék (mely a mérnöki alkalmazás esetén általában a víz) sűrűsége a pórusokban kisebb, mint a közet sűrűsége, ebből következően a porozitás növekedésével a sűrűség csökken.

Turgul & Zarif (1999) a következő empirikus összefüggést javasolja a száraz sűrűség és a porozitás közötti kapcsolatra törökországi gránitok esetére:

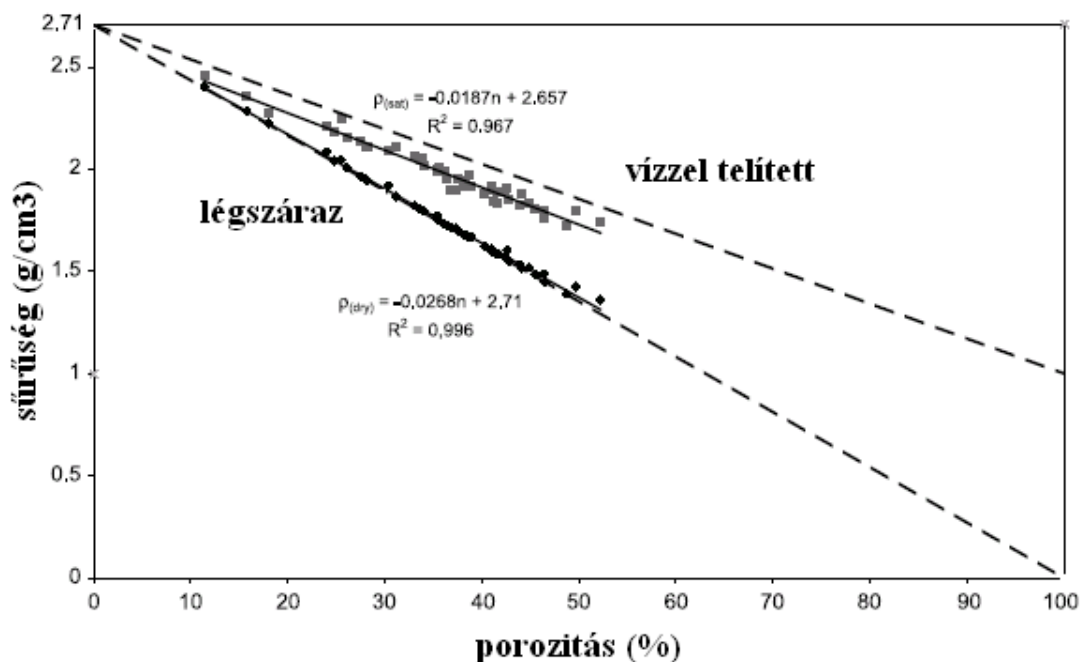
$$\rho_d = 2695 - 25,48 n \quad (2.15.)$$

Turgul (2004) törökországi homokkő, mészkő, bazalt és granodiorit vizsgálati után az alábbi összefüggésre jutott:

$$\rho_d = 2765 - 33,64 n \quad (2.16.)$$

Mindkét egyenletben a száraz anyagsűrűség (ρ_d) kg/m^3 , és porozitás (n) térfogat %-os dimenziójú.

Vásárhelyi (2003) vízzel telített és telítetlen miocén kori durva mészkövek vizsgálatakor azt tapasztalta, hogy a zárt pórusok telítésére nincs lehetőség, így a tapasztalati egyenes az elméletileg meghatározható egyenes alatt helyezkedik el. Durva mészkövek esetén ezt a kapcsolatot mutatja a **2-2. ábra**. Ugyan ezt az eredményt kapták forrásvízi mészkövek adatainak feldolgozása után is (Török & Vásárhelyi, 2010).



2-2. ábra. A száraz és telített sűrűség és porozitás közötti kapcsolat durva mészkövek esetén – elméleti és tapasztalati eredmények (Vásárhelyi, 2003).

b) Telített és telítetlen sűrűség közötti kapcsolat

A vízzel telített (ρ_{tel}) és a száraz (ρ_d) állapotban mért sűrűségek közötti kapcsolat abban az esetben, ha a kőzetet csak kalcium-karbonát ($CaCO_3$) ásványok alkotják, az alábbi képlet segítségével határozható meg (Vásárhelyi, 2003, Török & Vásárhelyi, 2010):

$$\rho_{tel} = \frac{\rho_{CaCO_3} - \rho_{víz}}{\rho_{CaCO_3}} \rho_d + \rho_{víz} \quad (2.17.)$$

Mivel $\rho_{kalcium} = 2,71 \text{ g/cm}^3$, és $\rho_{víz} = 1,00 \text{ g/cm}^3$, a telített és száraz állapot között az alábbi összefüggés adható meg:

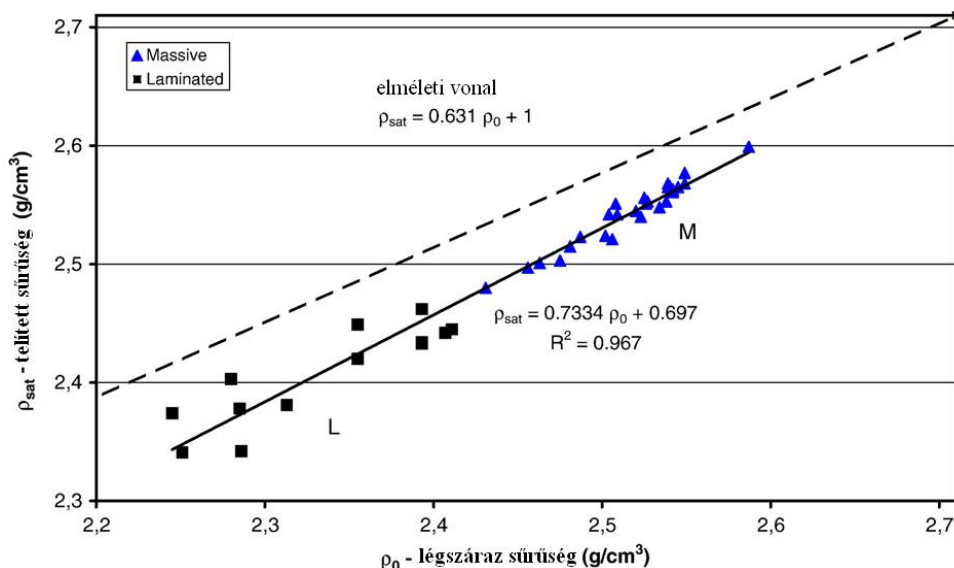
$$\rho_{tel} = 0,631 \rho_d + 1,00 \quad (2.18.)$$

A valóságban, nagyszámú, különböző porozitású kőzet esetén – mivel teljes telítettség állapota nem áll fenn – a kapott egyenes ezen elméleti egyenes alatti értékeket mérünk, azaz:

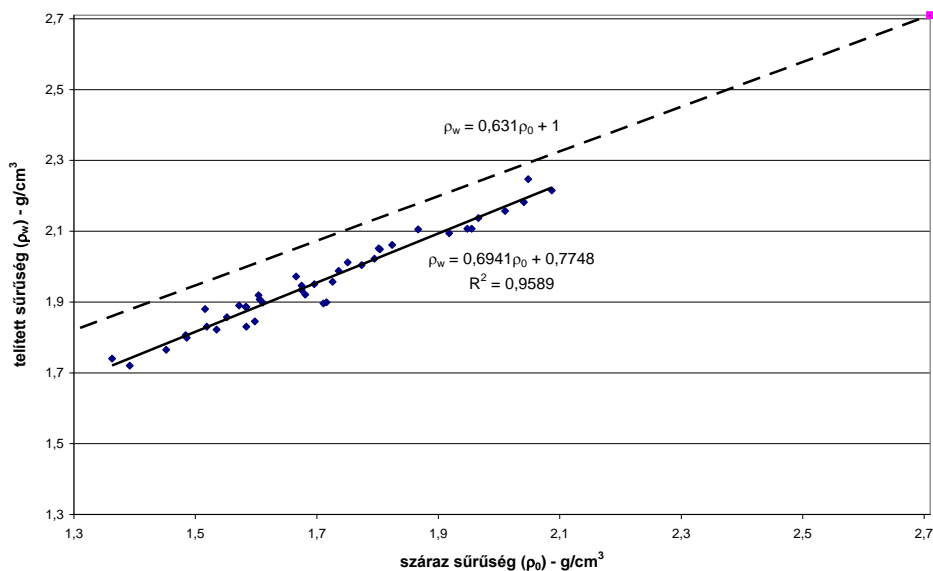
$$\rho_{tel} = \alpha \rho_d + \beta \quad (2.19.)$$

Ezen tényezők durva mészkő esetén: $\alpha = 0,690$; $\beta = 0,778$ (Vásárhelyi, 2003, 2005), míg forrásvízi mészkőnél $\alpha = 0,733$; $\beta = 0,697$ (Török & Vásárhelyi, 2010).

Forrásvízi mészkövek esetén kimutatható volt, hogy a kőzet lamináltsága nem befolyásolja ezen érték változását. A **2-3. és a 2-4. ábrák** forrásvízi mészkő, valamint miocén kori durva mészkő vízzel telített és légszár állapot közötti kapcsolatot (Török & Vásárhelyi, 2010; ill. Vásárhelyi, 2003).



2-3. ábra. A vízzel telített sűrűség a légszáras függvényében forrásvízi mészkövek esetén (Török & Vásárhelyi, 2010)



2-4. ábra. A vízzel telített sűrűség a légszáras függvényében durva mészkövek esetén (Vásárhelyi, 2003)

c) P-hullám terjedési sebessége és a porozitás közötti kapcsolat

A hullám terjedési sebességét befolyásolja mind az anyag mátrixa, porozitása, valamint a pórusokat kitöltő folyadék jelenléte. Wyllie et al. (1956) az alábbi általános kapcsolatot adják meg telített porózus kőzetek esetén:

$$\frac{1}{v_p} = \frac{1-n}{v_{ps}} + \frac{n}{v_{pf}} \quad (2.20.)$$

ahol v_p a kőzet, v_{ps} a szilárd rész (ásványok) és v_{pf} a folyadék P-hullám terjedési sebessége.

A (2.20) egyenletből a porozitást kifejezve:

$$n = \frac{v_{pf}}{v_{ps} - v_{pf}} \left(\frac{v_{ps}}{v_p} - 1 \right) \quad (2.21.)$$

A valóságban, ahogy azt a mérési eredmények is kimutatták, a kőzet egyéb tulajdonságai jelentős mértékben befolyásolják a hullám-terjedési sebességek és a porozitás közötti kapcsolatot. Raymer et al. (1980) a P-hullám terjedési sebessége és a porozitás (n) közötti kapcsolatot vizsgálva konszolidált kőzetek esetén az alábbi összefüggés használatát javasolják:

$$v_p = (1 - n)^2 v_{ps} + v_{pf} \quad (2.22.)$$

ahol v_p , v_{ps} és v_{pf} a fentiekben definiáltakkal egyezik meg.

A **2-7. táblázat** néhány empirikus kapcsolatot ad meg a P-hullám terjedési sebessége (v_p) és a porozitás (n) között Zhang (2005) gyűjtése alapján.

2-7. táblázat. A P-hullám terjedési sebessége és a porozitás közötti kapcsolat különböző kőzetek esetén

Kapcsolat	R ²	Kőzettípus	Irodalom
$v_p = 6,32n^{-0,016}$	0,76	Bazalt	Al-Harathi et al. (1999)
$v_p = 6,52 - 0,36n$	0,66	Gránitos kőzetek	Turgul & Zarif (1999)
$v_p = 4,08n^{-0,42}$	0,79	Gránit	Sousa et al. (2005)

v_p : P-hullám terjedési sebessége km/s-ban, n a porozitás %-ban,

d) A P-hullám terjedési sebessége és a sűrűség közötti kapcsolat

A P-hullám terjedési sebessége (v_p) a kőzet sűrűségével (ρ) növekszik. Számos szerző adott eddig közre zárt tapasztalati formulákat különböző kőzetek sűrűsége és P-hullám terjedési sebessége közötti kapcsolatra. A kapott eredmények döntő többségében lineáris kapcsolatot adnak meg a két anyagállandó között az alábbi formában:

$$v_p = A \rho - B \quad (2.23.)$$

ahol A és B kőzettípustól függő anyagállandók. Ezeket Zhang (2005) összegzése alapján a **2-8. táblázatban** mutatjuk be.

2-8. táblázat. A P-hullám terjedési sebessége és a sűrűség közötti kapcsolat a (2.23.) egyenletben megadott anyagállandói (Zhang, 2005 alapján)

A	B	Kőzettípus
2,67...2,76	0,98...1,08	Átalakult kőzetek
3,10	2,98	Mélységi magmás kőzetek
2,30	0,91	Kiömlési kőzetek
3,66	4,46...4,87	Agyagkő
5,00	8,65	Kristályos kőzetek
4,32	7,51	Karbonátos kőzetek

A geofizikában elfogadott még Gardner et al. (1974) empirikus alapon, üledékes kőzetekre meghatározott összefüggése is:

$$\rho = 1,741 v_p^{0,25} \quad (2.24.)$$

Megjegyezzük, hogy ezen összefüggést főleg tengervíz alatti üledékes kőzeteknél alkalmazzák, arra ad viszonylag jó eredményt.

d) Schmidt kalapácsoló visszapattanási érték és a sűrűség, porozitás és a P-hullám terjedési sebesség közötti kapcsolat

A Schmidt kalapáccsal törtnő vizsgálatnál a visszapattanási értéke a sűrűség növekedésével növekszik. Yasar & Erdogan (2004) hat különböző típusú kőzeten – két különböző mészkő és márvány, valamint bazalt és homokköveken – végzett vizsgálatok alapján az alábbi tapasztalati összefüggést adták meg L típusú Schmidt kalapács visszapattanási értéke ($R_{n(L)}$) és a sűrűség (ρ) között:

$$R_{n(L)} = 3,0e^{1,066\rho} \quad (R^2 = 0,84) \quad (2.25.)$$

A képletben a sűrűség g/cm³-ben van megadva.

Egyértelmű, hogy a porozitás növekedésével a Schmidt kalapáccsal mért visszapattanási értéknek csökkennie kell. Yasar & Erdogan (2004), a fentiekben ismertetett kőzeteket felhasználva az alábbi kapcsolatot adja meg:

$$R_{n(L)} = 56,08 - 5,00 n \quad (R^2 = 0,80) \quad (2.26.)$$

ahol $R_{n(L)}$ az L típusú Schmidt kalapáccsal mért visszapattanási érték, n pedig a porozitás %-ban.

A P-hullám terjedési sebessége (v_p , km/óraban) és a N-típusú Schmidt kalapáccsal mért visszapattanási érték ($R_{n(N)}$) közötti kapcsolatot részletesen Kahraman (2001) vizsgálta. Az általa kapott összefüggés az alábbi:

$$v_p = 0,11 R_{n(N)} - 4,41 \quad (R^2 = 0,689) \quad (2.27.)$$

2.2 Roncsolásos vizsgálatok

Ebben a fejezetben a kőzettömb egyirányú nyomószilárdságának meghatározására leggyakrabban használt módszereket mutatjuk be: a szabályos próbatesteken laboratóriumi körülmények között végzett, valamint a helyszínen, terepi megfigyelés alapján végrehajtott mérések és az ún. pont-terheléses vizsgálatot. Kőzeteknek a nyomószilárdsági érték alapján való osztályba sorolás lehetőségét külön részletezzük.

A műszaki, mérnökgeológiai gyakorlatban a kőzet, azaz a kőzettestet alkotó kőzettömbök egyirányú nyomószilárdságának ismerete az egyik legfontosabb anyagjellemző. Ha egy kőzetről beszélünk, az első kérdés, hogy mekkora a nyomószilárdsága, mert ennek alapján történik osztályba sorolása, minősítése. A kőzet szilárdságát vesszük figyelembe az alagút-fúró gép előrehaladási sebességének megbecslésénél, a várható kopások számításánál és a különböző fejtési módok optimalizálásánál is. Az utóbbi időben a kutatások kimutatták a terhelés hatására végbemenő változásokat is – ezeket külön elemezzük, részletesen ismertetjük.

A szilárdsági és alakváltozási tulajdonságok meghatározására laboratóriumban első sorban a főfeszültségi- és a hozzá tartozó fő-alakváltozási állapotban végzett vizsgálatok szolgálnak. A szilárdsági vizsgálatok homogén, rugalmas anyagi viselkedésű feltételrendszer szerint készülnek. A vizsgálatokkal meghatározhatók a feszültségek és alakváltozások közötti, kőzetekre jellemző változás, valamint azok a feszültségi határértékek, amelyeknél az anyagi összefüggés megszakad. A kőzet szilárdsága azért definiálható nehezen, mert a kőzet a legritkább esetben tekinthető homogénnek és izotrópnak. A mért szilárdság értéket jelentősen befolyásolják a próbatest anyagszerkezeti hibái, melyek sok esetben szabad szemmel nem észrevehetőek: gyengébb zónák, zárványok, mikro-repedezettség jelenléte, anyagi folytonossági változások, stb., ezek iránya és nagysága. Jelentős befolyásoló tényező még a porózus kőzeteknél a folyadék (víz) esetleges jelenléte is, mivel ugyanaz a kőzet, különböző telítettségében jelentős szilárdsági eltérést mutathat.

A vizsgálati eredmények értékelésénél fontos szempont, hogy az eredmények milyen megbízhatósággal kezelhetők. Az egyedi eredmények csak tájékoztató jellegűek lehetnek. Abban az esetben, ha a vizsgálatok eredményei egy-egy kőzetváltozatra vonatkoztathatók, vagy szelvénybeli előfordulásuk esetén egy-egy szelvényközben összevethetőek, úgy az eredményeket statisztikai módszerekkel tudjuk értékelni. Ebben az esetekben az egyedi eredmények figyelembe vételével a kőzetváltozat tulajdonságai átlagértékkel, az átlagértékhez rendelt szórással, illetve különböző ismétlési szám esetén az un. minősítő értékkel válnak használhatóvá.

2.2.1 Egyirányú nyomószilárdsággal meghatározható mechanikai paraméterek

A kőzet egyirányú nyomószilárdságának meghatározására legáltalánosabban elterjedt módszer a henger alakú próbatesten végzett vizsgálat, mivel a fúrómagból a próbatest könnyen kialakítható, illetve a kőzettömbből laboratóriumban is ez a próbatest munkálható ki a legegyszerűbben. A mérnökgeológiai feltáró fúrásoknál járatos átmérőket, azok nemzetközi jelölésével együtt a **2-9. táblázatban** foglaltuk össze.

2-9. táblázat. A kőzetmechanikában járatos fúrási átmérők és azok megjelölései

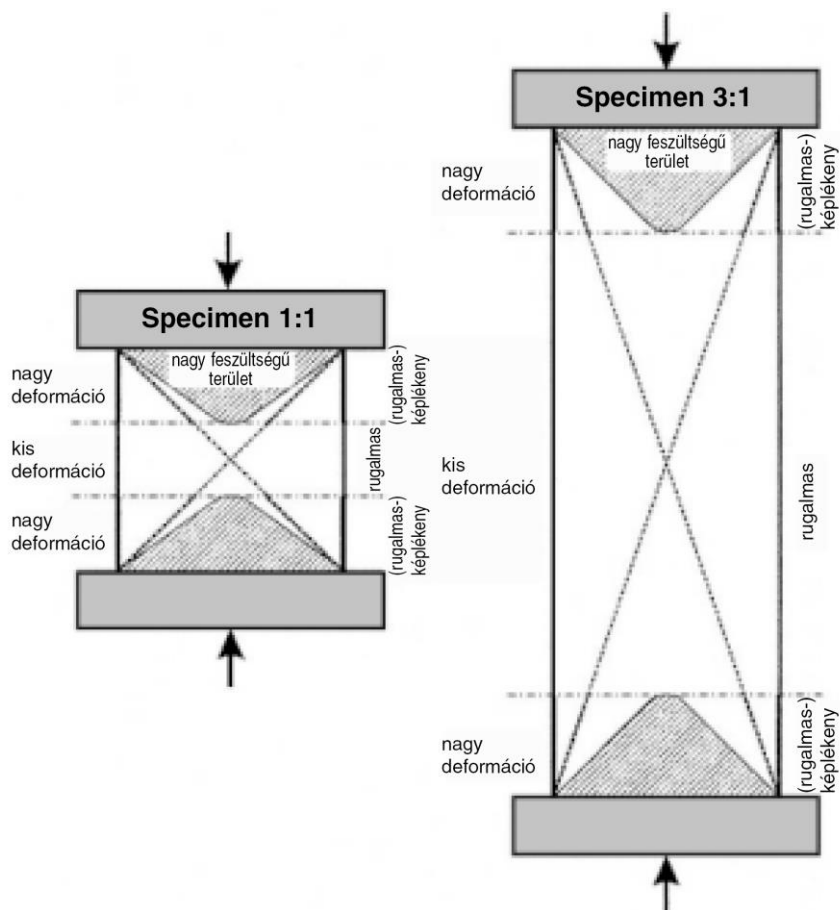
Fúrás jele	Lyukátmérő (mm)	Magátmérő (mm)
AQ	48,0	27,0
BQ	60,0	36,5
NQ	75,7	47,6
NQ2	75,7	50,5
NX	86,0	54,7
HQ	96,0	63,5
PQ	122,6	85,0

A henger alakú próbatestet lehetőleg 2:1-es magasság:átmérő arányú legyen, ahol a lapok egymással párhuzamosak (az ISRM alapján a legnagyobb eltérés 0,001 radián, melynek simasága minimálisan 0,02 mm-en belül van). Ez azt jelenti, hogy a vizsgálat előtt javasolják a próbatest lapjainak csiszolását, polírozását a pontosabb vizsgálat végrehajtásához. Ma már bizonyított, hogy a párhuzamosságot előíró határ túlzott, mivel ennél nagyobb ferdeség esetén is bizonyíthatóan azonos szilárdságot mértek (Hoek, 1977). Az egyirányú nyomószilárdság vizsgálatára többféle előírás is létezik. A kőzetmechanikai gyakorlatban az ISRM javasolt módszere terjedt el, de e mellett az MSZ EN szabványsorozat is szabályozza a vizsgálat menetét. A két előírás összevetését Görög (2012) cikke tartalmazza.

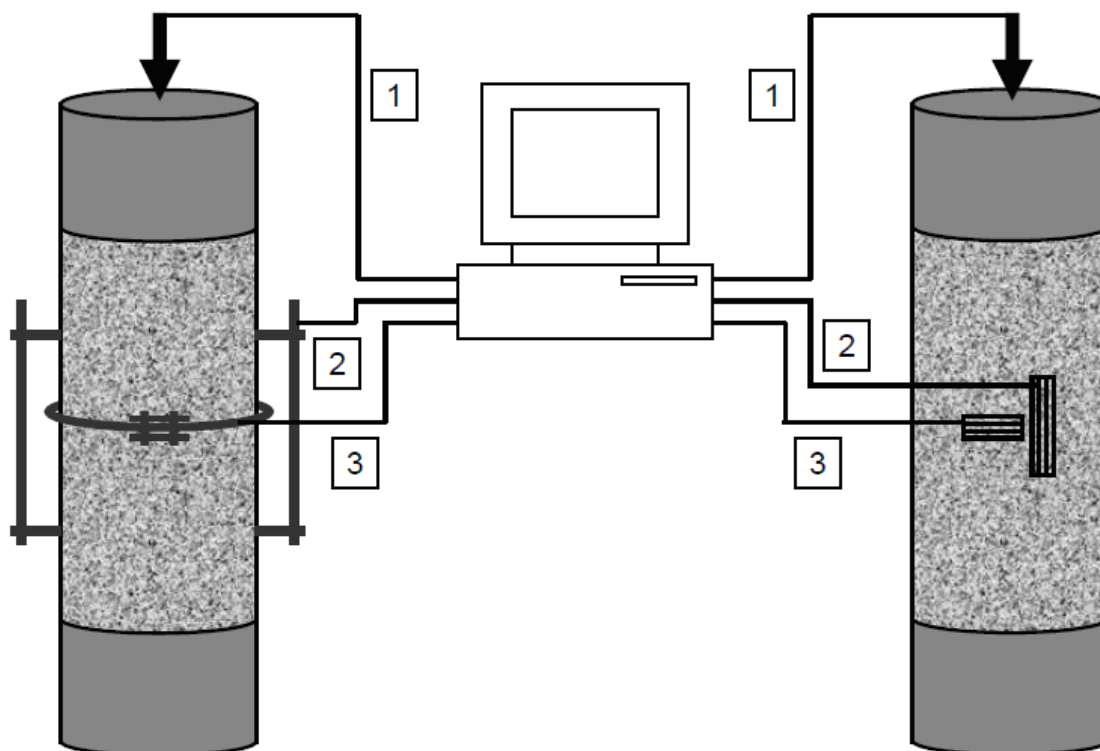
A mért eredmény szerint a próbatest a magasság/átmérő arányszámnak a változására a legérzékenyebb. Ennek oka, hogy a nyomófelületeknél nagy feszültségviszonyok jönnek létre, azaz kisebb arányú próbatest esetén a (rugalmas-)képlékeny állapotban lévő zónák túl közel vannak egymáshoz, nagyobb távolság esetén pedig a kihajlás esélye áll fenn – ezt mutatja be a **2-5. ábra**. Az ábrából következik, hogy a közet rugalmas alakváltozását csak a közepső, kb. 2/3-nyi tartományban mérhetjük (Hawkins, 1998; Vásárhelyi, 2003).

A kialakított próbatesteken végzett egyirányú nyomóvizsgálat sematikus elrendezését a **2-6. ábrán** mutatjuk be. Az egyirányú nyomóvizsgálat során a terhelés irányába eső főfeszültséget és alakváltozást, valamint az erre merőleges keresztirányú alakváltozást lehet mérni. A nyomóvizsgálat elvégzése történhet:

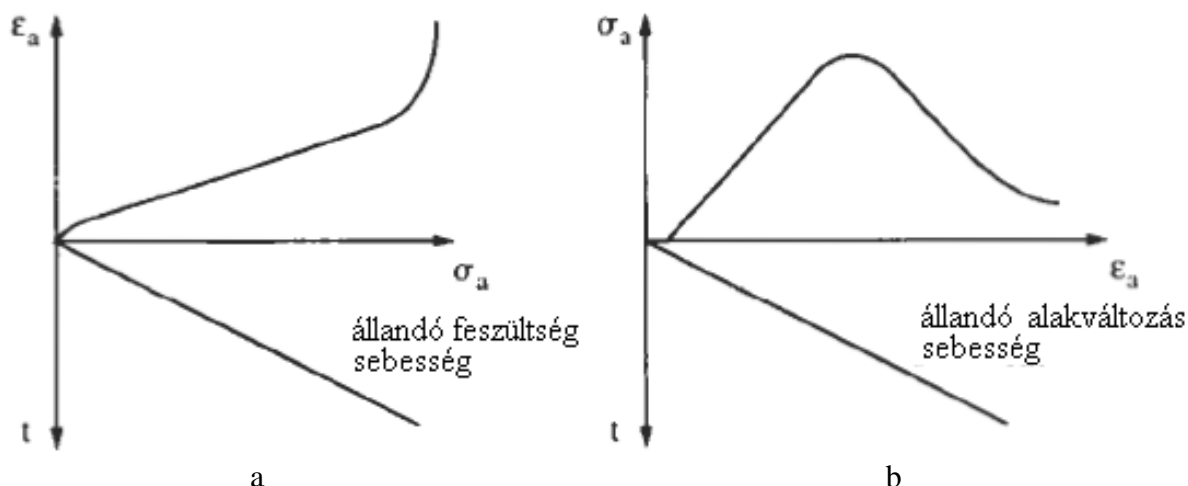
- a) állandó terhelési (feszültség) sebességgel (**2-7a. ábra**)
- b) állandó elmozdulás (alakváltozás) sebességgel (**2-7b. ábra**)
- c) kontrollált sebesség-elmozdulás vezérléssel



2-5. ábra. Sematikus ábra az 1:1 és 3:1 magasság:átmérőjű próbatestek feszültség és alakváltozás állapotáról (Hawkins, 1998; Vásárhelyi 2003)



2-6. ábra. Az egyirányú nyomóvizsgálat elrendezésének vázlata. (1): erőmérő, (2): tengelyirányú (axiális) alakváltozás-mérő (3): keresztirányú (laterális) elmozdulás-mérő



2-7. ábra: Állandó terhelési (a) illetve alakváltozási (b) sebességgel történő terhelés esetén a mérhető feszültség-alakváltozási ábrák

Jelen műnek nem célja az egyirányú nyomóvizsgálathoz használt gépek részletezése, de felhívjuk a figyelmet, hogy a kőzetek merevsége jóval nagyobb, mint a talajoké vagy a betoné. Ezt a tulajdonságot a nyomógép megválasztásánál figyelembe kell venni. A mérési eredménynél főleg a poszt-kritikus állapot kimérésénél van ennek fontos szerepe. A nem részletezett „kombinált” mérés ad csak lehetőséget ezen szakasz pontosabb megismerésére.

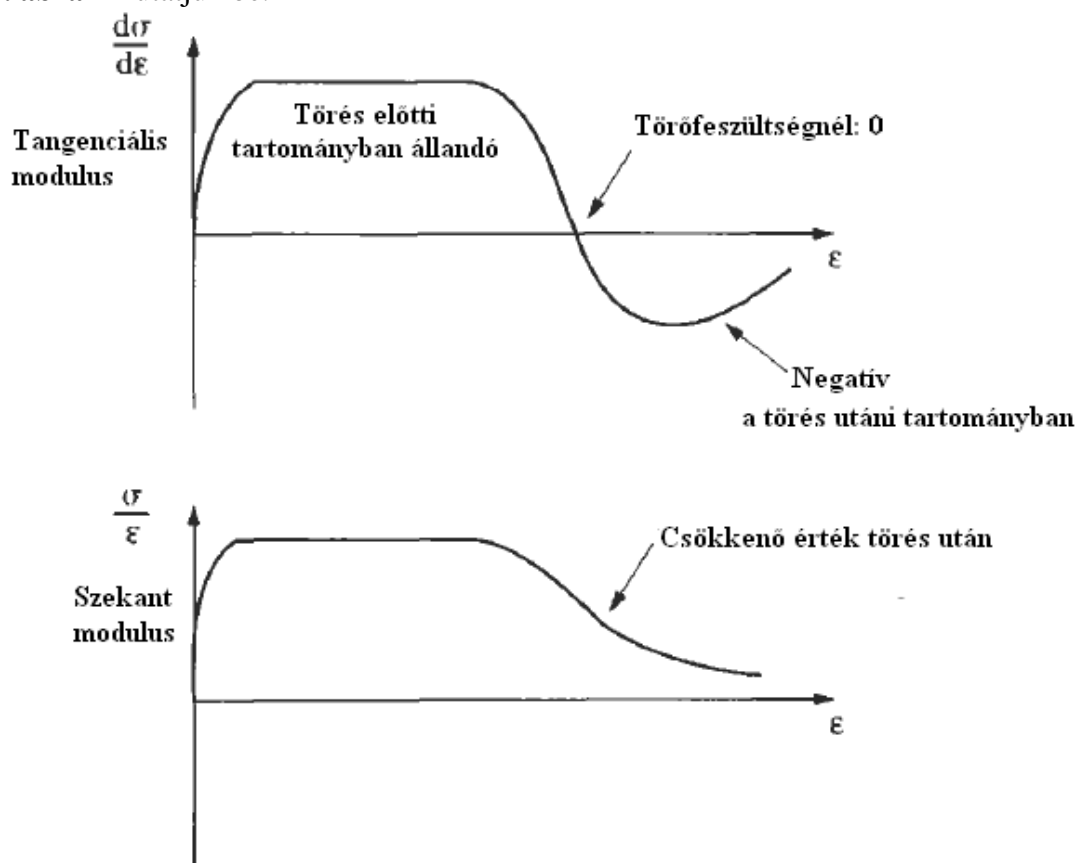
Az egyirányú nyomószilárdsági vizsgálat elvégzésével elsődlegesen az alábbi kőzetmechanikai paraméterek meghatározására van lehetőségünk, melyeket a későbbi tervezéskor is figyelembe kell venni:

- Rugalmassági (tangens) és szekánt modulusok (E)
- Poisson tényező (ν)
- A törés folyamatát elemezve az ép kőzetben meglévő mikrorepedések változása
- Poszt-kritikus (törés utáni) állapot
- az ép kőzet törőszilárdsága (nyomószilárdságára, σ_c)

Az alábbiakban e tényezőket és a közöttük kimutatható kapcsolatokat külön-külön ismertetjük.

2.2.1.1 Rugalmassági és szekánt modulusok

Az egyirányú nyomóvizsgálat alapján meghatározott feszültség-alakváltozási görbén két modulus meghatározására van lehetőség: a görbe érintőjénél felvett tangenciális modulusra, melynek értékét a törőfeszültség 50 %-nál rugalmassági (Young) modulusnak is nevezünk, valamint a másodlagos (szekánt) modulusra, melynél a vizsgált pont és az origó között húzott egyenes meredekségét értjük. Tekintettel a numerikus módszerek egyre kifinomultabb adatigényére, mindkét tényező fontos információval bírhat, ezért javasolt mindkettőnek a meghatározása. Az alakváltozás függvényében a tangenciális és szekánt modulusok változását a **2-8. ábrán** mutatjuk be.



2-8. ábra. Tangenciális (rugalmassági) és szekánt modulusok változása az alakváltozás függvényében

A **2-10. táblázatban** az amerikai autópálya tervezésnél megadott rugalmassági modulusokat mutatjuk be, a jelentős mennyiségű mért értékek minimum, maximum, valamint középértékével együtt.

2-10. táblázat: Különböző kőzetek rugalmassági modulusa AASHTO (1989) alapján.

Kőzettípus	Rugalmassági modulus (GPa)		
	<i>minimum</i>	<i>maximum</i>	<i>Közéérték</i>
gránit	6,4	100,0	52,7
diorit	17,1	112,0	51,4
gabbró	67,6	84,1	75,8
diabáz	69,0	104,0	88,3
bazalt	29,0	84,1	56,1
kvarcit	36,5	88,3	66,1
márvány	4,0	73,8	42,6
gneisz	28,5	82,1	61,1
slate	2,4	26,1	9,6
schist	5,9	69,0	34,3
fillit	8,6	17,3	11,8
homokkő	0,6	39,2	14,7
iszapkő	2,6	32,8	16,5
pala	0,007	38,6	9,8
mészkö	4,5	89,6	39,3

Porozitás és sűrűség hatása a rugalmassági modulusra

A rugalmassági modulus értéke a porozitás növekedésével csökken: minél porózusabb a kőzet, annál kisebb a rugalmassági modulusa. Leire & Ferland (2001) a két érték között lineáris empirikus kapcsolatot észlelt mesterségesen előállított különböző mértékű porózus kőzetek esetén:

$$E = 10,10 - 0,109 n \quad (R^2 = 0,74) \quad (2.28.)$$

ahol E a rugalmassági modulus GPa-ban, n a porozitás %-ban.

Lashkiripour (2002) agyagkövek, agyagpalák, iszapkövek és iszappalák vizsgálata alapján negatív exponenciális kapcsolattal tudta a mért eredményeket legjobban közelíteni a rugalmassági modulus (E - GPa) meghatározását a porozitás (n - %) függvényében:

$$E = 37,9 e^{-0,863n} \quad (R^2 = 0,68) \quad (2.29.)$$

Yilmaz & Yuksek (2009) gipszkő esetén logaritmikusan felvételt javasolja:

$$E = 37,9 e^{-0,863n} \quad (R^2 = 0,83) \quad (2.30.)$$

Vásárhelyi (2005) nagy porozitású durva mészkövek vizsgálata alapján exponenciális kapcsolatot talált a rugalmassági modulus és a kőzet sűrűsége között:

$$E = a e^{bp} \quad (2.31.)$$

ahol a és b értéke kőzetfüggő állandó. Mérései alapján a értéke száraz állapot esetén 0,0088, míg vízzel telítés esetén 0,0005, valamint az ezekhez tartozó b értéke 3,126 illetve 4,063. Az egyenlet alkalmazható különböző tufákra is. Ezek mérési eredményei alapján szintén ezt az exponenciális egyenletet volt érdemes használni (Vásárhelyi, 2002; Kleb & Vásárhelyi, 2003). Görög (2007) budai mészmárga laboratórium vizsgálata alapján szintén a (2.31.) egyenlet szerinti összefüggést tárt fel a rugalmassági modulus és a testsűrűség között. Az eredményei alapján az a értéke száraz állapotú budai márga esetén 0,0029 telített esetben 9×10^{-15} , a b értéke száraz esetben 0,0058 telített állapotban pedig 0,0158.

Meghatározás hullám-terjedés ismeretében

Abban az esetben, ha roncsolás-mentes vizsgálat alapján az S hullám (v_s) és P hullám terjedési sebessége (v_p) ismert, a közet ún. dinamikus mechanikai állandói is meghatározhatók:

dinamikus Poisson tényező (ν_{din})

$$\nu_{din} = \frac{1 - 2(v_s/v_p)^2}{2[1 - (v_s/v_p)^2]} \quad (2.32.)$$

dinamikus rugalmassági modulus (E_{din}):

$$E_{din} = \frac{\rho v_p^2 (1 - 2\nu_{din})(1 + \nu_{din})}{1 - \nu_{din}} \quad (2.33.)$$

nyírási modulus (G_s)

$$G_s = \rho v_s^2 \quad (2.34.)$$

$$E_{din} = 2G_{din}(1 + \nu_{din}) \quad (2.35.)$$

ahol ρ a közet sűrűsége (g/cm^3), v_p és v_s a P (longitudinális) és S (nyírási) hullám terjedési sebessége (km/s), E_{din} a közet dinamikus rugalmassági modulus (GPa) és ν_{din} a közet dinamikus Poisson tényezője

Ez az érték különbözik a nyomószilárdsági vizsgálattal meghatározható rugalmassági modulustól – attól kismértékben magasabb értéket szokott adni. A két tényező közötti zárt formájú empirikus kapcsolatokat a **2-11. táblázatban** foglaltuk össze. Dolomit, márvány és mészkövek vizsgálata után Yasar & Erdogan (2004) regresszió-analízis alapján a következő kapcsolat használatát javasolják:

$$E = 10,67 v_p - 18,71 \quad (2.36.)$$

2-11. táblázat. A nyomószilárdsági vizsgálattal meghatározott rugalmassági modulus (E) és a dinamikus rugalmassági modulus (E_{din}) közötti empirikus kapcsolatok

Kapcsolat	Kőzet típus	Irodalom
$E = 1,137 E_{din} - 9,685$	Gránit	Belikov et al. (1970)
$E = 1,263 E_{din} - 29,5$	Magmás és átalakult kőzetek	King (1983)
$E = 0,64 E_{din} - 0,32$	Különböző kőzetek	Eissa & Kazi (1988)
$E = 0,69 E_{din} + 6,4$	Gránit	McCann & Entwisle (1992)
$E = 0,48 E_{din} - 3,26$	Kristályos kőzetek	McCann & Entwisle (1992)
$E = 0,0158 E_{din}^{2,74}$	Palák	Ohen (2003)
$E = 0,4145 E_{din} - 1,059$		Rabbani et al. (2012)

A rugalmassági modulus értéke egy azon kőzettípuson belül is jelentős mértékben változhat. A dinamikus és statikus rugalmassági modulus közötti eltérés abból adódik, hogy a közet nem tökéletesen rugalmas anyag, azaz a reológiai tulajdonságokat figyelembe véve magyarázható a különbség. A pontos viszonyokat a közet diszperziós relációjának mérésével lehet áttekinteni (lsd. Fülöp, 2009). A termodinamikailag következetes és közetmechanikai mérésekkel leginkább alátámasztott a Kluitenberg-Verhás modell (lsd. Asszonyi et al. 2015).

Környezeti nyomás hatása

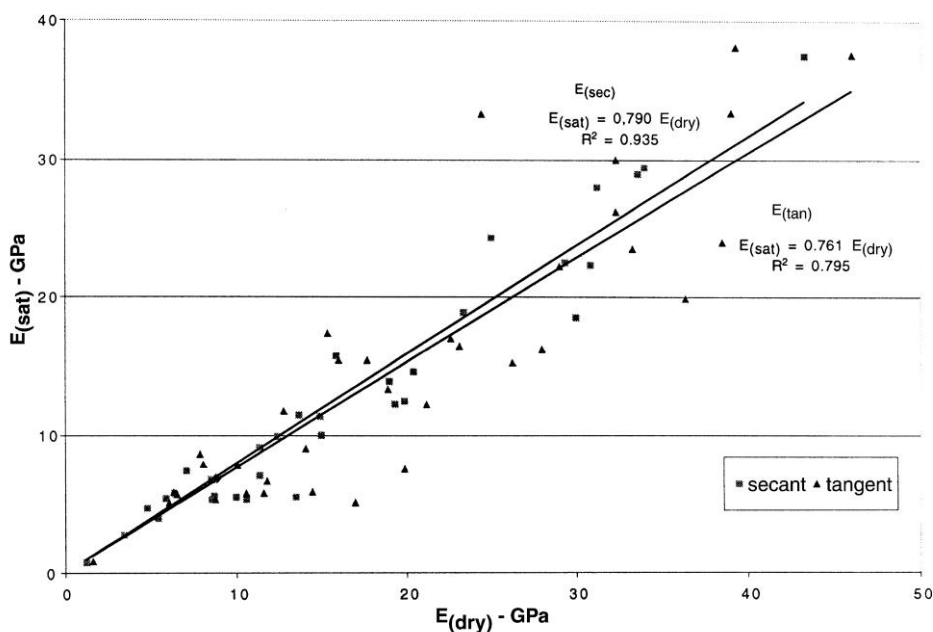
A dinamikus és a statikus rugalmassági modulus közötti kapcsolatot befolyásolja a környezeti nyomás mértéke is. Tapasztalatok alapján a környezeti nyomás növelésével a két tényező hányadosa csökken, az alábbi mértékben:

$$\frac{E_{din}}{E} = aP^b \quad (2.37.)$$

ahol P a környezeti nyomás, míg a és b anyagállandók. Asef & Najibi (2013) sarvaki mészkövön végzett mérései alapján $a = 4,295$ és $b = 0,337$ értékre adódott.

Vízzel való telítés hatása a rugalmassági modulusra

A vízzel való telítettség mértéke érzékenyen befolyásolja a kőzet rugalmassági modulusát: annak növekedésével jelentős mértékben csökken ezen mechanika anyagállandó. Hawkins & MacConnell (1992) különböző helyről származó angliai homokkövek eredményeit elemezve Vásárhelyi (2003) kimutatta, hogy a vízzel való telítés hatására mind a tangenciális, mind a szekánt modulus értéke – statisztikailag – azonos mértékben csökken, ahogy az a **2-9. ábrán** látható. Ugyan ez az eredmény jött ki a durva mészkövek légszáraz és vízzel való telítéses vizsgálatánál is (Vásárhelyi, 2005).



2-9. ábra. A tangenciális és a szekánt modulusok változása víz hatására különböző angliai homokkövek esetén (Vásárhelyi, 2003).

Kimutatható, hogy már igen kis víztartalom is jelentős mértékű változást idézhet elő. Yilmaz & Yuksek (2009) gipszkövek széleskörű mérési eredményei alapján az alábbi lineáris kapcsolatot találta:

$$E = -13,94 \ln(w) + 43,71 \quad (R^2 = 0,84) \quad (2.38.)$$

ahol E a rugalmassági modulus GPa-ban, w a víztartalom %-ban. Később Yilmaz (2010), ugyan ezen adatokat felhasználva, jobb közelítést kapott:

$$E = -13,23 e^{-0,4701w} + 9,3 \quad (R^2 = 0,92) \quad (2.39.)$$

A teljesen telített állapotban a rugalmassági modulus 20-80 %-a a száraz állapoténak. A **2-12. táblázatban** különböző szerzők víz hatására bekövetkező rugalmassági modulus csökkenését foglaljuk össze.

2-12. táblázat. Víz határára bekövetkező rugalmassági modulus csökkenések

$E_{\text{telített}}/E_{\text{száraz}}$	Kőzettípus	Szerző
0,807	Magyarországi tufák	Vásárhelyi (2002)
0,76	Brit homokkövek	Vásárhelyi (2003)
0,66	Miocén mészkövek	Vásárhelyi (2005)
0,85	Budai mészmárga	Görög (2007)
0,68	Jastzebe homokkő (PI)	Kwasniewski & Oitaben (2009)
0,35	Ana agyagkő (PI)	
0,54	Gipszkő	Yilmaz (2010)
0,79	Andezit	Karakul & Ulusay (2013)
0,19	Ignimbrit	
0,32	Márga	

2.2.1.2 Poisson tényező

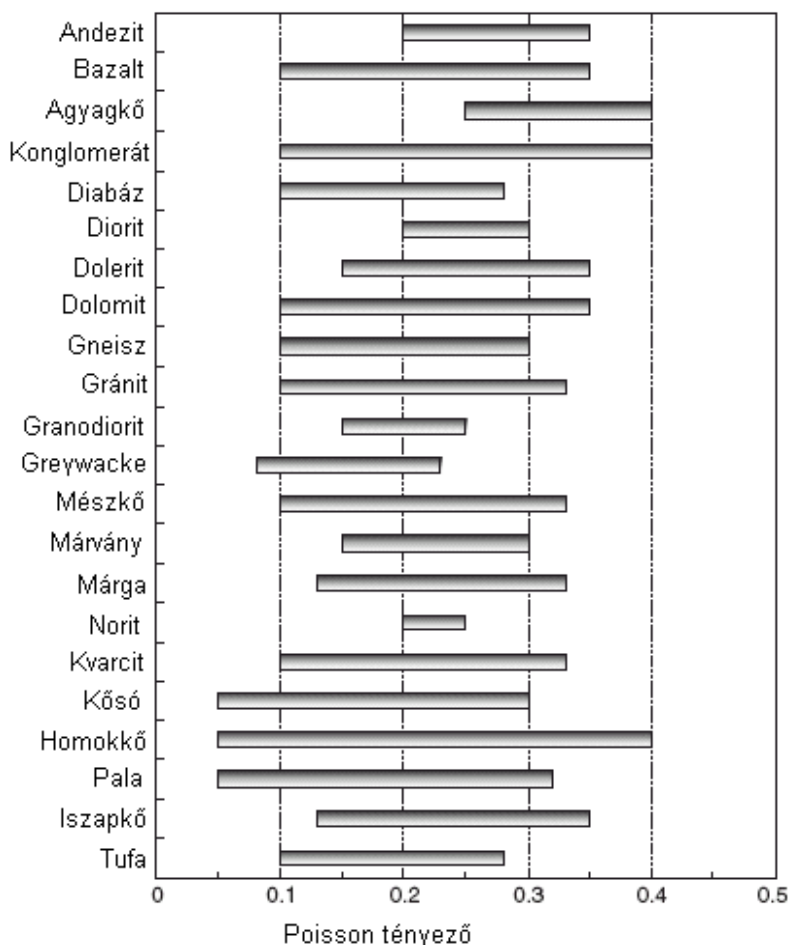
A kőzetmechanikában az egyik alapvető paraméter a kőzet Poisson tényezője (ν). Mivel általában kimérése sok esetben nehézségekbe ütközik, jól felszerelt laboratóriummal van csak lehetőség pontos értékének meghatározása, így igen kevés szakirodalom foglalkozik ezzel az anyagállanóval. Egyirányú nyomószilárdsági vizsgálat esetén a keresztirányú (ε_t) és tengelyirányú (ε_a) alakváltozások hányadosaként értelmezhető, azaz:

$$\nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_a} \quad (2.40.)$$

Értéke a kőzetmechanikában 0 és 0,5 között változhat. Tekintettel arra, hogy a keresztirányú (axiális) elmozdulás általában nem tekinthető linearizálhatónak, így megegyezés alapján ezen réteket a törőteher 50 %-hoz tartozó elmozdulások értékével határozzák meg. A **2-10. ábrán** a fontosabb kőzetek Poisson tényezőjük mért tartományait mutatjuk be Gercek (2007) alapján. Megjegyezzük, hogy a bemutatott értékeket inkább tájékoztató jellegű értéként kell figyelembe venni.

Rabbani et al. (2012) vizsgálatai alapján a laborvizsgálattal mért Poisson tényező (ν) és a dinamikus Poisson tényező (ν_{din}) között (lsd. 2.32 egyenletet) lineáris kapcsolat van:

$$\nu = 0,7 \nu_{\text{din}} \quad (2.41.)$$



2-10. ábra. A fontosabb kőzetek Poisson tényezőjének mérési tartományai Gercek (2007) alapján

Shalabi et al. (2007) labormérései alapján amennyiben ismert a kőzet egyirányú nyomószilárdsága (σ_c), jól közelíthetően megadható annak Poisson tényezője is:

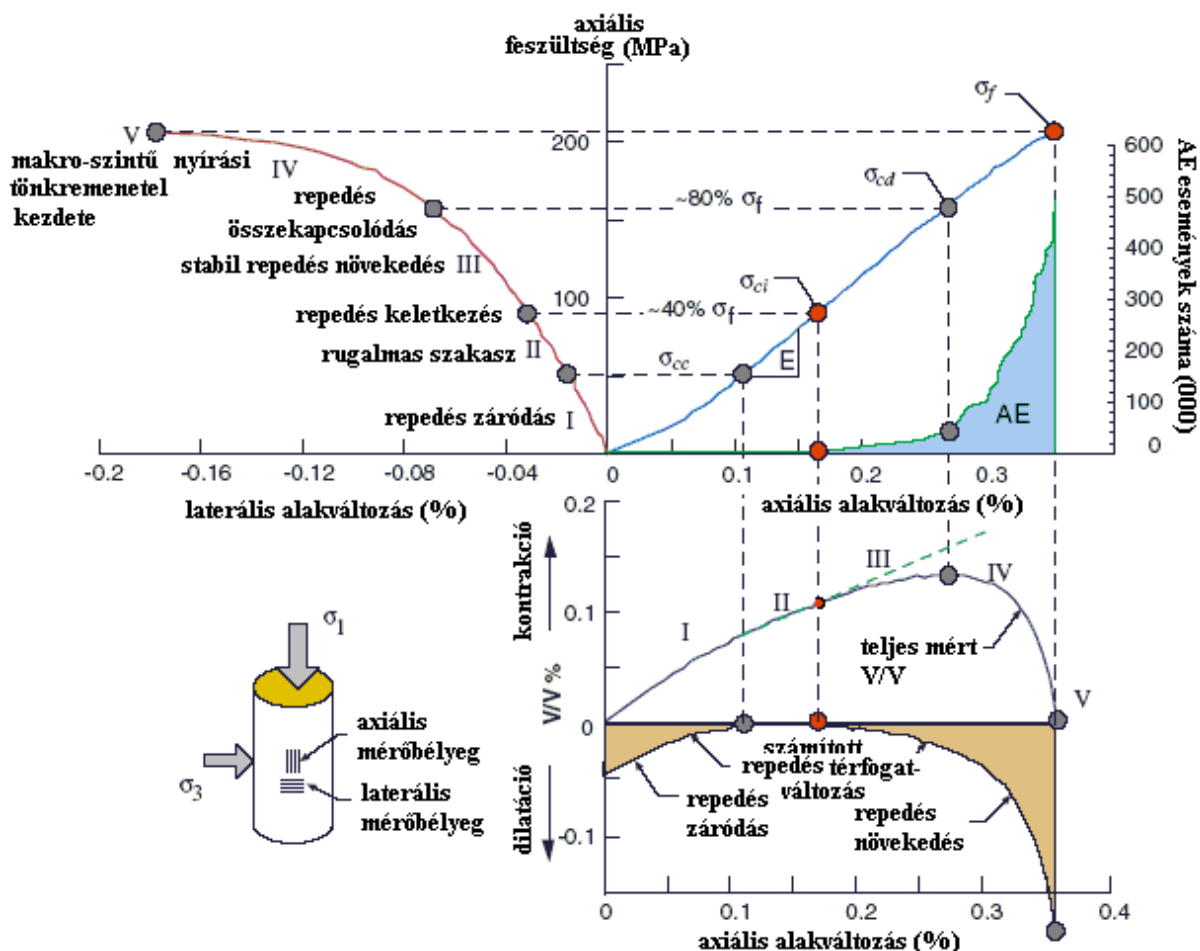
$$\nu = -0,00324 \sigma_c + 0,293 \quad (2.42.)$$

Megjegyezzük, hogy hazai nagy számú vizsgálatok eredményei ezt az összefüggést nem erősítették meg.

Természetesen a hőmérséklet változása, mind a környezeti nyomás jelentős mértékben befolyásolja az ép kőzet Poisson tényezőjét. A szakirodalmi adatok alapján egyértelmű összefüggés nem adható meg ezek változásával.

2.2.1.3 A törés folyamata egyirányú nyomóvizsgálat esetén

A rideg anyagok károsodásáról való legelfogadottabb képet a **2-11. ábra** szemlélteti. Az ábrán Martin (1993) a kanadai atomhulladék tároló alapkőzetén, az ún. Lac du Bonnet gránit mintán végzett nyomószilárdsági vizsgálat kísérlet adatait ábrázolta és ezen mutatja a rideg, mikrorepedezettséggel károsodott anyagok károsodási folyamatának jellemző szakaszait.



2-11. ábra. Rideg anyagok károsodásának összefoglalása Martin (1993) mérési eredménye alapján, Lac du Bonnet gránitot vizsgálva

A szakaszok elkülönítéséhez a nyomófeszültség mellett megbízhatóan (nyúlásmérő bélyeggel) mérni kell a tengely és oldalirányú deformációkat (alakváltozásokat) és amennyiben lehetőség van rá, az akusztikus emissziót (AE). Ez utóbbit a mikrorepedések megjelenése eredményezi: a mikrorepedés kinyílásakor a lokális feszültség-relaxációt kísérő hangesemények okozzák, ezek számát, ill. intenzitását mérhetjük. Az ábrán a jobboldali alsó grafikon felső részén az ε_a tengelyirányú (axiális) alakváltozás függvényében az

$$\varepsilon_V = \varepsilon_a + 2 \varepsilon_l = \Delta V/V \tag{2.43.}$$

teljes térfogatváltozást láthatjuk. Ebből a rugalmas alakváltozásnak köszönhető térfogatváltozás levonásával adódik az

$$\varepsilon_{cv} = \varepsilon_v + \frac{1-2\nu}{E} \sigma_a \tag{2.44.}$$

repedéstérfogat, vagy más néven a dilatáció. Itt

- ν a Poisson-tényező,
- E a Young (vagy rugalmassági) modulus,
- σ_a pedig a tengelyirányú (axiális) feszültség.

Egytengelyű összenyomás esetén a tönkremenetelig négy szakaszt különböztethetünk meg (lásd még: Deák et al. 2013).

I szakasz: Mikrorepedések záródása

Terheletlen állapotból a repedéstérfogat csökkenésének befejeződéséig tart. Ebben a tartományban a feszültség-axiális alakváltozás görbe konvex, a minta térfogata növekszik, de kevésbé, mint a rugalmas összenyomódás miatt kellene. A mikrorepedések záródása nem jár zajjal, azaz akusztikus emisszió gyakorlatilag nincs. A tartomány határát a repedészáródási határfeszültség (σ_{cc}) jellemzi.

II. szakasz: Lineárisan rugalmas tartomány

A repedéstérfogat állandóságával határozzuk meg. A feszültség mind a tengely, mint az oldalirányú alakváltozás függvényében lineáris, hangkibocsátás nincs. A tartomány felső határát a repedésnyílási határfeszültség (σ_{ci}) jellemzi.

III. szakasz: Stabil repedésterjedés tartománya

A repedéstérfogat csökkenésének kezdetétől, illetve az akusztikus emisszió megindulásától a teljes térfogatváltozás maximumáig tart. A feszültség a tengelyirányú alakváltozás függvényében lineáris, a keresztirányú alakváltozás függvényében viszont már nem. A tartomány határát a károsodási határfeszültség (σ_{cd}) jellemzi. Más kísérletek azt mutatják, hogy a feszültség növelését a tartomány határain belül megállítva a károsodás folyamata megállítható, azaz a repedezés a feszültséget állandóan tartva nem folytatódik, az anyag hosszabb idő alatt sem megy tönkre. Ezt jelzi ennek a tartománynak az elnevezése is.

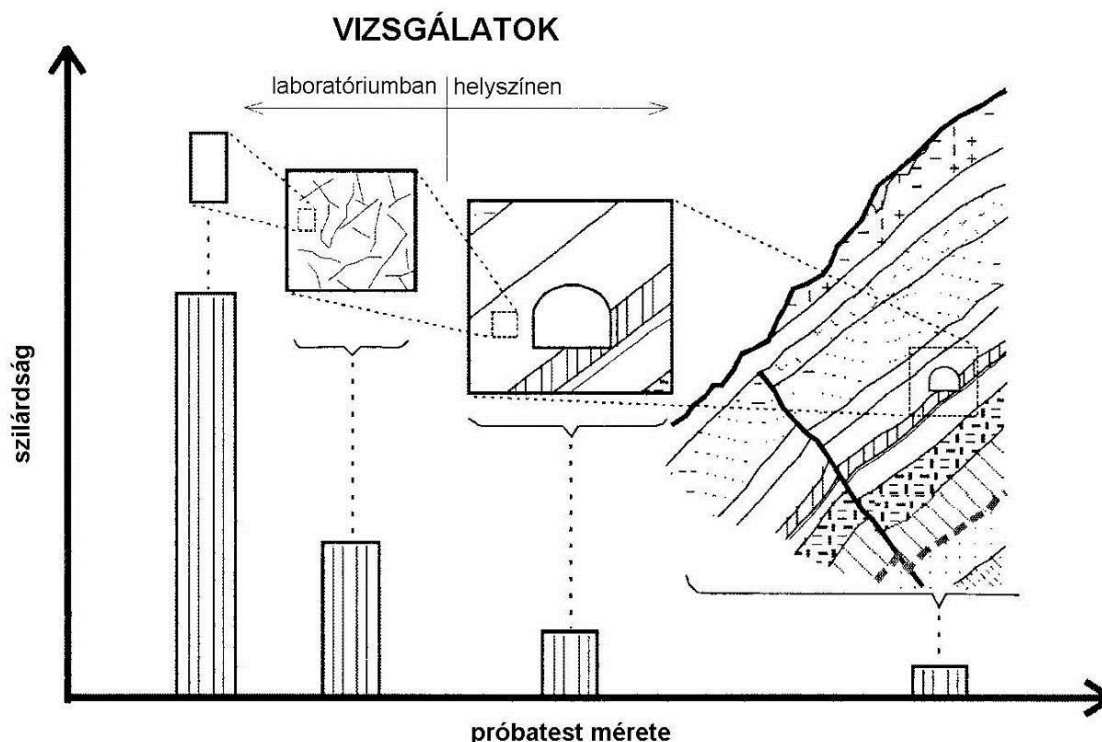
IV. szakasz: Instabil repedésterjedés tartománya

Ez a szakasz a teljes térfogatváltozás maximumától a tönkremenetelig tart. Rideg anyagoknál a tönkremenetel gyors, nincs képlékeny, illetve puhuló átmenet. A feszültség a tengelyirányú alakváltozás függvényében gyakorlatilag a tönkremenetelig lineáris marad. Az oldalirányú alakváltozás függvényében viszont egyre inkább a vízszintes felé hajlik, amit a mintatengelyre merőleges felületirányú repedések kinyílásával szokás magyarázni. Ebben a tartományban a mikrorepedések összezáródása és nagyon erőteljes akusztikus emisszió figyelhető meg. A feszültség növekedését megállítva és állandó értéke tartva a tönkremenetel előbb utóbb bekövetkezik.

2.2.1.4 Ép közet nyomószilárdsága

Különböző modellszinteken az elemek szilárdsági tulajdonságai nagyon eltérőek. Minél nagyobb egységet veszünk figyelembe, az elem annál kisebb szilárdsággal rendelkezik. A szilárdság modellszintenként történő változását mutatja a **2-12. ábra**. A szilárdsági értékek ilyen nagymértékű változását a méterhatáson kívül az okozza, hogy a legalacsonyabb modellszintű elemekben nincs számottevő tagoló felület, míg a magas szintű modell-elemek esetén a szilárdsági érték meghatározásakor már a tagoltság fontos szerepet játszik.

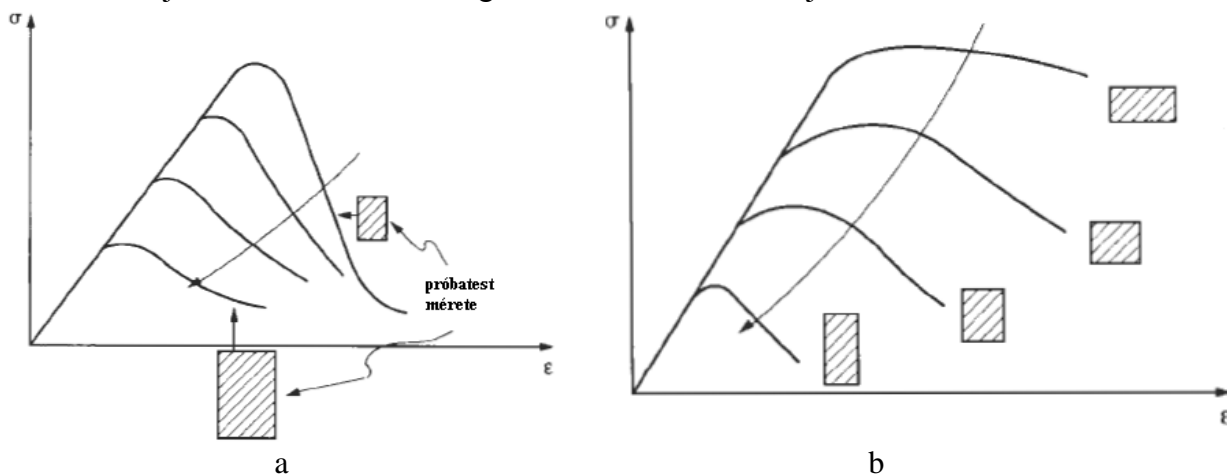
Fontos kihangsúlyozni, hogy az egyirányú nyomószilárdság nem független anyagállandó, mivel függ a próbatest kialakításától, méretétől, valamint a vizsgálattechnika módjától.



2-12. ábra. A vizsgált modell-elem méretének hatása a szilárdságra (Palmström, 1995)

Az alábbiakban csak a laborvizsgálattal meghatározható szilárdságokkal foglalkozunk.

Az egyirányú nyomószilárdsági vizsgálat céljára kialakított henger alakú próbatestnél a mért érték a magasság/átmérő arányszám változására a legérzékenyebb. Ennek oka, hogy a nyomófelületeknél a keresztirányú alakváltozás gátlásából adódóan zavart feszültségviszonyok jönnek létre. Kisebb alaktényezőjű próbatest esetén a zavart zónák túl közel vannak egymáshoz, ami miatt a valóságtól eltérő eredményt kaphatunk. A 2-13. ábra a próbatest alakja és a mérhető szilárdsága közötti változást mutatja be vázlatosan.

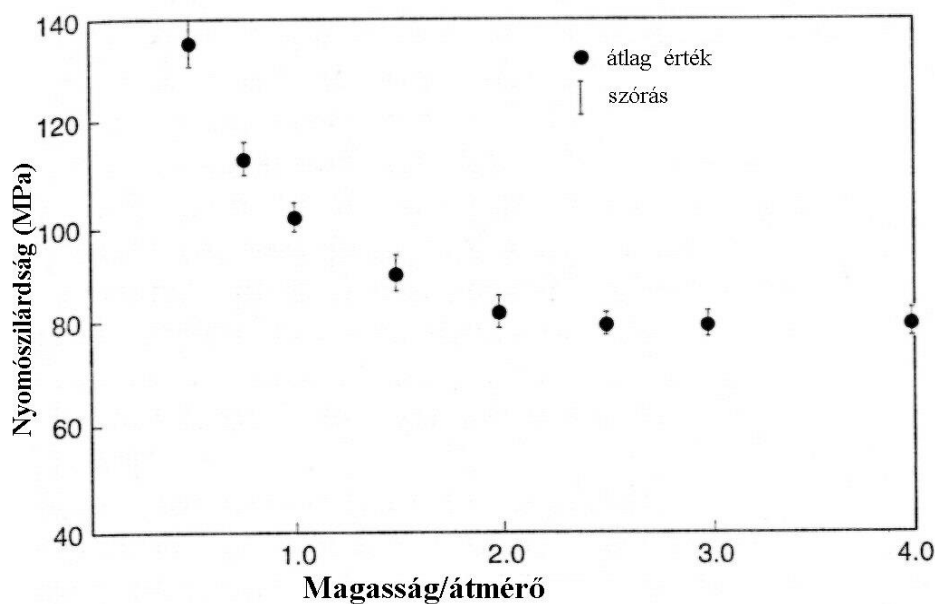


2-13. ábra. A próbatest szilárdsága és alakja közötti kapcsolat, a) mérethatás, b) alakhatás (Hudson & Harrison, 1997)

Abban az esetben, ha a magasság nagyobb, mint az átmérő kétszerese, gyakorlatilag nem változik a nyomószilárdság értéke, míg ennél kisebb arány esetén jelentősen nagyobb szilárdságot mérhetünk (2-14. ábra). A szabályos próbatesten mért nyomószilárdságot az amerikai szabvány (ASTM) a következő összefüggés alkalmazásával ajánlja a 2:1 arányú próbatesten mért értékre átszámítani, ha a próbatest ettől az aránytól eltérő arányú volt:

$$\sigma_{c2:1} = \frac{\sigma_c}{0,88 + 0,24(d/h)} \quad (2.45.)$$

ahol $\sigma_{c2:1}$ a számított nyomószilárdság 2:1-es próbatestre, σ_c a mért nyomószilárdság, d a próbatest átmérője, h a próbatest magassága.



2-14. ábra. Az egyirányú nyomószilárdság változása a magasság : átmérő arányában homokkövek esetén (John, 1972)

Hoek & Brown (1980) tíz különböző kőzeten végzett vizsgálatot annak megállapítására, hogy a 2:1-es arányú próbatesteken a mért szilárdság milyen összefüggésben áll a próbatest átmérőjének változásával. A dimenziótalanított értékeket ábrázolva (lásd 2-15. ábra), a kapott pontokra, az alábbi összefüggéssel megadott görbe illeszthető:

$$\sigma_{c50} = \frac{\sigma_c}{(50/d)^{0,18}} \quad (2.46.)$$

ahol σ_{c50} az 50 mm átmérőjű próbatest nyomószilárdsága, σ_c a mért szilárdság; míg d a próbatest átmérője.

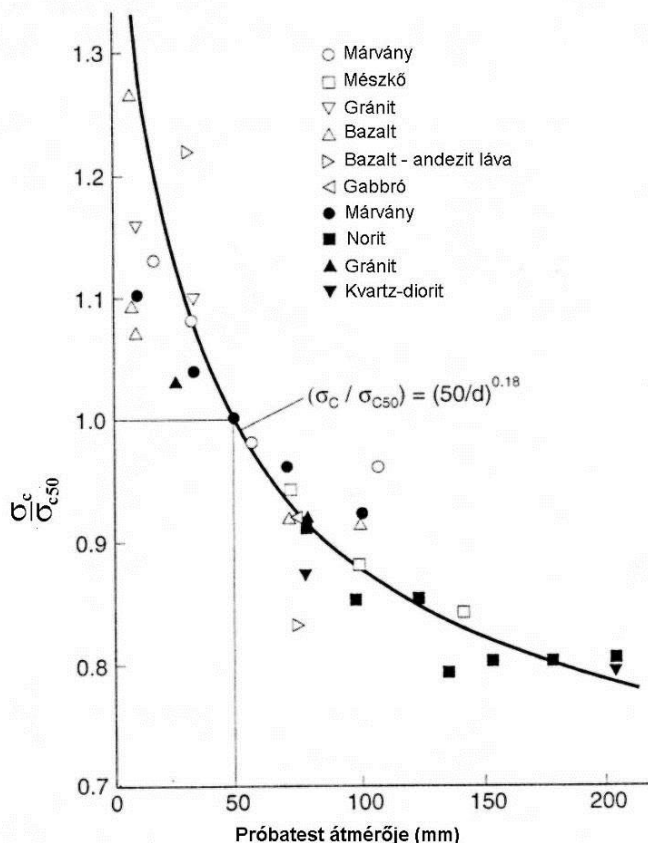
A (2.45.) és (2.46.) képleteket egy összefüggésbe foglalva lehetőség van bármilyen méretarányú és átmérőjű próbatest 50 mm átmérőjű, 2:1 arányúra történő átszámítására:

$$\sigma_{c(2:1);(50)} = \frac{\sigma_c d^{0,18}}{1,78 + 0,485(d/h)}. \quad (2.47.)$$

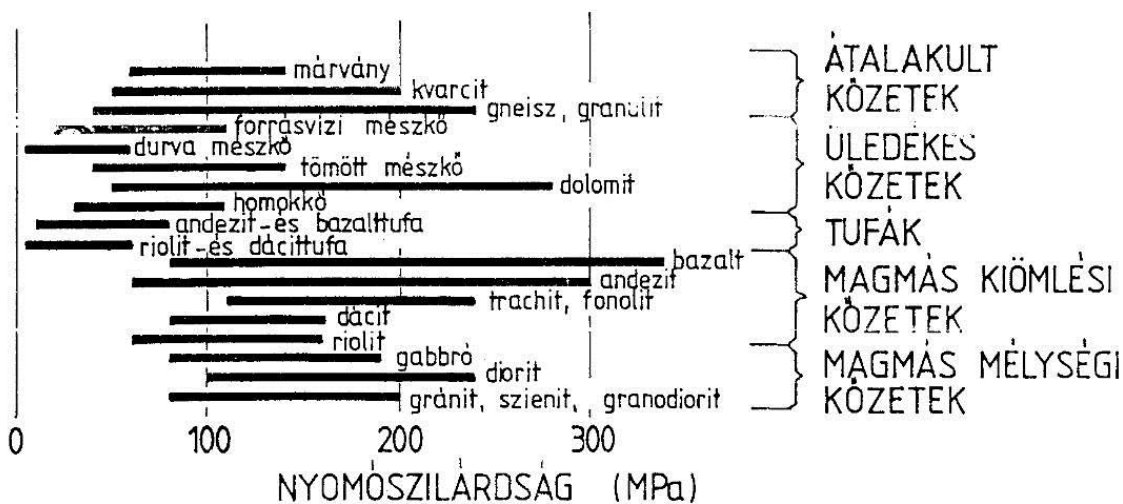
Megállapítható, hogy csak a 2:1-es próbatestek szilárdsága a mértékadó. Amennyiben a mérések ettől eltérő arányú hengereken készülnek, minden esetben át kell számolni erre e méretarányú próbatestre. A mai nemzetközi gyakorlatban minden egyirányú

nyomószilárdsági értéket erre a próbatest-alakra számítanak át. A kapott eredmények alapján történő kőzet-minősítés, valamint összehasonlítás és értékelés ezen (50 mm átmérőjű, 2:1 magasság:átmérő arányú) alakra történik.

A 2-16. ábra a gyakorlatban előforduló kőzetek nyomószilárdságának jellegzetes tartományait mutatja be.



2-15. ábra. Az egyirányú nyomószilárdság változása a próbatest átmérőjének függvényében (Hoek & Brown, 1980)



2-16. ábra. Fontosabb kőanyagok nyomószilárdság tartományai (Gálos & Kürti, 1986)

2.2.1.5 A nyomószilárdságot befolyásoló tényezők

Az egyirányú nyomószilárdságot számos tényező befolyásolja – jelen fejezetben a sűrűség, ill. porozitás, a kőzet irányítottsága, valamint a víz befolyásoló hatását elemezzük, valamint kitérünk a hőmérséklet hatására bekövetkező szilárdságváltozásra is..

Porozitás és sűrűség

A porozitás mértéke jelentősen befolyásolja az ép kőzet egyirányú nyomószilárdságát. Egyértelműen megállapítható, hogy a porozitás növekedésével az ép kőzet szilárdsága csökken. A két paraméter közötti kapcsolatot először Rzhewski & Novik (1978) határozta meg:

$$\sigma_c = \alpha(1 - \beta n)^2 \quad (2.48.)$$

ahol σ_c a kőzet egyirányú nyomószilárdsága, α és β anyagállandók, míg n a kőzet porozitása. Mészkövek esetére ezen értékek: $\alpha = 277$ MPa, míg $\beta = 2$ és 5 között változott.

Turgul & Zariff (1999) törökországi gránitok vizsgálata alapján az alábbi egyszerű összefüggést kapták (előző egyenletben megadott jelölésekkel):

$$\sigma_c = 183 - 16,55 n \quad (r^2 = 0,69) \quad (2.49.)$$

Először Smorodinov et al. (1970) majd később mások is negatív kitevőjű exponenciális egyenletet kaptak különböző kőzeteken végzett a mérési adataik feldolgozása után:

$$\sigma_c = a e^{-bn} \quad (2.50.)$$

ahol a és b a vizsgálati eredmények alapján meghatározott állandók. A **2-13. táblázatban** a különböző szerzők által mért értékeket foglaltuk össze.

Amint fentebb bemutattuk a sűrűség és porozitás közötti kapcsolatot, ez alapján a sűrűség növekedésével a szilárdság növekedése következik be. Turgul & Zarif (1999) száraz sűrűség (ρ_d) és egyirányú nyomószilárdság (σ_c) között törökországi gránitok esetén az alábbi kapcsolatot kapta:

$$\sigma_c = 0,566 \rho_d - 1347 \quad (r^2 = 0,67) \quad (2.51.)$$

2-13. táblázat: Az egyirányú nyomószilárdság és a porozitás közötti kapcsolat állandói a (2.50.) egyenlet alapján

a	b	r ²	Kőzettípus	Irodalom
322	0,093	0,86	Karbonátos kőzetek (kis porozitással)	Smorodinov et al. (1970)
350	0,108	0,72	Kvarc tartalmú kőzetek (kis porozitással)	Smorodinov et al. (1970)
74,4	0,048	0,79	Homokkő	Palchik (1999)
210,1	0,821	0,67	Agyagkő, agyagpala, iszapkő, iszappala	Lashkaripour (2002)
273,1	0,076	0,87	Kréta	Palchik & Hatzor (2004)
195,0	0,210	0,79	Homokkő, mészkő, bazalt, granodiorit	Turgul (2004)

Először Smorodinov et al. (1970) különböző karbonátos kőzetek esetén, majd Vásárhelyi (2002, 2005) igazolta, hogy exponenciális kapcsolat adható meg a kőzet sűrűsége és nyomószilárdsága között:

$$\sigma_c = c e^{d\rho} \quad (2.52.)$$

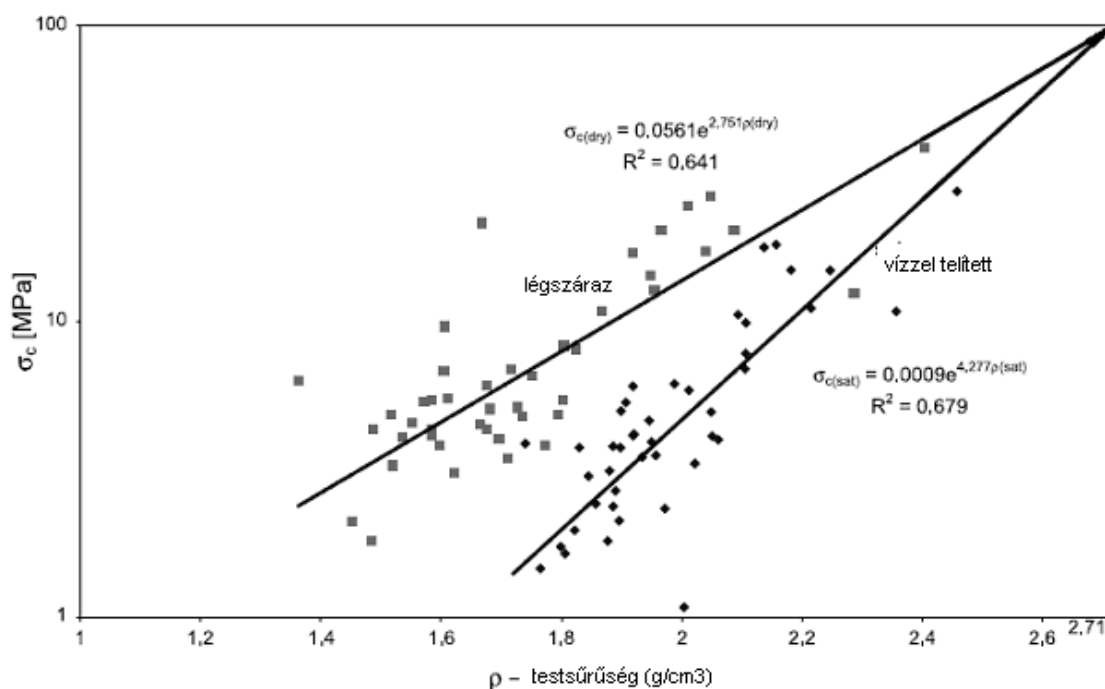
ahol ρ a vizsgált kőzet sűrűsége, c és d pedig anyagállandók.

Vásárhelyi (2002, 2005), valamint Kleb & Vásárhelyi (2002) kimutatta, hogy (2.52.) összefüggés különböző telítettségű állapot esetén is alkalmazható. A különböző mértékben vízzel telített kőzetek nyomószilárdságára meghatározott exponenciális egyenletek metszéspontja minden esetben a kőzetalkotó ásványok anyagsűrűségének környezetében voltak, azaz így meghatározható a porozitás nélküli kőzet elméleti nyomószilárdsága.

A **2-14. táblázatban** különböző kőzetek laborvizsgálati eredmények statisztikai feldolgozásával mért állandóit foglaltuk össze. Nagyszámú mérés statisztikai eredményei alapján felismert összefüggés mind légszáraz, mind vízzel telített állapotban igaz, ahogy az a **2-17. ábrán** is látszik, melyek miocén kori durva mészkövek elemzésének eredményeit foglalják össze (Vásárhelyi, 2003). Mivel a két függvény metszéspontja a kőzetalkotó ásvány (kalcit) sűrűségénél van, így ezen összefüggés helyessége közvetve bizonyítható (Vásárhelyi, 2003; Török & Vásárhelyi, 2010). Kleb & Vásárhelyi (2003) különböző telítettségű egri vulkáni tufák szilárdsági vizsgálatánál is ugyan erre az eredményre jutott.

2-14. táblázat: Az egyirányú nyomószilárdság és a sűrűség közötti kapcsolat állandói a (2.52.) egyenlet alapján

c	d	Kőzettípus	kőzetfizikai állapot	Irodalom
0,095	2,85	Karbonátos kőzetek	száraz állapot	Smorodinov et al. (1970)
0,0116	3,58	Brit kréta kőzetek	száraz állapot	Bowden et al. (2002)
0,304 0,015	2,220 3,333	Különböző típusú tufák	száraz állapot vízzel telített állapot	Vásárhelyi (2002)
0,0621 0,0013 0,00005	3,341 4,918 6,022	Egri tufák	száraz állapot félig vízzel tel. állapot vízzel telített állapot	Kleb & Vásárhelyi (2003)
0,626	0,178	Teneriffi vulkáni tufák	Légszáraz állapot	del Porto & Hürlimann (2009)
0,0561 0,0009	2,751 4,277	Miocén kori durva mészkő	száraz állapot vízzel telített állapot	Vásárhelyi (2005)
0,0063 0,0001	3,814 5,244	Forrásvízi mészkő	száraz állapot vízzel telített állapot	Török & Vásárhelyi (2010)



2-17. ábra. A durva mészkövek egyirányú nyomószilárdság (σ_c) a testsűrűség (ρ) függvényében légszárász és vízzel telített kőzetfizikai állapotban (Vásárhelyi, 2003)

Hőmérséklet hatása

A környezeti hőmérséklet növekedésével a kőzet szilárdsága csökken. Ugyan ez a hatás figyelhető meg akkor is, amikor a kőzetet felmelegítjük, majd szobahőmérsékleten eltörjük. Első ilyen irányú kutatásokat Hajpál (2002) készítette különböző helyről vett magyarországi és németországi homokkövek esetén. Egyirányú nyomószilárdsági és közvetett húzószilárdsági méréseit 22; 150; 300; 450; 600; 750 és 900 °C-ra való felmelegítés után végezte el. Eredményei Török & Vásárhelyi (2016) újra feldolgozta, s megállapították, hogy a kőzet ridegsége a hőmérséklet hatására lineárisan növekszik.

Török et al. (2015) gránitok szobahőmérsékleten, 300 °C és 600 °C-on végezték el méréseiket, kimutatva, hogy a szilárdság változását az ásványi összetétel jelentős mértékben befolyásolja.

Irányítottság hatása

Egy-egy kőzet a legritkább esetben tekinthető homogénnek és izotrópnak, annak ellenére, hogy vizsgálatainknál így idealizáljuk. Az irányítottság jelentősen befolyásolja a kapott mérési eredményt, amint az a **2-18. ábrán** is látható: a vizsgált teherre merőleges irányítottság esetén a szilárdság a legnagyobb, míg a legkisebb értéket az 50° körül érték. Lokális maximumot mértek a vizsgált terhelési iránnyal megegyező irányú irányítottság esetén is. Számos mérés igazolta, hogy a palákon végzett kísérleti eredmények más, anizotrop kőzetekre is igazak.

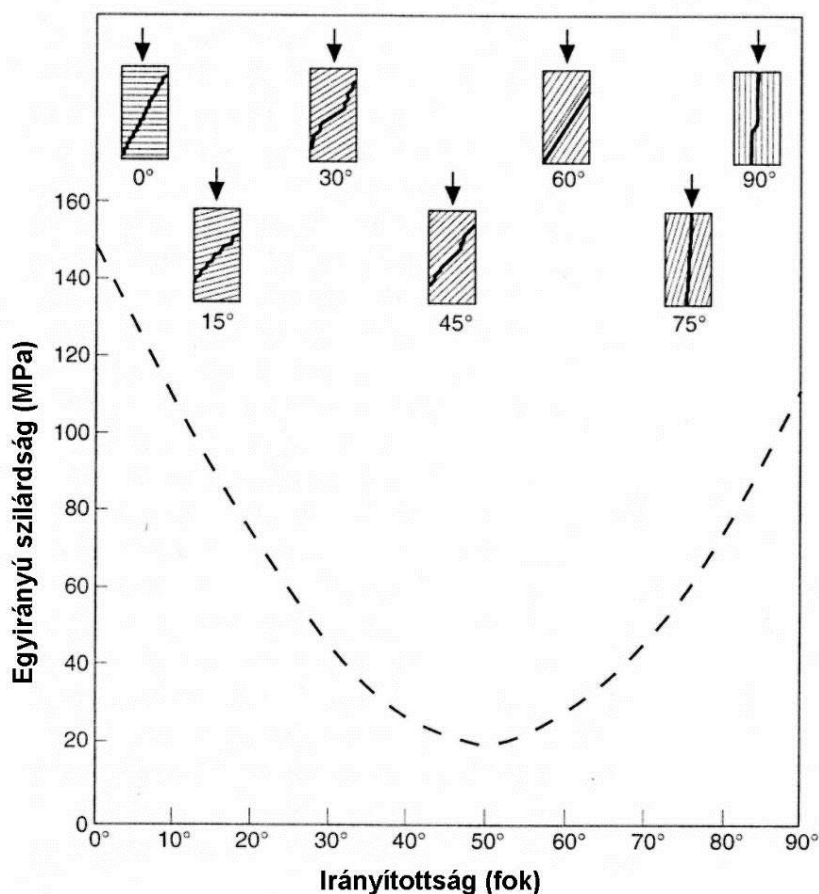
Az anizotrópia tényezőt sok esetben definiálják mint az anizotrop kőzeten mért maximális (σ_{\max}) és minimális (σ_{\min}) nyomószilárdság hányadosaként:

$$R_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} \quad (2.53.)$$

Ramamurthy (1993) alapján az anizotrópiai tényező alapján (R_c) a kőzet osztályozható (ld. **2-15. táblázat**). Az R_c értékét jelentős mértékben befolyásolja a környezeti nyomás is – annak növekedésével az anizotrópiai tényező értéke folyamatosan csökken.

2-15. táblázat: Anizotrópiai tényező alapján való osztályozás lehetősége (Ramamurthy, 1993)

Anizotrópiai tényező (R_c)	Osztály
1,0 – 1,1	izotróp
1,1 – 2,0	alacsony anizotrópia
2,0 – 4,0	közepes anizotrópia
4,0 – 6,0	magas anizotrópia
6,0 <	nagyon magas anizotrópia



2-18. ábra. Az irányítottság hatása az egyirányú nyomószilárdság értékére devon kori palák esetén (Brown *et al.* 1977)

A hazai homokkövek és márgák többnyire izotrópok vagy alacsony anizotrópiájúak. Közepes és magas anizotrópiája többnyire a különböző paláknak van, míg nagyon magas anizotrópiát filliteken mértek ki.

Víz hatása

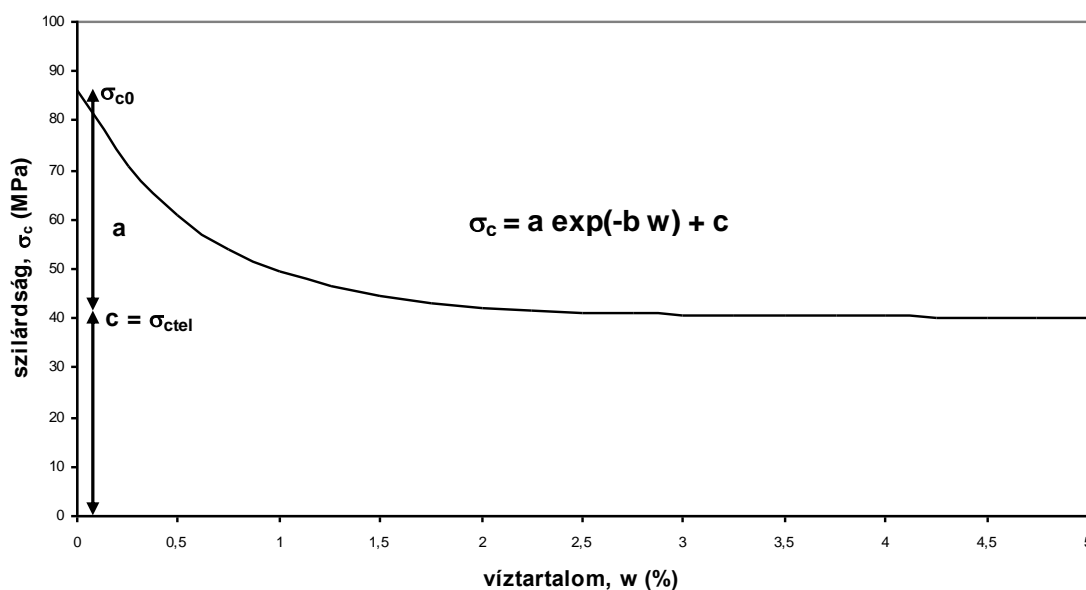
A nyomószilárdságot a kőzet víztartalma is jelentős mértékben befolyásolja. A vízzel telített kőzet szilárdsága jóval kisebb, mint száraz állapotúé. Hawkins és McConnell (1992) 35 különböző angliai homokkővet vizsgálva exponenciális kapcsolatot írt fel a vízzel való telítettség és az egyirányú nyomószilárdság között. Eredményeik azt mutatták, hogy a kőzet szilárdsága a víztartalom növekedésével exponenciális mértékben csökken (lásd **2-19. ábra**):

$$\sigma_{cw} = \sigma_{c0}e^{-bw} + \sigma_{c100} \quad (2.54.)$$

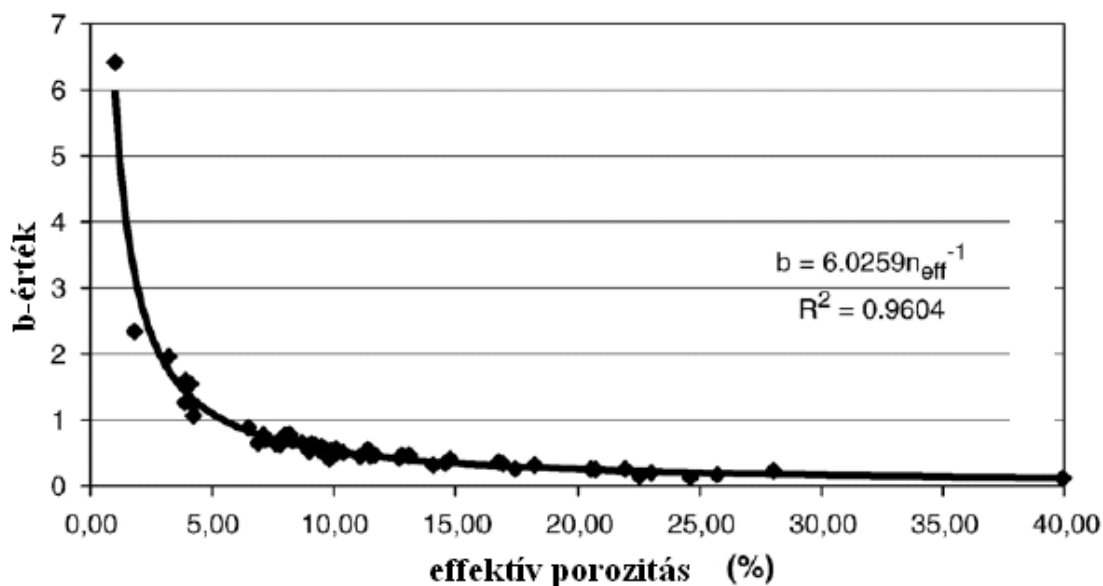
ahol σ_{cw} a kőzet egyirányú nyomószilárdsága w (m %) víztartalom esetén, σ_{c0} és σ_{c100} légszáraz, illetve telített kőzetfizikai állapotban mért nyomószilárdság. b dimenzió nélküli anyagállandó,

A (2.45.) egyenletben a b állandó értéke Hawkins & McConnell (1992) brit homokköveken végzett mérések alapján 0,0752 és 6,4167 között változtak. Vásárhelyi & Ván (2006) ezen méréseket felhasználva, elemezve azt mutatták ki, hogy ez az érték meghatározható az effektív porozitás (n_{eff}) ismeretében. A kapcsolatot a **2-20. ábra** mutatja be, míg a kapott összefüggés az alábbi:

$$b = n_{eff}/6,026 \quad (2.55.)$$



2-19. ábra. A kőzet egyirányú nyomószilárdságának változása a víztartalom függvényében



2-20. ábra. A (2.55.) egyenletnél az effektív porozitás hatása a vízzel való telítés érzékenységre.

Főleg a porózus kőzetek reagálnak érzékenyen a víz jelenlétére, szilárdságukat sok esetben jelentősen el is vesztik. Általánosságban elmondható, hogy kb. 25-30 %-os telítettségénél a kőzet szilárdsága már közel megegyezik a teljesen telített állapotúéval. Ez a hatás elsősorban porozitás (és azon belül is az effektív porozitás) függvénye. Közel 5 %-os effektív porozitás érték alatt a szilárdságváltozás víz telítésére már elhanyagolható mértékű.

A vízzel telített és a száraz kőzetfizikai állapot közötti különbséget (λ) változási tényezővel jellemezzük:

$$\lambda = \frac{\sigma_{cw}}{\sigma_{c0}} \quad (2.56.)$$

ahol σ_{cw} a vízzel telített, míg σ_{c0} a légszáraz kőzetfizikai állapotban mért nyomószilárdsági érték. A **2-16. táblázatban** a változási jellemző értékei alapján történő osztályozást ismertetjük.

2-16. táblázat. A kőzetanyag víz hatására bekövetkező szilárdságváltozásának értékelése a változási jellemző (λ) ismeretében

λ	Értékelése
0,0 – 0,5	Tönkrement
0,5 – 0,75	Rossz
0,75 – 0,9	kevésbé jó
0,9 – 1,0	Jó

2.2.1.6 Szilárdság alapján történő kőzetosztályozások

Amint az a **2-12. ábrán** közölt adatokból is kitűnik, a kőzet egyirányú nyomószilárdsága viszonylag tág határok között változik, sokszor egy bányából származó, azonos ásványi összetételű kőzetblokkok szilárdságai között is nagyságrendi eltérések lehetnek.

Egyik első szilárdság alapján történő osztályozási módszert Protodjakonov (1969) alkotta meg, melyet a **2-17. táblázatban** közlünk. A táblázatban szereplő szilárdsági tényező (f) segítségével jó közelítéssel kiszámolható a kőzetre felvehető kohézió (c) nagysága is a

$$c = 3f \quad (2.57.)$$

összefüggés használatával.

Protodjakonov (1969) a megadott f tényezőjét ha beszorozzuk a kőzet egyirányú nyomószilárdságával, akkor annak ridegségére kapunk információt.

A kőzetmechanika fejlődésével számos szilárdságon alapuló osztályozási mód fejlődött ki, melyek közül jelen könyvben csak a kőzetmechanikával foglalkozó társaságok javaslatait ismertetjük. A **2-18. táblázatban** a Nemzetközi Mérnökgeológiai Egyesület (IAEG) és a Nemzetközi Kőzetmechanikai Társaság (ISRM) által javasolt szilárdsági érték szerinti besorolásokat adjuk meg (összefoglalásként lásd: Vásárhelyi, 2003).

A bemutatott táblázatok jól érzékeltetik a besorolás szubjektivitását. A kőzettest osztályozások általában az ISRM ajánlását veszik alapul, illetve egyes szerzők ettől eltérő besorolást is alkalmazhatnak (ezeket az eseteket az adott helyen külön részletezzük).

2-17. táblázat. Kőzetek szilárdság szerinti osztályozása Protodjakonov (1969) alapján

Osztály	Megnevezés	Kőzetnév	Nyomószilárdság σ_c [MPa]	Szilárdsági tényező, f
I.	rendkívül szilárd kőzet	szilárd, tömör kvarcit, andezit, bazalt, stb.	> 200	20
II.	igen szilárd kőzet	szilárd gránit, kvarcporfir, kvarcit pala, igen kemény homokkő	200...150	15
III.	szilárd kőzet	gránit, tömött mészkő, homokkő, konglomerátum, márga	150...80	10
IV.	közepesen szilárd kőzet	homokkő, mészkő, márga, agyagpala	80...50	8...5
V.	meglehetősen szilárd kőzet	kisebb szilárdságú homokkő és mészkő	50...20	5...2
VI.	kevésbé szilárd kőzet	laza pala, durva mészkő, gipsz, cementált homok, vulkáni tufák	< 20	2...1
VII.	tömör talaj	agyag, lösz, iszap	-	1...0,8
VIII.	laza talaj	tőzeg, vizes iszap, homok,	-	0,6
IX.	szemes talaj	homok, kavics	-	0,5
X.	folyós talaj	iszap, vizes lösz, folyós homok	-	0,3

2-18. táblázat. A kőzetek szilárdság szerinti osztályozása különböző szakmai egyesületek ajánlásai alapján

Leírás	Szilárdsági érték [MPa]	
	IAEG, 1979	ISRM, 1981
Rendkívül gyenge		0,25 – 1
Nagyon gyenge		1 – 5
Gyenge	1,5 - 15	5 – 25
Alacsony szilárdságú	15 – 50	
Közepes szilárdságú		25 – 50
Szilárd	50 – 120	50 – 100
Nagy szilárdságú	120 – 230	100 – 250
Rendkívül szilárd	> 230	> 250

2.2.1.7 A rugalmassági modulus és az egyirányú nyomószilárdság közötti kapcsolat

A laboratóriumi mérések szerint a rugalmassági modulus arányos az egyirányú nyomószilárdsággal. Ezért a rugalmassági modulus/egytenegyű nyomószilárdság hányados is jellemzi a kőzetminőséget, illetve sok esetben ezen arányszám ismerete elengedhetetlen a tervezésnél. Ennek alapján való osztályozást a **2-19. táblázat** tartalmazza Deere (1969) alapján, míg a **2-21. ábra** ezek várható tartományát mutatja különböző kőzetcsoportokra. Az eddigi vizsgálati eredmények azt mutatják, hogy víz hatására ez az arányszám nem változik.

2-19. táblázat. A rugalmassági modulus és az egyirányú nyomószilárdság hányadosa alapján való osztályozás (Deere, 1969)

Osztály	Megnevezés	E/σ_c
H	Nagy modulus viszonyszám	> 500
M	Közepes modulus viszonyszám	200 – 500
L	Kis modulus viszonyszám	< 200

A rugalmassági modulus és az egyirányú nyomószilárdság hányadosát a nemzetközi szakirodalomban *Modification Ratio* (MR) értéként határozzák meg:

$$MR = E/\sigma_c \quad (2.58.)$$

Ezen érték köztípusoktól jelentős mértékben függ. Palmström & Singh (2001) cikkében összefoglalja a különböző kőzetek MR értékeit (lásd **2-20. táblázat**). Átlag értéknek 400 körüli számot ad meg, azaz közelítő számításnál ez vehető alapul.

11 különböző heterogén izraeli karbonátos kőzetek (úm. különböző helyekről származó dolomitok, mészkövek és krétakövek) vizsgálata alapján Palchik (2011) a maximális axiális alakváltozás ($\varepsilon_{a,max}$) ismeretében (melyet a nyomószilárdság, σ_c értékénél mért), *MR* értéke az alábbi módon számítható ki:

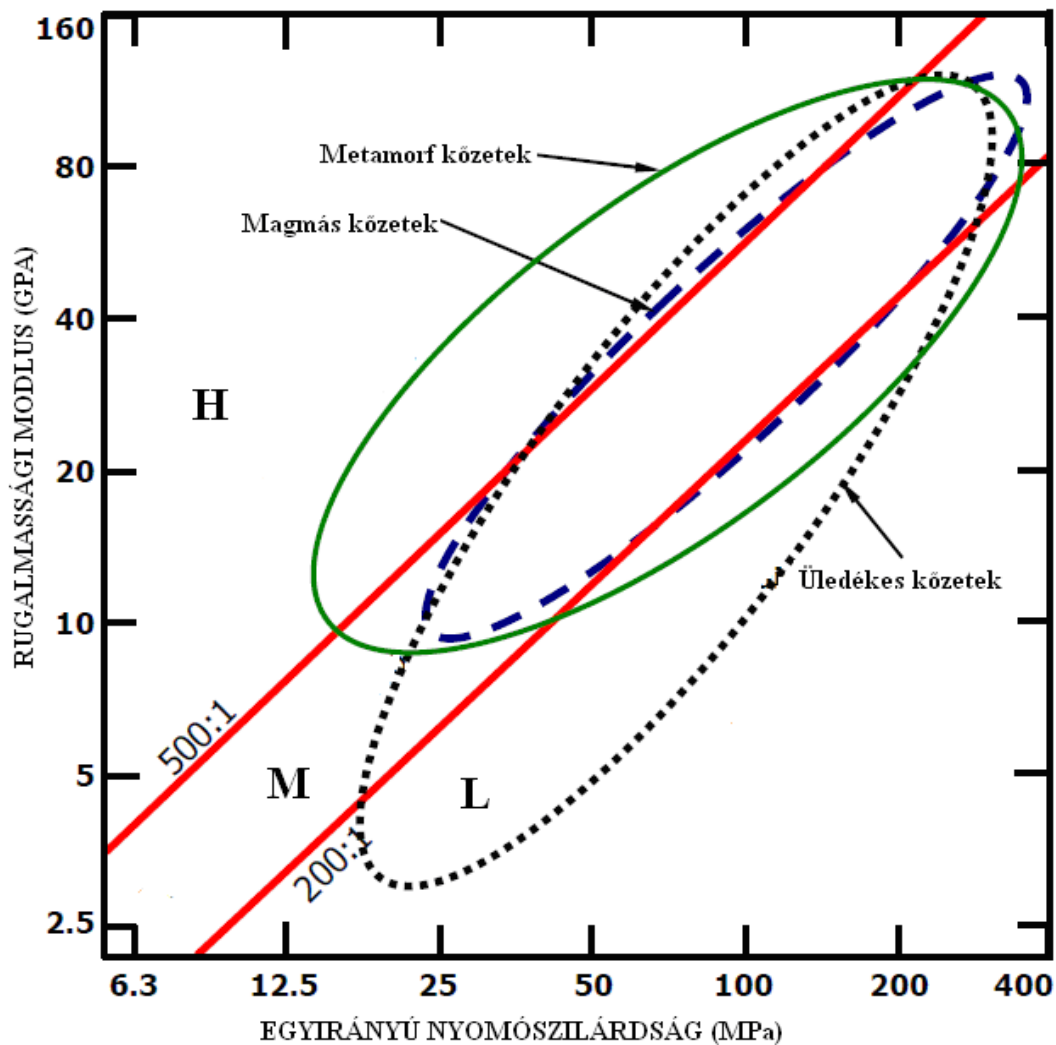
$$MR = \frac{2k}{\varepsilon_{a,max} (1 + e^{-\varepsilon_{a,max}})} \quad (2.59.)$$

ahol k értéke 100, $\varepsilon_{a,max}$ pedig %-ban van. **2-22. ábra** Palchik (2011) mért eredményeit mutatja.

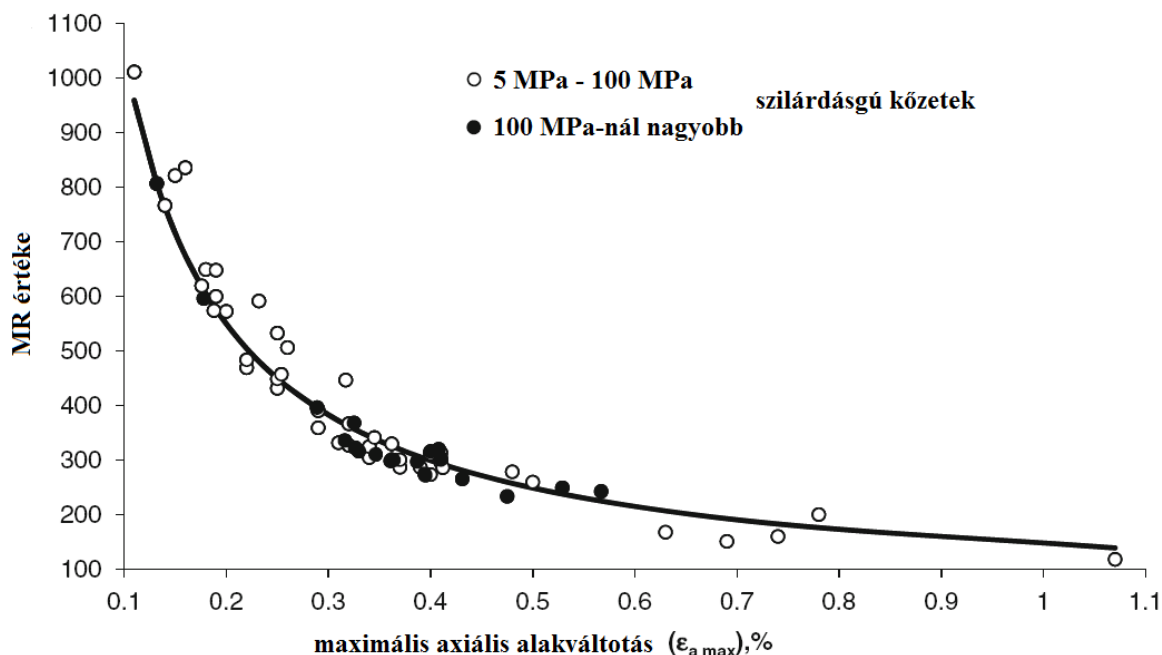
2-20. táblázat. Különböző kőzetek MR értékei (Palmström & Singh, 2001 alapján)

Kőzet típusa	$MR (E/\sigma_c)$	Kőzet típusa	$MR (E/\sigma_c)$
Agyagkő	301	Iszapkő	350
Andezit	206	Kréta	1606
Bazalt	347	Kvarcit	276
Diabáz	384	Márga	133
Dolomit	443	Márvány	474
Gabbró	466	Mészkö	441
Gneisz	406	Pala	374-563
Gránit	313	Peridotit	280
Homokkő	257	Szén	107

Vásárhelyi (2003) kimutatta, hogy víz hatására az MR értéke nem változik, ezen hányados értéke független a kőzetfizikai állapottól.



2-21. ábra. Besorolás az egyirányú nyomószilárdság és a rugalmassági modulus aránya alapján különböző kőzetcsoportok esetén. H: magas, M: közepes, L: alacsony viszonyszám



2-22. ábra. Karbonátos kőzeteken meghatározott maximális alakváltozások ($\epsilon_{a \max}$) függvényében a MR tényező értéke (Palchik, 2011) – (2.59.) egyenletet alkalmazva

2.2.2 Közvetett húzóvizsgálat

A kőzetmechanikai gyakorlatban közvetlen húzóvizsgálat elvégzése igen felkészült laborhátteret igényel, valamint körülményes elkészítése miatt nem használjuk. Ezért közvetett módon határozzuk meg a kőzet húzószilárdságát, mely az egyirányú nyomószilárdság mellett fontos kőzetjellemző.

Laboratóriumi mérésnél ún. közvetett húzóvizsgálatot (más néven Brazil-vizsgálatot) henger alakú próbatesteken végezzünk el. Az általában 1:1 átmérő:magasság arányú próbatestet két szemközti alkotója mentén, párhuzamos nyomólapok között terheljük úgy, hogy a nyomóterhelést folyamatosan növelve töréssig fokozzuk. A próbatest a terhelő erő irányával megegyező átmérője mentén, a húzószilárdság hatására törik.

A mérés mind sík nyomólapokkal (ez a hazai gyakorlat), mind hengeres nyomófelülettel (ISRM javaslat) elvégezhető. Mind az elvi sémákat, mind gyakorlati megvalósítás lehetőségét a **2-23. ábrán** mutatjuk be.

Az ISRM javaslatot ad a próbatest elkészítésére is. Ez alapján 54 mm-nél nagyobb átmérőjű próbatestet javasol csak vizsgálatra, melynél a magasság/átmérő értéke 0,5 – ellentétben a hazai 1-es érték körüli gyakorlattal. Az érintkezési felületen a próbatest palástjának érdessége nem haladhatja meg a 0,025 mm-t, míg a két véglapjánál 0,25 mm-es érdesség a megengedett. A véglapok párhuzamossága 0,25°-on belül kell legyen. A terhelési sebesség a hazai gyakorlatban 1 MPa/s körül van – törekedni kell arra, hogy a mérés 15-30 mp között legyen.

A sík lapokkal határolt Brazil vizsgálat mechanikai vázlatát a **2-23a. ábra** mutatja Andreev (1995) könyve alapján. Az itt használt koordináta rendszert felhasználva a Brazil vizsgálatnál a tárcsában ébredő feszültségek az alábbiak:

$$\sigma_x = -\frac{2F}{\pi h} \left[\frac{(R-y)x^2}{r_1^4} + \frac{(R+y)x^2}{r_2^4} - \frac{1}{d} \right] \quad (2.60a.)$$

$$\sigma_y = \frac{2F}{\pi h} \left[\frac{(R-y)^3}{r_1^4} + \frac{(R+y)^3}{r_2^4} - \frac{1}{d} \right] \quad (2.60b.)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{2F}{\pi h} \left[\frac{(R-y)^2 x}{r_1^4} + \frac{(R+y)^2 x}{r_2^4} \right] \quad (2.60c.)$$

Vertikális metszetben vizsgálva ($x = 0$) igaz az, hogy:

$$r_1^2 = (R-y)^2 + x^2$$

$$r_2^2 = (R+y)^2 + x^2$$

ebből következik, hogy

$$\sigma_x = -\frac{2}{\pi} \frac{F}{dh} = -0,637 \frac{F}{dh} \quad (2.61a.)$$

$$\sigma_y = \frac{2}{\pi} \frac{F}{dh} \left(\frac{2}{d-2y} + \frac{2}{d+2y} - \frac{1}{d} \right) \quad (2.61b.)$$

$$\tau_{xy} = 0 \quad (2.61c.)$$

A d átmérőjű és h magasságú próbatestnél a mért törőteher (F_t) ismeretében a húzószilárdság

$$\sigma_t = \frac{2}{\pi} \frac{F_t}{dh} \quad (2.62.)$$

összefüggéssel határozható meg. Ebben az esetben a húzófeszültségre merőleges maximális nyomófeszültség:

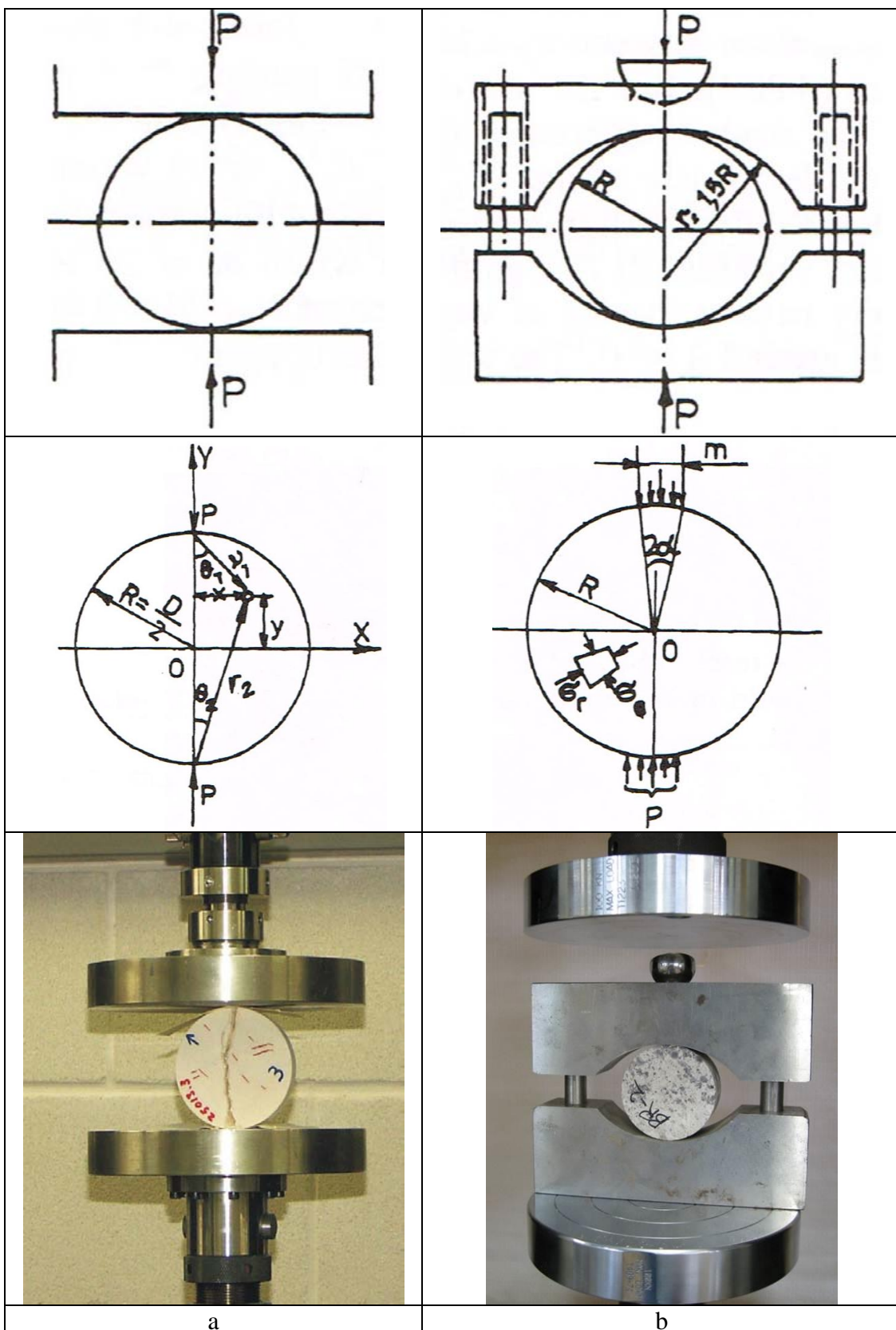
$$\sigma_2 = \frac{6}{\pi} \frac{F_t}{dh} \quad (2.63.)$$

Abban az esetben, ha a vizsgálatnál adott, m hosszúságú felfekvés is van (lásd **2-23b ábra**), a feszültségek a következők lesznek, $\beta = 2\alpha$ esetén (Andreev, 1995):

$$\sigma_x = -\frac{2F}{\pi dh} \left[1 - \frac{d}{m} (\beta - \sin \beta) \right] = -\frac{2F}{\pi dh} \left(\frac{\sin^2 \beta}{\beta} \right) - 1 = -C_1 \frac{2F}{\pi dh} \quad (2.64a.)$$

$$\sigma_y = \frac{2F}{\pi dh} \left[\frac{d}{2m} (\beta - \sin \beta) + \frac{d}{d+R} - 1 \right] = C_2 \frac{6F}{\pi dh} \quad (2.64b.)$$

Andreev (1995) ezt a mérési eljárást részletesen elemzi.



2-23. ábra. Közvetett húzóvizsgálat elvégzésének lehetőségei;
 a) sík nyomólapokkal b) hengeres nyomólapokkal

A húzószilárdsági vizsgálattal elvben lehetőség van többi anyagi paraméter meghatározására is. Abban az esetben, ha a teher irányú alakváltozás mellett (ε_1) az arra merőleges irányú alakváltozást is mérjük (ε_2), síkbeli feszültségállapotot feltételezve a kőzet rugalmassági modulusa:

$$E = \frac{8|\sigma_1|}{3\varepsilon_2 + \varepsilon_1} \quad (2.65.)$$

valamint Poisson tényezője:

$$\nu = -\frac{3\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{\varepsilon_1 + 3\varepsilon_2} \quad (2.66.)$$

2.2.3 Húzószilárdság és nyomószilárdság közötti kapcsolat

A húzószilárdság (σ_t) és a nyomószilárdság (σ_c) közötti kapcsolat kőzetsoportonként változó. Gálos & Kürti (1986) vizsgálatai alapján általánosságban a következő összefüggés írható fel:

$$\sigma_t = 0,226 \sigma_c^{0,785} \quad (2.67.)$$

A legtöbb esetben ez azt jelenti, hogy a húzószilárdság a nyomószilárdság 1/10-e körül van. A nyomás és húzószilárdság közötti arányszámot a Brinke féle szám (B) fejezi ki:

$$B = \frac{\sigma_c}{\sigma_t} \quad (2.68.)$$

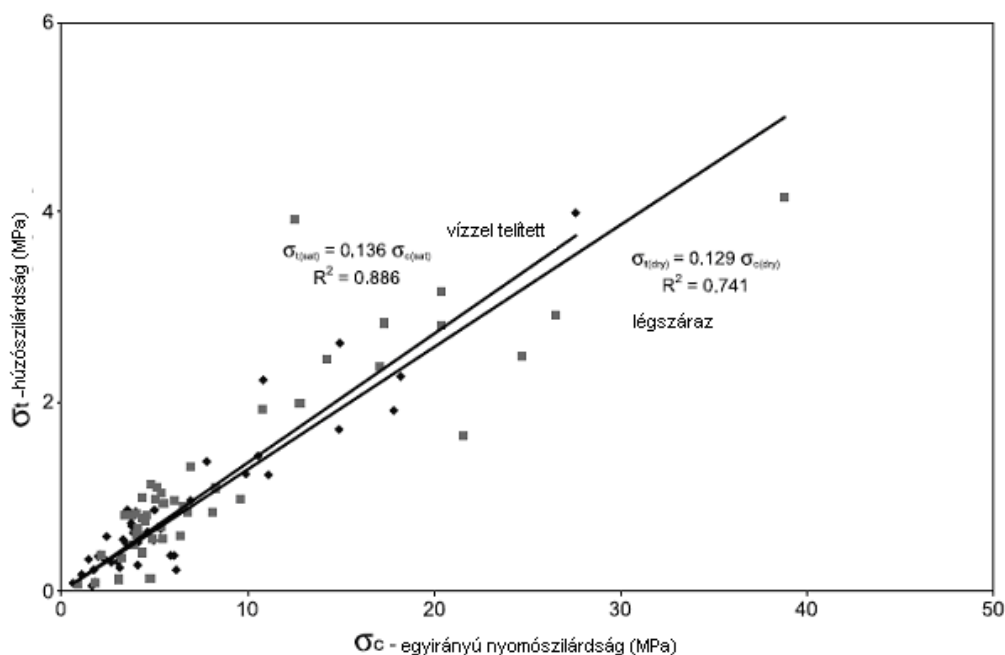
A Brinke-féle szám általában 5 – 35 közötti értékű, és értéke a kőzetminta mikro-repedezettségére utal. A mikro-repedezettség az egyirányú nyomószilárdságot kevésbé befolyásolja, mint a húzószilárdságot, ebből következik, hogy a mikro-repedezettség növekedésével a Brinke szám értéke is növekszik.

A nyomó- és a húzószilárdság ismeretében lehetőség van a később ismertetett Hoek-Brown állandó meghatározására is (bővebben lásd 6. fejezetet):

$$m = \frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t} \quad (2.69.)$$

Mivel az egyirányú nyomószilárdság és a húzószilárdság között szoros kapcsolat mutatható ki, így a fentebb ismertetett különböző roncsolásmentes módszerekkel következtethetünk a kőzet húzószilárdságára is.

Vásárhelyi (2003, 2005) kimutatta, hogy a Brinke szám értéke független a vízzel való telítés mértékétől. A **2-24. ábrán** telített és telítetlen durva mészkövek statisztikai vizsgálatán keresztül mutatjuk ezt be: a különböző porozitású durva mészköveknél a nyomó és húzó szilárdság közötti kapcsolatot nem befolyásolta a víz jelenléte.



2-24. ábra. A nyomószilárdság (σ_c) és a húzószilárdság (σ_t) közötti kapcsolat telített és telítetlen állapot esetén

Lade (1993) kutatásai kimutatták, hogy környezeti nyomás (p_a) hatására a kőzet nyomószilárdsági (σ_c) és húzószilárdsági (σ_t) értékei közötti hányados megváltozik. Statisztikai alapon az alábbi képlet alkalmazását javasolta:

$$\sigma_t = T p_a \left(\frac{\sigma_c}{p_a} \right)^t \quad (2.70.)$$

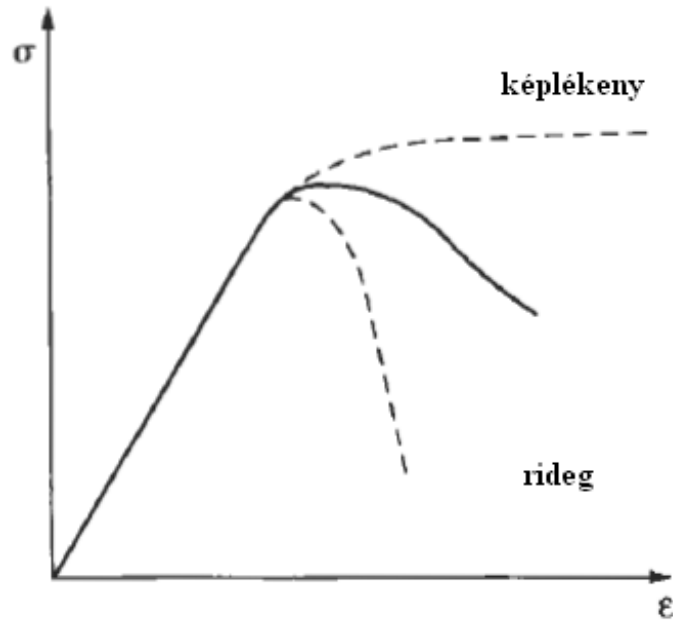
ahol T és t dimenzió nélküli értékek, melyek kőzet típusától függenek (Izd. **2-21. táblázat**).

2-21. táblázat. Anyagállandók a húzószilárdság-nyomószilárdság kapcsolatára, környezeti nyomás esetén (Lade, 1993)

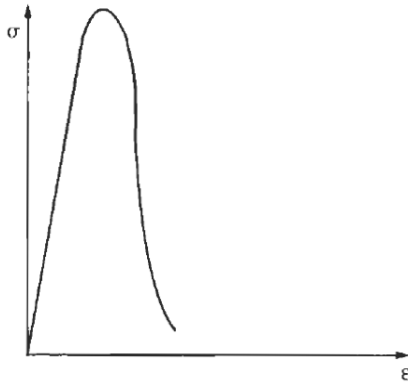
Kőzettípus	T	t
magmás	-0,435	0,740
átalakult	-0,0518	1,017
üledékes	-0,316	0,770
általános esetben	-0,219	0,825

2.3 Kőzet ridegségének vizsgálata

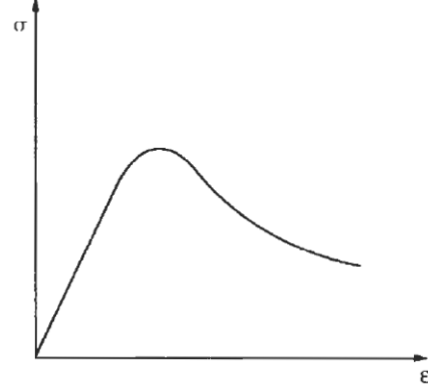
A kőzetkörnyezetben való tervezésnél elkerülhetetlen a mechanikai modellezése, helyes anyagmodell felvétele. A kőzetek mind rideg, mind képlékeny módon viselkedhetnek egyirányú nyomószilárdsági vizsgálat esetén – mint később látni fogjuk, a környezeti nyomás hatására tulajdonságuk megváltozik. A **2-25. ábrán** szematikusan mutatjuk be a rideg, ill. a képlékeny tönkremenetel folyamatát. A **2-26. ábra** Hudson & Harrison (1997) által ismertett példákon keresztül szemlélteti a különböző kőzettípusok eltérő mechanikai viselkedését. Néhány hazai kőzet jellegzetes feszültség-alakváltozási görbéjét a **2-27. ábra** foglalja össze.



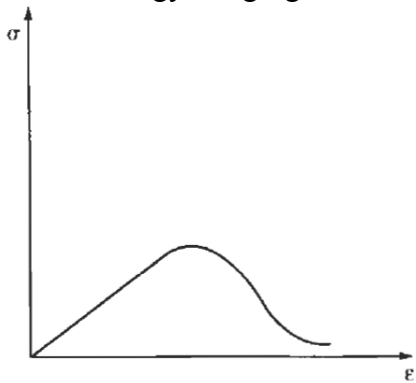
2-25. ábra. A kőzet rideg, ill. képlékeny viselkedésének jelleggörbéi



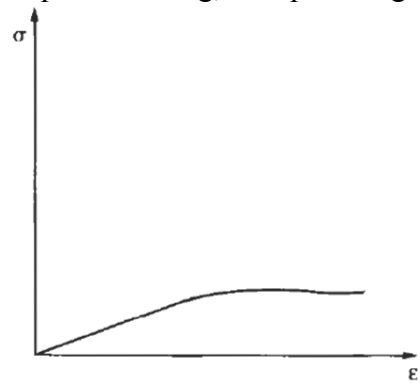
Bazalt: nagy szilárdság, nagy merevség,
nagy ridegség



Mész: közepes szilárdság,
közepes merevség, közepes ridegség

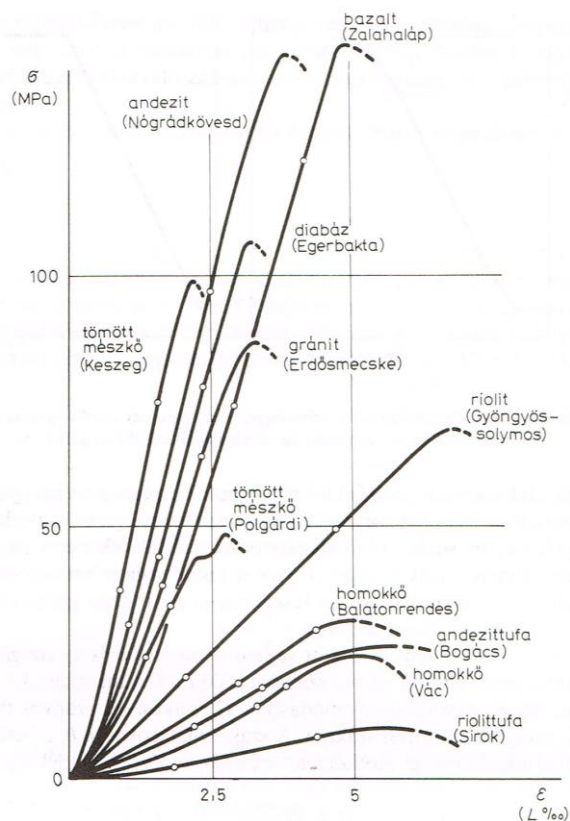


Krétakő: kis szilárdság, kis merevség,
kis ridegség



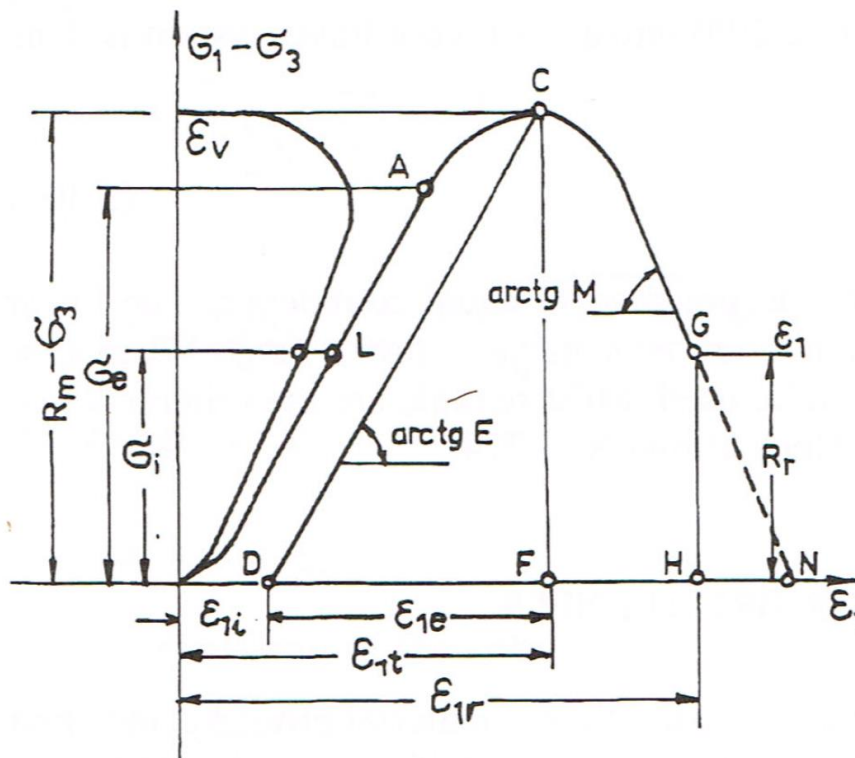
Kősó: kis szilárdság, kis merevség,
képlékeny

2-26. ábra. Különböző kőzettípusok tönkremeneteli jelleggörbéje (Hudson & Harrison, 1997)



2-27. ábra. Jellegetes feszültség-alakváltozási görbék légszáraz kőzetfizikai állapotban, néhány hazai kőzetnél (Egerer & kertész, 1993)

A ridegség meghatározására számos vizsgálat és javaslat készült – a szakirodalom alapján a jelentősebbeket az alábbiakban foglaljuk össze Andreev (1995) alapján. 2-28. ábra a ridegség meghatározásához felhasznált tényezők jelentését mutatjuk be.



2-28. ábra. Ridegség meghatározásánál használt tényezők (Andreev, 1995)

1. Az ép kőzeten mért feszültség-alakváltozási görbéből meghatározható annak ridegsége is. A törés pillanatában mért longitudinális (tengelyirányú) elmozdulás értéke alapján (ε_{li}) értékét figyelembe véve az alábbi osztályokat adja meg

$$B_1 = \varepsilon_{li} \cdot 100 \text{ (\%)} \quad (2.71.)$$

Az alábbi osztályozási módot adja meg:

$\varepsilon_{li} < 3 \text{ \%}$:	rideg
$3 \text{ \%} < \varepsilon_{li} < 5 \text{ \%}$:	rideg-képlékeny
$5 \text{ \%} < \varepsilon_{li}$:	képlékeny

2. A rugalmas és a teljes alakváltozás közötti hányados a törésig, nevezhető ridegségi tényezőnek:

$$B_2 = \frac{\varepsilon_{le}}{\varepsilon_{lr}} = \frac{\varepsilon_{le}}{\varepsilon_{li} + \varepsilon_{le}} = \frac{DF}{OF} \quad (2.72.)$$

3. A rugalmas (W_e) és a teljes munka (W_t) hányadosaként értelmezve, a törési állapotig vizsgálva a feszültség-alakváltozási ábrát:

$$B_3 = \frac{W_e}{W_t} = \frac{DCF}{OACF} \quad (2.73.)$$

4. A plasztikus tulajdonság vizsgálata az irreverzibilis munka (W_i) és a rugalmas munka (W_e) ismeretében:

$$B_4 = \frac{W_i}{W_e} = \frac{OACD}{DCF} \quad (2.74.)$$

5. A határszilárdság (σ_c) és a reziduális szilárdság (σ_r) ismeretében, az adott környezeti nyomást (σ_3) figyelembe véve

$$B_5 = \frac{(\sigma_c - \sigma_3) - (\sigma_r - \sigma_3)}{\sigma_c - \sigma_3} \quad (2.75.)$$

ill. ha a környezeti nyomás 0:

$$B_6 = \frac{\sigma_c - \sigma_r}{\sigma_c} \quad (2.76.)$$

6. A repedés terjedésének kezdeti feszültsége (σ_{ci}) arányosítva a törőfeszültséghez:

$$B_7 = \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_c} \quad (2.77.)$$

7. A maradó (rezidulális) alakváltozás és a törés utáni alakváltozás ismeretében:

$$B_8 = \frac{\varepsilon_{1r}}{\varepsilon_{1r} - \varepsilon_{1r}} \quad (2.78.)$$

8. A poszt-kritikus szakasz modulusa (M) és a rugalmassági modulus (E) hányadosaként:

$$B_9 = \lambda = \frac{M}{E} \approx \frac{OACD}{FCN} \quad (2.79.)$$

Amennyiben $\lambda > 1$, rideg kőzetről beszélhetünk.

9. Valamint ezen értékekből képezve:

$$B_{10} = \frac{M}{E + M} \approx \frac{DCF}{OACF + FCN} \quad (2.80.)$$

Rideg kőzetről akkor beszélhetünk, ha ez az érték 0,5-nél nagyobb.

Pontosabb jellemzést a kőzetek töréséről és tönkremeneteléről károsodási jellemzők bevezetésével kaphatunk. A károsodás időbeli változására és annak a tönkremenetellel való kapcsolatára a nem-egyensúlyi termodinamika segítségével kaphatunk modelleket (lásd Ván 2001, Ván & Vásárhelyi 2003).

2.4. Pont-terheléses vizsgálat

A gyors helyszíni mérésre elterjedt módszer az ún. pont-terheléses vizsgálat, melyet Broch & Franklin vezetett be 1972-ben, és ez ma már az ISRM ajánlásai között is szerepel (ISRM, 1985). A vizsgálat lényege az, hogy a terhet nem két párhuzamos felületen, hanem két egymással szemben lévő „ponton” adjuk a kőzetre (lásd **2-29. ábra**). Az egymással szemben lévő acél nyomófejeket 60°-os kúppal és $r = 5$ mm-es lekerekítéssel képezték ki. A méréssel csak a maximális törőteher meghatározásra van lehetőség.

A pont-terheléses vizsgálatnál a kőzet jóval kisebb erőhatásra is eltörik, mint az egyirányú nyomóvizsgálatnál. Ebből adódóan lehetőség nyílt kézi tesztelő kifejlesztésére, így ez a terepen könnyen használható felszerelésként terjedt el. A pont-terheléses vizsgálat előnye, hogy sokkal gyorsabban kapunk információt a kőzet szilárdságáról, nem igényel olyan pontos előkészítést, mint a próbatest laboratóriumi vizsgálata, ugyanakkor hátránya, hogy az értékeket csak közelítő eredményként lehet elfogadni, valamint a hagyományos laboratóriumi vizsgálatra csak pontatlanul számíthatók át.

A vizsgálatot először szabályos, henger alakú próbatesteken végezték. Henger alakú próbatesteknél a kőzet szilárdsága:

$$I_s = \frac{4F}{\pi D^2} \quad (2.81.)$$

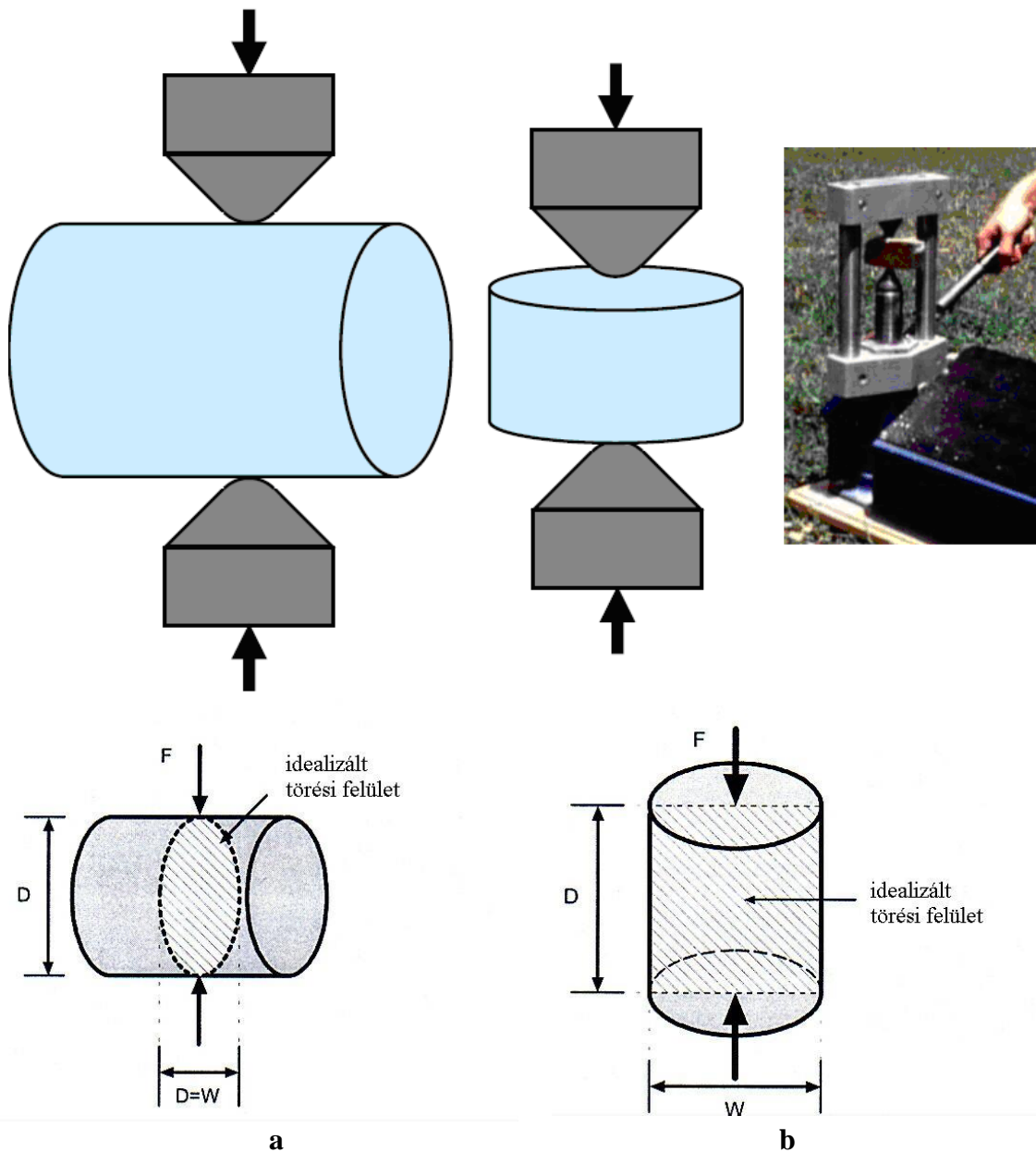
ahol D a próbatest átmérőjét jelöli (lásd **2-29. ábra**).

Az ISRM (1985) a fenti összefüggést általánosította az egyenértékű-átmérő bevezetésével más alakú mintákra is:

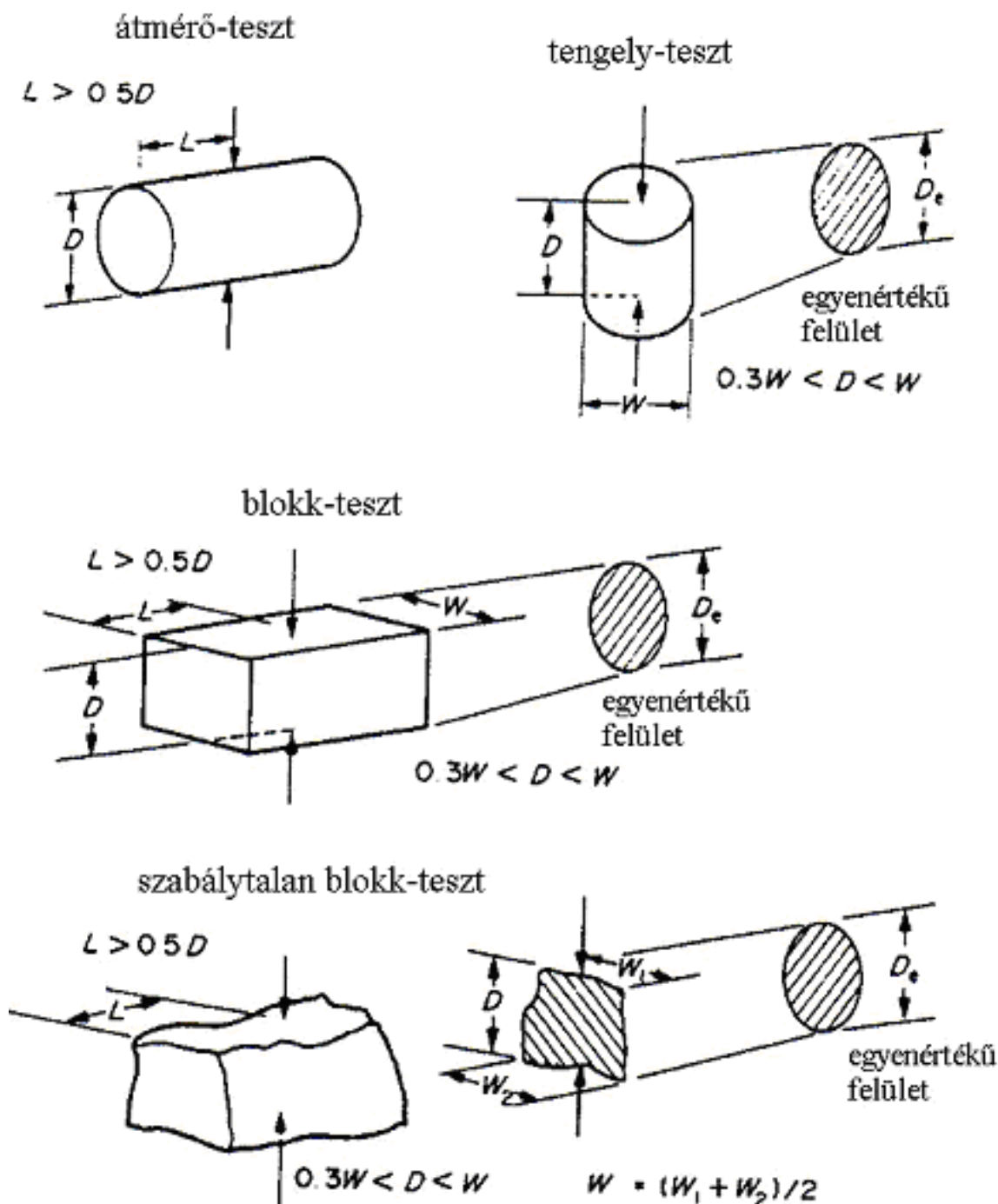
$$I_s = \frac{F}{D_e^2} = \frac{\pi F}{4WD} \quad (2.82.)$$

$$WD = A = \frac{\pi}{4} D_e^2 \quad (2.83.)$$

ahol I_s a pont-terhelési szilárdság, F a mért erő (N), D_e az egyenértékű próbatest átmérője (mm), D a próbatest átmérője, W a próbatest szélessége, míg A az a minimális felület, mely a terhelés hatására széttörik.



2-29. ábra. A pont terheléses vizsgálat a) átmérő- és b) tengely irányban való végrehajtása henger alakú próbatestnél



2-30. ábra. Az ISRM (1985) által ajánlott egyenértékű felületek különböző alakú próbatesteknél

A 2-30. ábra az ISRM által megadott vizsgálati minta-formákat és az átszámítási lehetőségeket mutatja be. A meghatározott pont-terhelési szilárdsági érték természetesen nagy mértékben függ a próbatest méretétől. A kapott értékeket ezért szükséges itt is átszámítani egy megegyezés szerinti alakra. Az egyirányú nyomószilárdságnál az egységesítés az 50 mm-es átmérőjű testekre megtörtént, ezért itt is ezt a méretet vették mértékadónak (Brook, 1985, ISRM, 1985). Az 50 mm-es átmérőjű henger próbatestre való átszámításra két módszert ajánlanak:

- 1) Ugyanazon kőzeten a méréseket elvégezni különböző egyenértékű átmérővel, és azokat log-log skálán ábrázolva meghatározni az 50 mm-hez tartozó értéket, amint azt a **2-31. ábra** mutatja. Az egyenértékű átmérő négyzetét és a mért törőterhet ábrázolva egy egyenest kapunk. A 2500 mm²-nél leolvasott törőterhet kell figyelembe venni.
- 2) Alaki korrekciós tényező használata (f), melyre a következő képletet adják meg:

$$I_{50} = f \frac{F}{D_e^2} = f \frac{\pi F}{4WD} \quad (2.84a.)$$

$$f = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0,45} \quad (2.84b.)$$

ahol a jelölések jelentése megegyezik az előző képletnél megadottakkal.

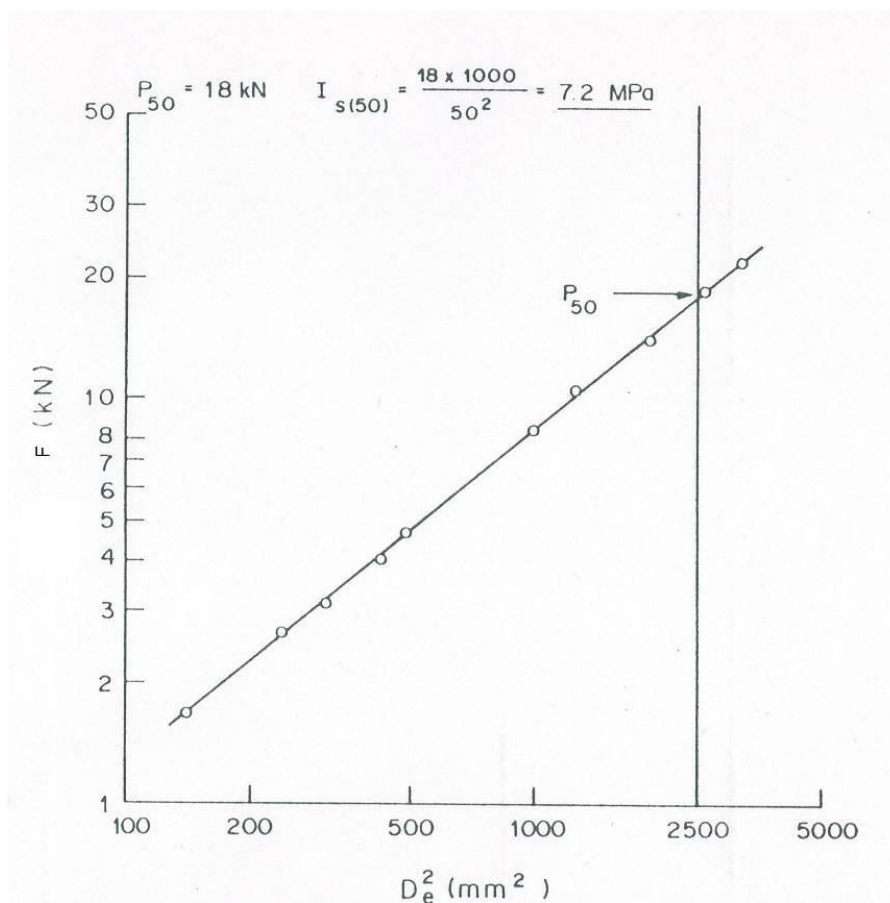
Magyarországi gyakorlatban elterjedt az ún. fűrőmag hasító vizsgálat is, melyet fűrőmagok minősítésénél használnak abban az esetben, ha nincs lehetőség próbatest kialakítására. Az egymással szemben lévő 30-45°-os lapszögű hasító-élek közé elhelyezett ép magdarabot egyenletes terheléssel kell eltörni. A mért törőterhelésből a hasító szilárdság a (2.80.) képlettel határozható meg.

A pont-terhelés és az egyirányú nyomószilárdság közötti kapcsolat

Számos szerző foglalkozott azzal, hogy a pont-terheléssel, illetve szabványos, laboratóriumi nyomószilárdsági kísérlettel meghatározott értékeket hogyan lehet egymással megfeleltetni. Általánosságban elmondható, hogy lineáris kapcsolat adható meg a nyomószilárdság és a pont-terheléses szilárdság között, azaz

$$\sigma_c = a I_{50} \quad (2.85.)$$

A képletben szereplő a konstans értéke az ISRM (1985) ajánlása alapján átlagban 22-nek vehető fel. Ez az érték a kőzet szilárdságának függvényében jelentősen változhat: kis szilárdságú kőzeteknél 20 körüli, míg nagy szilárdságúaknál 25-ös érték felvétele a reális. Hawkins (1998) külön vizsgálta a telített és száraz kőzetek egyirányú nyomószilárdsági értékre történő átváltási lehetőséget, melyet a **2-22. táblázatban** mutatunk be.



2-31. ábra. Az $I_{s(50)}$ pont-terheléses szilárdság meghatározása abban az esetben, ha az egyenértékű átmérő (D_e) eltér 50 mm-től. (ISRM, 1985 alapján)

2-22. táblázat. Tapasztalati kapcsolat I_{50} és σ_c között üledékes és átalakult kőzeteknél száraz és nedves kőzetfizikai állapot esetén (Hawkins, 1998)

I_{s50}	a értéke ($\sigma_c = a I_{50}$)	
	nedves kőzet	száraz kőzet
< 2	10	15
2 – 5	16	20
> 5	24	25

Palchik & Hatzor (2004) kimutatták, hogy az átváltási szám jelentős mértékben függ a kőzet porozitásától. Az általuk tanulmányozott kréta kőzet porozitása 18 % és 40 % között változott, míg a (2.84.) egyenlet a tényezője a porozitás növekedésével 18-ról 8-ra csökkent. Hasonló eredményre jutott Kahraman et al. (2005), de szerintük ez a kapcsolat nem annyira erős, mint ahogy Palchik & Hatzor (2004) közölték.

Anizotrópia hatása a pont szilárdságra

Abban az esetben, ha a vizsgált kőzet anizotróp, a pont szilárdság mérést lehetőleg mindkét irányba el kell végezni (irányítottással merőlegesen és párhuzamosan). A pont-szilárdsági anizotrópiai index értéke:

$$I_{a(50)} = \frac{I_{s(50)v}}{I_{s(50)h}} \quad (2.86.)$$

ahol $I_{s(50)v}$ a vizsgálatra merőleges, míg $I_{s(50)h}$ a vizsgálatra párhuzamos irányú egységesített értékű pont szilárdság eredménye. A mért pont-szilárdság érték alapján lehetőség van a kőzet leveles állapotának (foliációjának) besorolására is (**2-23. táblázat**) Tsidzi (1990) javaslata alapján.

2-23. táblázat. Leveles (foliációs) kőzetek osztályozása pont-szilárdság mérése alapján (Tsidzi, 1990)

Kőzet megjelenése	$I_{a(50)}$	Osztály
Nagyon kismértékben vagy nem leveles	$I_{a(50)} \leq 1,1$	Kvázi-izotróp
Gyengén leveles	$1,1 < I_{a(50)} \leq 1,5$	gyengén anizotróp
Közepesen leveles	$1,5 < I_{a(50)} \leq 2,5$	közepesen anizotróp
Erősen leveles	$2,5 < I_{a(50)} \leq 3,5$	nagyon anizotróp
Nagyon erősen leveles	$3,5 < I_{a(50)}$	nagyon nagymértékben anizotróp

2.5 Szilárdság helyszíni meghatározásának lehetőségei

2.5.1 Szilárdság becslése szemrevételezéssel

A helyszínen a kőzettömb szilárdságának meghatározására csak közelítő vizsgálatok elvégzésére van lehetőség. A legtöbb esetben a helyszíni bejárás alkalmával, azonnal kell a kőzettömb szilárdságát meghatározni és osztályba sorolni. A geológuskalapács segítségével történő szilárdság-becslés módszerét a **2-24. táblázatban** foglaltuk össze.

2-24. táblázat. Terepi meghatározás és a várható egyirányú nyomószilárdság közötti kapcsolat

Egyirányú nyomó-szilárdság (MPa)	Terepi megfigyelés	Példák
> 250	Geológuskalapáccsal csak forgácsolható	üde bazalt, diabáz, gneisz, gránit, kvarcit
100-250	A geológuskalapács sok ütésével lehet csak egy darabot nyerni belőle	amfibolit, homokkő, bazalt, gabbro, granodiorit, mészkő, márvány, riolit
50-100	A geológuskalapáccsal több mint egy ütés kell ahhoz, hogy letörjünk egy darabot	mészkő, márvány, fillit, pala, homokkő
25-50	Geológuskalapács egy ütésével darab letörhető; késsel nem sérthető	agyagkő, iszapkő, pala, szén, beton
5-25	Késsel nehezen héjazható, geológuskalapáccsal egy pontban a felszínen sebezhető	kréta, kősó, hamuzsír
1-5	Késsel héjazható, geológuskalapács erős ütésétől szétporlad	nagyon mállott kőzetek
0,25-1	Tüvel megsérthető, karcollható	kemény töredezett anyag

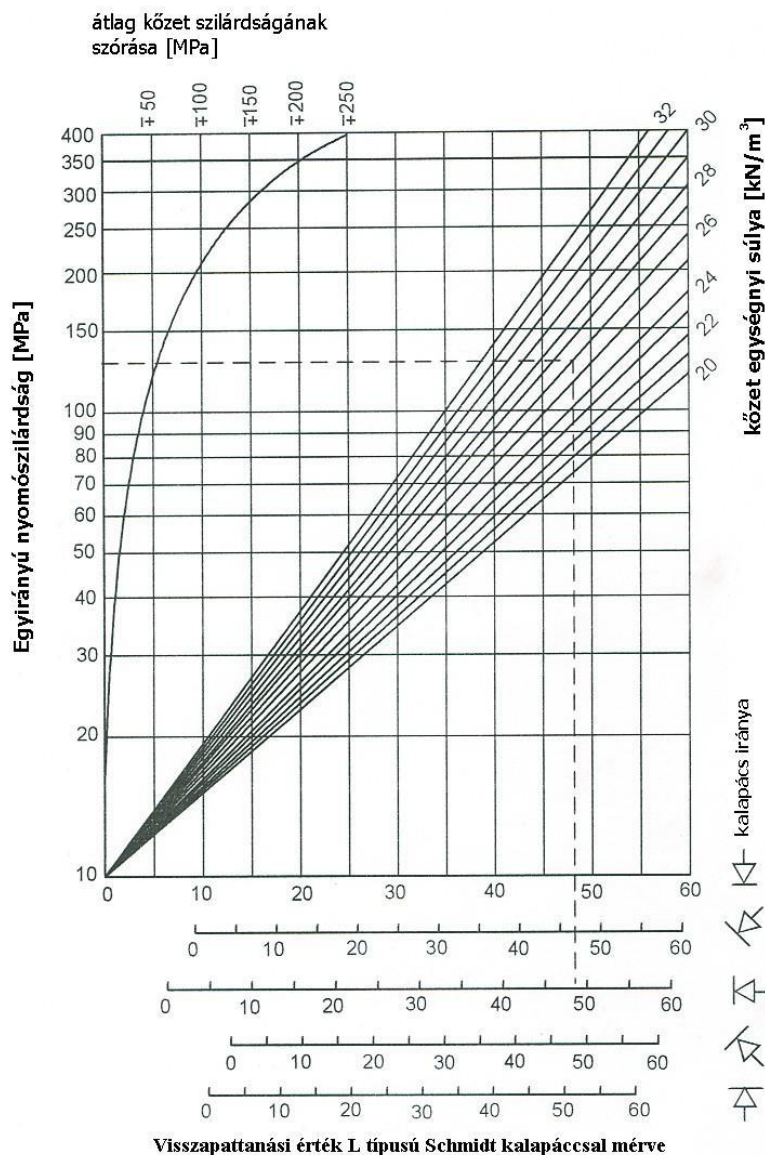
2.5.2 Schmidt kalapácsos vizsgálat és nyomószilárdság közötti kapcsolat

A Schmidt kalapács közetmechanikai alkalmazásának lehetőségét a 2.1.5 fejezetben részletesen ismertettük, mint roncsolásmentes vizsgálati módszert. A műszer méreteiből adódóan alkalmas terepi vizsgálatok elvégzésére is, így információt kaphatunk a közettömb szilárdságáról.

A **2-32. ábrán** az L-típusú Schmidt kalapáccsal mért visszapattanási érték a kőzet egyirányú nyomószilárdsága közötti regressziós kapcsolatot mutatjuk be Deere & Miller (1966) javaslata alapján. Mint megfigyelhető, a Schmidt kalapács függőlegestől való eltérésének iránya jelentős mértékben befolyásolhatja a kapott eredményt, ezért annak ismeretében lehet pontosítani számításainkat.

Számos cikk jelent meg, melyek zárt formában adják meg az L-típusú Schmidt kalapáccsal mért visszapattanási érték és a nyomószilárdság közötti kapcsolatot.

A jelentősebbeket a **2-25. táblázatban** foglaltuk össze.



2-32. ábra. Kőzet szilárdságának meghatározása L-típusú Schmidt kalapáccsal mért visszapattanási érték alapján Deere & Miller (1966) alapján

2-25. táblázat. Az egyirányú nyomószilárdság az L-típusú Schmidt kalapáccsal mért visszapattanási érték közötti kapcsolat különböző vizsgálatok alapján (Zhang, 2005 összefoglalása alapján)

Kapcsolat: $\sigma_c =$ [MPa]	r^2	Vizsgált kőzettípus	Irodalom
$6,9 \times 10^{[0,0087\rho R_{(nL)}+0,16]}$	0,94	28 lithológiai egység, 3 alap kőzettípusból	Deere & Miller (1966)
$6,9 \times 10^{[1,348 \log(\rho R_{(nL)})-1,325]}$		25 lithológiai egység	Aufmuth (1973)
$12,74e^{0,185\rho R_{(nL)}}$		20 lithológiai egység	Beverly et al. (1979)
$0,447 e^{(0,045R_{(nL)}+\rho)}$		Különböző észak-sziléziai kőzetek	Kidybinski (1980)
$0,994 R_{(nL)} - 0,383$	0,70	10 lithológiai egység	Haramy & DeParco (1985)
$0,043\rho_d R_{(nL)} + 1,2$		homokkő	Cargill & Shakoor (1990)
$0,018\rho_d R_{(nL)} + 2,9$		Karbonátos kőzetek	
$4,29 R_{(nL)} - 67,5$	0,92	Márvány, mészkő, dolomit	Sachpazis (1990)
$8,36 R_{(nL)} - 416$	0,76	gránitok	Turgul & Zariff (1999)
$e^{0,059 R_{(nL)} + 0,818}$	0,96	gipsz	Yilmaz & Sendir (2002)
$e^{0,053 R_{(nL)} + 1,332}$	0,88	Mészkő, agyagkő, iszapkő, homokkő, márvány, márga, bazalt	Morales et al. (2004)
$4 \times 10^{-6} R_{(nL)}^{4,2917}$	0,80	Mészkő, márvány, homokkő, bazalt	Yasar & Erdogan (2004)
$2,75 R_{(nL)} - 35,83$	0,95	Bazalt, andezit, tufa	Dincer et al. (2004)
$2,208 e^{0,067R_{(nL)}}$	0,96	Kréta, mészkő, homokkő, márvány, szienit, gránit	Katz et al. (2000)
$6,97 e^{0,014 \rho R_{(nL)}}$	0,78	Dolomit, homokkő, mészkő, márga, diabáz, szerpentin, hematit	Kahraman (2001)

Magyarországi kőzetek nagyszámú vizsgálata alapján Gálos & Bögöly (2016) lineáris kapcsolatot ad meg a kőzet nyomószilárdsága és an N típusú Schmidt kalapács visszapattanási értéke között. A hazai kőzetekre megadott kapcsolatokat a **2-33. ábrában** foglalták össze (a nanogrammon megadott „m” érték a lineáris összefüggések meredeksége).

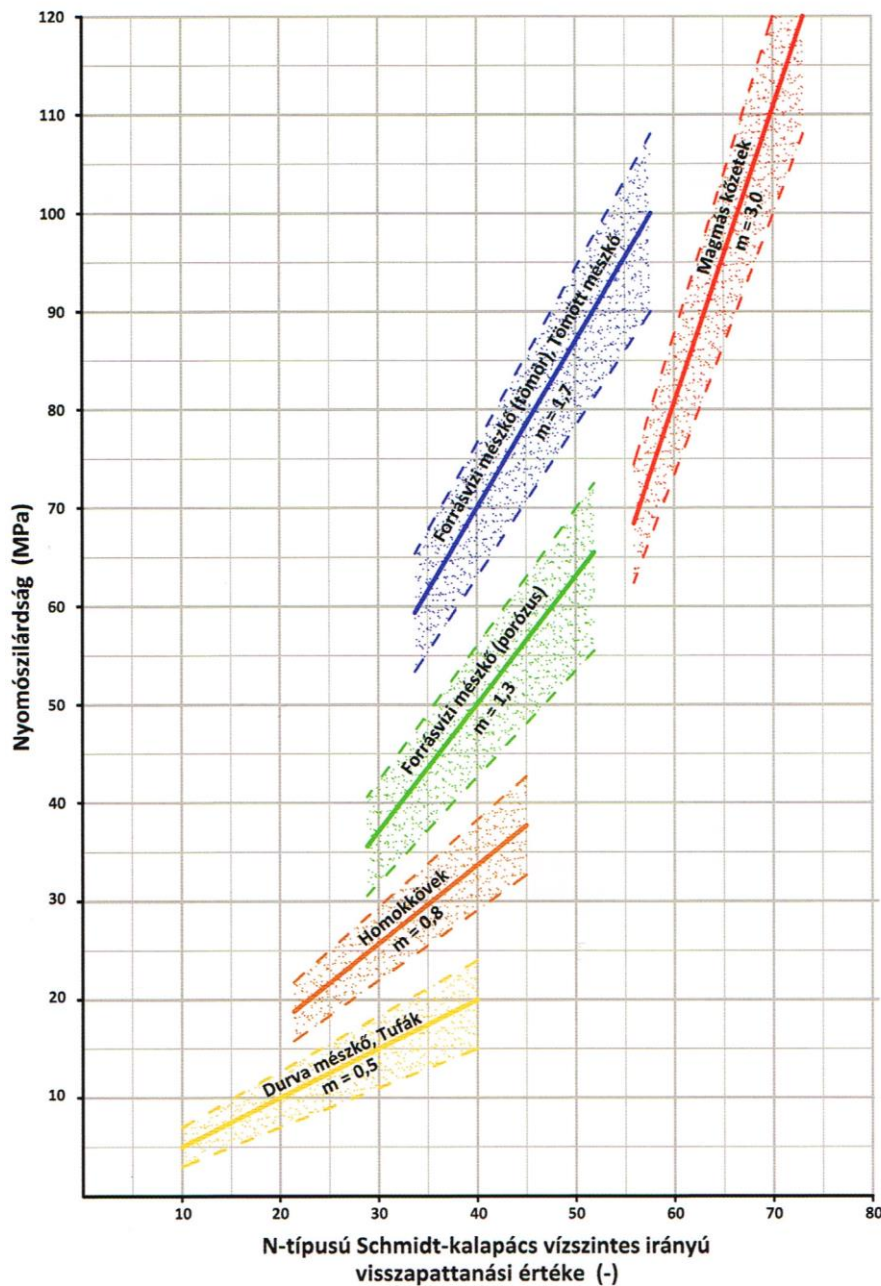
Gálos & Bögöly (2016) cikkükben kihangsúlyozzák a Schmidt kalapácsos ütésirányra való érzékenységét: ha az ütésirány eltér a vízszintestől, akkor ki kell számolni a vízszintes irányra átszámított visszapattanási értéket javaslatuk szerint az alábbi módon:

$$R_0 = R^* + \Delta R_\alpha \quad (2.87.)$$

ahol R_0 a vízszintes irányra átszámított visszapattanási érték, R^* az a hajlásszögű műszerrel mért visszapattanási értékek átlaga és ΔR_α a hajlásszögtől függő korrekciós tényező a **2-26. táblázat** alapján.

2-26. táblázat. Az ütésszám szerinti korrekció N típusú Schmidt kalapács esetén (Gálos & Bögöly, 2016)

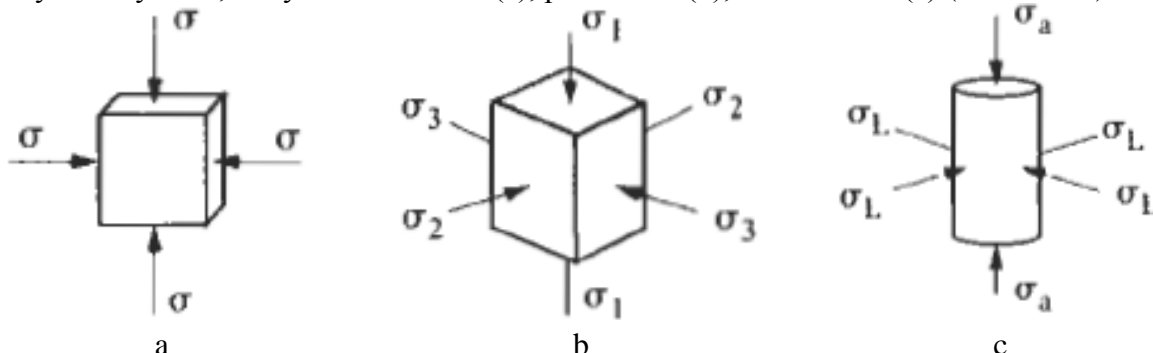
Mérés eredménye	ΔR_α			
	+90°	+45°	-45°	-90°
R_α	ütésirány esetén			
10			2,4	3,2
20	-5,4	-3,5	2,5	3,4
30	-4,7	-3,1	2,3	3,1
40	-3,9	-2,6	2,0	2,7
50	-3,1	-2,1	1,6	2,2
60	-2,3	-1,6	1,3	1,7



2-33. ábra. Javasolt nonogrammok különböző hazai kőzetek nyomószilárdságának becsléséhez, N típusú Schmidt kalapáccsal vízszintes irányban mért érték ismerete esetén (Gálos & Bögöly, 2016)

2.6 Környezeti nyomás hatása a kőzet szilárdságára – triaxiális vizsgálatok

Az anyag viselkedését, mechanikai tulajdonságait jelentős mértékben befolyásolja a környezeti nyomás, mely lehet biaxiális (a), poliaxiális (b), ill. triaxiális (c) (2-34. ábra).



2-34. ábra. Különböző környezeti feszültségben elvégezhető kísérletek.

(a): biaxiális, (b): polyaxiális, (c): triaxiális vizsgálat

A triaxiális vizsgálatok eredményeinek feldolgozása a főfeszültségek, a főalakváltozások illetve azok aránya, valamint a feszültségi invariánsok segítségével történhet. A térbeli feszültségi- és a hozzá tartozó térbeli alakváltozási állapotban a különböző összetartozó főfeszültségi- és fő-alakváltozási állapot-kombinációk vizsgálatára van lehetőség:

$$\begin{vmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{vmatrix} = f \begin{vmatrix} \varepsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_2 & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_3 \end{vmatrix} \quad (2.88.)$$

$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$	hidrosztatikus feszültségi állapot
$\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$	triaxiális (poliaxiális) feszültségállapot
$\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$	hengersizmetrikus I. törési állapot
$\sigma_1 = \sigma_2 \geq \sigma_3$	hengersizmetrikus II. törési állapot

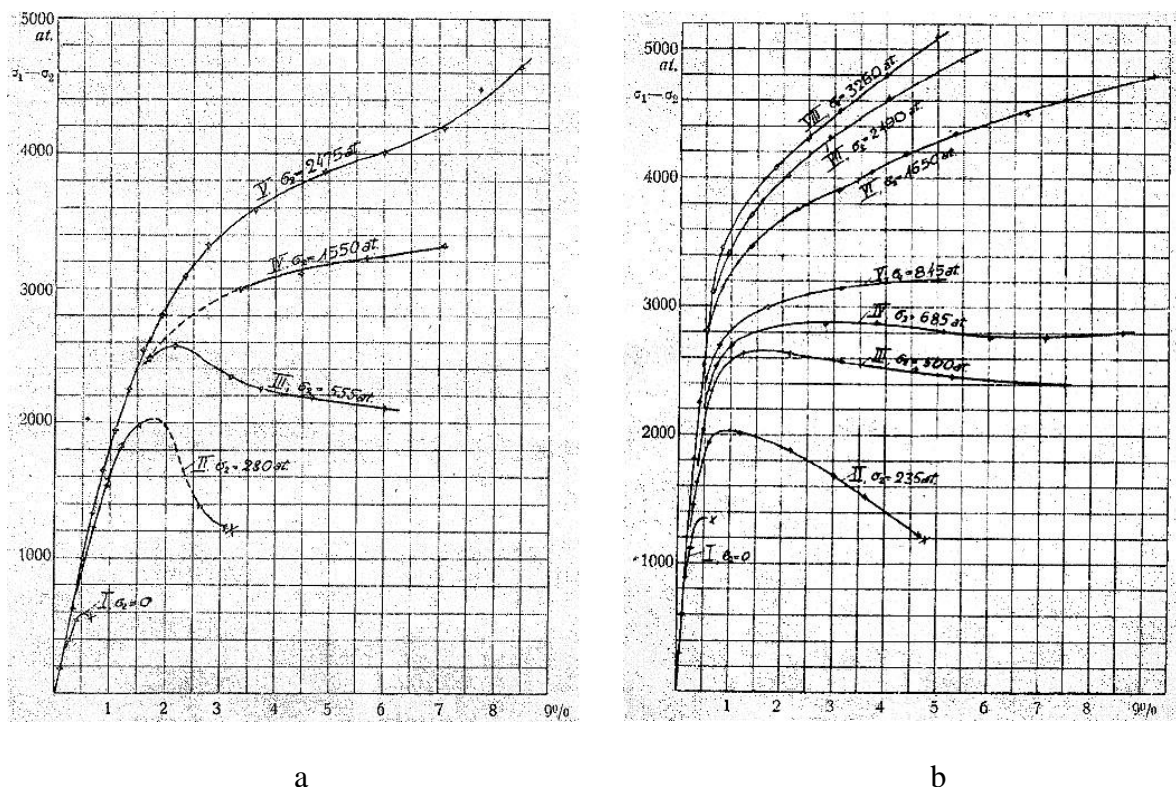
A triaxiális vizsgálatok eredményeinek feldolgozása a főfeszültségek, a főalakváltozások illetve azok aránya, valamint a feszültségi invariánsok segítségével történhet.

A feszültségtenzor egyértelműen meghatározza egy elemi pont (egy elemi cella) feszültségállapotát, ez egyben azt is jelenti, hogy a vizsgált ponton átfektetett tetszőleges állású metszetekhez tartozó, azonos szöveg bezáró sík lapján a síkra merőleges normál- és a síkba eső nyírófeszültségekkel a törés határfeltétele meghatározható. Valamennyi ilyen metszetre működő nyíró- és normálfeszültségek a síkokon oktaédert alkotnak.

Jelen fejezetben csak a triaxiális vizsgálatokkal, valamint azok eredményeivel foglalkozunk. Vizsgálattechnikai okokból a biaxiális és a poliaxiális mérések csak nagyon nehezen elvégezhetőek, gyakorlati szempontból az azokra megalkotott elméletek kevésbé fontosak, mint a triaxiális vizsgálati eredmények.

2.6.1. Anyagtulajdonság változása környezeti nyomás hatására

A világ első teljes körű triaxiális vizsgálatát Kármán Tódor készítette el 1909-ben Göttingenben, melyet előbb magyarul (1910), majd németül (1911) publikált. Az általa tervezett triaxiális cellában muttenbergi homokkővet és carrarai márványt vizsgált. Számos próbálkozás után végül 10 sikeres mérése lett márványon, valamint 6 sikeres mérése homokkővön – a publikált eredményeket a **2-35. ábrán** mutatjuk be (Vásárhelyi & Ván, 2010).



2-35. ábra. Kármán Tódor első triaxiális vizsgálati eredményei különböző környezeti nyomások esetén a) muttenbergi homokkő, b) carrarai márvány

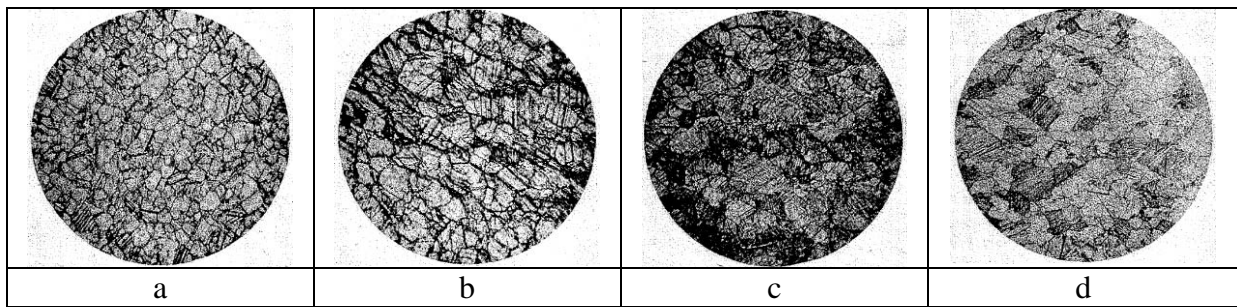
Kármán (1910, 1911) méréseivel igazolta, hogy a rideg anyag környezeti nyomás hatására képlékennyé, valamint felkeményedővé válnak, amint azt a **2-36. szematikus ábrán** is ábrázoltuk.

A kísérletei alatt számos fényképet is készített a kőzetek kristályos szövetéről mérések előtt és után. Kimutatta, hogy rideg törés esetén az alakváltozás az ásványok között jön létre, míg képlékeny esetben az ásványok alakváltozása mutatható ki. Néhány ilyen vékonycsiszolati fénykép-eredményt a **2-37. ábrán** is bemutatunk.

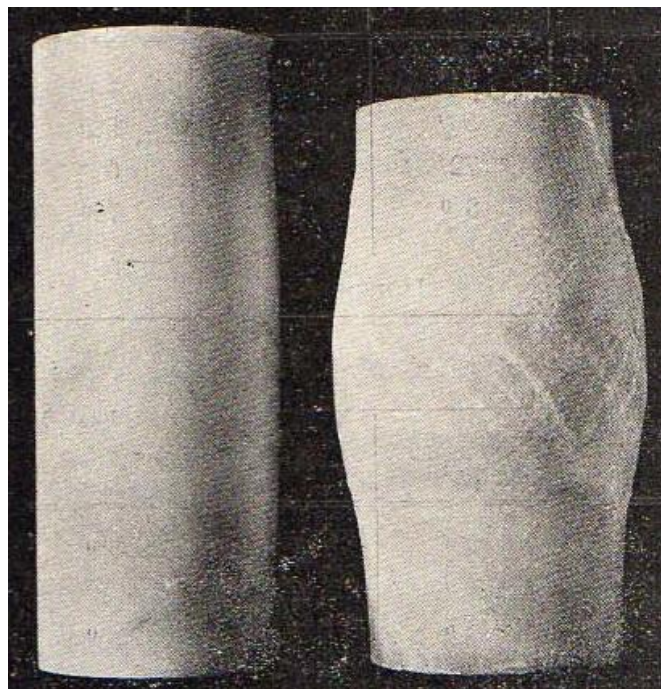
A próbatest képlékeny alapváltozást az **2-38. ábrán** is szemléltetjük a közölt fotó alapján.



2-36. ábra. Környezeti nyomás hatása a rideg kőzetekre



2-37. ábra. A márvány vékonycsiszolati fényképei (a) vizsgálat előtt, és vizsgálat után: (b):0, (c): 51 MPa és (d) 252 MPa környezeti nyomás (σ_3) esetén (Kármán, 1910)



2-38. ábra. Az eredeti (bal oldalon) és nagy környezeti nyomás hatására deformálódott (jobb oldali) márvány próbatest (Kármán, 1910)

Meg kell jegyezni, hogy nem Kármán Tódor volt az első, aki érdeklődött a kőzetek nyomás alatti tulajdonságváltozása iránt. Az első ilyen irányú kísérleteket a prágai Kick (1892) nevéhez köthetők, aki teljesen más kísérleti módot próbált ki. Kick szintén kimutatta a rideg-képlékeny átmenetet, de csak kvalitatívan, ellentétben Kármánnal, aki kvantitatívan is meg tudta azt határozni.

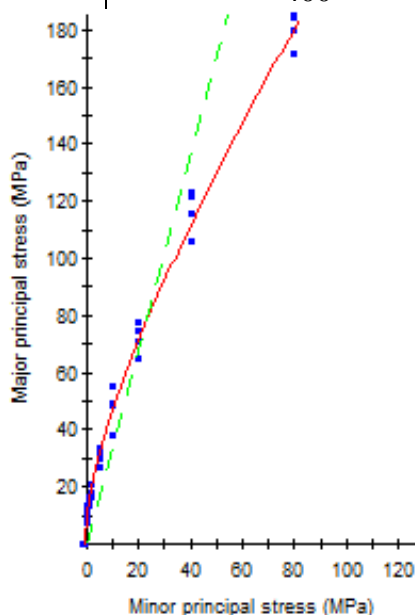
A rideg-képlékeny átmeneti feszültség Mogi (1966) mérési eredményei alapján a

$$\sigma_1 = 4,4 \sigma_3 \quad (2.89.)$$

értéknél van. Különböző kőzettípusok esetén jelentős eltérés figyelhető meg ezen átmeneti feszültség értékénél: míg a kősó az természetes állapotban is képlékenyen viselkedik, addig a mélységi magmás kőzetek esetén a mérnöki alkalmazásnál ezen értéknek nincs jelentősége. A rideg-képlékeny átmeneti feszültségeket szakirodalmi adatok alapján a **2-27. táblázatban** foglaltuk össze. Értelmezését mérési eredmények és rájuk illesztett törési határgörbe esetén a **2-39. ábra** szemlélteti.

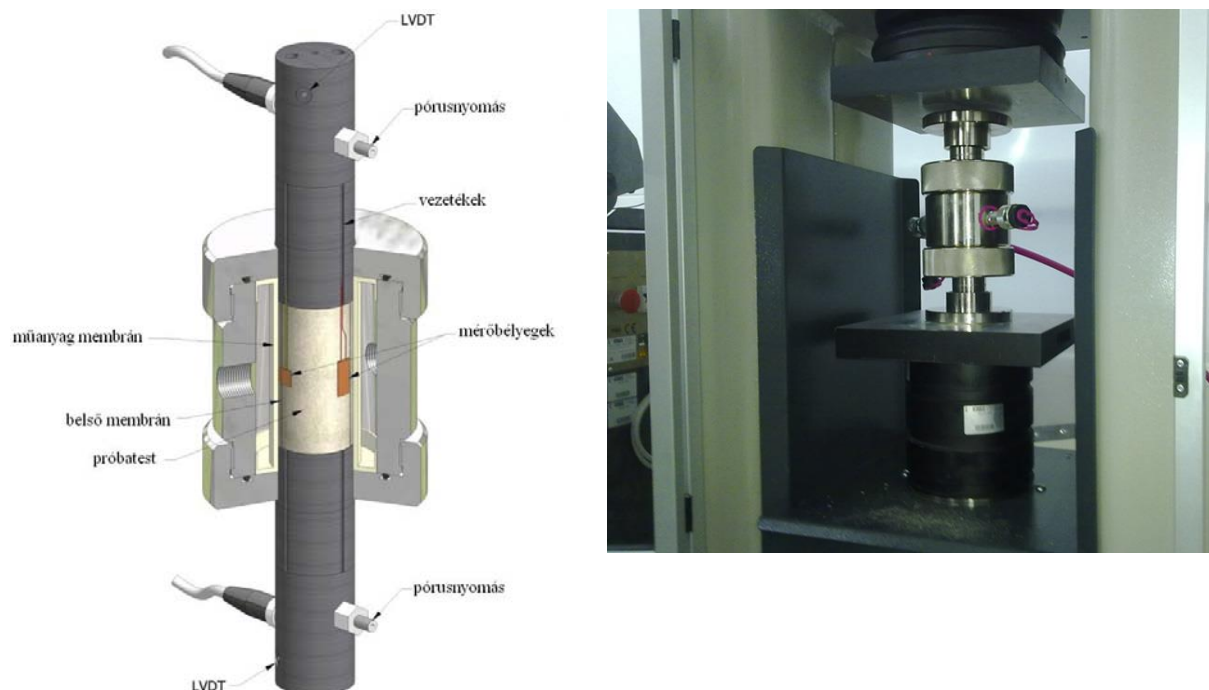
2-27. táblázat: Rideg-képlékeny átmeneti feszültség különböző kőzettípusoknál, szobahőmérsékleten

Kőzettípus	Környezeti nyomás (MPa)
Anhidrit	100
Dolomit	100-200
Gipsz	40
Gránit	» 500
Homokkő	200-300
Iszapkő	< 100
Klorit	300
Kősó	0-10
Kréta	< 10
Mészkö	20-100
Szerpentinit	300-500
Talk	400



2-39. ábra. Mogi vonal (szaggatott) értelmezése mérési eredmények esetén σ_1 - σ_3 feszültségtérben

A triaxiális vizsgálatok végrehajtása ma már rutinszerű laborvizsgálatok közé tartozik. A vizsgálati berendezés elvi vázlatát a **2-40. ábrán** mutatjuk be. A környezeti nyomást olajjal kell biztosítani – ahhoz, hogy az olaj ne kerülhessen a kőzet pórusaiba be, műanyag membránnal védjük a próbatesteket.



2-40. ábra. Triaxiális cella elvi vázlata és laborvizsgálat közben

2.6.2. Törési határgörbe kísérleti meghatározási lehetősége

Ma már általános, hogy nem egyedi próbatestek mérésével határozzák meg különböző környezeti nyomás alkalmazásával a kőzet határteherbírását, hanem folyamatosan változó környezeti nyomással egy próbatesten mérik ki a törési határgörbét. A folyamatos törési állapotban való mérés elvi alapjait Kovári & Tisa (1975) dolgozta ki, és 1983 óta ISRM ajánlásként is szerepel. Hazai bevezetése Gálos & Vásárhelyi (1997) nevéhez fűződik. A vizsgálatot 1:2-es átmérő:magasság méretarányú próbatesteken lehet elvégezni.

Az ún. „folytonos törési állapot” (CFS) a triaxiális vizsgálattechnikában azt jelenti, hogy az elemi cellának tekintett próbatesten olyan feszültség és hozzá tartozó alakváltozási állapotokat hozunk létre, melynek során a kőzet folyamatosan a törés és épen maradás határállapotában van. A $\sigma_1 = \sigma_2 \neq \sigma_3$ feszültségekkel jellemezhető többszögű feszültségtérben a $\sigma_1 = \sigma_2 \neq p$ jelölés alkalmazva felírható a törési határfeszültség:

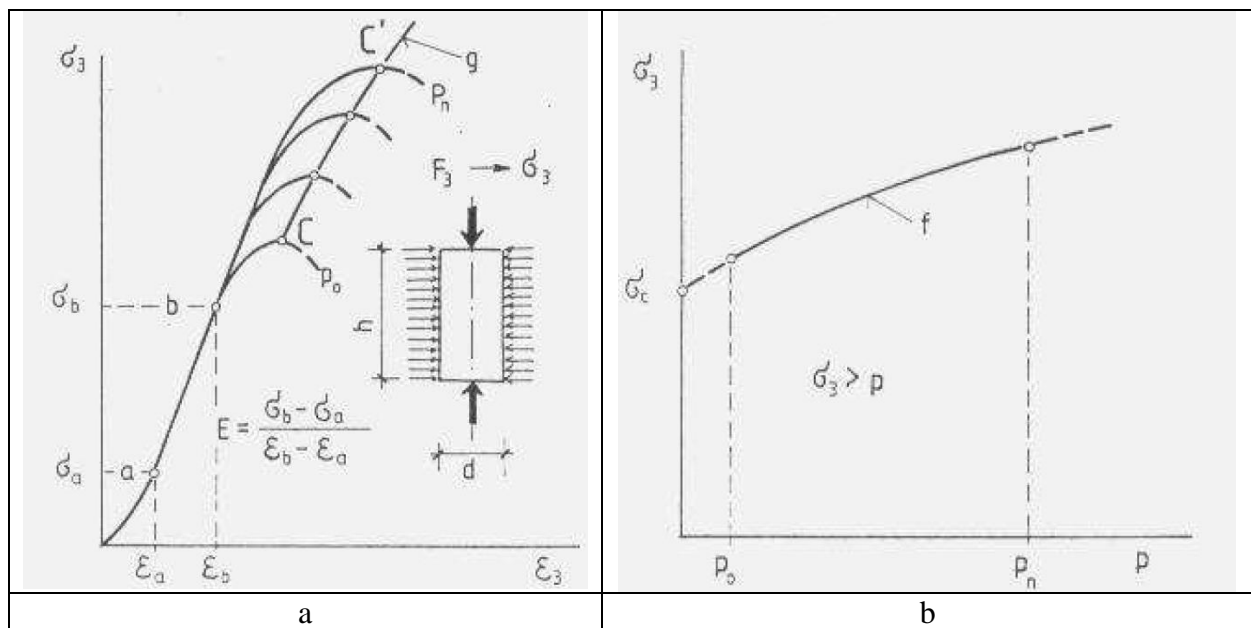
$$\sigma_3 = f(p_i) \quad (2.90a.)$$

A p_i értékek figyelembe vételével felvett feszültség-alakváltozási görbék azt mutatják, hogy a törési pontok

$$\sigma_3 = g(\varepsilon_3) \quad (2.90b.)$$

Kölcsönösen egyértelmű függvénnyel jellemezhetők (lásd **2-41a. ábra**). A triaxiális kísérletet tehát úgy kell végezni, hogy a folyamatosan, egyenletesen növekvő σ_3 feszültséghez azt a p_i feszültséget kell rendelni, amely a próbatestet a törés – épen maradás határállapotában tartja.

Az így a **2-41a. ábrán** bemutatott feszültség-alakváltozási görbéhez tartozó $\sigma_3 - p$ törésgörbe határozható meg (**2-41b. ábra**), mely alkalmas a törési határfeltétel megadására.



2-41. ábra. Feszültség-alakváltozási görbék folyamatos törési állapotban (a), valamint az ehhez tartozó feszültség-környezeti nyomás diagram (b)

A vizsgálat alatt egyidejűleg két rajzoló-berendezésnek kell működnie, hogy a folytonos állapot folyamata figyelhető lehessen:

- Egyik a függőleges feszültség (σ_3) és a hozzá tartozó elmozdulás (ϵ_3) diagramját mutatja
- Másik a függőleges feszültség (σ_3) és az oldalnyomás (p) ábráját rajzolja.

A vizsgálattechnikai folyamat:

- a triaxiális cellába helyezett próbatesten kismértékű oldalirányú nyomást (p_0) kell létrehozni, ami a gyakorlatilag az egytengelyű feszültségállapot induló helyzetének felel meg.
- a σ_3 függőleges feszültséget változatlan oldalnyomás mellett addig kell növelni, amíg a feszültség-alakváltozási görbét figyelve a törési pontig (**2-41a ábrán** a C pont) el nem jutunk.
- a gyakorlatilag egytengelyűnek tekintett feszültségállapotban elért törési határállapot az oldalnyomás és a függőleges terhelés egyidejű növelésével úgy kell fenntartani, hogy $p_i - \sigma_{3i}$ összetartozó feszültségállapotok által meghatározott $\sigma_3 - \epsilon_3$ feszültség-alakváltozási görbe meredeksége az egytengelyű feszültségállapotban mérttel azonos legyen.

A választott p_n oldalnyomás elérése után az oldalnyomás állandó értéken tartása következtében – mivel a próbatest végig törési határállapotban volt – létrejön a törés. (**2-41a ábrán** a C` pont)

- az oldalnyomás fokozatos csökkentésével a már eltört, feltöredezett kőzet anyagtulajdonsága is meghatározható, azaz a maradó (reziduális) határállapot.

2.7 Irodalom

- AASHTO 1989: *Standard specification for highway bridges*. American Ass. of State Highway and Transportation Officials. Washington DC.
- Andreev G.E. 1995: *Brittle Failure of Rock Materials*. Balkema, p. 445.
- Asef M.R.; Najibi A.R. 2013: The effect of confining pressure on elastic wave and dynamic static Young's modulus ratio. *Geophysics* **78**(3): D135-D142.
- Asszonyi Cs.; Fülöp T.; Ván P. 2015a: *Kitüntetett szilárdtest-reológiai modellek egy belső változós termodinamikai elmélet keretében*. Termodinamikai módszertan – kontinuumfizikai alkalmazások (szerk. Fülöp Tamás) Budapest: Egyesület a Tudomány és Technológia Egységéért. 11-34. (Mérnökgeológia-Kőzetmechanika Kiskönyvtár; 19.)
- Asszonyi Cs.; Fülöp T.; Ván P. 2015b: Distinguished rheological models for solids in the framework of a thermodynamical internal variable theory *Continuum Mechanics and Thermodynamics*, **27**:(6) 971-986.
- Aydan Ö.; Ulusay R.; Tokashiki N. 2014: A new rock mass quality rating system: Rock Mass Quality Rating (RMQR) and its application to the estimation of geomechanical characteristics of rock masses. *Rock Mech. Rock Eng.* **47**(4): 1255-1276.
- Ayday C.; Gökan R.M. 1992. *Correlation between L and N-type Schmidt hammer rebound values obtained during field-testing*. Int. ISRM Symp. Rock characterizations. (Ed.: J.A. Hudson) 47-50.
- Bowden A.J.; Spink T.W.; Mortmore R.N. 2002: Engineering description of chalk: its strength, hardness and density. *Q. J. Engng. Geol. Hydrogeol.* **35**: 355-361.
- Broch E.M.; Franklin J.A. 1972: The point load strength test. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **9**: 669-697.
- Brown E.T.; Richards L.R.; Barr M.V. 1977: *Shear strength characteristics of Delabole Slates*. Proc. Rock Engng. Conf. Newcastle upon Tyne, 35-51.
- Deák F.; Kovács L.; Vásárhelyi B. 2013: A töréses tönkremenetel keletkezésének és fejlődésének azonosítása rideg kőzetek laboratóriumi mérése során. In.: Török Á.; Görög P.; Vásárhelyi B. (szerk). *Mérnökgeológia-Kőzetmechanika 2013*, 221-228.
- Deere D.U. 1969: *Geological considerations*. In: *Rock mechanics in engineering practice*. (eds: Stagg K.G. & Zienkiewicz O.C.), 1-20.
- Deere D.U.; Miller R.P. 1966: *Engineering classification and index properties for intact rock*. Techn. Report. No. AFWL-TR-65-116, Air Force.
- Del Porto R.; Hürlimann M. 2009: A comparison of different indirect techniques to evaluate volcanic intact rock strength. *Rock Mech. Rock Engng.* **42**(6): 931-938.
- Eissa E.A; Kazi A. 1988: Relation between static and dynamic Young's moduli of rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* **29**: 479-482.
- Fairhurst C. 1964: On the validity of the "Brazil" test for brittle materials. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **1**: 515-546.
- Franklin J.A. 1971: Triaxial strength of rock material. *Rock Mech.* **3**: 86-98.
- Fülöp T. 2009: Rugalmasságtani és reológiai lineáris feladatok. In: Asszonyi Csaba (szerk.) *Kontinuummechanikai feladatok megoldásáról*. Budapest: Műegyetemi Kiadó, 2009. 11-52. o. (Mérnökgeológia-Kőzetmechanika Kiskönyvtár; 9.)
- Gálos M, Vásárhelyi B. 1997: *Kőzetmechanikai anyagtulajdonságok meghatározása CFS rendszerű vizsgálattal* In: Ráckeve 1997. CD-ROM.
- Gálos M.; Bögöly Gy. 2016: Kőzetek roncsolásmentes helyszíni szilárdsági vizsgálata Schmidt-kalapáccsal. *Kő*, **18**(2): 30-35.
- Gálos M.; Kürti I. 1986: Építési kőanyagok egyirányú nyomószilárdságának minősítő jellege. *Építőanyag*, **38**: 268-275.

- Gálos M.; Kürti I.; Vásárhelyi B. 1994: Kőzetek törésének értékelése hagyományos és törésmechanikai módszerekkel. *BKL - Kőolaj és Földgáz*, **27**(2): 44 - 57.
- George E.A. 1995: *Brittle failure of rock material-test results and constitutive models*. Balkema. 123-128.
- Gercek H. 2007: Poisson's ratio values for rocks, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **44**(1): 1-13.
- Görög P. 2007: Characterization and the mechanical properties of the eocene buda marl. *Centr. Eur. Geol.* **50**(3): 241-258.
- Görög P. 2012: *Egyirányú nyomószilárdsági vizsgálat és közvetlen nyírószilárdsági vizsgálatok módszertani áttekintése*. In: Török Á, Görög P (szerk.) Kőzetmechanika és kőzetkörnyezet szerepe a radioaktív hulladéklerakók kialakításánál. TERC Kft., 97-112.
- Hajpál, M. 2002. *Égetés hatására fellépő változások vizsgálata homokköveknél*. PhD thesis, BME. Budapest, 1–136.
- Hawkins A.B. 1998: Aspects of rock strength. *Bull. Engng. Geol. & Env.* **57**(1): 17-30.
- Hawkins A.B.; McConnell B.J. 1992: Sensitivity of sandstone strength and deformability to changes in moisture content. *Q. J. Engng. Geol.* **25**: 115-130.
- Hoek E. 1977: Rock mechanics laboratory testing in the context of a consulting engineering organisation. *Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abst.* **14**: 93–101
- Hoek E.; Brown E.T. 1980: *Underground excavations in rock*. London, Inst. Min. Metall.
- Hudson J.A.; Harrison J.P. 1997: *Engineering Rock Mechaincs – An Introduction to the Principles*. Pergamon, p. 458.
- Jelic K. 1984: Odnos gustoce i poroznosti s dubinom litostigrafskih formacija savske i dravske potoline. *Nafta (Zagreb)* **35**: 637-643.
- John M. 1972: *The influence of length to diameter ratio on rock properties in uniaxial compression: a contribution to standardization in rock mechanics testing*. Rep. S. Afr. CSIR.
- Johnston I.W. 1985: Strength of geotechnical materials. *J. Geotech. Eng.* **111**: 730-749.
- Kahraman S. 2001: Evaluation of simple methods for assessing the uniaxial compressive strength of rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **38**: 981-994.
- Kahraman S.; Fener M.; Gunaydin O. 2004. Predicting the sawability of carbonate rocks using multiple curvilinear regression analysis. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **41**: 1123-1131.
- Karakul H.; Ulusay R. 2013: Empirical correlations for predicting strength properties of rocks from P-wave velocity under different degrees of saturation. *Rock Mech. Rock Engng.* **46**: 981-999.
- Kármán T. 1910. Mitől függ az anyag igénybevétele? *Magyar Mérnök és Építészegylet Közlönye*, **10**: 212-226.
- Kármán T. 1911. Festigkeits Versuche unter allseitigem Druck, *Verhandl. Deut. Ingr.* **55**: 1749-1757.
- Kick F. 1892. Die Principien der mechanischen Technologie und die Festigkeitslehr, Zweite Abhandlung, *Z. Ver. Dtsch. Ing.* **36**: 919-933.
- King M.S. 1983: Static and dynamic elastic properties of rock from Canadian Shield. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* **20**: 241-247.
- Kleb B.; Vásárhelyi B. 2003. Test results and empirical formulas of rock mechanical parameters of rhyolitic tuff samples from Eger's cellars. *Acta Geol. Hung.* **46**: 301-312.
- Kwasniewski M.; Oitaben P.R. 2009: Effect of water on the deformability of rocks under uniaxial compression. *Proc. Eurock2009*, 271-276.
- Lama R.D.; Vutukuri V.S. 1978: *Handbook on mechanical properties of rocks*. Trans. Tech. Publ. 4, 317-399.
- Lashkaripour G.R. 2002: Predicting mechanical properties of mudrock from index parameters. *Bull. Engng. Geol. Env.* **61**: 73-77.

- Lashkiripour G.R. 2002: Predicting mechanical properties of mudrock from index parameters. *Bull. Engng. Geol. Env.* **61**: 73-77.
- Leire M.H.; Ferland F. 2001: Determination of unconfirmed compressive strength and Young's modulus of porous materials by indentation tests. *Engng. Geol.* **59**: 267-280
- McCann D.M.; Entwisle D.C. 1992: *Determination of Young's modulus of the rock mass from geophysical well logs*. Geol. Appl. Wireline Logs II. (eds: Hurst A.; Griffiths C.M.; Worthington P.F.), Geol. Soc. Spec. Publ. **65**: 317-325.
- Murrell S.A.K. 1965: *A criterion for brittle fracture of rocks and concrete under triaxial stress and the effect of pore pressure on the criteria*. 5. US Rock Mech. Symp. 563-577.
- Ohen H.A. 2003: Calibrated wireline mechanical rock properties method for predicting and preventing wellbore collapse and sanding. SPE 82236.
- Palchik V. 1999: Influence of porosity and elastic modulus on uniaxial compressive strength in soft brittle porous sandstones. *Rock Mech. Rock. Engng.* **32**: 303-309.
- Palchik V. 2011: On the ratios between elastic modulus and uniaxial compressive strength of heterogeneous carbonate rocks. *Rock Mech. Rock Eng.* **44**: 121-128.
- Palchik V.; Hatzor Y.H. 2004: Influence of porosity on tensile and compressive strength of porous chalk. *Rock Mech. Rock. Engng.* **37**: 331-341.
- Palmström A. 1995: *RMi – a rock mass characterization system for rock engineering purposes*. Univ. Oslo, Norway, p. 400. (www.rockmass.net)
- Palmström A.; Singh R. 2001: The deformation modulus of rock masses - comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tun. & Undergr. Space Techn.* **16**: 115-131.
- Polak L.S.; Rapoport M.B. 1961: Osvjasi skorosti uprugich prodolnych voln s nekotorymi fiziceskimi svoistvami osadocnyh porod. *Prikladnaja geofizika*, Moskva, **29**: 12-19.
- Protodyakonov M.M. 1969: *Method of determining the strength of rocks under uniaxial compression*. Mechanical Properties of Rocks, 1-8.
- Rabbani E.; Sharif F.; Koolivand Salooki M.; Moradzadeh A. 2012: Application of neural network technique for prediction of uniaxial compressive strength using reservoir formation properties. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **56**: 100-111.
- Ramamurthy T. 1993: *Strength and modulus responses of anisotropic rocks*. In: Hudson, J.A. (szerk) *Comprehensive Rock Engineering*, 1: 313-329.
- Raymer D.S.; Hunt E.R.; Gardner J.S. 1980: *An improved sonic transit time-to-porosity transform*. Proc. SPWLA 21. Ann. Meeting, paper: P.
- Schön J.H. 1996: *Physical properties of rocks – fundamental and principles of petrophysics*. Pergamon, Oxford, UK.
- Shalabi F.I.; Cording E.J.; Al-Hattamleh O.H. 2007: Estimation of engineering properties using hardness tests. *Engng. Geol.* **90**: 138-147.
- Smorodinov M.I.; Motovilov E.A.; Volkov V.A. 1970: *Determinations of correlation relationships between strength and some physical characteristics of rocks*. Proc. 2. ISRM Cong. Belgrade, Yugoslavia, Vol. II, Theme 3-6.
- Stegena L. 1964: The structure of the earth crust in Hungary. *Acta Geol. Hung.* **8**: 413-431.
- Török Á. 2007: *Geológia mérnököknek*. Műegyetemi Kiadó, Budapest, 384 p.
- Török A.; Török Á.; Görög P. 2015: *The effect of temperature on the physical properties of Mauthausen Granite (Austria)*. In: Winter et al. (szerk.) *Geotech. Engng for Infrastructure and Development: XVI Eur. Conf. Soil Mech. Geotech. Engng.*, 3401-3406.
- Török Á.; Vásárhelyi B. 2010: Relationship between various rock mechanical parameters of Hungarian travertine and its use in monuments as replacement stones. *Engng. Geol.* **115**: 237-245.
- Török Á.; Vásárhelyi B. 2016: *Rigidity of sandstone at elevated temperatures*. In: Ulusay et al. (szerk). Eurock2016, 345-348.

- Tsidzi K.E.N. 1990: The influence of foliation on point load strength anisotropy of foliated rocks. *Eng. Geol.* **29**: 49-58.
- Turgul A. 2004: The effect of weathering on pore geometry and compressive strength of selected rock types from Turkey. *Engng. Geol.* **75**: 215-227.
- Turgul A. Zarif I.H. 1999: Correlation of mineralogical and textural characteristics with engineering properties of selected granitic rocks from Turkey. *Engng. Geol.* **51**: 303-317.
- Ván P. 2001: Internal thermodynamic variables and failure of microcracked materials *J. Non-Equilibrium Thermodynamic* **26**(2): 167-189.
- Ván P.; Vásárhelyi B. 2001: *Second law of thermodynamics and the failure of rock materials* In: Procs 38th U.S. Rock Mech. Symp., DC Rocks 2001, Washington (eds. E Elsworth, J.P. Tinucci, K.A. Heasley), Rotterdam: Balkema Publishers, 767-776.
- Vásárhelyi B. 2002: *Influence of the water saturation on the strength of volcanic tuffs.* Eurock2002, Madeira. Proc. Workshop on volcanic rocks (eds: C. Dinis da Gama, L. Ribeire e Sousa), 89-96.
- Vásárhelyi B. 2003: Kőzetek szilárdságának meghatározása és osztályba sorolása, *Közúti és Mélyépítési Szemle*, **53**(11): 28-32.
- Vásárhelyi B. 2003: Some observation regarding the strength and deformability of sandstones in case of dry and saturated conditions. *Bull. Eng. Geol. Environ.* **62**: 245-249.
- Vásárhelyi B. 2003: Víz hatása a durva mészkő szilárdságára. *Közúti & Mélyépítési Sz.*, **53**(2): 64-69.
- Vásárhelyi B. 2005: Statistical analysis of the influence of water content on the strength of the Miocene Limestone. *Rock Mech. Rock Eng.* **38**: 69-76.
- Vásárhelyi B.; Ván P. 2006: Influence of the water content for the strength of the rock. *Eng. Geol.* **84**: 70-74.
- Vásárhelyi B.; Ván P. 2006: *Víztartalom hatása a kőzetek szilárdságára.* In: Török Á.; Vásárhelyi B. (szerk). *Mérnökgeológia-Kőzetmechanika 2006*, Műegyetemi K. 245-252.
- Vásárhelyi B.; Ván P. 2010: *Az első triaxiális vizsgálat centenáriuma – Kármán eredményeinek újraszámolása.* *Mérnökgeológia-Kőzetmechanika 2010*: 277-282.
- Wawersik W.R.; Fairhurst C. 1970: A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **7**: 561-575.
- Wyllie M.R.J., Gregory A.R., Gardner L.W. 1956: Elastic wave velocities in heterogenous and porous media. *Geophysics*, **21**: 41-70-
- Yasar E.; Erdogan Y. 2004: Correlating sound velocity with density, compressive strength and Young's modulus of carbonate rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **41**: 871-875.
- Yilmaz I. 2010: Influence of water content on the strength and deformability of gypsum. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **47**: 342-347.
- Yilmaz I.; Yuksek G. 2009: Prediction of the strength and elasticity modulus of gypsum using multiple regression, ANN and ANFIS models. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **46**: 803-810.
- Zhang L. 2005: *Engineering properties of rocks.* Elsevier Geo-Engineering Books – Vol. 4. p. 290.



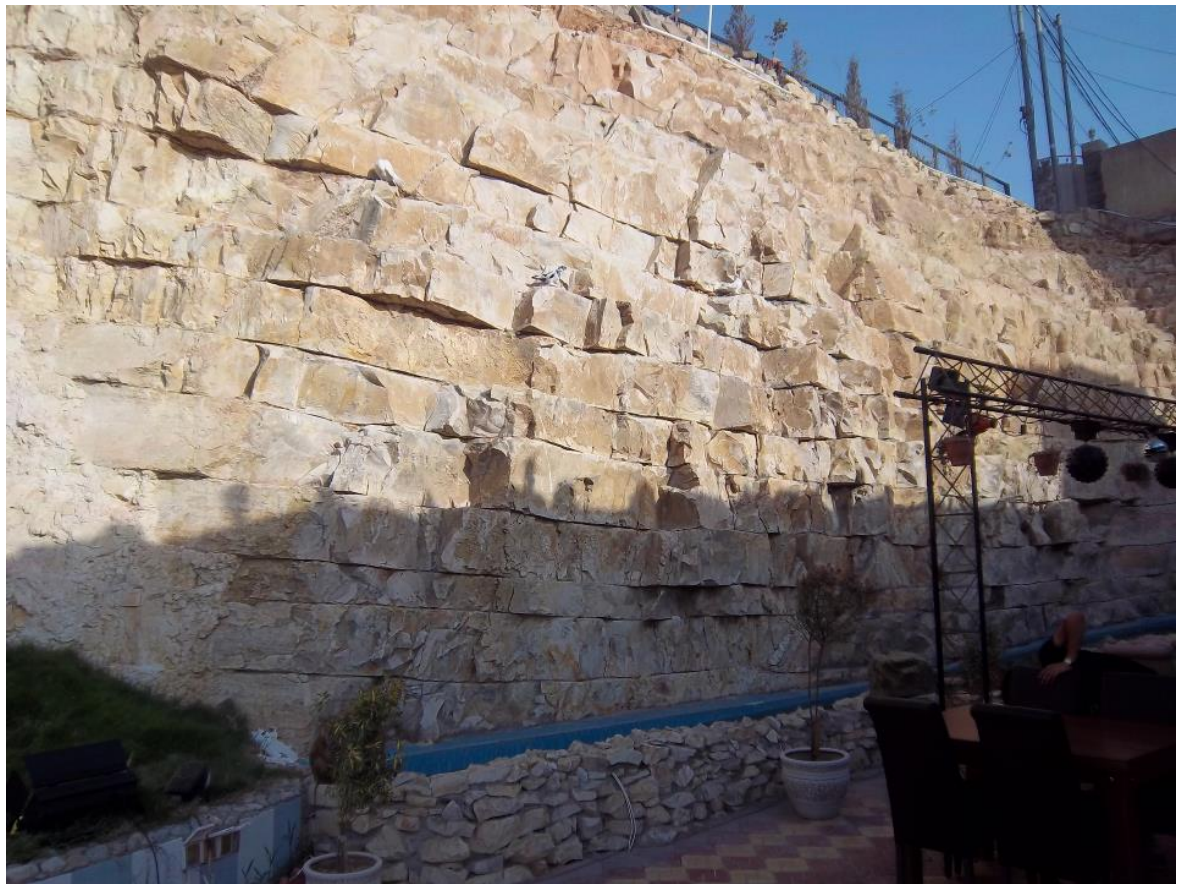
3. A TAGOLTSÁGI JELLEMZŐK ÉS TULAJDONSÁGUK

A mérnökgeológiai, kőzetmechanikai gyakorlatban a tagoltságot olyan modell-elemnek tekintjük, amely síkként, vagy sík-rendszerként kezelhető. Ezért a görbült, gyűrt felületeket is szakaszonként síkokkal helyettesítjük, majd jellemzésükhöz a szükséges tulajdonságokat megadjuk. A tagoltság felvétele azt jelenti, hogy meghatározzuk:

- a tagoltság kialakulását és rendszerét,
- a tagoltság tágasságát vagy nyitottságát (apertúra),
- a tagoltság folytonosságát és egymástól mért távolságát,
- a tagoló felületek felületi jellemzőit és kitöltöttségét,
- a tagoltság vagy tagoltsági rendszer térbeli elhelyezkedését,
- a tagoltság mértékét.

Az alábbiakban ezek meghatározását mutatjuk be, valamint azt, hogy az ismeretükhöz szükséges jellemzőket hogyan lehet megadni.

3.1 Tagoltság kialakulása és rendszere	113
3.2 Tagoltság tágassága, nyitottsága, kitöltöttsége	116
3.3 Tagoltságok folytonossága és egymástól mért távolsága, megjelenése	118
3.4 Tagoló felületek felületi jellemzői	121
3.5 Tagoltság vagy tagoltsági rendszerek térbeli elhelyezkedés	126
3.6 Tagoltság mértéke	128
3.6.1 <i>Integrálgeometriai módszer</i>	128
3.6.2 <i>Az RQD érték a tagoltság mértékének meghatározására</i>	132
3.6.2.1 <i>Közvetett osztályozása az RQD érték alapján</i>	136
3.6.2.2 <i>Közvetett módszerek az RQD meghatározásához</i>	137
3.6.3 <i>C (Hansági) módszer</i>	140
3.7 Irodalom	145

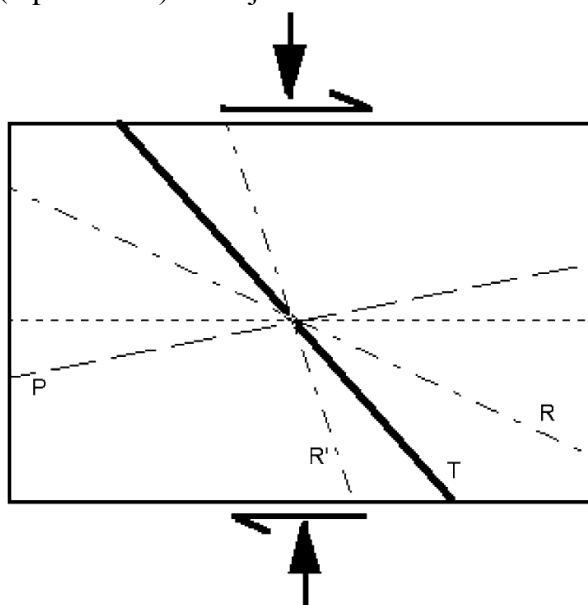


3.1 Tagoltság kialakulása és rendszere

Tagoltság alatt mindazokat a diszkontinuitásokat (anyagi folytonossági hiányokat és hibákat) értjük, amelyeket kőzetképződési, tektonikai vagy egyéb tönkremeneteli folyamatok eredményeztek.

A kőzet keletkezéséhez tartozó legjellegzetesebb tagoltsági formák a kőzethatárok és réteghatár, amelyek általában zártak. Ide sorolhatók a kőzetkeletkezéssel együtt járó kihülési elválások, harántrepedések, illetve a száradási repedések, melyek nyíltak vagy megnyílóak, gyakran utólagosan kitöltöttek.

Tektonikai folyamatok eredményezik az utólagos földtani hatások okozta tagoltságot, amely diszlokáció, földrengés, illetve mállás hatására képződnek. Ide tartozik még a nagy mélységbe eltemetett kőzetestre utólagos kiemelkedésből, leterheléséből adódó tagoltság is. A vetődés vetősíkokat eredményez, amelyek mentén a kőzetösszlet összetöredezhet, vonszolódási nyomokat mutathat. A gyűrődési redőn mind az antiklinális, mind a szinklinális külső oldalán berepedések találhatók, amelyek kifelé megnyílóak. A belső oldalon nyomásból adódó nyíró repedések fordulhatnak elő. A **3-1. ábrán** a nyírás hatására létrejövő tagoltságokat (repedéseket) mutatjuk be.



3.1 ábra. Nyírás hatására létrejövő repedési (tagoltsági) rendszerek:

T: húzási
R-R': Ridel nyírási repedés
P: Skempton törés

Földrengés hatására hatalmas kiterjedésű hasadékok keletkezhetnek, amelyek idővel záródhatnak, a földrengés epicentruma közelében kisebb megnyílások is előfordulhatnak.

A mállás leggyakrabban felszín közelben a már meglévő tagoltságot, tagoltsági rendszert nyitja meg, ahol a tagoló felületek közötti tér bemosott törmelékanyaggal, a kőzet mállástermékével kitöltött.

A mérnöki létesítmény kivitelezésekor annak környezetében új tagoltsági rendszerek jöhetnek létre. Tagoltság alakul ki a létesítmény kőzetkörnyezetében akkor, ha a megváltozott feszültségviszonyok és/vagy a jövesztés dinamikus hatása miatt a kőzetkörnyezetben lokális tönkremenetel jön létre. Az elmondottakat a **3-1. táblázatban** foglaljuk össze.

3-1. táblázat. A tagoltság osztályozása eredet szerint

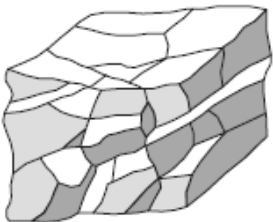
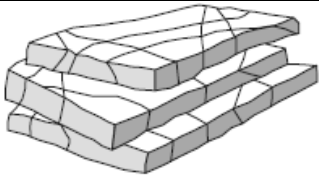
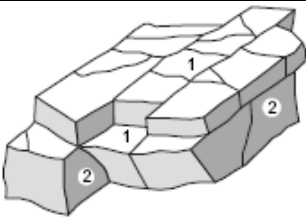
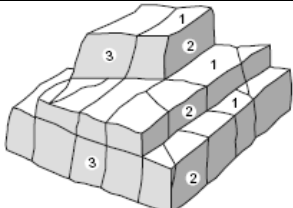

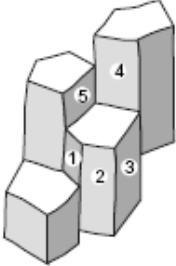
Eredet	Tagoltság	Mérnökgeológiai megnevezés	Jellege
Kőzetkeletkezésel összefüggő	magma, üledékes és átalakult kőzetképződési folyamat hatására kihűlés hatására	közethatár, réteghatár	zárt zárt, gyakran kitöltéssel
Kőzetképződéshez kapcsolható	kiszáradás hatására litoszférában fellépő húzás, nyomás idegen anyagok közbetelepülése	elválások, harántrepedések, kihűlési repedések száradási repedések húzási vagy nyomási fő- és mellékrepedések, nyomási varratok szuturák	nyílt, gyakran kitöltéssel nyílt vagy zárt zárt
Utólagos természetes hatás	diszlokáció hatására vetődés gyűrődés földrengés hatására mállás hatására	tektonikai repedések, hasadékok, közettrés vetősík gyűrődési redő hasadékok mállási repedés	záródó vagy megnyíló nyílt, zárt, gyakori kitöltéssel nyílt, megnyíló nyílt megnyíló
Utólagos mesterséges hatás	műszaki munkák technológiai hatására tönkremenetel lokális/tejjes hatásra	robbantási, fejtési repedések repedések/csúszólapok	nyílt nyílt, megnyíló

Megjegyezzük, hogy repedésről akkor beszélünk, ha a tágasság és a felületi érdesség egy nagyságrendben van, hasadékoknál a tágasság nagyságrendekkel haladja meg a felületi egyenlőtlenséget; a hazai gyakorlatban szokásos megnevezések:

- repedés: mm-cm
 - rés: cm-dm
 - hasadék: dm-m
- nagyságrendű.

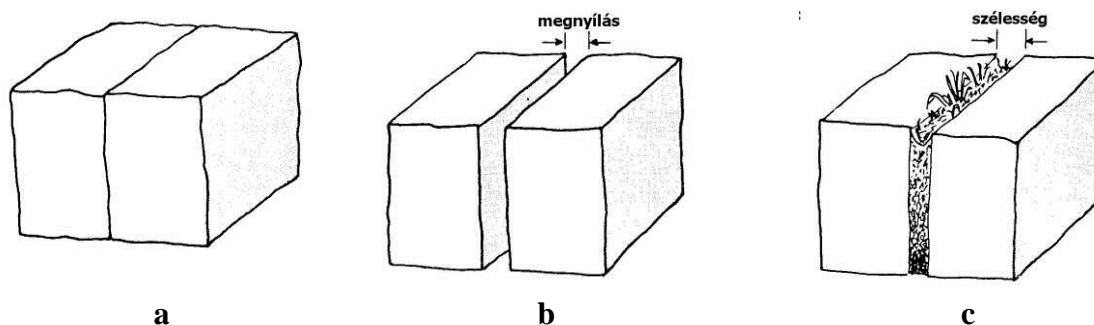
Láthatjuk, hogy a különböző kőzetképződési feltételek és utólagos hatások más-más tagoltsági rendszert hoznak létre. A tagoltsági rendszereket különböző típusokba lehet besorolni, melyeket a **3-2. táblázat** tartalmazza a Nemzetközi Mérnökgeológiai Egyesület (IAEG) Matula (1981) ajánlása alapján. A táblázatban a mérnökgeológiai jellegű leírás mellett a kőzetmechanikai megnevezést is megadjuk (bővebben lsd. még Török, 2007).

3-2. táblázat. Tagoltsági rendszerek típusai (Matula, 1981)

Megjelenés	Leírás	Kőzetmechanikai megnevezése:
	Soklapú blokkok: szabálytalan tagoltságok. Az elkülöníthető tagoltsági hálózatok rendszertelenül (vagy csak igen kis mértékű rendszerrel) helyezkednek el. <i>Nemzetközi betűjele: Po-típus</i>	homogén tagoltságú kőzettest
	Táblás, lemezes blokkok: egy meghatározó párhuzamos tagoltsági rendszer több nem folytonos tagoltsággal. A blokkok vastagsága kisebb, mint a hossza vagy a szélessége <i>Nemzetközi betűjele: Ta-típus</i>	lemezes tagoltságú kőzettest
	Prizmatikus blokkok: két meghatározó tagoltsági rendszerrel, melyek hozzávetőlegesen merőlegesek és párhuzamosak egymással. A harmadik tagoltsági rendszer szabálytalan. A blokkok vastagsága jóval kisebb, mint a hossza vagy szélessége. <i>Nemzetközi betűjele: Pr-típus</i>	réteges tagoltságú kőzettest
	Egyenlő méretű blokkok: három meghatározó, közel egyenlő, egymásra merőleges tagoltsági rendszer, mely közel egyenlő méretű blokkokat eredményez. Szabálytalan tagoltságok megjelenhetnek <i>Nemzetközi betűjele: Eq-típus</i>	tömbös tagoltságú kőzettest
	Romboidos blokkok: három (vagy több) meghatározó, kölcsönösen ferde tagoltsági háló, mely ferde-alakú, egyenlő méretű blokkokat eredményez <i>Nemzetközi betűjele: Rh-típus</i>	általánosan irányított tagoltságú kőzettest
	Oszlopos blokkok: számos, általában több mint három tagoltsági háló mellynél a tagoltsági rendszerek egymással párhuzamos síkok által kialakított oszlopok, melynek magassága sokkal nagyobb, mint a többi dimenziója. Szabálytalan tagoltságok általában keresztirányban megjelennek. <i>Nemzetközi betűjele: Co-típus</i>	oszlopos tagoltságú kőzettest

3.2 Tagoltság tágassága, nyitottsága, kitöltöttsége

Kőzetmechanikai szempontból, a kőzettest mechanikai vizsgálatánál külön jelentősége van az 1 cm-nél kisebb megnyílásoknak. Az ISRM (1978) ajánlása alapján öt különböző kategóriába lehet sorolni a tagoltságokat megnyílásuk alapján: a zárttól az 1 cm-nél nagyobb megnyílásúig, amint azt a **3-3. táblázatban** láthatjuk. Ezt szemléletei a **3-2. ábra**: a zárt és a megnyílt tagoltságok mellett figyelembe kell még venni, hogy az esetlegesen megnyílt tagoltság kitöltött-e. A kitöltő anyag jelenléte jelentősen befolyásolhatja a kőzettest mechanikai viselkedését, ezért ennek anyagát és szélességét külön meg kell határozni.



3-2. ábra. Tagoltságok megnyílásának osztályozásai (ISRM, 1978):

a: zárt tagoltság, b: nyitott tagoltság, c: kitöltött tagoltság

A tagoltságok tágasság (nagyság) szerinti osztályozását a **3-4. táblázat** foglalja össze. Ki kell hangsúlyozni, hogy a karsztjáratok és barlangok ebben a vonatkozásban nem tagoltsággként kezelendők, hanem azokat a tagoltsággal összefüggésbe hozható modell-elemként kell számításba venni.

A tagoló felületek közötti rés lehet kitöltött, részben kitöltött vagy üres. A tagoltság vizsgálatakor meg kell határozni a kitöltő anyag mennyiségét és fizikai tulajdonságait, mivel ezek jelentősen befolyásolhatják a kőzettest mechanikai viselkedését. Külön kell foglalkozni a tagoló felületek között az agyag esetleges jelenlétével, amelynek a kőzettömbök elmozdulásánál lehet jelentős szerepe. Kiemelten kell kezelni a vetőagyag jelenlétét.

3-3. táblázat. A tagoltságok megnyílásának osztályba sorolása (ISRM, 1978)

Osztály	Megnevezés	Megnyílás mértéke
1	zárt	< 0,1 mm
2	közeli	0,1 – 0,5 mm
3	kissé nyitott	0,5 – 2,5 mm
4	nyitott	2,5 – 10 mm
5	szélesen megnyílt	> 10 mm

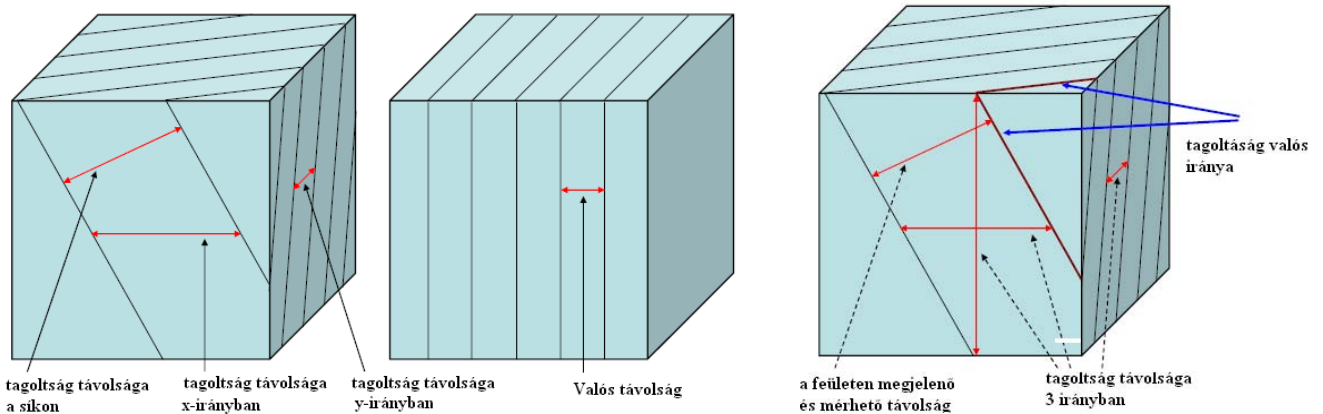
3-4. táblázat. Tagoltságok megnevezése nagyság szerint

Tagoltság	Jellemző méret - nagyságrend		Eredet			Mérnökgeológiai megnevezés	
	Tagasság	térbeli kiterjedés	belső anyagváltozás	külső hatások	belső eredet	külső eredet	
KÖZETREPEDÉS gyakorlatilag nincs elmozdulás	mm	m	Kőzetképződés	Tektonika	közethatár, réteghatár	külső eredet	közetrés, - rendszer (litoklázis)
			magmás közötté válás, kihűlés	nyomás alatti oldódás mállás	hajszálrepedés	szililit-varrat	repedés
	cm	m	magmás közötté válás, kihűlés	robbantás tektonika vagy terheléses nyomás	pados-, oszlopos-, gömbös leválás	hajszálrepedés	lemezesség palásság
KÖZETHASADÉK vízszintes elmozdulás jelentős kiterjedésű lehet		száz m	üledékes közötté válás, kiszáradás	tektonika	mozaik-, oszlopos elválás	hasadék (diaklázis)	
				földrengés felszínmozgás		hasadék csuszólap	
	cm	száz m		üregfelszakadás, robbantás		hasadék	
TÖRÉSES ELMOZDULÁS függőleges és vízszintes elmozdulás, jelentős kiterjedésű lehet	m	km		tektonika		vetődés (parak)	
				földrengés		leszakadás	
				üregbeszakadás felszínmozgás		felszakadás	
			robbantás		kőzetomlás		

3.3 Tagoltságok folytonossága és egymástól mért távolsága, megjelenése

Az azonos tagoltságok a közettestben lehetnek folytonosak vagy szakaszosak. Szakaszos tagoltsági rendszer esetén fontos ismerni a tagoltsági szakaszok közötti távolságot, mivel bizonyos távolságon belül, külső vagy belső feszültség hatására összekapcsolódhatnak. A tagoltságok megjelenésénél fontos figyelembe venni azok térbeli elhelyezkedését. A **3-5. táblázatban** az ISRM (1978) által felállított kategóriákat mutatjuk be.

A tagoltsági rendszeren belül az egymással közel párhuzamosnak tekinthető tagoltságok egymástól mért távolságainak osztályba sorolását a **3-6 táblázat** tartalmazza. A **3-3. ábra** a tagoltságok értelmezhető távolságait mutatja be – fontos, hogy minden esetben a valós távolságot próbáljuk meghatározni. Általában a felületen megjelenő távolságot tudjuk csak mérni, mely jelentősen eltér a valós távolságtól. Aydan et al (2014) fényképeit mutatjuk be a **3-4 ábrán**, ahol a tagoltságok távolságának megjelenéseit szemléltetjük.



3-3. ábra: Különböző irányokban értelmezhető tagoltsági távolságok valamint a valós távolság

A **3-2. táblázatban** ismertetett tagoltsági rendszerek feltárásban való megjelenési formáit a **3-7. táblázatban** mutatjuk be. A tagoltságok megjelenése lehet: egymásra merőleges (ortogonális rendszer, + metszéspont) és nem merőleges (nem ortogonális, x metszéspont). Mindkét esetben az alábbi három csoportot lehet felállítani attól függően, hogy a tagoltság folytonos-e a metszéspontban:

- a) minden tagoltság folytonos (keresztezi a többi tagoltsági rendszert),
- b) néhány tagoltság folytonos, néhány nem-folytonos,
- c) a tagoltságok nem folytonosak.

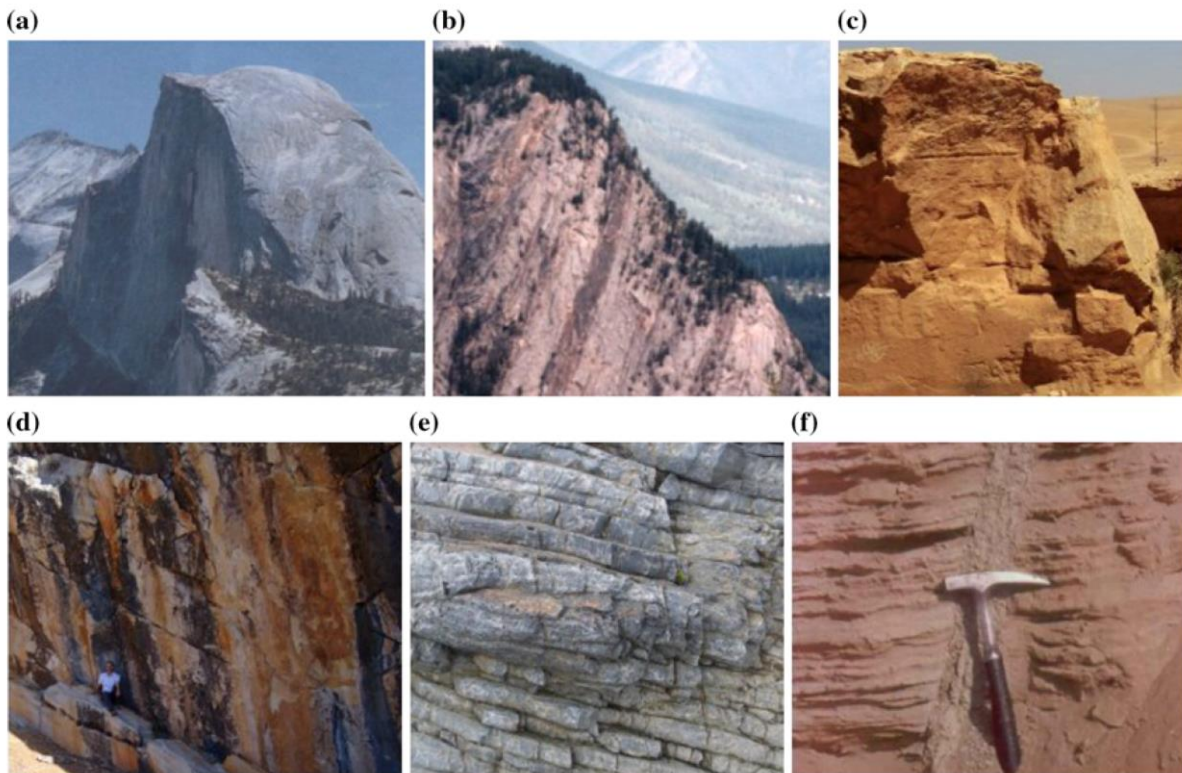
A **3-5. ábrán** gyakorlati példák alapján mutatjuk be a különböző tagoltsági rendszerek megjelenési formáit.

3-5. táblázat. A szakaszos tagoltságok megnyílt szakaszai közötti távolságok (zárt hosszak) osztályba sorolása és megnevezése

Megnevezés	Távolság
nagyon közeli	< 1 m
Közeli	1 – 3 m
közepes	3 – 10 m
messzi	10 – 20 m
nagyon messzi	> 20 m

3-6. táblázat. A tagoltságok egymástól mért távolságának osztályba sorolása

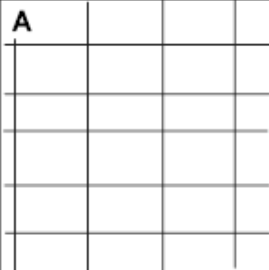
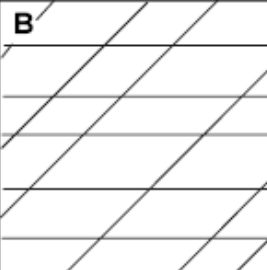
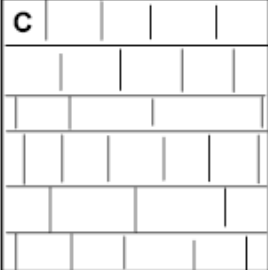
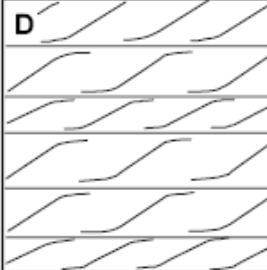

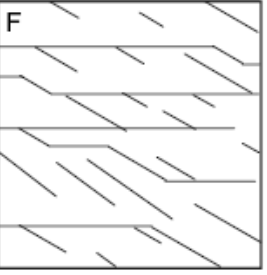
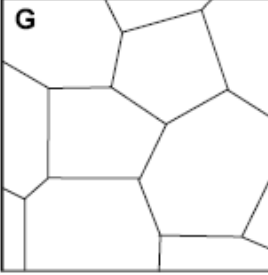
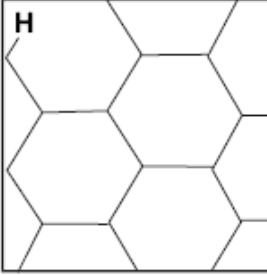
Megnevezés	Távolság
nagyon távoli	> 2 m
távoli	0,6 – 2 m
közepesen	20 – 60 cm
közeli	6 –20 cm
nagyon közeli	< 6 cm



3-4. ábra. Példák a tagoltságok megnyíltságára (Aydan et al, 2014):

a) 20 m-nél nagyobb, b) 6-20 m között; c) 2-6 m között; d) 0,2-2 m között; e) 6-20 cm között; f) 6 cm-nél kisebb

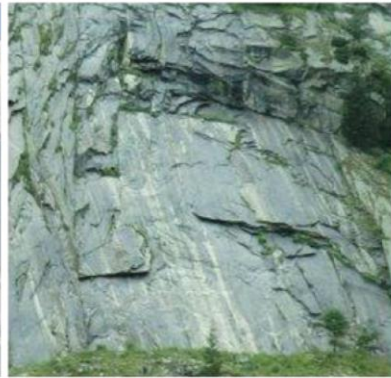
3-7. táblázat. Főbb tagoltsági formák megjelenésének rajzos bemutatása (Pollard & Aydin 1988)

A 	B 	C 	D 
Ortogonalis megjelenés, folyamatos hálóval (+ metszéspont)	Nem ortogonalis megjelenés folyamatos hálóval (x metszéspont)	Ortogonalis megjelenés, egy rendszer folytonos (T metszéspont)	Nem ortogonalis megjelenés, egy rendszer folytonos
E 	F 	G 	H 
Ortogonalis megjelenés, mindkét hálózat többnyire nem folytonos	Nem ortogonalis megjelenés, mindkét hálózat többnyire nem folytonos	Hármas metszéspont minden tagoltságnál	Hármas metszéspont 120°-os szögben

(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



3-5. ábra: Tagoltságok megjelenési formái a kőzettestben:

a) masszívum; b) 1 rendszer véletlenszerű tagoltsággal; c) 2 rendszer véletlenszerű tagoltsággal; d) 3 rendszer véletlenszerű tagoltsággal; e) 4 rendszer véletlenszerű tagoltsággal; e) morzsolódott/töredezett (Aydan et al. 2014)

3.4 Tagoló felületek felületi jellemzői

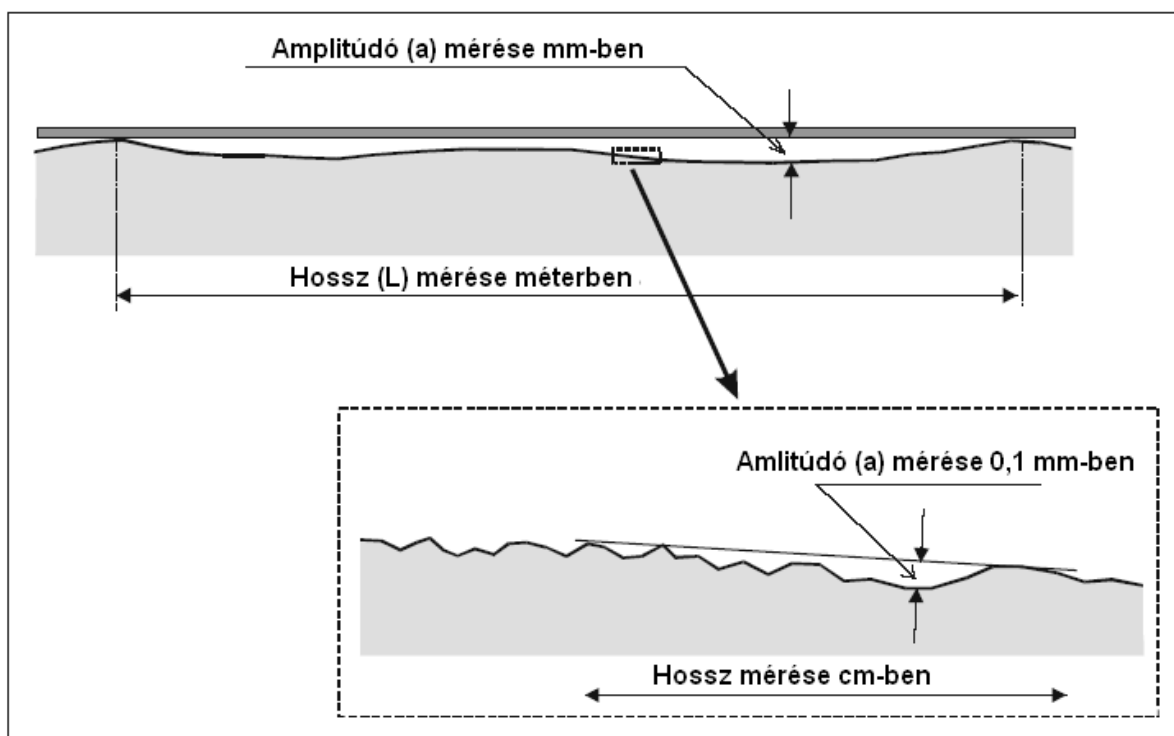
A tagolófelületek vizsgálatakor megkülönböztetjük annak teljes terjedelmére kiterjedő hullámosságát, valamint a felületének érdességét, állapotát. Ezeket külön-külön vizsgáljuk és értékeljük.

Tagolófelületek hullámossága

A tagolófelületek hullámosságát a tagoltsági síktól való maximális eltéréssel definiáljuk (lásd **3-6. ábra**):

$$U = \text{maximális amplitúdó a síktól } (a_{\text{max}}) / \text{a tagoltság hossza } (L) \quad (3.1.)$$

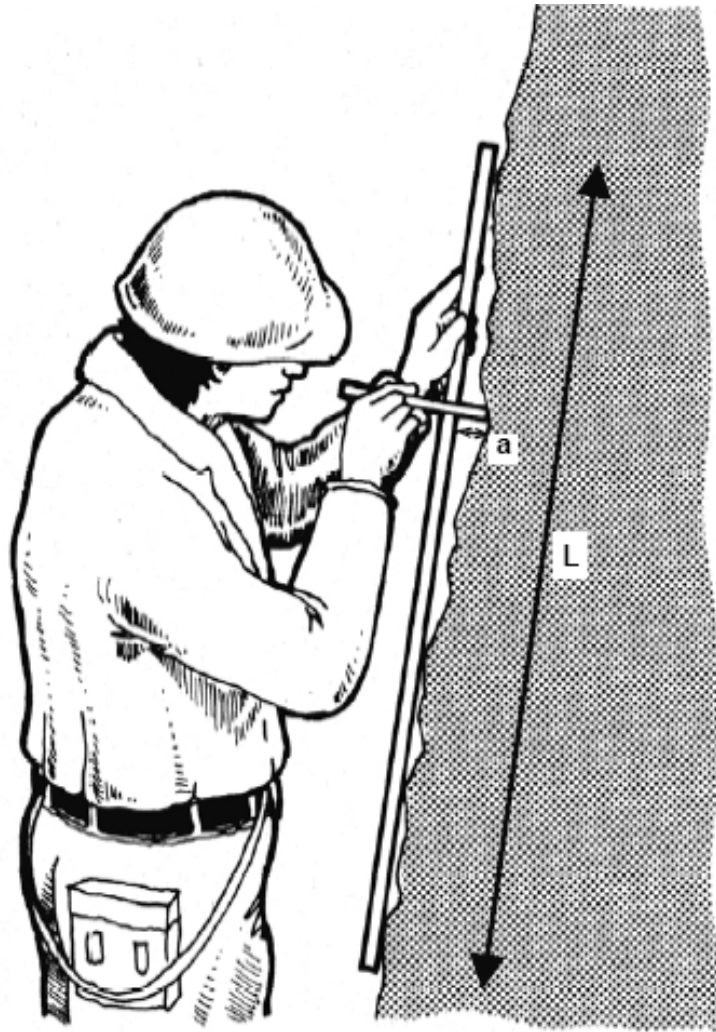
Természetesen a kapott érték függ a mérés léptékétől. A gyakorlatban való mérést a **3-6 és 3-7. ábrán** mutatjuk be. Mivel ez a mérés igen időigényes, ezért a tagolófelület hullámosságát sok esetben csak szemrevételezéssel állapítják meg. A taglófelület hullámosság alapján való besorolását a **3-8. táblázat** tartalmazza, Palmström (1995) által javasolt hullámossági faktorról együtt. A tagolófelületek hullámossága fűromagokból nem meghatározhatók, csak a helyszíni feltártságból.



3-6. ábra. A hullámosság mérése nagy (felső kép) és kis (alsó kép) léptékben (Palmström, 2002)

3-8. táblázat. Tagolófelületek hullámossága

Megnevezés	Hullámosság ($u = a/L$)	Hullámossági faktor (j_w)
Fűrészfogszerű		3
Lépcsős		2,5
Nagyon hullámos	$u > 3 \%$	2
Kicsit hullámos	$u = 0,3 - 3 \%$	1,5
Sík	$u < 0,3 \%$	1



3-7. ábra. Terepi felmérésnél a tagoltság hullámosságának mérése (Milne et al, 1992)

Tagolófelületek érdekessége

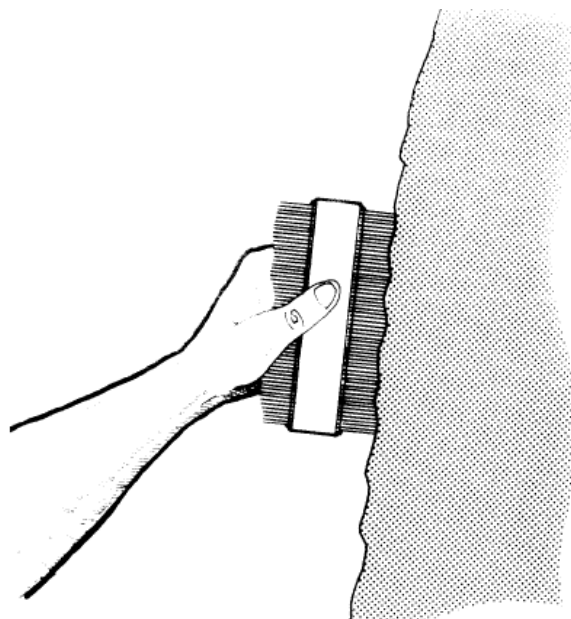
A tagoló felületek vizsgálatakor meg kell határozni annak érdekességi viszonyit. Makroszkopikus megfigyelés alapján megkülönböztetünk:

- lépcsős,
- hullámos,
- sík

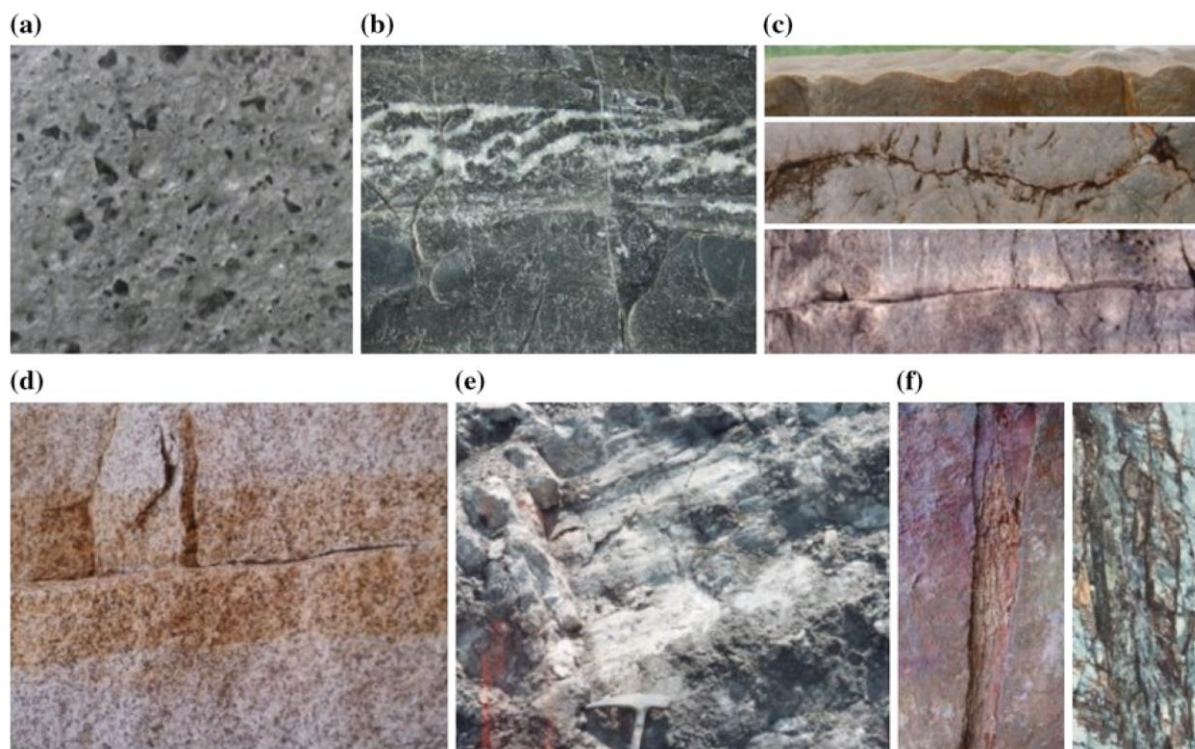
formákat, melyeket még tovább durva, sima és egyenletes alcsoportokra kell osztani, a **3-8. ábrán** megadott jelleg alapján. A gyakorlatban a tagoltság formáját, és ez alapján az osztályba sorolását ún. „Barton-fésű” alkalmazásával mérik meg (**3-9. ábra**). Néhány fényképes példát ismertetünk Aydan et al (2014) alapján a tagoltságok állapotáról a **3-10. árba** soron.

A tagolófelület formája		JRC ₂₀	JRC ₁₀₀
lépcsős			
I	durva	20	11
II	sima	14	9
III	egyenletes	11	8
hullámos			
IV	durva	14	9
V	sima	11	8
VI	egyenletes	7	6
sík			
VII	durva	2.5	2.3
VIII	sima	1.5	0.9
IX	egyenletes	0.5	0.4

3-8. ábra. A tagolófelületek formája és osztályozása.



3-9. ábra. A tagolófelület érdességének mérése az ún. „Barton-fésű” alkalmazásával (Milne et al. 1992)



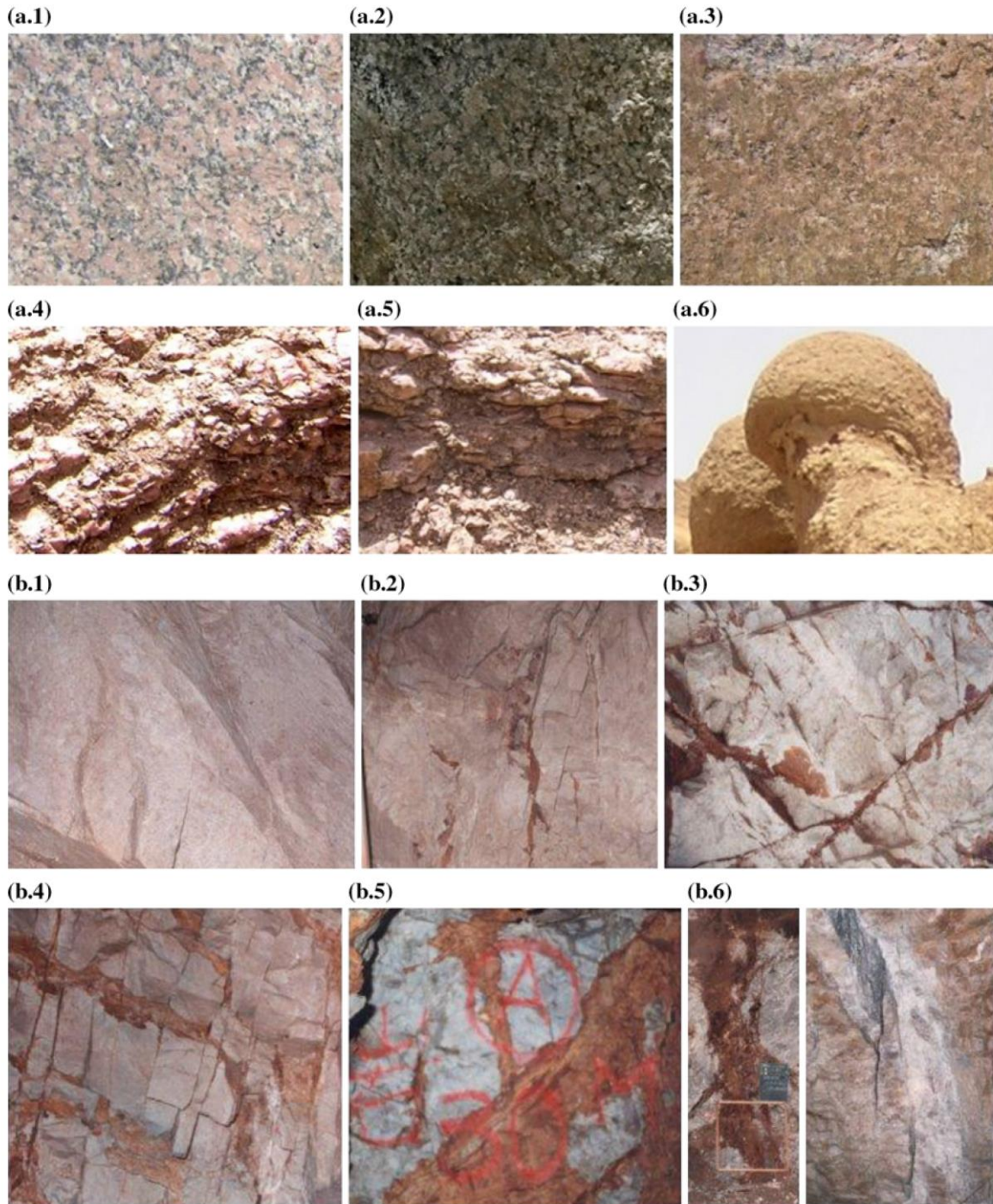
3-10. ábra. Példák a tagoltságok állapotának bemutatására (Aydan et al. 2014):
 a) nincs, b) összegyógyult vagy megszakadásos, c) érdes, d) relatíve sima vagy zárt,
 e) csúszási tükrök vékony kitöltöttséggel vagy elvállással ($t < 10$ mm),
 f) kitöltött vagy elvált ($t > 10$ mm)

Tagolófelületek mállottsága

A tagoló felület mállottsági, geokémiai átalakultsági fokát a felület jellemzésénél külön meg kell vizsgálni és a **3-9. táblázatban** megadottak alapján a mállottság (átalakultság) fokát minősíteni kell. A **3-11. ábrák** Asszuáni szienit (a) és Okuminoi riolit (b) különböző mállottsági fokát mutatja be Aydan et al. (2014) képsorozata alapján.

3-9. táblázat. A kőzetanyag és tagoló felület mállottsági, átalakultsági osztályba sorolása

Megnevezés	Leírása	Jele
<i>üde</i>	A mállásnak, illetve más geokémiai átalakulásnak nincs látható jele, legfeljebb a nagyobb tagoló felületek mentén észlelhető halvány elszíneződés	W.I
<i>kisé mállott</i>	A kőzetanyag és a tagoló felület elszíneződése határozottan látszik a mállás, geokémiai átalakulás miatt, és ez legtöbbször szilárdságvesztéssel is jár.	W.II
<i>közepesen mállott</i>	A kőzetanyag 35 %-ot el nem érő hányada talajjá bomlott és/vagy szétaprózódott. Üde, el nem színeződött kőzettömbök össze nem függően helyezkednek el, vagy a mállottabb, átalakultabb részek magját alkotják.	W.III
<i>igen mállott</i>	A kőzet legalább 35 %-a elbomlott, vagy talajjá változott. Üde, el nem színeződött kőzettömbök össze nem függően helyezkednek el, vagy mállottabb (geokémiailag átalakultabb) részek magját alkotják.	W.IV
<i>teljesen mállott</i>	A kőzetanyag talajjá bomlott és/vagy aprózódott szét. Az eredeti kőzettest-szerkezet még felismerhető.	W.V
<i>talajjá mállott</i>	A teljes kőzetanyag talajjá alakult át. A test struktúrája és anyaga teljesen felbomlott. Jelentős térfogati változás is van, de a talaj még nem szállítódott el.	W.VI



3-11. ábra. Mállotsági fokok bemutatása (Aydan et al. 2014)

(a): Asszuáni szienit; (b): Okuminoi riolit.

1: üde; 2: kissé mállott; 3: közepesen mállott;

4: igen mállott; 5: teljesen mállott; 6: talajjá mállott

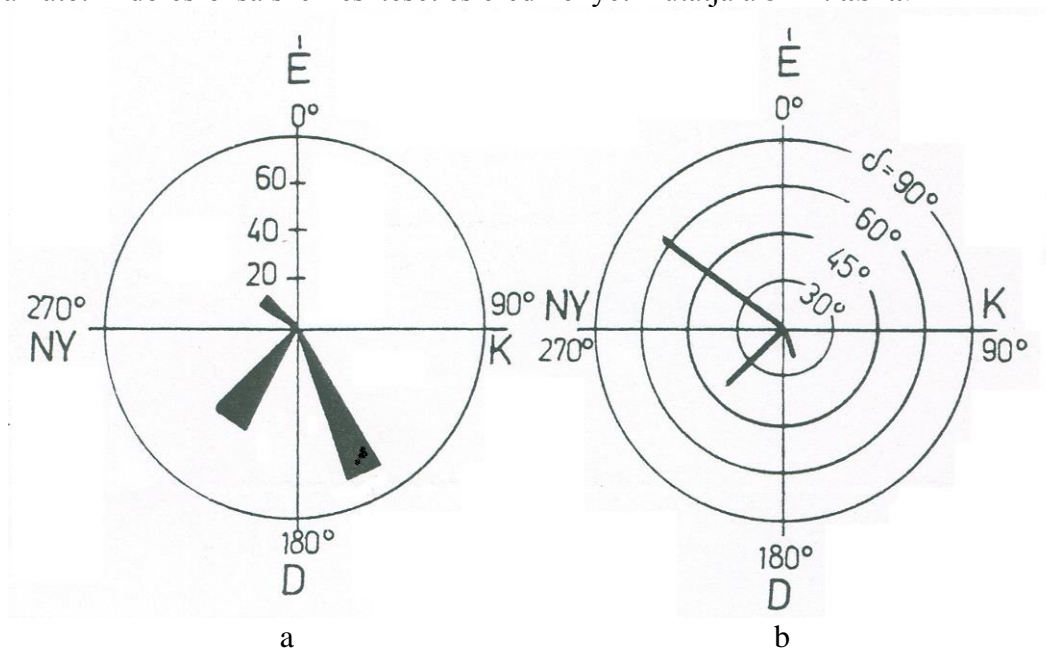
3.5 Tagoltság vagy tagoltsági rendszerek térbeli elhelyezkedés

A tagoltság vagy a tagoltsági rendszerek térbeli elhelyezkedését a tagoló felületek dőlésadatainak – dőlésirány (α), dőlésszög (δ) – mérésével vesszük fel, és a mért eredmények ábrázolásával adjuk meg. A mért értékek ábrázolása többféle módon lehetséges. A gyakorlatban a két legfontosabb lehetőség az eredmények:

- dőlésrőzsában (rózsa-diagrammon)
- sztereografikus projekcióval való megadása.

Dőlésrőzsában történő ábrázolás

A tagoló felületek mérési eredményeit ezzel a módszerrel úgy ábrázoljuk, hogy dőlésirányban húzunk egy olyan egyenes szakaszt, amelynek hossza arányos a dőlésszöggel. Így a nagyszámú mérési eredmények esetén egy a gyakoriságot jól mutató mező jelenik meg, ahol a terület a gyakorisággal arányos. A módszer egyedi mérési eredmények bemutatására is jól használható. A dőlésrőzsa szerkesztését és eredményét mutatja a **3-12. ábra**.



3-12. ábra. Dőlésadatok ábrázolása dőlésrőzsában:

- a) gyakorisági mérőháló b) egyedi mérési eredményeket mutató háló

Sztereografikus projekcióval készített ábrázolás

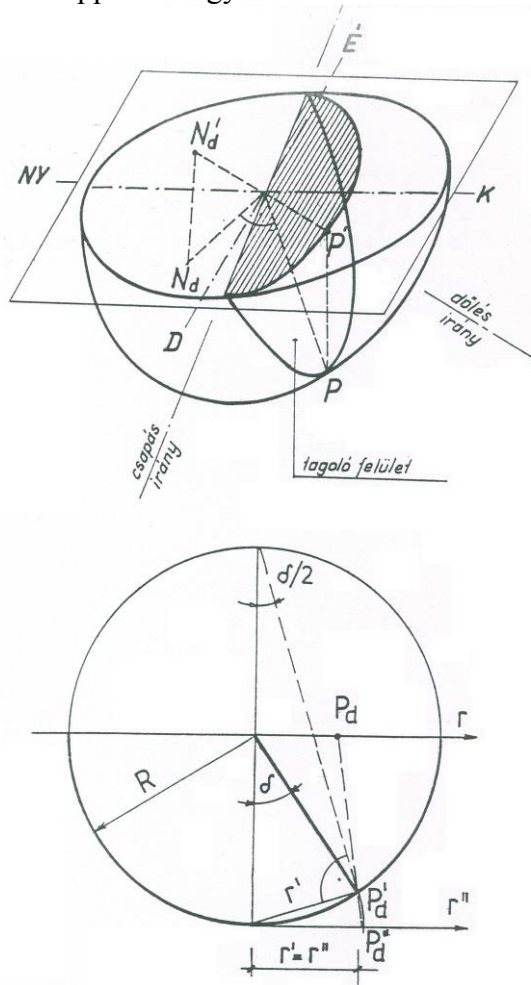
A szabatos, mind méretezésre, mind földtani felvételre jól használható módszer a gömbprojekció szerinti ábrázolás, melynél a sztereografikus projekció terjedt el. A tagoló felületeket a vetítés rendje szerint két formában adhatjuk meg:

- poláris és
- ekvatoriális

sztereografikus vetülettel. A poláris vetületnél a síknak tekintett tagoló felület dőlésirányát metszjük a félgömbbel, az ekvatoriális vetületnél a sík és a félgömb metszévonalát vetítjük a főkörre.

Poláris vetületi ábrázolás (normál hálón történő ábrázolás):

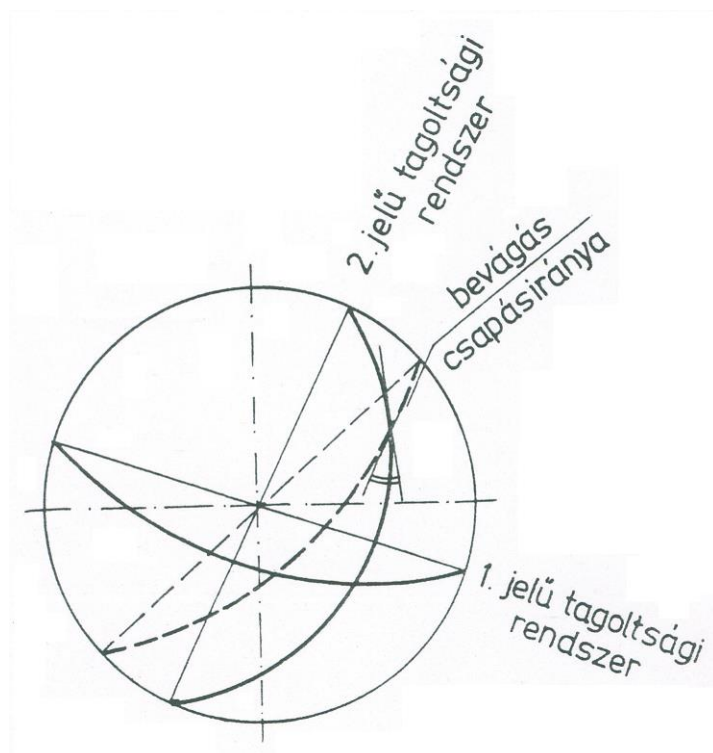
A poláris sztereografikus projekcióban minden síkot egy pont ábrázol, amelynek irányszöge a dőlésirány, az r sugár-menti távolság pedig a dőlésszög cosinusával arányos. A **3-13. ábrán** látható P_d segédszerkesztés felhasználásával elérhető, hogy a vetítés után az r sugár-menti távolság a közölt összefüggés szerint arányos lesz a dőlésszöggel, ami a középponttól egyenletes beosztást eredményez.



3-13. ábra. Dőlésadatok ábrázolása sztereografikus projekcióval

Ekvatoriális ábrázolás (Schmidt hálón történő ábrázolás):

Az ekvatoriális sztereografikus projekcióban a tagoló felületeket egy-egy körcikk jellemzi. A kör középpontján átmenő húrok iránya a dőlésirányra merőleges, azaz a csapásirány irányszögét adják meg. Az ábrázolás előnye, hogy a tagoló felületek metszését az ívek metszése szöghelyesen mutatja, tehát a veszélyes – pl. hegyesszögű – metszések ebben a projekcióban jól értelmezhetőek. A **3-14. ábrán** egy egymásra közel merőleges tagoltságú rendszernek és egy, ebben a környezetben létesült bevágásnak, mint tagoló felületnek az ekvatoriális sztereografikus vetületét mutatjuk be.



3-14. ábra. Különböző síkok ábrázolása sztereografikus projekcióval

3.6 Tagoltság mértéke

A tagoltság mértékének meghatározására számos módszer ismert. Az alábbiakban három különböző lehetőséget részletezünk:

- az integrálgeometriai módszert,
- az RQD érték meghatározásának módszerét,
- a C (Hansági) módszert.

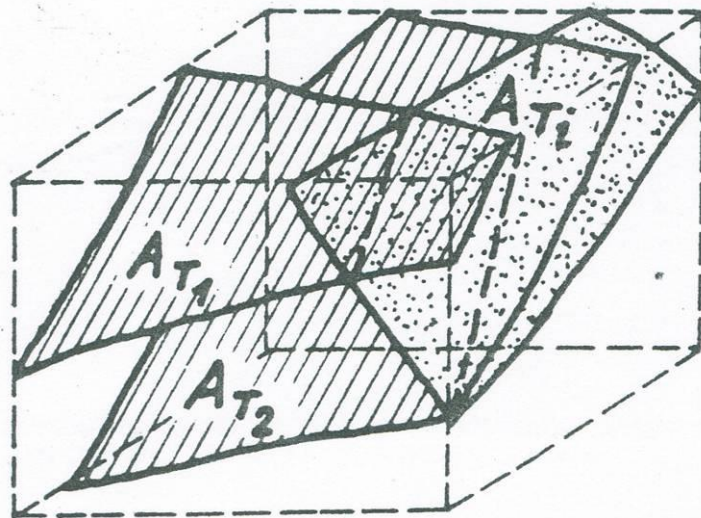
Mindhárom módszer célja a tagoltság mértékének számszerűsítése, illetve, hogy a tagoltság jellemzői alapján a kőzettest minősítése és osztályba sorolása megtörténhessen.

3.6.1 Integrálgeometriai módszer

A tagoltság mértékének meghatározásához Beyer & Rolofs (1981) valószínűség-számítási megfontolások alapján javasolta az ún. integrálgeometriai módszert, melyet hazánkban Gálos (1985) terjesztett ki a magfúrásos kutatásból nyerhető adatok hasznosítására.

A tagoltság mértékét a tagoltsági felület egységnyi térfogatra vetített fajlagos értékével (t) lehet jellemezni. Egy V_M térfogatú kőzettestben lévő ΣA_{Ti} felszínű tagoló felület esetében tehát a tagoltság értéke az alábbi összefüggéssel írható le (lásd **3-15. ábra**):

$$t = \frac{\sum_{i=1}^n A_{Ti}}{V_M} \quad [\text{m}^2/\text{m}^3] \quad (3.2.)$$



3-15. ábra. Tagoló felületek a köztettestben (Gálos, 1985)

A tagoló felületek fajlagos értékének meghatározására két lehetőség van:

- a) feltárásban a feltárt felület és a tagoló felületek metszéspontjai alapján,
- b) teljesnek tekintett magkihozatalú magfúrás alapján.

Tagoltság meghatározása feltárásban

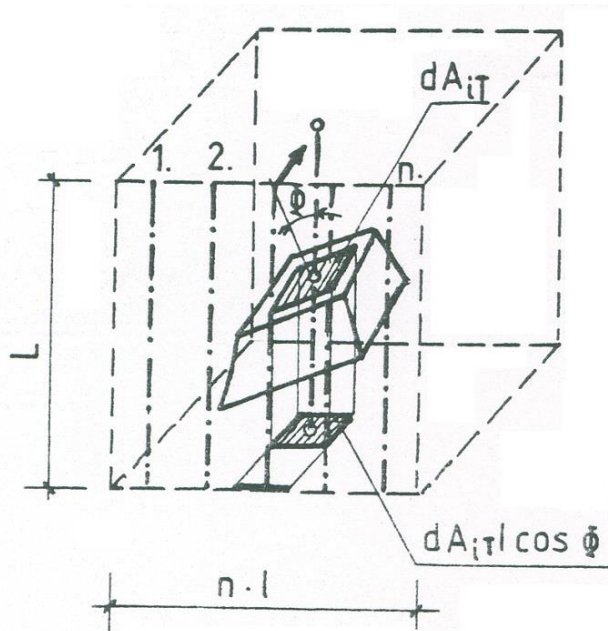
A tagoltsági felület fajlagos értékének meghatározása mérőhálójával történik. A mérőháló metszéspontjainak felvételével az ún. integrálgeometriai módszer használata abban az esetben lehetséges, ha a köztömeget valamilyen felületi metszetben lehet megvizsgálni. Ez lehet sziklarézsű, bányafal, táró oldala, munkagödör fala, természetes völgyoldal, stb.

A köztettestre illesztett, párhuzamos vonalakkal álló mérőhálónál a mérőháló és a tagoltsági felületek metszéspontjainak számából (N_i) lehet a tagoltsági felület fajlagos értékét számítani. A tagolófelület számunkra a vizsgált felületen metszéspontjával jelenik meg, a **3-16. ábra** szerint. Az ábra jelöléseit felhasználva a mérővonal metszésének síkba vetített valószínűségét meghatározhatjuk. „ n ” darab mérővonal esetében a teljes tagoló felületre integrálva ez a metszett pontok számát adja, melynek eredményeként a (3.2.) összefüggést az alábbi alakra írhatjuk át:

$$t = \frac{2N_i}{\sum_{n=1}^m L_n} \quad (3.3.)$$

ahol N_i a mérőhosszak és a tagoltsági metszéspontok közötti metszett pontok száma úgy, hogy minden tagoló felületet figyelembe kell venni, azaz egy tagoltság két metszett pontot ad; m a mérőhosszak száma; L_n az n -edik mérőhossz hossza méterben.

A tagoló felületek metszsvonalai alapján történő tagoltsági felvételre jól lehet használni a felületről készített fénykép-, illetve fotogrammetriai felvételt, mivel a megfelelő lépték alkalmazásával a felvételre egy mérőhálót lehet rajzolni, és a metszett pontok számát meg lehet határozni. A módszer, a mérőháló elforgatásával, a tagoltság irányítottságának értékelésére is alkalmas.



3-16. ábra. Egyenes mérőháló a tagolt közzetttest felületén (Gálos, 1985)

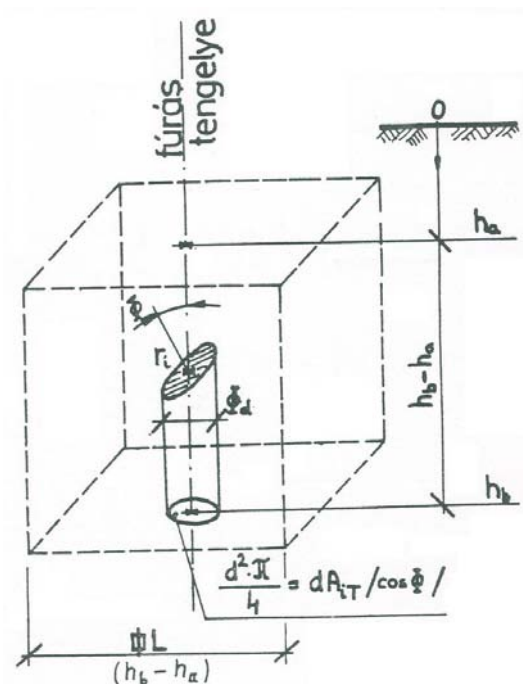
Tagoltság meghatározása magfúrás esetén

A fúrások maganyagának feldolgozása alapján a tagoltság felvétele a magkihozatal függvénye. Csak teljes, vagy majdnem teljes magkihozatalú fúrás alkalmas a tagoltsági felület fajlagos értékének meghatározására. A $(h_b - h_a)$ fúrómag hosszon előforduló tagoló felületek száma alapján a tagoltság fajlagos értéke az alábbiak alapján számolható ki, ha a magfúrás tengelyét tekintjük mérővonalnak (lásd 3-17. ábra):

$$t = \frac{2 \sum_{h_a}^{h_b} N_i}{h_b - h_a} \quad (3.4.)$$

ahol N_i az i -edik tagoló felület mérővonal metszése, $(h_b - h_a)$ a kiserelési mélységköz.

A vizsgálat lehetőséget biztosít arra, hogy a tagoltsági réstérfogatot is meghatározhassuk. A tagoltság fajlagos értéke és a tagoltsági réstérfogat alapján a közzetttest osztályba sorolása is lehetséges.



3-17. ábra. Kőzettest tagoltságának meghatározása magfúrás maganyagának feldolgozásával (Gálos, 1985)

Tagoltság fajlagos réstérfogata

A tagoltság fontos jellemzője a tagoltság fajlagos réstérfogata (n_M), ami a tagoltság tágasságából adódó rések térfogatának (V_t) aránya a V_M kőzettest térfogatához:

$$n_M = \frac{V_t}{V_M} \quad [\text{m}^3/\text{m}^3] \quad (3.5.)$$

A tagoltság fajlagos réstérfogatát a gyakorlatban százalékos, vagy ezrelékes formában adjuk meg. Az \bar{x}_0 átlagos réstágasság ismeretében a tagoltság fajlagos réstérfogata a tagoló felületek fajlagos értékével számolható:

$$n_M = t\bar{x}_0 = \frac{2N_i}{\sum_{n=1}^n L_n} \bar{x}_0 \quad (3.6.)$$

Mérőhálós felvételezés esetén az átlag réstávolságot (\bar{x}_i) a mérőháló metszéspontjától két oldalra és azonos távolságban végzett további két-két tágasság-mérés átlagaként kell meghatározni.

A tagoltsági felület és tagoltsági réstérfogat ismeretében lehetőség van a kőzettestek osztályba sorolására. Ezt mutatja be a **3-10. táblázat**, amely a teljesen éptől a töredezett kőzettestig öt különböző kategóriát állít fel. Az osztályozás hiányossága az, hogy nem veszi figyelembe a kőzet szilárdsági tulajdonságait. Ezt kiküszöbölendő, Gálos & Kertész (1989) Bieniawski (1989) ajánlásait figyelembe véve a **3-18. ábra** alapján ajánlja osztályba sorolni a kőzettestet a tagoltsági fajlagos felület és a kőzettestet alkotó kőzettömbök szilárdságának ismeretében. A megadott diagram segítségével a kőzettest fizikai paraméterei (belső súrlódási szög, kohézió) is megbecsülhető.

3-10. táblázat. A kőzettest osztályba sorolása tagoltsági felület fajlagos értéke valamint a réstérfogat alapján (Gálos & Kertész, 1989)

A kőzettest megnevezése	Tagoltsági felület fajlagos értéke (t) [m^{-1}]	Tagoltsági réstérfogat(n_t) [-]
ép	< 0,3	< 0,02
kissé tagolt	0,3 – 3,0	0,02 – 0,04
közepesen tagolt	3,0 – 20	0,04 – 0,10
erősen tagolt	20 – 100	0,10 – 0,50
töredezett	> 100	> 0,5

A kőzettömb nyomószilárdsága MPa	Mértékadó tagoltságköz, m						talaj- ként keze- lendő
	> 3	1	0,3	0,05	0,01	>	
	A tagoltság mértéke, m^{-1}						
	< 0,3	1	3	20	100	<	
200 ... 100	c > 0,2 MPa $\varphi > 40^\circ$ szilárd		c=0,1...0,2 MPa				
100 ... 50	közepes $\varphi = 30...40^\circ$		c=10...100 kPa				
50 ... 25	gyenge $\varphi = 20...30^\circ$		c < 10 kPa $\varphi < 20^\circ$				
25 ... 10	igen gyenge						
< 10	talajként kezelendő						

3-18. ábra. A tagolt kőzettest minőségi osztályai a tagoltsági felület fajlagos értéke és a nyomószilárdság alapján (Kertész & Gálos, 1985)

3.6.2 Az RQD érték a tagoltság mértékének meghatározására

A tagoltság mértékének megállapítására és annak számszerűsítésére az RQD-módszer (RQD = Rock Quality Designation) terjedt el, és vált napjainkra szinte egyeduralmúvá. Ezt a tényezőt a legtöbb kőzettest osztályozási módszer mint alapadatot is felhasználja. Az RQD értéket előbb fúrómagra határozták meg, majd a szabad sziklafalakon felvehető egységnyi térfogatra eső tagoltsági értékkel is megfeleltették, azaz nyílt feltárásokra is értelmezték. A legújabb kutatásoknál már a tagolófelület irányát is figyelembe veszik e tényező pontos megállapításánál.

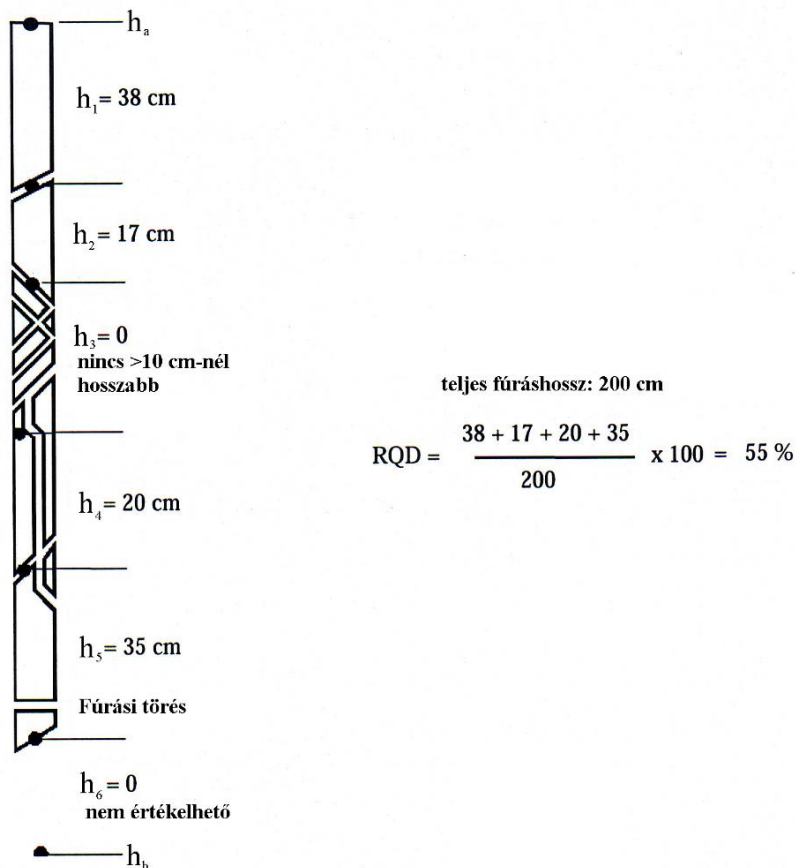
Az RQD érték használatát Deere vezette be 1964-ben, és ma már ez az egyik alapvető mérőszám a kőzettest tagoltságára vonatkozóan. Meghatározásánál a fúrómagból, (melynek átmérője minimálisan 54,7 mm, azaz 2,15 hüvelyk) és a kihozott magmintadarabok hosszának méréséből indultak ki. Maga a mérőszám százalékban adja meg azon daraboknak az összhosszát, melyek hosszabbak, mint 100 mm (ill. az angolszász használatban 4 hüvelyk), azaz az RQD érték:

$$RQD = \frac{\sum h_{10}}{h_b - h_a} 100 [\%] \quad (3.7.)$$

ahol $\sum h_{10}$ a 10 cm-nél hosszabb darabok összhossza, h_b és h_a pedig a vizsgált mélységköz felső és alsó mélysége.

A vizsgált mélységköz gyakorlati megfontolások alapján általában 1-3 m között változik. Itt jegyezzük meg, hogy a hazai gyakorlatban próbálkozások 5 cm-es darabhosszokra való RQD tényező megállítására is.

Deere szerint azon fúrások is épnek tekintendők, amelyen a tagoló felület a fúrástengellyel megegyezően helyezkedik el. Javaslatára alapján a kiszámítás lehetőségét egy példán keresztül mutatjuk be a **3-19. ábra** segítségével.



3-19. ábra. Példa az RQD meghatározásának módszeréhez (Deere, 1989)

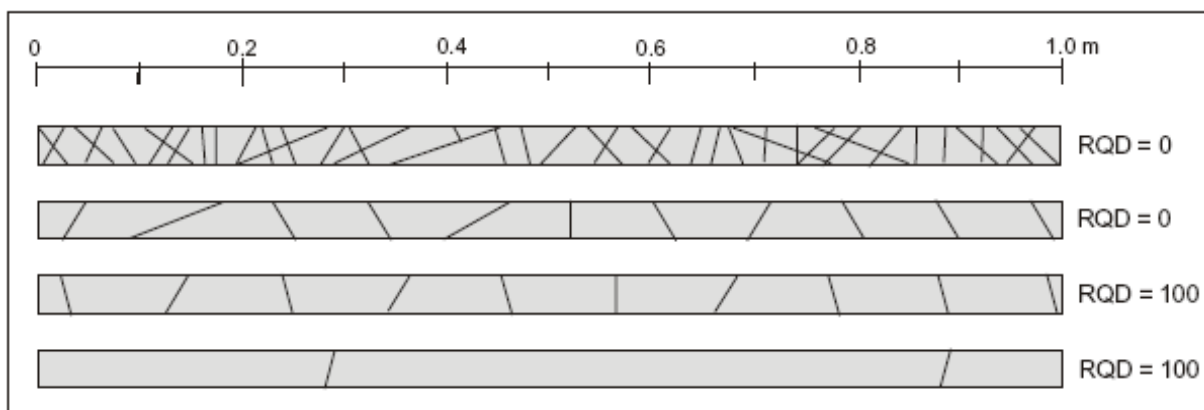
A fúrómagok hossza nemcsak a kőzet repedezettségétől függhet, hanem egyéb, a kőzet tulajdonságaitól független körülményektől is, így például az alkalmazott fúrásmodtól, a fúróberendezés állapotától, sőt a fúrószemélyzet gyakorlottságától is. Több száz fúrómagon végzett vizsgálat azonban azt mutatta, hogy mindeme körülmények következtében eltört fúrómagok az összes törésnek legfeljebb 11 %-át teszik ki, és ráadásul meglehetősen állandó jellegűek is. Mindez azt bizonyítja, hogy a fúrómag-töréseknek csaknem 90 %-a a kőzet repedezettségi fokától függ. Mivel a külső hatások okai állandó tendenciát mutatnak, kellő biztonsággal feltételezhető, hogy a fúrómag-darabok kapott hosszára alapozott módszerek alkalmasak a repedezettség meghatározására, de minden esetben arra jók, hogy a számítások eredményeit egymással megbízható módon össze lehessen hasonlítani.

A **3-20. ábrán** egy ép és egy nagyon töredezett magfúrás eredménye látható. Az RQD érték megállapításakor az egyértelműen a fúrásakor keletkezett friss törések figyelmen kívül hagyandók. Palás kőzetek esetében pedig közvetlenül a magkihozatal után kell a minősítést elvégezni, nehogy a paláság síkjában bekövetkező fellazulás az eredményt meghamisítsa. Megfelelő fúrás és magkihozatal mellett az RQD érték még rossz magkihozatal esetén is reális képet ad, mivel a rossz magkihozatal oka ilyenkor általában a nagyon gyenge kőzetminőség. A fúrómagok hossza nemcsak a kőzet repedezettségétől függhet, hanem egyéb, a kőzet tulajdonságaitól független körülményektől is, így például az alkalmazott fúrás módtól, a fúróberendezés állapotától, sőt a fúrószemélyzet gyakorlottságától is. Több száz fúrómagon végzett vizsgálat azonban azt mutatta, hogy mindeme körülmények következtében eltört fúrómagok az összes törésnek legfeljebb 11 %-át teszik ki, és ráadásul meglehetősen állandó jellegűek is. Mindez azt bizonyítja, hogy a fúrómag-töréseknek csaknem 90 %-a a kőzet repedezettségi fokától függ. Mivel a külső hatások okai állandó tendenciát mutatnak, kellő biztonsággal feltételezhető, hogy a fúrómag-darabok kapott hosszára alapozott módszerek alkalmasak a repedezettség meghatározására, de minden esetben arra jók, hogy a számítások eredményeit egymással megbízható módon össze lehessen hasonlítani.

A **3-21. ábra** Palmström (2001) mérési eredményét mutatja, felhívva a figyelmet ezen érték használatának buktatóira: amint az ábrán jól látszik, lényeges eltérés lehet mind az RQD = 0 %, mind az RQD = 100 %-os értékkel jellemezhető fúrásszakasz között. Amint az ábra jól szemlélteti, RQD = 0 %-ot kaphatunk abban az esetben is, ha teljesen töredezett a fúrómag, és akkor is, ha a kihizott ép magok hossza éppen nem éri el a 10 cm-t. Ugyan ez igaz az RQD = 100 %-ra.



3-20. ábra. Egy ép (a) és egy nagyon töredezett (b) kőzettest magládája

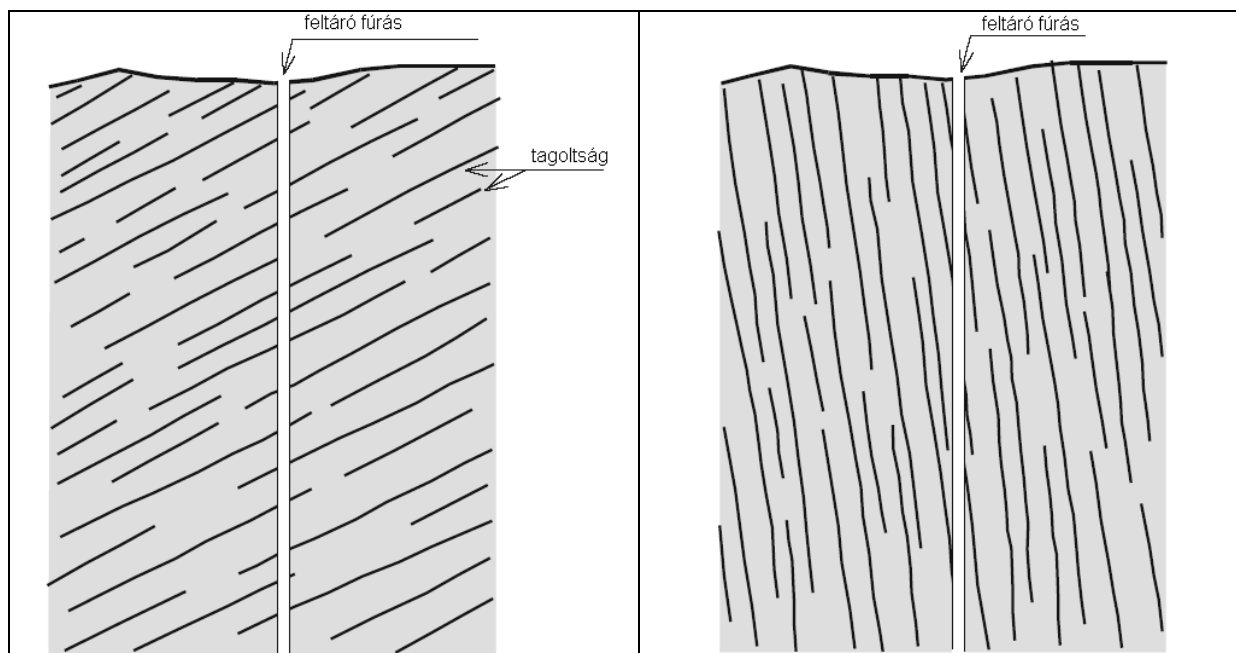


3-21. ábra. Példa a minimális (0 %) és maximális (100 %) RQD tényezőkre (Palmström, 2005)

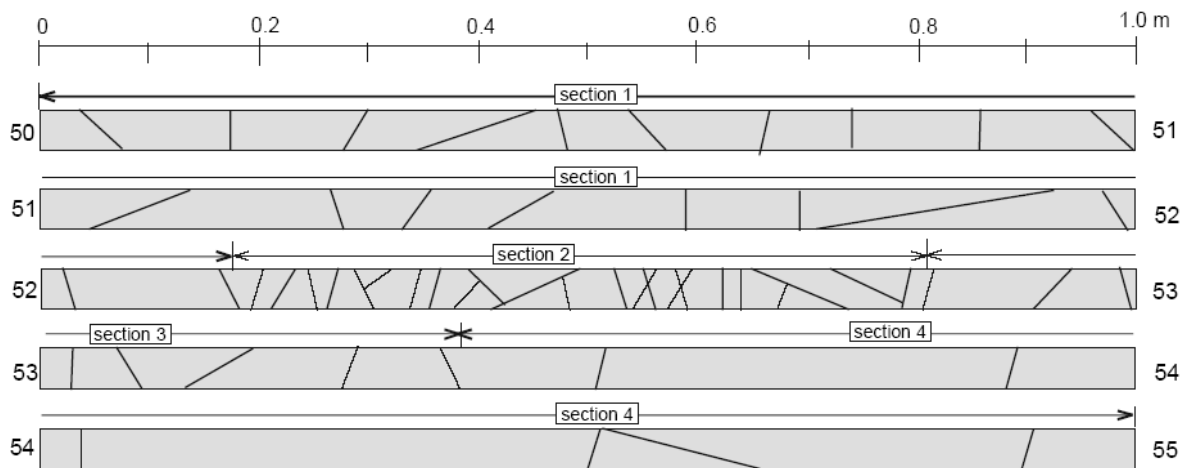
Az RQD tényező másik nagy hátrányossága, hogy a feltárási-irány függő, azaz értéke függ a tagoltságok irányától. A **3-22. ábra** erre mutat példát. Tekintettel arra, hogy az alagutak tervezéséhez készített felszíni fúrások és az alagútból elvégzett előfúrások különböző irányúak, jelentős eltérést kaphatunk ugyan azon tagoltságú kőzettest RQD értéke között a különböző irányú fúrásokból.

Az RQD kiszámításánál fontos, hogy azonos tagoltsági szakaszokra bontsuk fel a vizsgált fúrómagot, ne pedig a magkihozatal adott méterében végezzük el a vizsgálatot. A méterenkénti elemzés hibájára mutatunk rá a **3-23. ábrán** felvázolt fúrómag elemzésekor (Palmström, 2002 alapján).

A **3-11. táblázatban** meghatároztuk mind a szakaszonkénti, mind a méterenkénti RQD tényezőt. A kapott eredmények jól mutatják, mekkora hibája lehet a nem megfelelő felosztás kiválasztásának.



3-22. ábra. A feltáró fúrás és a tagoltság közötti kapcsolat sok esetben jelentősen befolyásolja a kapott eredményt (Palmström, 1995)



3-23. ábra. Példa az azonos tagoltsági egységre bontás fontosságára (Palmström, 2002)

3-11. táblázat. A 3-23. ábra alapján meghatározott RQD értékek azonos szekciókra, illetve méterekre bontva

Számítás egységenként				Számítás méterenkénti felosztással			
Szekció	Hossz (m)	> 10 cm hossza	RQD (%)	Intervallum	Hossz (m)	> 10 cm hossza	RQD (%)
1	2,17	1,62	75	50-51	1,0	0,66	66
2	0,63	0	0	51-52	1,0	0,82	82
3	0,56	0,23	41	52-53	1,0	0,26	26
4	1,63	1,55	95	53-54	1,0	0,75	75
				54-55	1,0	0,92	92

3.6.2.1 Kőzettestek osztályozása az RQD érték alapján

A **3-12. táblázat** a gyakorlati megfigyelések alapján megállapított RQD érték és a kőzettest osztályok közötti kapcsolatot adja meg. Ez a táblázat megegyezik az EUROCODE 7-1-ben megadott osztályozással.

Az RQD érték mellett mind általánosabbá válik az ún. TCR (Total Core Recovery) érték megadása is, mely azt mutatja meg, hogy a teljes fúrás hossz hány százaléka áll teljesen ép fúrómagból. Ez az érték inkább tájékoztató jellegű, az RQD mellett szokták csak felhasználni. Természetesen $TCR \geq RQD$, értéke 0 és 100 % között változhat. Értékét jelentős mértékben befolyásolja a fúrástechnológia, ezért sok esetben inkább annak pontosságára ad iránymutatást.

3-12. táblázat. Kőzettestek osztályozása az EUROCODE 7 -1 szerint a kőzetmechanikai megnevezésekkel

RQD %	Kőzettest minősítése EUROCODE 7-1 alapján	Kőzettest kőzetmechanikai minősítő megnevezése
> 25	Nagyon gyenge	Gyakorlatilag talajként kezelhető
25 – 50	Gyenge	Nagyon töredezett
50 – 75	Megfelelő	Töredezett
75 – 90	Jó	Kisé töredezett
90 – 100	Kiváló	Ép

3.6.2.2 Közvetett módszerek az RQD meghatározásához

Térfogati tagoltságyszám

Abban az esetben, amikor nem áll rendelkezésünkre fűrőmag, viszont a tagolt felület jól látható, az RQD értéke az egységterfogatra vonatkoztatott tagoltsági számból is kiszámítható Palmström (1982) ajánlása alapján agyag-mentes kőzettest esetén:

$$RQD = 115 - 3,3 J_V \quad (3.8.)$$

ahol J_V megadja az egy köbméterben található összes tagoltságnak a számát (azaz a térfogati tagoltságyszámot).

A térfogati tagoltságyszámot (J_V) Sen & Essai (1992), valamint Palmström (1996) megállapításai alapján a következőképpen számíthatjuk:

$$J_V = \sum_{i=1}^J \frac{1}{S_i} + \frac{N_r}{5}, \quad (3.9.)$$

ahol S_i az azonos i diszkontinuitású csoportban a tagoló felületek egymástól mért távolságának az átlaga (méterben), N_r pedig a véletlen tagoltságok száma.

A kapott eredménnyel lehetőség van a kőzettestek osztályozására is. Ennek lehetőségét a **3-13. táblázatban** adjuk meg.

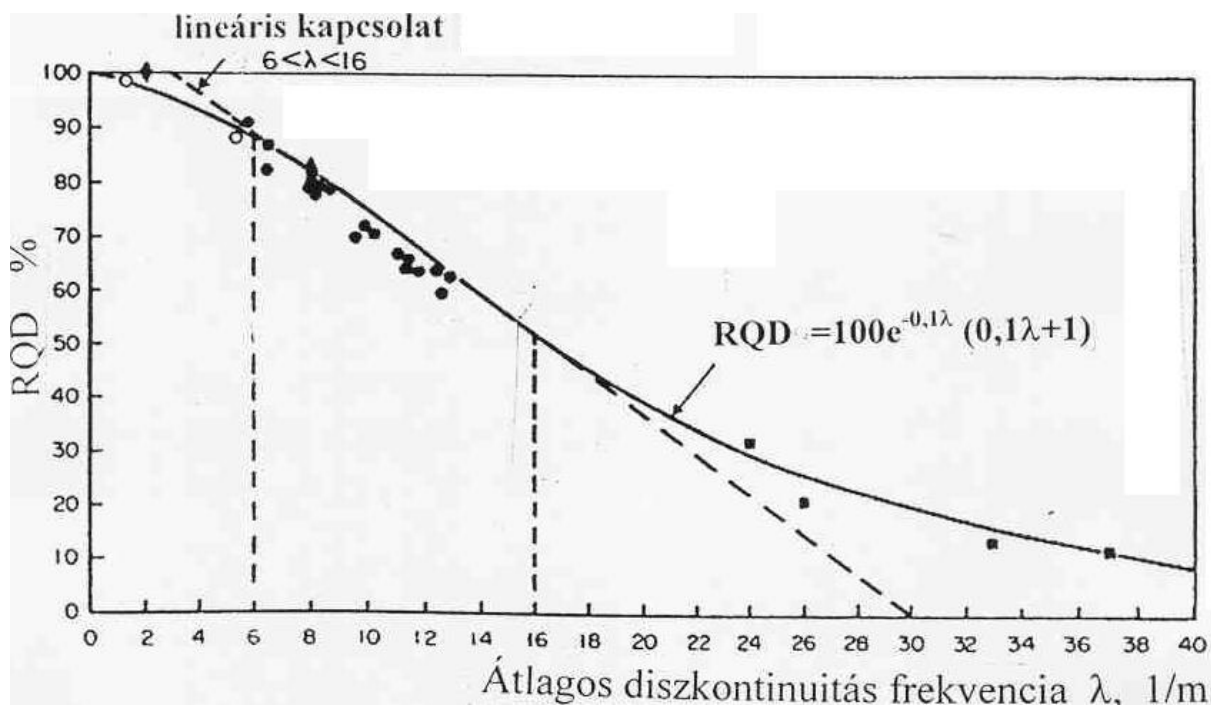
3-13. táblázat. A térfogati tagoltság-szám ismeretében a kőzettest osztályba sorolása (Palmström, 1982)

Osztály	A tagoltság meghatározása	J_V meghatározás	J_V
1	Masszív	különlegesen alacsony	< 0,3
2	Nagyon kismértékben tagolt	nagyon alacsony	0,3 – 1,0
3	Kismértékben tagolt	Alacsony	1 – 3
4	Közepesen tagolt	közepesen magas	3 – 10
5	Erősen tagolt	Magas	10 – 30
6	Nagyon erősen tagolt	nagyon magas	30 – 100
7	Töredezett	különlegesen magas	> 100

Az RQD érték felszíni bevágásban történő meghatározásának lehetőségével részletesen foglalkozik még Priest & Hudson (1976), akik a fenti (3.8.) összefüggést ellenőrizték angliai útépítésekhez készített bevágásoknál, és azt a kapott eredményeikkel pontosították. A mért értékek statisztikai feldolgozása alapján az alábbi összefüggést írták fel:

$$RQD = 100 e^{-0,1\lambda}(0,1\lambda+1), \quad (3.10.)$$

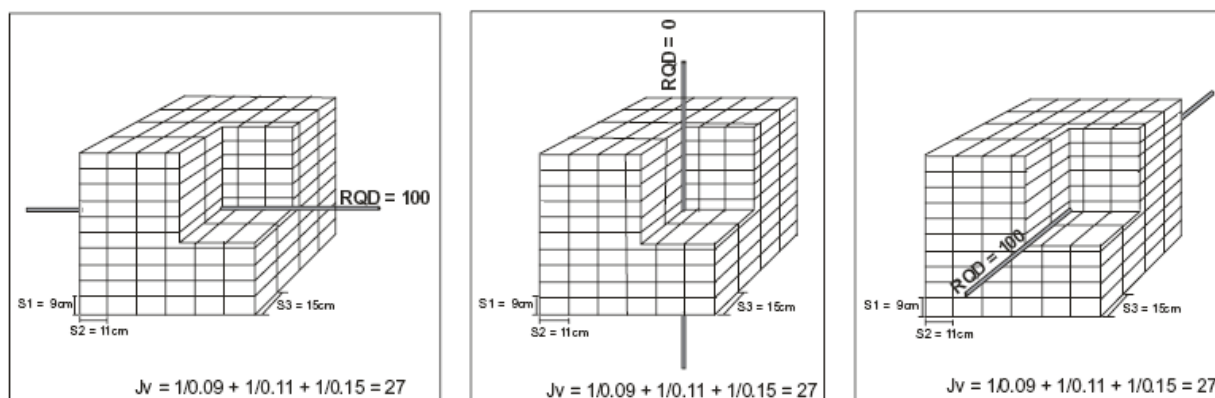
ahol λ az egy folyóméterre eső tagoltságok száma, azaz azok frekvenciája. A kapott eredményt a **3-24. ábrán** is bemutatjuk.



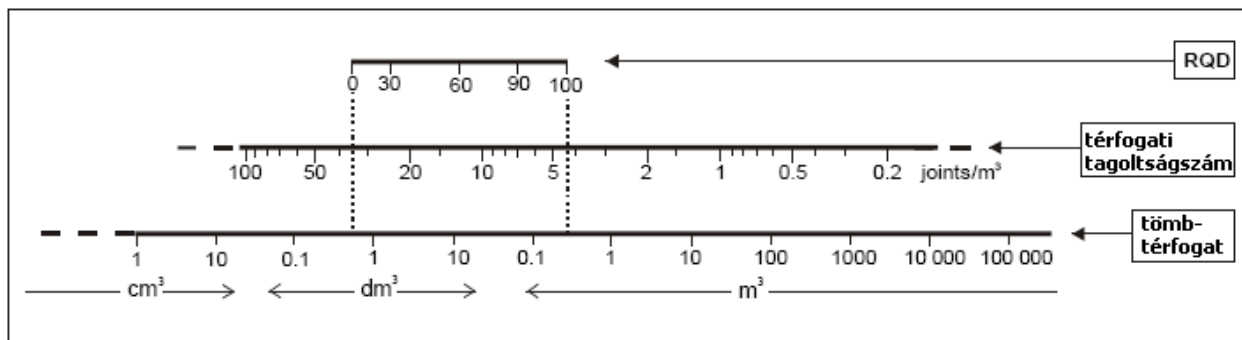
3-24. ábra. RQD meghatározása feltárásban: a tagoltságok frekvenciája és az RQD közötti kapcsolat (Priest & Hudson, 1976)

Amint azt fentebb említettük, az RQD értéke irányfüggő, míg a térfogati tagoltság-szám értéke nem. A **3-25. ábra** egy szélsőséges példát mutat (Palmström, 2005): feltételezzük, hogy 3 tagoltsági rendszer van, melyek 9, 11, illetve 15 cm-es távolságra vannak egymástól. A fúrásiránytól függően így RQD = 100 %-os és RQD = 0 %-os értékeket kaphatunk, míg a térfogati tagoltság-szám értéke állandó.

A közettömbök mérete, az RQD tényező és a térfogati tagoltság-szám (J_v) közötti kapcsolatot a **3-26. ábra** szemlélteti.



3-25. ábra. Ugyanabban a közettömbben készített három különböző irányú fúrás RQD értéke és térfogati tagoltság-száma (Palmström, 2005)



3-26. ábra. Az RQD tényező, a térfogati tagoltság-szám és a közettömb térfogata közötti kapcsolat (Palmström, 2001)

Súlyozott tagoltsági-érték

Az RQD érték a tagoltság irányától függő paraméter, azaz azt a fúrás iránya jelentősen befolyásolja. Például a fúrással párhuzamos tagoltságokat egyáltalán nem veszi – nem is veheti – figyelembe, mivel a megfúrás tengelye párhuzamos a tagoltsággal. Ezt a hibát kiküszöbölendő Palmström (1996) bevezette a súlyozott tagoltsági-értéket, melyben már figyelembe lehet venni a tagoltsági irányokat is. A súlyozott tagoltsági érték (wJd = weighted Joint density) a következőképpen számolható ki (lásd **3-27. ábra**):

- Kőzettest felületén való mérés esetén (2 dimenziós vizsgálatnál), például bevágásban, ahol a kőzettest szabad felszíne vizsgálható:

$$wJd = \frac{1}{\sqrt{A}} \sum \frac{1}{\sin \delta} = \frac{1}{\sqrt{A}} \sum f_i \quad (3.11.)$$

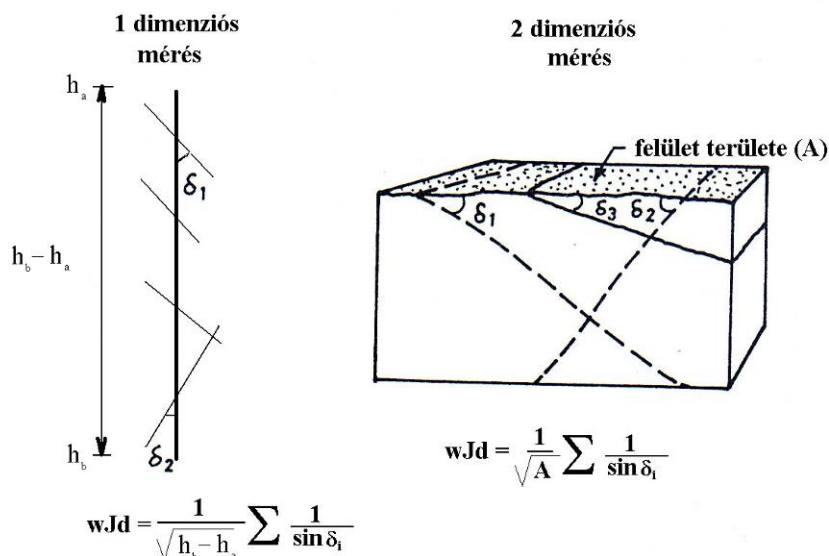
- Fúrásos feltárás esetén (1 dimenziós vizsgálatnál), ahol a fúrómagok magládában, vagy kiterítve vizsgálhatók:

$$wJd = \frac{1}{\sqrt{h_b - h_a}} \sum \frac{1}{\sin \delta} = \frac{1}{\sqrt{h_b - h_a}} \sum f_i \quad (3.12.)$$

ahol δ a vizsgált sík és a tagoltság síkja közötti szög, A a vizsgált terület mérete (m^2), $(h_b - h_a)$ a vizsgált kiserelési mélységköz és f_i a súlyozási érték, mely a **3-14. táblázat** alapján vehető fel.

3-14. táblázat. Ajánlott súlyozott értékek a tagoltsági irány-tartományoknál (Palmström, 1996)

A tagoltsági-sík és a vizsgált sík közötti szög	f_i
> 60°	1,0
31-60°	1,5
16-30°	3,5
0-15°	6,0



3-27. ábra. Súlyozott tagoltsági érték (wJd) meghatározása fúrómagból (balra) és kőzetfelületről (jobbra) Palmström (1996) nyomán.

RQD meghatározása szeizmikus módszerrel

A szeizmikus módszer azon az elven alapszik, hogy a rugalmas anyagban terjedő hullámok sebességéből következtethetünk az adott réteg tulajdonságaira. A módszer előnye, hogy aránylag olcsóbb és gyorsabb, mint a fúrásos vizsgálat. Ennél a vizsgálatnál megismerhetjük az alapkőzet térbeli elhelyezkedését és geológiai szerkezetét, valamint megbecsülhetjük annak RQD tényezőjét is:

$$RQD (\%) = (V_F/V_L)^2 \cdot 100 \quad (3.13.)$$

ahol V_F a helyszínen a geostatikai nyomás alatt terhelten (*in situ*) mért hullámterjedési sebesség, V_L a kőzettömbből kivett próbatesten, laboratóriumban mért longitudinális hullám terjedésének sebessége azonos környezeti nyomás mellett.

3.6.3 C (Hansági) módszer

Az RQD érték megalkotásakor Deere feltételezte, hogy a feltáró fúrásnál minimálisan 54 mm átmérőt használnak. Ez a kötöttség elég sok nehézséget okoz, hiszen sok esetben még igen nagy anyagi ráfordítás esetén sincs lehetőség ekkora átmérőjű fúrásra. Ezt figyelembe véve, valamint az RQD módszer egyéb korlátai miatt, Hansági (1965, 1974, 1986) ajánlására vezették be az ún. C tényező számításának módszerét, mely minden átmérő esetén használható. Kétségtelen tény, hogy a C tényező kiszámítása bonyolultabb, mint az RQD érték meghatározása, viszont a C tényező a gyakorlat szempontjából jobban megfelel az elvárt követelményeknek. Az alábbiakban bemutatott módszer Magyarországon bányászati feltárásoknál igen elterjedt, de a nemzetközi alagútépítési gyakorlatban nem gyökeresedett meg.

A Hansági (1965) definíciója alapján, az általa bevetett C tényező a C_p ún. próbatest-tényezőnek és a C_m maghosszúság-tényezőnek számtani középárányából adódik, vagyis:

$$C = \frac{C_p + C_m}{2} \quad (3.14.)$$

A C_p próbatest-tényező kiszámításakor meghatározzák azt, hogy a magátmérőnél hosszabb hengeres fúrómag-darabokból hány p darab magátmérő-hosszúságú próbatestet lehetne kialakítani. Ezek a kifűrészelhető próbatest-darabok összegezve (pD) egy fúrómag-hosszúságot adnak, amit arányba állítunk a vizsgálat tárgyát képező fűrőlyuk vagy fűrőlyukszakasz ($h_b - h_a$) hosszúságával. Számszerűleg:

$$C_p = \frac{pD}{h_b - h_a} \quad (3.15.)$$

ahol C_p a próbatest-tényező, p a vizsgálat tárgyát képező fűrőlyukból vagy fűrőlyukszakaszból kimunkálható szabványos próbatestek száma (db), D a fúrómag átmérője, $(h_b - h_a)$ a vizsgálat tárgyát képező vizsgált mélységköz hossza.

A C_m maghosszúság-tényező kiszámítása nagyjából hasonlóan történik, mint az RQD érték meghatározása, de szoros kapcsolatba hozva a mindenkori magátmérővel, továbbá nem a magdarabok összegzett M hosszát, hanem a magdarabok átlagos \bar{m} hosszát viszonyítjuk a teljes $(h_b - h_a)$ fűrőlyuk szakaszhoz. Fontos, hogy a maganyagot olyan intervallumokra bontsuk a vizsgálatához, amelyen belül a kőzet nagyjából egységes képet (kőzetmechanikai viselkedést) mutat. Hansági eredetileg megadta a maximális kiválasztható intervallumhosszt is, amit a fúrómag súlyából adódó, öntörést létrehozó nyomatékból vezetett le. A maghosszúság-tényező kiszámítási módja:

$$C_m = \frac{\bar{m}}{h_b - h_a} \quad (3.16.)$$

ahol

$$\bar{m} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{n} = \frac{M}{n}. \quad (3.17.)$$

Ebben a kifejezésben M azon fúrómag-darabok összegzett hossza, (azaz $\sum_{i=1}^n m_i$), amelyeknek hengeres hossza legalább akkora, mint a magátmérő. Azaz az összefüggés a következő alakban is felírható:

$$C_m = \frac{M}{n(h_b - h_a)}, \quad (3.18.)$$

ahol n azon magdarabok száma, melyek hossza meghaladja a fúrómag átmérőjét. A C tényező kifejezhető az (3.16.), (3.17.) és (3.18.) összefüggésből:

$$C = \frac{1}{2(h_b - h_a)} \left(pD + \frac{M}{n} \right) \quad (3.19.)$$

A C tényező nagysága 0 és az 1 között változhat. Ha egyáltalán nem lehetséges szabványos henger alakú próbatestet kialakítani a fúrómagból, akkor a C tényező értéke 0. Ha viszont a magfűrés által csak egyetlen és olyan $(h_b - h_a)$ hosszúságú fúrómag kerülne kinyerésre, mint a vizsgálat tárgyát képező fűrőlyuk mélysége, vagy fűrőlyukszakasz hossza, akkor a C

tényező értéke 1. Ez utóbbi eset nyilvánvalóan csak rendkívül ritkán és igen tömött, egynemű, szilárd kőzetek esetében fordulhat elő. Ekkor a kőzetest és a kőzettömb közötti határ elmosódik, a kőzetest anyagtulajdonságai a kőzettömbével egyeznek meg.

A (3.19.) egyenletből nyilvánvalóvá válik, hogy a C_m maghosszúság-tényező nagysága sokkal kisebb, mint a C_p próbatest-tényező, mert a maghosszúság-tényező a magdarabok átlagos hosszának és a kérdéses $(h_b - h_a)$ fűrőlyukszakasz hosszának aránya. Ez ugyan ellentmondásnak látszik, azonban könnyű belátni, hogy a maghosszúság-tényezőnek igen fontos szerepet kell kapnia a C repedezettségi (tagoltsági) tényező értékének kiszámításában, mert ez fejezi ki leginkább a kőzet repedezettségi (tagoltsági) tulajdonságait. Elképzelhető ugyanis, hogy a kőzetből magfűrésszel viszonylagosan sok rövidebb, de az átmérőt mégis meghaladó hosszúságú hengeres magdarabokat kapunk, aminek következtében a C_p próbatest-tényező aránylag elég nagy értékű lesz, de ugyanakkor a C_m maghosszúság-tényező igen kicsi értékű, mert a kinyert magok átlagos hosszúsága kicsi. Ennek megfelelően a C_m reális értékre csökkenteni le a C tényező nagyságát.

Felvetődik továbbá az a kérdés, hogy egyáltalán mekkora lehet a kérdéses $(h_b - h_a)$ fűrőlyukszakasz legnagyobb hossza, mert ez sem vehető fel tetszőlegesen még teljesen homogénnek, tömöttnek és szilárdnak feltételezett kőzetek esetében sem. Vízzintes fűrőlyukak esetén ugyanis a fűrőmag előbb-utóbb a sajáttömeg által keletkezett hajlítói igénybevétel következtében törik el. Mindez tehát arra utal, hogy összefüggést kell keresni a fűrőmag átmérője és a kőzet fajlagos tömege között. Általában ha tehát a vizsgálat tárgyát képező fűrőlyukszakasz hosszúságát 1-2 m-nek – a fűrőmag-ládák méreteinek megfelelően – választjuk, akkor ez minden tekintetben kielégíti a feltételeket.

Részletesen vizsgálták azt is, hogy milyen eltéréseket mutatnak a C tényezők értékei változó magátmérők és nagyobb magasságú (pl. $H = 2D$) próbatestek feltételezése esetében (Somosvári, 2010). Ebből a célból kellő homogénnek ítélt kőzetben, egymástól nem nagy távolságra négy fűrőlyuk került különböző átmérőkkel kifűrésre, 30-30 m hosszúságban. A fűrőlyukak minden egyes méternyi távolságára kiszámították a C tényezők értékét. A fűrőmag-átmérők 22, 32, 42 és 52 mm-esek voltak. Így nem kevesebb, mint 240 C tényezőt számítottak ki. A kísérlet azt mutatta, hogy az eltérés a C tényezők között lényegtelen, bármilyen magátmérővel és bármilyen próbakarcsúsággal (H/D) is történik a C tényezők kiszámítása. A kirunai kőzetekben a C tényezők nagysága általában 0,2 és 0,4 között változik. Repedezettebb kőzetek esetében lecsökkenhet 0,05...0,1-re is, de tömött, szilárd kőzetű területeken nem ritkán meghaladja a 0,5 értéket is.

Kőzetest nyomószilárdsága

Hansági (1965) kísérletet tett a kőzetest szilárdságának (σ_c^M) kiszámíthatására is. Ez értéket C tényező és a laboratóriumban meghatározott kőzettömbből vett minta egytengelyű nyomószilárdságának (σ_c) a szorzataként tette fel:

$$\sigma_c^M = C \sigma_c \quad (3.20.)$$

A kőzetestnek nemcsak a nyomó-, hanem a húzószilárdsága is ugyanígy határozható meg, ha a laboratóriumban végzett vizsgálat alapján a kőzet húzószilárdsága ismert. A gyakorlatban ez a megállapítás túlzott egyszerűsítésnek mutatkozott.

Mérésekkel megállapították, hogy a C tényező nagysága – és ebből adódóan a közettömb (3.20.) szerint értelmezett szilárdsága – fordítottan (közel lineárisan) arányban áll az uralkodó közetfeszültséggel. Ez a megállapítás a gyakorlat számára fontos, mert azt mutatja, hogy a magfúrással kapott közettömbből számított C tényező értékei mintegy magukba foglalják az uralkodó primer közetfeszültségek hatásait is. A gyakorlatban ugyanis majdnem közömbös, hogy vágatnyitáskor a közet miért törik össze: azért, mert már eredetileg is repedezett volt, vagy pedig azért, mert az uralkodó közetfeszültségek vezettek a közet összetörésére, amit a C tényező nagysága viszont megbízhatóan kifejezésre is juttat.

A **3-15. táblázatban** egy 5 méter széles, 3,6 m magas vágat esetén bemutatjuk az ajánlott biztosítást, amit a C tényező segítségével meghatározott közettest szilárdsági érték alapján állítottak össze. Megjegyezzük, hogy Hansági (1965, 1986) módszerét, amit a kirunai bányákhoz fejlesztett ki, a nemzetközi általános mérnöki gyakorlatban (alagútépítésnél, alapozások tervezésénél) nem terjedt el. Magyarországon főleg a bányamérnöki gyakorlatban és a radioaktív hulladéktárolók kutatásában (Kovács, 1996, 1997) ismert és több esetben figyelembe vett tényező.

Az itt bemutatott módszert fejlesztette tovább Palmström az RM_i érték meghatározásához, melyet a későbbiekben részletesen bemutatunk.

3-15. táblázat. Közettest nyomószilárdsága alapján egy 5 m széles, 3,6 m magas, boltozottan kihajtott vágatban szükséges biztosítás (Hansági, 1986)

A közettest nyomószilárdsága (MPa)	Szükséges biztosítás
0 – 10	Szisztematikus közethorgonyzás, acélhálós löttbeton-biztosítás vagy öntött-betonzás
10 – 20	Szisztematikus közethorgonyzás és löttbeton
20 – 25	Szisztematikus közethorgonyzás
25 – 35	Néhány közethorgony
> 35	A vágat nem igényel biztosítást

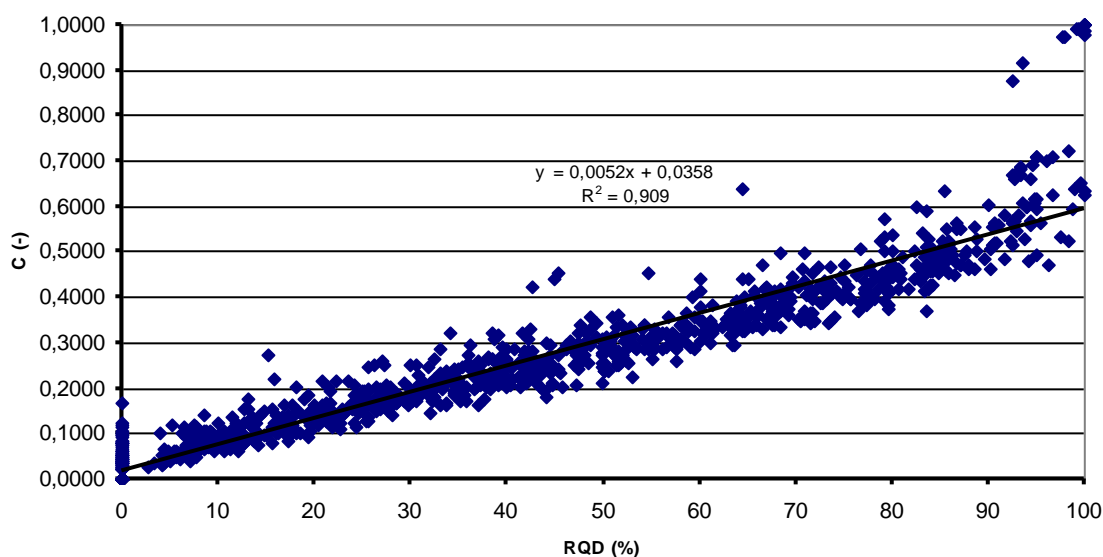
Az RQD és a C tényezők összehasonlítása

Hansági (1974) javaslatot tett a C tényező alapján a közettest minősítésére, melyet megfeleltetett az RQD tényezővel (lásd **3-16. táblázat**). A C és az RQD- tényező között jól kimutatható korreláció áll fent abban az esetben, ha $10 \leq RQD \leq 90$ % között van (Vásárhelyi et al., 2007). Ebben az esetben az alábbi képlettel lehet a két tényező között a kapcsolatot meghatározni (lsd: **3-28. ábra**).

$$C = 0,052 RQD (\%) + 0,0358 \quad (R^2 = 0,909) \quad (3.21)$$

3-16. táblázat. Az RQD és a C -tényezők alapján a közettest minősítése (Hansági, 1974)

Közettest minősítése	C -érték (-)	RQD (%)
Nagyon gyenge	0,00 – 0,15	0 – 25
Gyenge	0,15 – 0,30	25 – 50
Megfelelő	0,30 – 0,45	50 – 75
Jó	0,45 – 0,65	75 – 90
Kiváló	0,65 – 1,00	90 – 100



3-28. ábra. A Bátaapáti fűrómagok számított C tényezői az azonos szakaszon kiszámított RQD érték függvényében (Kovács & Vásárhelyi, 2006)

Megállapítható, hogy RQD = 0 és RQD = 100 % érték környezetében a C tényező sokkal érzékenyebben mutatja a fűrómag töredezettségét. Erre Somosvári (2010) a Hansági módszer előnyeként mintapéldát mutat be. Az alábbi összehasonlító táblázat (3-17. táblázat) tartalmazza a kiszámított repedezettségi fokok nagyságát a C tényező és az RQD-tényező szerint mindkét esetben azonos fűrómagokra vonatkoztatva

3-17. táblázat. Példa a C módszer és az RQD tényező összehasonlítására (Somosvári, 2010)

Fűrólyukszakasz ($h_b - h_a$)	Próbatest tényező (C_p)	Maghosszúság tényező (C_m)	C tényező	RQD
1: 0,8 m	0,367	0,108	0,237	0,161
2: 0,8 m	0,260	0,079	0,169	0,000
3: 0,8 m	0,044	0,073	0,058	0,000
4: 0,8 m	0,294	0,099	0,196	0,116
5: 0,8 m	0,484	0,118	0,301	0,294
6: 0,8 m	0,567	0,104	0,336	0,530

Az összehasonlító táblázat szemlélteti, hogy az „2” és „3” fűrólyuk szakasznál az RQD-tényező változatlanul nulla, vagyis a kőzet eszerint teljesen törmelékes tulajdonságú lenne, míg a C tényező szerint a „3” fűrólyukszakaszon észlelt kőzet több, mint kétszeresen repedezettebb mint a „2” szakaszon tapasztalt. A „6” fűrólyukszakaszon viszont az RQD-tényező indokolatlanul nagy értéket mutat (0,530), szemben a C tényező kisebb értékével (0,336), mert ebben az esetben érvényesül a C_m tényező reálsan csökkentő hatása. A táblázatból tehát látható, hogy a C tényező kifejezőbb és megbízhatóbb a kőzet repedezettségi fokának meghatározására, mint az RQD-tényező. Éppen ezért javasolt az RQD tényező mellett a C tényező használata is.

3.7 Irodalom

- Aydan Ö.; Ulusay R.; Tokashiki N. 2014: A new rock mass quality rating system: Rock Mass Quality Rating (RMQR) and its application to the estimation of geomechanical characteristics of rock masses. *Rock Mech. Rock Eng.* **47**(4): 1255-1276.
- Barton N.; Bandis S. 1982: *Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock*. Proc. 23. US Rock Mech. Symp., Berkeley, 739-760.
- Barton N.; Choubey, V. 1977: The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.* **10**: 1-54.
- Bandis S.C.; Lumsden A.C.; Barton N.R. 1983: Fundamental of rock joints deformation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* **20**: 249-268.
- Bandis S.C. 1990: Mechanical properties of rock joints. In: Barton N.; Stepansson O. Proc. Int. Symp. on Rock Joints. Loen, Balkema. 125-140.
- Beyer F.; Rolofs F. 1981: Integralgeometrische Bestimmung geotechnisch wichtiger Kulfteigenschaften. *Rock Mech.* **14**(1): 43-56.
- Deere D.U. 1964: Technical description of rock cores for engineering purposes. *Rock Mech. & Engng. Geol.* **1**: 17-22
- Deere D.U. 1989: Rock quality designation (RQD) after 20 years. US Army Corps. Engrs Rep. GL-89-1.
- Eurocode 1997-1: Geotechnikai tervezés, 1: Általános szabályok.
- Gálos M. 1985: A közettagoltság meghatározásának és ábrázolásának módszerei. *Mélyépítés-tudományi Szemle*, **33**(4): 171-176.
- Gálos M.; Kertész P. 1989: *Mérnökgeológia*, Kézirat, Tankönyvkiadó, Budapest.
- Hansági I. 1965: Numerical determination of mechanical properties of rock and of rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **2**: 219-223.
- Hansági I. 1974: A method of determining the degree of fissuration of rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, **11**: 379-388.
- Hansági I. 1986: *Gyakorlati közetmechanika az ércbányászatban*. Műszaki Kk. p. 172.
- ISRM 1978: Suggestive methods for the quantitative description of discontinuities in rock mass. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **15**: 319-368.
- Kertész P; Gálos M. 1985: Mérnökgeológia – A közettest tulajdonságai. *Mérnöki kézikönyv*, **3**:16-126.
- Kovács L. 1996: *Rock engineering investigations inside a claystone URL in Hungary*. TOPSEAL'96 Transactions, Stockholm, **II**: 205-208.
- Kovács L. 1997: A Bodai Aleuroit Formáció közetmechanikai, geotechnikai vizsgálati programja. *BKL-Bányászat*, **130**(4): 299-306.
- Kovács L.; Vásárhelyi B. 2006: *RQD és C tényezők összehasonlítása az Üveghutai fúrások alapján*. In: Mérnökgeológia-Közetmechanika 2006 (szerk.: Török Á., Vásárhelyi B.), Műegyetemi Kiadó, Budapest, 139-144.
- Matula M. 1981: Rock and soil description and classification for engineering geological mapping. *Bul. IAEG* **24**: 235-274.
- Milne D.; Germain P.; Potvin Y. 1992: *Measurement of rock mass properties for mine design*, Proc. ISRM-Eurock Symposium on Rock Characterization, A.A. Balkema Publishers, Chester, England.
- Palmström A. 1982: *The volumetric joint count – a useful and simple measure of the degree of rock jointing*. In: Proc. 4. IAEG Cong. Delhi, **5**: 221-228.
- Palmström A. 1996: RMi – A system for characterizing rock mass strength for use in rock engineering. *J. Rock Mech. Tunn. Techn.* **1**:69-108.

- Palmström A. 2001: *Measurement and characterization of rock mass jointing*. In: In situ characterization of rocks (Eds: Sharma, V.M.; Saxena, K.R.) 49-97.
- Palmström A. 2005: Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD) *Tunneling & Underground Space Techn.* **20**: 362-377.
- Pollard D.D.; Aydin A. 1988: Progress in understanding jointing over the past century. *Bull. Geol. Soc. Am.* **100**: 1181-1204.
- Priest S.D. 1993: *Discontinuity analysis for rock engineering*. Chapman & Hall.
- Priest S.D.; Hudson J. 1976: Discontinuity spacing in rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* **13**: 135-148.
- Şen Z.; Essa E.A. 1992: Rock quality charts for log-normally distributed block sizes. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abst.*, **29**:1-12.
- Somosvári Zs. 2010: *A repedezett kőzettest (kőzetmasszívum) geomechanikai paramétereinek meghatározása* (oktatási segédlet) Miskolci Egyetem, Bányászati és Geotechnikai Intézet.
- Török Á. 2007: *Geológia mérnököknek*. Műegyetemi Kiadó, Budapest, 384 p.
- Vásárhelyi B.; Váró Á.; Kovács L. 2007: Analyzing the fissuration of the boreholes and comparing the different methods. *Cent. Eur. Geol.* **50**(4): 343–351.



4. TAGOLTSÁG NYÍRÓSZILÁRDSÁGA

A kőzettestekben található tagoltságok nyírási szilárdságának ismerete elengedhetetlenül szükséges a kőzettest belsejében lejátszódó folyamatok megismeréséhez, ezáltal az abban (ill. azon) való mérnöki tervezéshez. Sziklamunkák szerkezet-ellenőrzésénél a kőzettömbök stabilitásának számításba vétele a kőzettömböket határoló diszkontinuitások viselkedésének megítélése alapján lehetséges. Tagolt kőzettestekben a felületek menti elmozdulás lehetősége a kőzettömbök térbeli elhelyezkedésének függvénye. Ki kell emelni, hogy az itt bemutatott nyírószilárdság nem azonos a kontinuum mechanikában használatos nyírószilárdság fogalmával, hanem a tagolófelületek közötti erő-elmozdulást figyelembe vevő tényező. A kontinuummechanikai nyírási szilárdságnak, azaz az ép kőzet nyírószilárdságának a kőzetmechanikában nincs jelentősége.

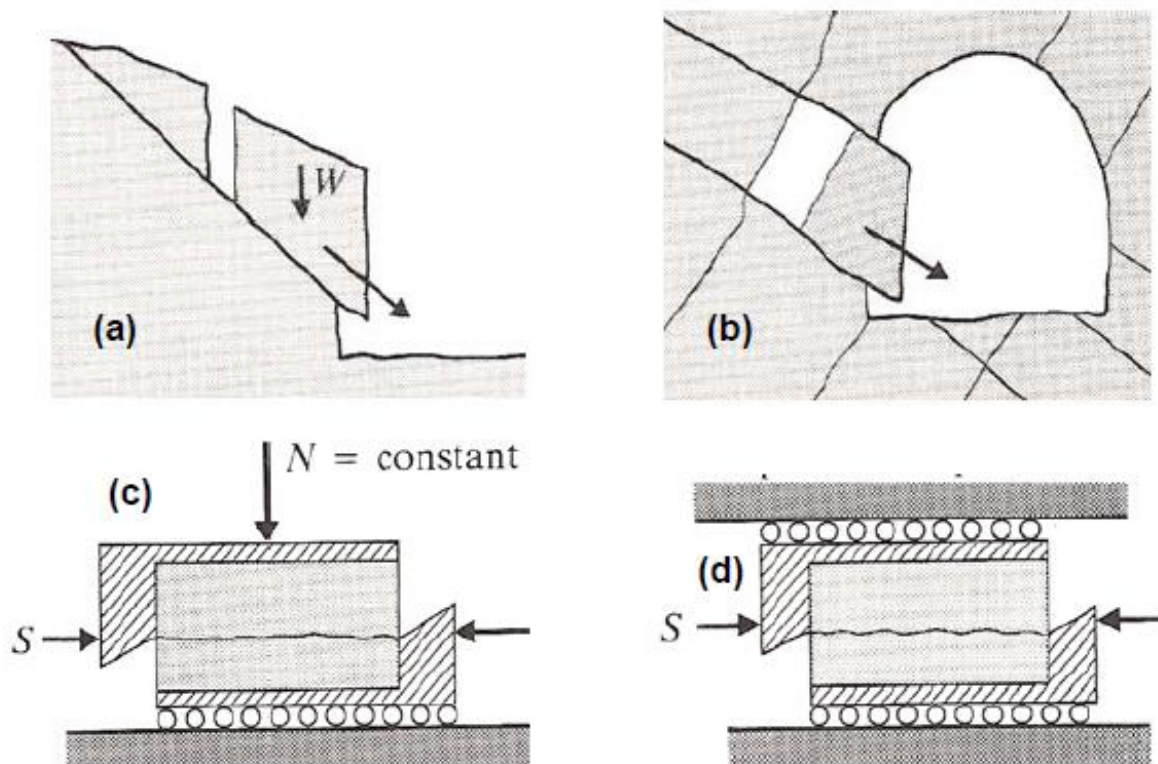
A fejezet ismerteti a fontosabb nyírási modelleket, valamint kitér a nyírófelületek merevségi viszonyaira is.

4.1 Bevezetés.....	149
4.2 Síma felület nyírási szilárdsága.....	150
4.3 Érdes felület nyírási szilárdsága	152
4.3.1 Patton modell	153
4.3.2 Ladanyi és Archambault modell.....	154
4.3.3 Jaeger modell	154
4.3.4 Barton modell.....	154
4.3.5 Seidl és Haberfield modell	164
4.3.6 Pillanatnyi kohézió és súrlódási szög meghatározása	164
4.4 Konstitutív egyenlet nyírási szilárdsághoz.....	165
4.5 Tagoltsági merevségek	169
4.6 Tagoltságok megnyílása	172
4.7 Irodalom	174



4.1 Bevezetés

Sziklarézsúknál a köztömbök közötti súrlódás a felületre merőleges nyomóerővel (a köztömb súlyával), felszín alatti üregeknél, alagutaknál a nyomóerő a keresztirányú alakváltozó képességet figyelembe vevő rugóállandóval vehető számításba. A modellezés lehetőségeit a **4-1. ábra** szemlélteti.



4-1. ábra. A nyírási vizsgálatok modellezése: (a és c): sziklarézsúknál állandó nyomóerőt míg (b és d) alagutaknál állandó rugóállandót (K) kell feltételezni.

A tagolófelületek nyírás szilárdságát nagymértékben befolyásolják az előzőekben részletesen ismertetett tagoló felületek tulajdonságai, azaz azok megnyíltsága, a felületek érdessége, mállottsága, esetleges kitöltöttsége, a víz jelenléte, stb. Jelen fejezetben a tagoltságok nyírási szilárdságánál használatos fontosabb számítási modelleket mutatjuk be – előbb a sima felületek nyírási szilárdságát, majd érdes felületek nyírási szilárdságát, különböző elméleti modelleket ismertetve.

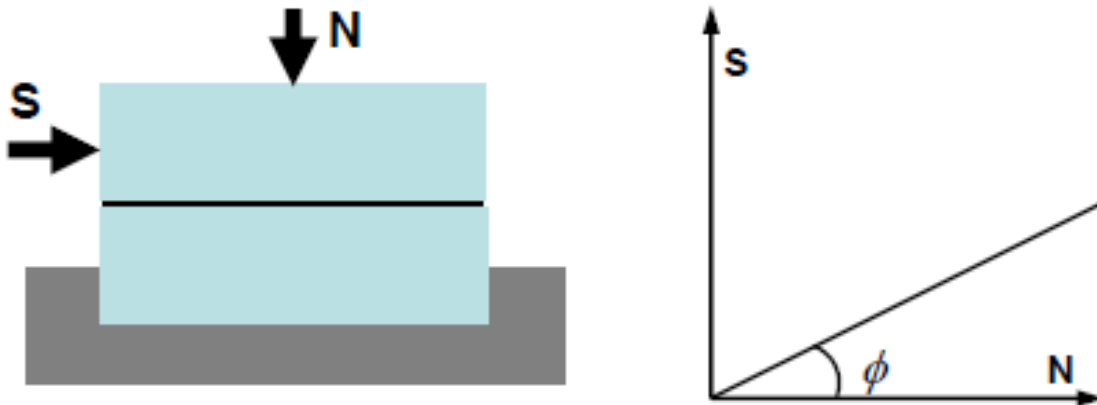
4.2 Sima felület nyírási szilárdsága

Tapadás nélküli felületek közötti súrlódás

Két sima felület közötti nyírási szilárdság (τ) vizsgálata során tapasztalhatjuk, hogy a nyomófeszültség (σ_n) növelésével a nyírási feszültség lineárisan növekszik, azaz (**4-2. ábra**):

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \phi \quad (4.1.)$$

ahol ϕ a súrlódási szög.



4-2. ábra: Sima felület nyírási szilárdsága

A viszonylagosan sík, polírozatlan, természetes állapotban lévő kőzetekkel végzett vizsgálatok eredményeként, Jaeger & Cook (1969) kutatási munkája alapján meghatározott súrlódási szögeket, a **4-1. táblázatban** foglaltuk össze. A **4-2. táblázat** néhány fontosabb anyag és ásvány súrlódási szögét tartalmazza.

4-1. táblázat. Természetes kőzetfelszínek súrlódási szöge
(Jaeger & Cook, 1969 és Barton & Choubey, 1977 alapján)

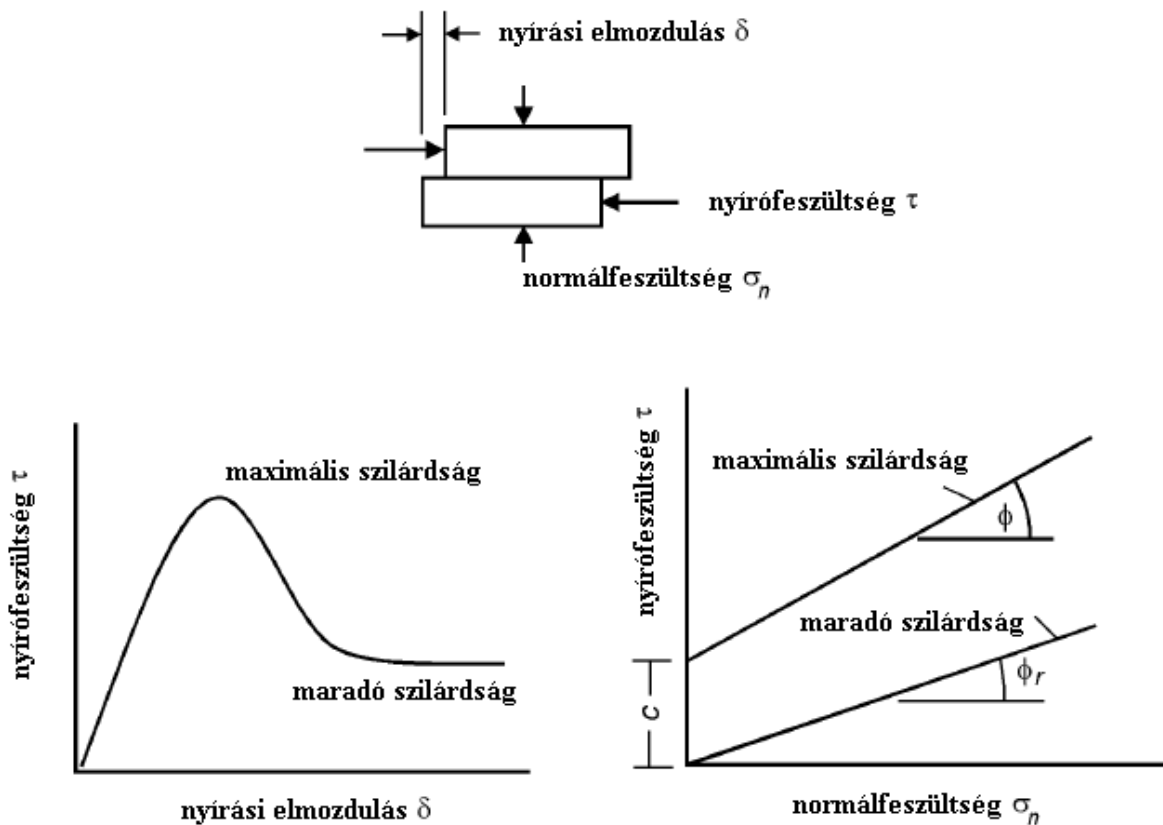
Kőzet neve	Súrlódási szög – száraz ϕ_b (fok)	Súrlódási szög – nedves ϕ_b (fok)
Bazalt	35-38	31-36
Dolerit	36-54	32
Dolomit	23	
Gránit	31-37	29-33
Gabbró	10-38	
Gneisz	26-35	23-26
Homokkő	29-39	25-34
Iszapkő	31-33	27-31
Kvarcit	27-38	
Márvány	36-43	
Mészkö	31-37	27-35
Trachit	36-39	

4-2. táblázat. Különböző anyagok és ásványok felületének súrlódási szöge (Jaeger & Cook, 1969)

Anyagnév	Súrlódási szög – ϕ_b (fok)
Kőso	40,1
Galenit	34,4
Terméskén	28,6
Korund	22,9
Jég	28,6
Üveg	40,1
Gyémánt	5,7-17,2
Kvarc	6,3-10,9
Földpát	6,3
Kalcit	8,0
Muszkovit	24,6
Biotit	17,8
Szerpentin	35,5
Talk	20,6

Tapadásos felületek közötti kapcsolat

Két sima felületű próbatest nyírási vizsgálatakor, amikor a felületek között kapcsolat (adhézió) van, a nyírási szilárdság meghatározásánál a normál erőt állandó értéken tartva a nyíróerő fokozatosan növekszik, elér egy csúcserőtet, majd a kísérletet folytatva egy maradó (reziduális) feszültséggel lehet e köztük fellépő feszültséget jellemezni (lásd 4-3. ábrát).



4-3. ábra. Nyírási folyamán fellépő feszültség-elmozdulás tapadó felületek esetén

Különböző nagyságú normál feszültségekkel a kísérletet megismételve a nyírófeszültség (τ) a normál-feszültség (σ_n) között lineáris kapcsolatot lehet meghatározni, ahol az egyenesek meredeksége az anyag belső súrlódási szöge, azaz Mohr-Coulomb egyenlet alapján:

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg} \phi \quad (4.2.)$$

ahol c a kohézió, ϕ a belső súrlódási szög.

A maradó (reziduális) nyírási feszültsége az alábbi összefüggés írható fel:

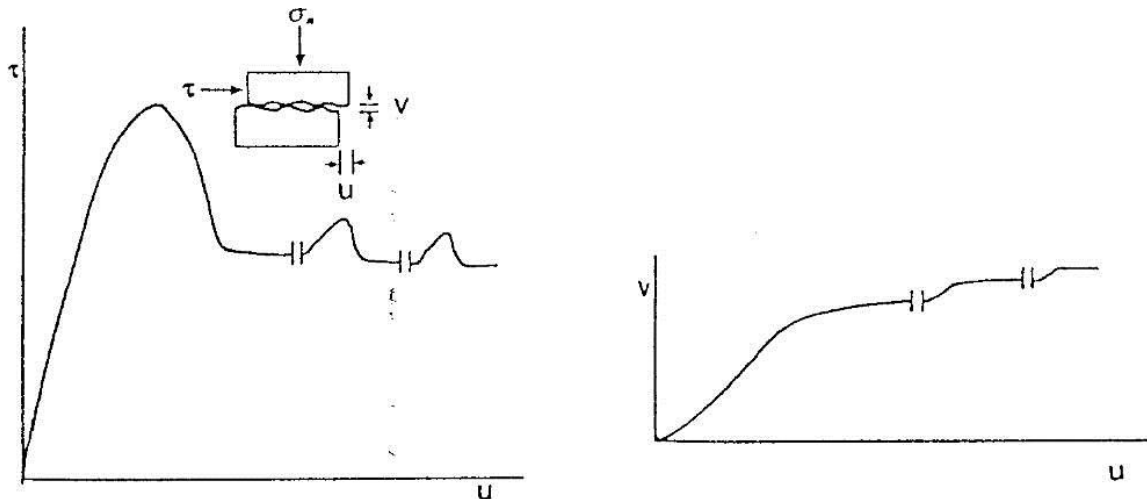
$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \phi_r \quad (4.3.)$$

ahol ϕ_r a maradó súrlódási szög.

4.3 Érdes felület nyírási szilárdsága

A természetben előforduló kőzettömbök közötti tagolófelületek a legkritikább esetben simák – annak nyírasi viselkedését jelentősen befolyásolja a felület érdessége, keménysége, esetleges mállottsága. Általánosságban elmondható, hogy a felület érdessége növeli a nyírószilárdságot, és ez a szilárdság elsődlegesen fontos tényező a kőzettömbök stabilitásának számításánál. A **4-4. ábra** egy laborvizsgálattal végzett nyírasi vizsgálat eredményét mutatja be, ahol állandó nyomóerő esetén mérték a nyírasi feszültséget, illetve a kétirányú elmozdulást. A tagoltság menti nyírószilárdság laboratóriumi vizsgálatára és az eredmények értékelésére mutat példát Buocz et al. (2010, 2012, 2014).

Alábbiakban a kőzettömbök közötti tagoló felületek érdességének ismeretében meghatározható nyírasi szilárdság számítására szolgáló modellek közül azokat mutatjuk be, melyek segítségével lehetőség van a kőzettömbök stabilitásának kimutatására.



4-4. ábra. Állandó nyomófeszültség esetén a nyírófeszültség-elmozdulás ábra, valamint az ehhez tartozó elmozdulás-megnyílás görbe

4.3.1 Patton modell

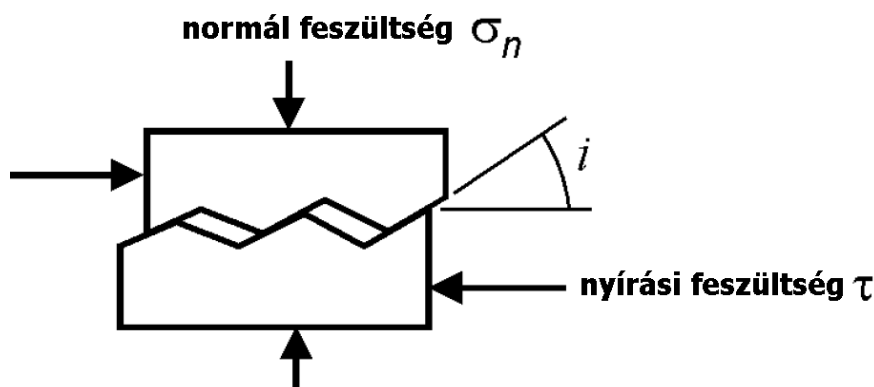
Elsőként Patton (1966) mutatta meg fogazott próbatesteken végzett vizsgálatával – melynek elvi vázlatát a **4-5. ábrán** mutatjuk be, – hogy egy bizonyos normál feszültségig a fogak szöge (i) és a közet súrlódási szöge (ϕ_b) ismertében a normál-feszültség (σ_n) és a nyírófeszültség (τ) között az alábbi összefüggés áll fenn:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} (\phi_b + i) \quad (4.4.)$$

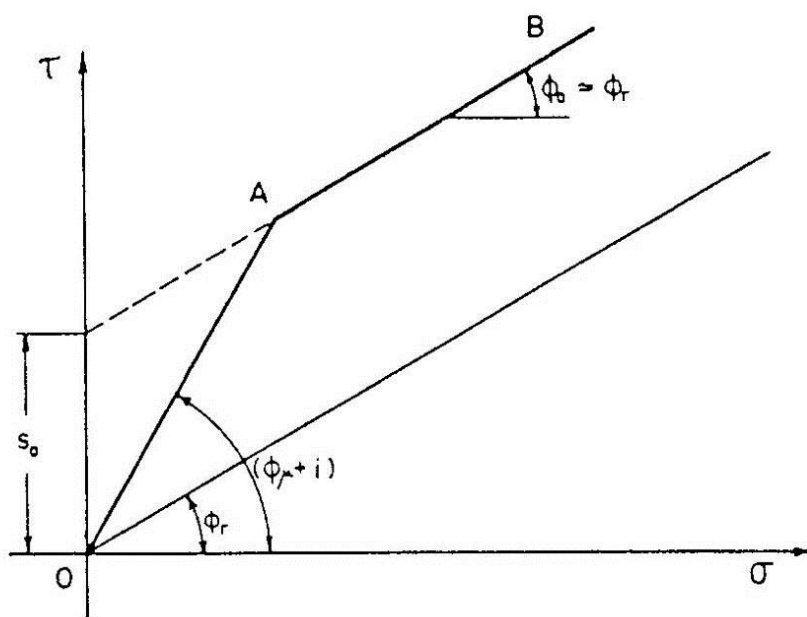
A (4.4.) egyenlet csak alacsony nyomófeszültség mellett igaz, azaz abban az esetben, ha a nyírási elmozdulás a kapcsolódó felületek egymáson való elcsúszásával jön létre, amint azt a **4-6. ábrán** mutatja. Egy bizonyos (közet anyagára jellemző) nyomófeszültség után, melyet nyírási átmeneti feszültségnek hívunk (jele σ_T) a közet fogai eltörnek, azaz már annak szilárdsága a domináns. Ilyen esetben az (4.5.) egyenlettel kell számolni, azaz:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \phi \quad (4.5.)$$

A Patton féle bilineáris modell az alapja minden nyírási szilárdságot modellező elméletnek.



4-5. ábra. Patton-féle fogazott próbatest vázlatja



4-6. ábra. Patton-féle bilineáris modell (Patton, 1966)

4.3.2 Ladanyi és Archambault modell

Ladanyi & Archambault (1970) energetikai úton próbálták meg kiterjeszteni Patton (1966) modelljét. Felhasználva Rowe (1962) ill. Rowe et al. (1964) ilyen irányú munkáit, a nyíróerőt (S) négy komponensre osztották fel, melyek közül az első három a csúszástól függő, míg egy a fogak eltörését idézi elő (ez utóbbival most nem foglalkozunk). Ez alapján a csúszási nyírási erő N nyomóerőt feltételezve:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (4.6.)$$

ahol:

- S_1 : ez a komponens a belső munkából adódik, mely a normál erő ellen dolgozik. A fog deformációja a törés állapotában ($\dot{\nu}$) ennek értéke: $N\dot{\nu}$.
- S_2 : ez a komponens a külső munka, mely a dilatáció következtében létrejövő törés következtében lép fel, azaz értéke függ a kőzet súrlódási szögétől: $S\dot{\nu} \operatorname{tg} \phi_b$.
- S_3 : ez a komponens a külső törési munka: $N \operatorname{tg} \phi_b$. Ennél azzal a feltételezéssel élünk, hogy a test térfogata nem változik.

Az erőket a felülettel osztva megkapjuk a Patton egyenlet kiterjesztését is, azaz az összefüggés a nyomófeszültség és a nyírófeszültség között a következő:

$$\tau = \sigma \frac{(\dot{\nu} + \operatorname{tg} \phi_b)}{1 - \dot{\nu} \operatorname{tg} \phi_b} \quad (4.7.)$$

vagy:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}(\phi_b + \nu) \text{ ahol } \nu = \operatorname{tg}^{-1}(\dot{\nu}) \quad (4.8.)$$

azaz a fog deformációja a $\operatorname{tg}(\phi_b + \nu)$ képlettel számolható (a jelöléseket lásd fennebb).

4.3.3 Jaeger modell

Jaeger (1971) modellének felállításakor abból indult ki, hogy a mért nyírási feszültség részben súrlódásból, részben törésből adódik, és a kettő között fokozatos átmenet áll fenn. Mérési eredményeit feldolgozva exponenciális összefüggést talált:

$$\tau = c \left[1 - e^{-b\sigma_n/q_u} \right] + \sigma_n \tan \phi_b \quad (4.9.)$$

ahol a már definiált állandók mellett q_u a kőzet egyirányú nyomószilárdsága.

4.3.4 Barton modell

Barton & Choubey (1977) elméletük megalkotásakor Patton egyenletéből indultak ki, és célul tűzték ki, hogy a terepi megfigyelés, mérés ismeretével is alkalmazható legyen. A (4.4.) egyenletet az alábbi formába írták át:

$$\tau_f = \sigma_n' \operatorname{tg} \left[\operatorname{JRC} \log \left(\frac{\operatorname{JCS}}{\sigma_n'} \right) + \phi_r \right] \quad (4.10.)$$

ahol JRC (Joint Roughness Coefficient) a tagoltság érdességének a mérőszáma, JCS (Joint Compressive Strength) a tagoltság anyagának a nyomószilárdsága.

A (4.10.) egyenlet a Patton féle modell továbbfejlesztett változata. A (4.4.) egyenlet alapján az érdesség átváltható egy helyettesítő fogazat-szögre is, az adott normálfeszültség (σ_n) mellett:

$$i = \operatorname{JRC} \log_{10}(\operatorname{JCS}/\sigma_n) \quad (4.11.)$$

A (4.11.) egyenlet nem alkalmazható abban az esetben, ha nincs normál-feszültség (azaz $\sigma_n' = 0$), míg a felső határa $\sigma_n' = \operatorname{JCS}$ -nál van.

A (4.11.) egyenletet a maradó (reziduális) nyírófeszültségre is ellenőrizék, és az alábbi összefüggés alkalmazását javasolják:

$$\tau_r = \sigma_n' \operatorname{tg}(\phi_r + \operatorname{JRC} \log_{10}(\operatorname{JCS}/\sigma_n')) \quad (4.12.)$$

ahol ϕ_r a maradó (reziduális) súrlódási szög.

Barton & Choubey (1977) empirikus összefüggést határozott meg az ép, száraz kőzet és a vizes, mállott kőzet súrlódási szöge között:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 (r/R) \quad (4.13.)$$

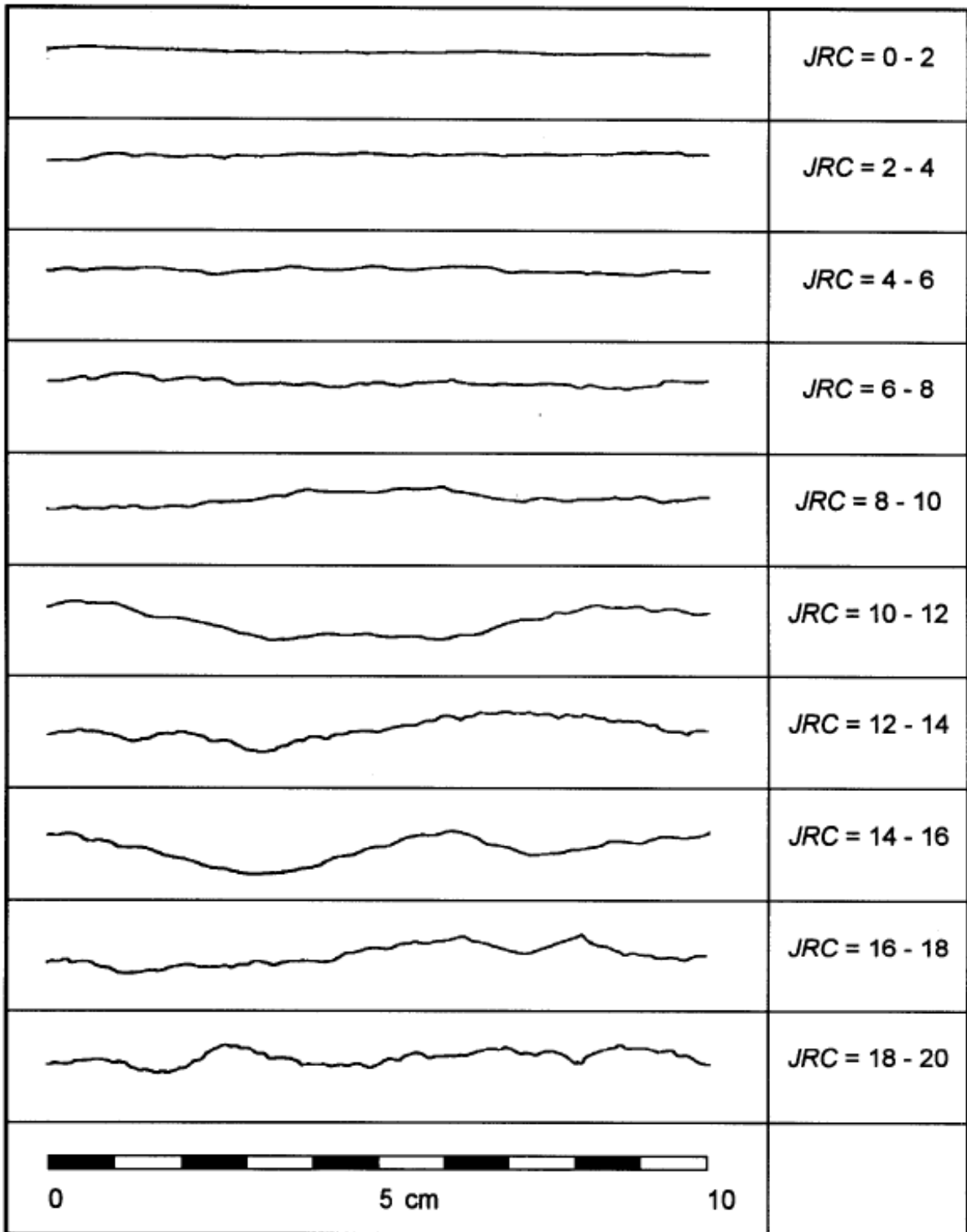
ahol r a vizes kőzeten, míg R az ép, száraz kőzeten mért Schmidt-kalapácsos visszapattanási érték, ϕ_b pedig a száraz, sík (de nem polírozott) felületen mért alap súrlódási szög.

JCR és JCS terepi meghatározása




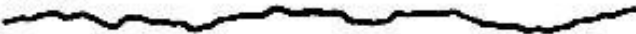





A JRC értéke 0 (teljesen sima) és 20 (érdes felület) között változhat. Barton & Choubey (1977) ajánlást fogalmazott meg ennek az értéknek a felvételére, melyeket a **4-7.** és az **4-8. ábrákon** közlünk. Az értéket szemrevételezéssel kell meghatározni. Próbatetek esetén természetesen közel azonos méretűek a próbatetek, mint az ábrán megadottak – természetesen a nagyobb dimenziójú (méteres vagy 10 méteres) mérések esetén arányosan át kell számítani. Buocz et al. (2011) a felületi érdesség mérésére használatos laboratóriumi módszereket veti össze.

A **4-9. ábra** a vizsgált tagoltsági hosszon a JRC értékének meghatározásának lehetőségét mutatja be az érdesség amplitúdójának ismeretében Barton & Bandis (1982) ajánlása alapján.

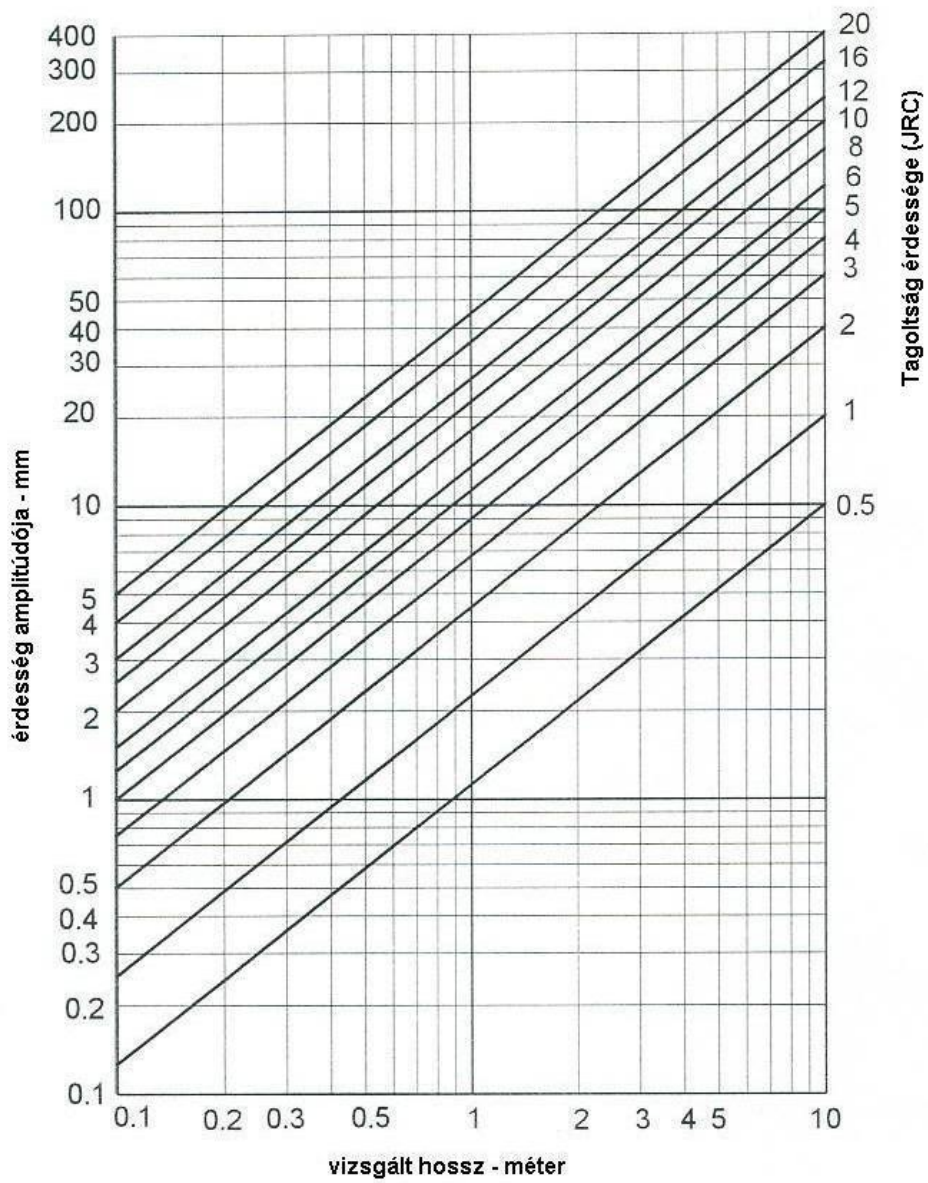
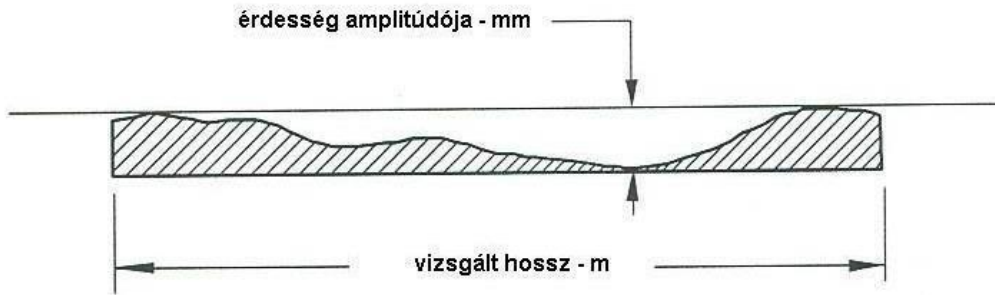
A **4-10. ábrán** a Barton-fésű alkalmazásával végzett vizsgálatot mutatunk be.



4-7. ábra. A tagolófelület érdessége (oldalnézet) és a JRC értéke közötti kapcsolat (Barton & Choubey, 1977)

A tagolófelület formája		JRC₂₀	JRC₁₀₀
lépcsős			
I	durva 	20	11
II	síma 	14	9
III	egyenletes 	11	8
hullámos			
IV	durva 	14	9
V	síma 	11	8
VI	egyenletes 	7	6
sík			
VII	durva 	2.5	2.3
VIII	síma 	1.5	0.9
IX	egyenletes 	0.5	0.4

4-8. ábra. A tagoló felület formája alapján meghatározott JRC érték 20 és 100 cm oldalhosszúságra



4-9. ábra. Vizsgált tagoltsági hosszban a JRC értékének meghatározása az éresség amplitúdójának ismeretében (Barton & Bandis, 1982)

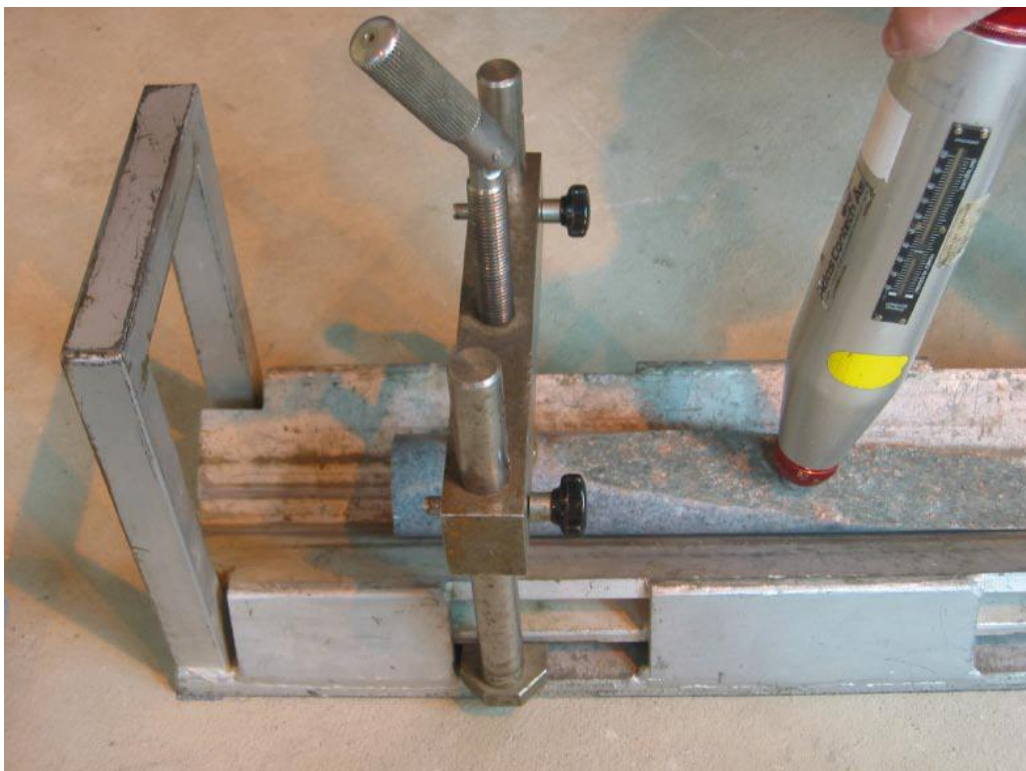


4-10. ábra. JRC mérése tagolófelületen Barton fésű alkalmazásával

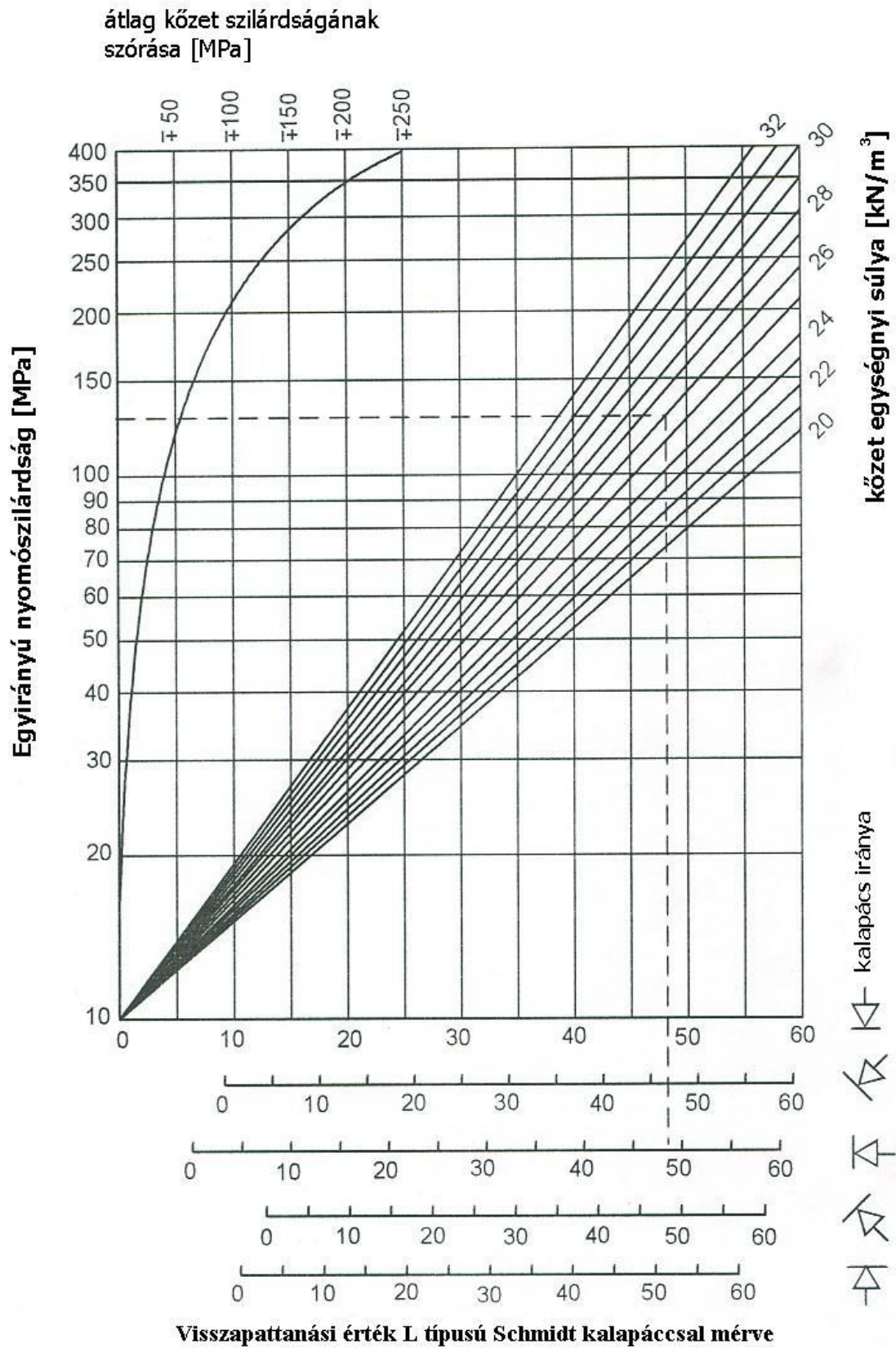
A JCS értékét (mely a tagoló felületen mért egyirányú nyomószilárdságot mutatja) Schmidt kalapáccsal kell megmérni. A **4-11. ábra** ezen vizsgálat gyakorlati végrehajtását mutatja be. Az L típusú Schmidt kalapáccsal való szilárdsági értékének kiszámítására a **4-12. ábrán** bemutatott diagram segítségével lehetséges mutatjuk (Barton & Choubney, 1977). Ezen diagram helyett az alábbi képlet is használható:

$$\log JCS \approx 0,88 \gamma R_{n(L)} + 1,01 \quad (4.14.)$$

ahol γ a közet sűrűsége, $R_{n(L)}$ pedig a mért visszapattanási érték.



4-11. ábra. Tagolófelületen a JCS meghatározása Schmidt kalapáccsal



4-12. ábra. Az L-típusú Schmidt kalapács visszapattanási érték és a tagoló felület nyomószilárdsága közötti kapcsolat (Barton & Bandis, 1982)

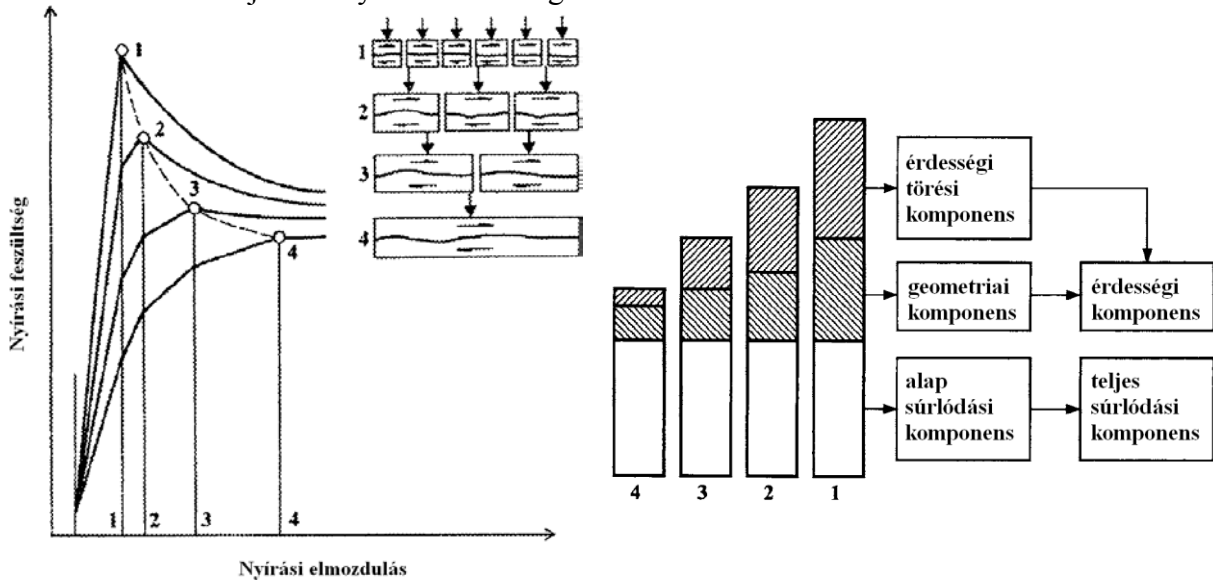
mérethatás JRC és JCS értékeire

A (4.10) egyenletben három különböző komponensre osztják a tagoltság nyírési szilárdságát:

- Reziduális nyírési szög (ϕ_r) vagy alap súrlódási szög (ϕ_b)
- Geometriai tényező (JRC)
- Érdességi törési komponens, melyet a JCS/σ_n tényező határoz meg.

Számos kutatás és mérés igazolta, hogy mind a JRC tényező (geometriai komponens), mind a JCS tényező (érdességi törési komponens) hatása jelentős mértékben csökken a méret növekedésével.

A **4-13. ábra** Barton & Bandis (1990) eredményeit foglalja össze, azaz a tagolófelület mérethatását mutatja be a nyírési szilárdságra.



4-13 ábra: A mérethatás a nyírési szilárdságra (Barton & Bandis 1990)

Mivel a laboratóriumi körülmények közötti nyírési vizsgálat nagyságrendekkel kisebb próbatesten történik, mint ami a valóságban van, továbbá a terepi megfigyelés esetén sincs lehetőség a teljes tagolófelület vizsgálatára, ezért Barton & Bandis (1982) a következő átszámolást ajánlja:

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,02JRC_0} \quad (4.15.)$$

ahol JRC_0 és L_0 (hossz) a laboratóriumi körülmények között meghatározott értékek, JRC_n és L_n pedig a vizsgált blokk mérete.

A mért szilárdsági érték átszámítását is el kell végezni, mivel a nagyobb felületen a gyengébb zónák jelenléte jóval nagyobb, és ebből adódóan a tagoltság falának nyomószilárdsága (JCS) csökken a nagyobb méret esetén. Barton & Bandis (1982) az alábbi átszámolást javasolják:

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,03JCS_0} \quad (4.16.)$$

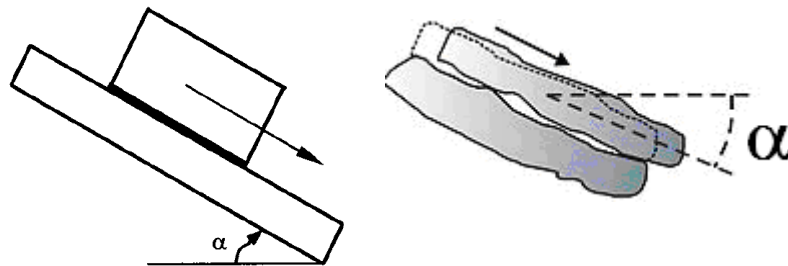
ahol JCS_0 és L_0 (hossz) a laboratóriumi körülmények között meghatározott értékek, JCS_n és L_n pedig a vizsgált blokk mérete.

Fontos megjegyezni, hogy a nyírószilárdsági értéket jelentős mértékben csökkenti a tagoltságot kitöltő puha anyag (esetek többségében agyagok). Ebben az esetben talajmechanikai vizsgálatokat kell végezni a tagoltságban talált anyaggal, és annak talajfizikai állandói lesznek a mértékadóak, függetlenül a körülöttük lévő közetkörnyezet milyenségétől.

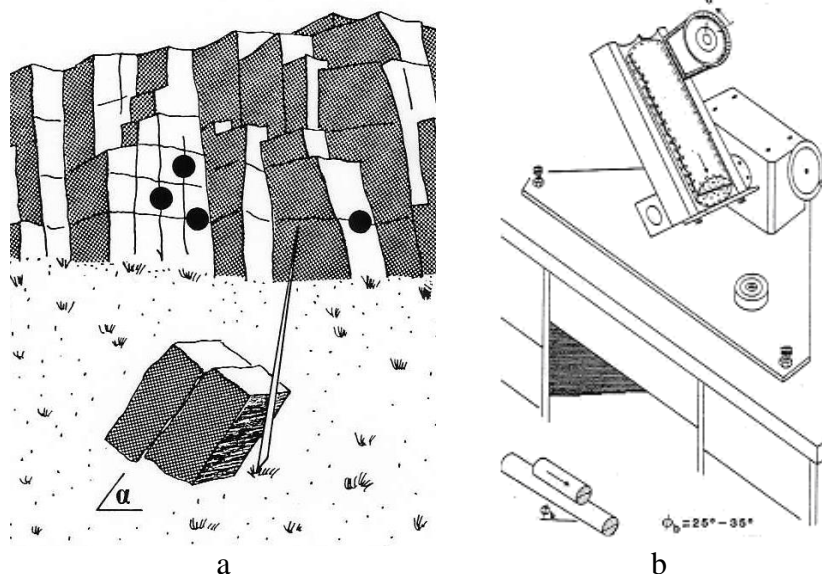
Abban az esetben, ha a közettestben nyomás alatti víz van, a normál-feszültséget a számításnál csökkenteni kell. Egyensúlyi állapot esetén, azaz amikor a víznyomás az idővel nem csökken, a csökkentett normál-feszültség értéke: $\sigma_n' = \sigma_n - u$, ahol u a víznyomás, σ_n' pedig az effektív normál-feszültség. Víznyomás alatti tagolófelületek esetén a fenti elméleteknél ezt az értéket kell alkalmazni.

JRC terepi meghatározása

Barton & Bandis (1990) a JRC tényező megalkotásakor fontosnak tartották a terepi vizsgálatoknál annak minél pontosabb meghatározásának lehetőségét. Ezért javaslatot tettek a döntéses vizsgálat készítésére is, melynek elvét a **4-14. ábrán** mutatjuk be. A vizsgálat lényege, hogy a tagolt közetfelületet egy mozgatható lejtő segítségével addig a pontig emelünk, amíg annak mozgása el nem kezdődik – ezt nevezzük döntéses vagy csúszásos szögnek (α).



4-14. ábra. Döntéses (csúszásos) vizsgálat elve (Barton & Bandis, 1990)



4-15. ábra. Döntéses (csúszásos) vizsgálat (a) terepi megfigyelés esetén (b) laborvizsgálati lehetősége (Barton 2008)



4-16. ábra. Döntéses (csúszásos) vizsgálat műszere valamint mérés fűrőmagokon

A felületi érdesség (JRC) a csúszási szög (α) ismeretében is meghatározható:

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{\log\left(\frac{JCS}{\sigma_n'}\right)} \quad (4.17.)$$

Ahol σ_n' a tagoltságra ható normálfeszültség, míg ϕ_r a tagolófelület reziduális (maradó) súrlódási szöge, mely az alábbi összefüggéssel határozható meg:

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \frac{R_{n(L),tagoltság}}{R_{n(L),kő}} \quad (4.18.)$$

Ahol ϕ_b a kőzetanyag alap-súrlódási szöge (fok), $R_{n(L),tagoltság}$ és $R_{n(L),kőzet}$ az L-típusú Schmidt kalapáccsal mért visszapattanási érték a tagoltságon, illetve a tisztított kőzetfelületen. Abban az esetben, ha a tagoltsági felület üde állapotú, természetesen $\phi_r = \phi_b$ -vel. Az alap súrlódási szög (ϕ_b) nyírási laborvizsgálattal határozható meg, értéke jelentős mértékben függ a kőzettípustól és a víztartalomtól.

Az alap súrlódási szög (ϕ_b) meghatározható fűrőmag felhasználásával is, a tagoltság mentén mért döntéses vizsgálat, ahogy azt a **4-15. ábra** mutatja. Az alkalmazott berendezést a **4-16. ábrán** ismertetjük. Megjegyezzük, a mérés elvégezhető úgy is, hogy 2 fűrőmagot egymás mellé helyezünk, azokat stabilizáljuk, majd a harmadikat ezekre rájuk: megemelve a két fűrőmagot a harmadik megcsúszását figyeljük meg, és a kapott szöget dokumentáljuk. Ezen dőlési szög (α) ismeretében az alap súrlódási szög (ϕ_b) meghatározása az alábbi módon történik:

$$\phi_b = \arctg(1,155 \operatorname{tg} \alpha) \quad (4.19.)$$

4.3.5 Seidl és Haberfeld modell

Seidl & Haberfeld (1995) Ladanyi & Archambault (1970) modellét fejlesztették tovább nem-rugalmas testekre. A fogak deformációját elemezték, és a Ladanyi-Archambault egyenletet pontosították. Vizsgálataikat állandó rugóállandójú nyírással végezték el, melyet összevetettek az elméleti eredményekkel. Egyenletük a nyomó- és nyírófeszültség közötti összefüggésre a következő alakú:

$$\tau = \sigma \frac{\operatorname{tg} i + \operatorname{tg} \phi_b}{1 - \nu \operatorname{tg} \phi_b} \quad (4.20.)$$

Azaz a fog deformációja a következő képlettel számolható:

$$\phi = \frac{\operatorname{tg} i + \operatorname{tg} \phi_b}{1 - \nu \operatorname{tg} \phi_b} \quad (4.21.)$$

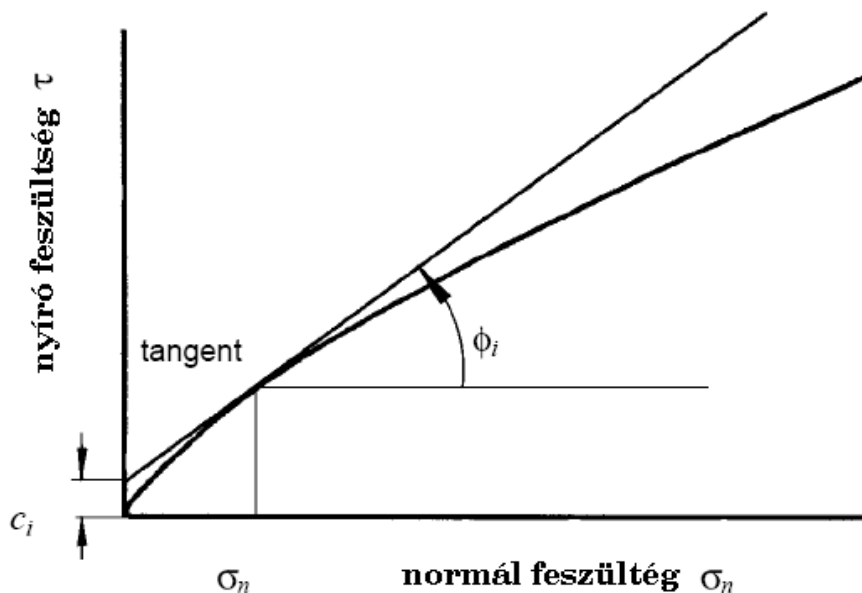
ahol:

- τ : a maximális nyírófeszültség;
- σ : nyomófeszültség;
- ϕ_b : a közet súrlódási szöge;
- i : a fogak meredeksége.

A modellt Vásárhelyi (1998) mérésekkel ellenőrizte, és az általa kapott eredmények alapján megállapította, hogy a Ladanyi & Archambault (1970), hogy a modellje jobban használható.

4.3.6 Pillanatnyi kohézió és súrlódási szög meghatározása

A tagolófelület közötti nyírási szilárdságát a legtöbb esetben nem lineáris, amint azt a legtöbb elmélet feltételezi, hanem nemlineáris egyenlettel írható a legpontosabban fel. Ugyanakkor a stabilitás számításakor fontos a belső súrlódási szög (ϕ) és a kohézió (c) ismeretére az adott nyomófeszültségnél, melyet az adott görbe érintőjeként határozhatunk meg (lásd **4-17. ábrát**).



4-17. ábra: Pillanatnyi kohézió és pillanatnyi súrlódási szög meghatározása

A pillanatnyi súrlódási szög (ϕ) és a kohézió (c) a nyomófeszültség ismeretében (σ_n) az alábbi összefüggésben van:

$$\phi_i = \operatorname{arctg} \left(\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n} \right) \quad (4.22.)$$

ahol Barton egyenletét (4.10.) figyelembe véve:

$$\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n} = \tan \left(JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_b \right) - \frac{\pi JRC}{180 \ln 10} \left[\tan^2 \left(JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_b \right) + 1 \right] \quad (4.23.)$$

A pillanatnyi kohézió (c_i) a súrlódási szög ismeretében határozható meg:

$$c_i = \tau - \sigma_n \operatorname{tg}(\phi_i) \quad (4.24.)$$

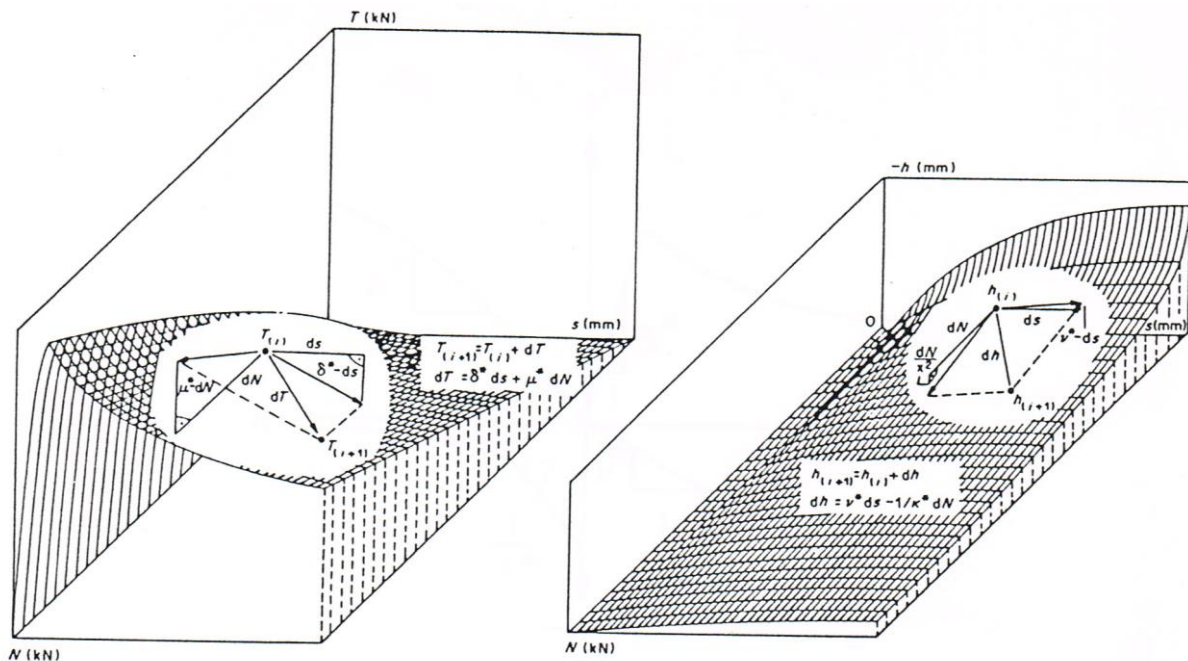
A legtöbb stabilitási problémánál a számításokat különböző nyomófeszültségekkel kell kiszámolni.

4.4 Konstitutív egyenlet nyírási szilárdsághoz

Tagolt kőzettestek nyírási vizsgálatához a konstitutív egyenleteket Lechnitz (1985) vizsgálatai alapján ismertetjük. Feltételezései szerint a nyírási elmozdulás (s) és a normálerő (N) ismeretében lehet a nyíróerőt (T), illetve a dilatációt (h) meghatározni (lásd a **4-18 ábrát**), azaz:

$$T = \hat{T}(s, N) \quad (4.25)$$

$$h = \hat{h}(s, N) \quad (4.26)$$



4-18. ábra. Nyírási erők és elmozdulások geometriai ábrázolása a konstitutív egyenlethez (Lechnitz, 1985)

Ennek ismeretében ezen egyenletek differenciál-alakja az alábbi:

$$dT = \frac{\partial \hat{T}}{\partial s} ds + \frac{\partial \hat{T}}{\partial N} dN \quad (4.27)$$

$$dh = \frac{\partial \hat{h}}{\partial s} ds + \frac{\partial \hat{h}}{\partial N} dN \quad (4.28)$$

A **4-19 ábra** alapján egyértelmű, hogy a különböző tényezők között az alábbi összefüggés adható meg:

- δ^* állandó normálerő mellett mutatja a nyíróerő (N) és a nyírási elmozdulás (s) közötti kapcsolatot, azaz:

$$\delta^* = \frac{\partial \hat{T}}{\partial s} \quad (4.29)$$

- μ^* állandó nyírási elmozdulás esetén adja meg a nyíróerő (T) változását a normálerő (N) függvényében, tehát:

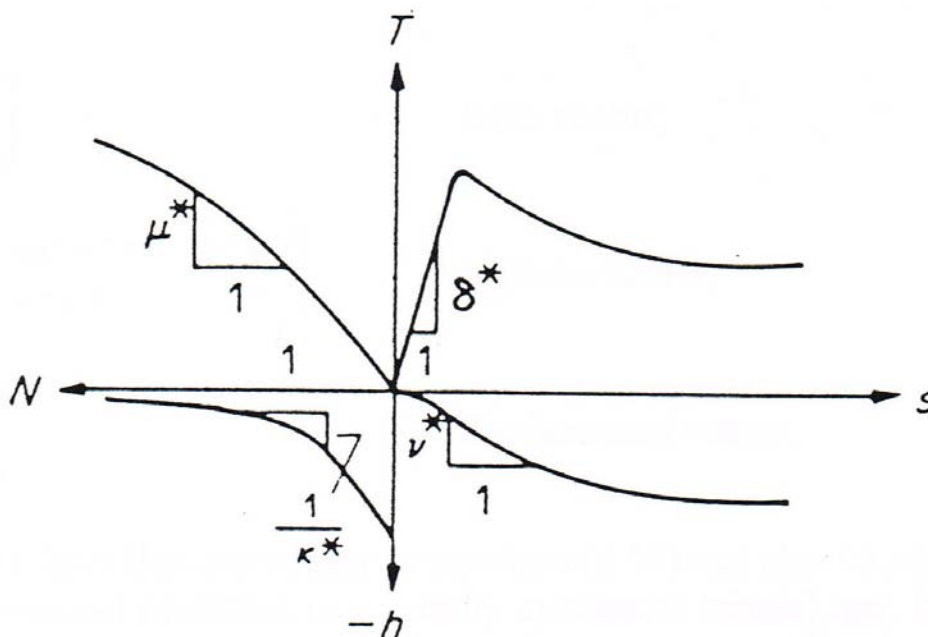
$$\mu^* = \frac{\partial \hat{T}}{\partial N} \quad (4.30)$$

- δ^* megfeleltethető a tagolt közet nyírási merevségének $-1/\kappa^*$ a normál-merevsége a közet tagoltságának:

$$-\nu^* = \frac{\partial \hat{h}}{\partial s} \quad (4.31)$$

- ν^* adja a dilatációs szöget és μ^* mutatja a súrlódási szög változását:

$$\frac{1}{\kappa^*} = \frac{\partial \hat{h}}{\partial N} \quad (4.32)$$



4-19. ábra. A konstitutív egyenletnél felvehető anyagállandók értelmezése (Leichnetz, 1985)

A (4.27) és (4.28) egyenletek ennek ismeretében átírhatóak az alábbi formára:

$$dT = \delta^* ds + \mu^* dN \quad (4.33)$$

$$-dh = \nu^* ds - 1/\kappa^* dN \quad (4.34)$$

Azaz mátrixos alakban:

$$\begin{bmatrix} dT \\ dN \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta^* + \mu^* \nu^* \kappa^* & \mu^* \kappa^* \\ \nu^* \kappa^* & \kappa^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} ds \\ dh \end{bmatrix} \quad (4.35)$$

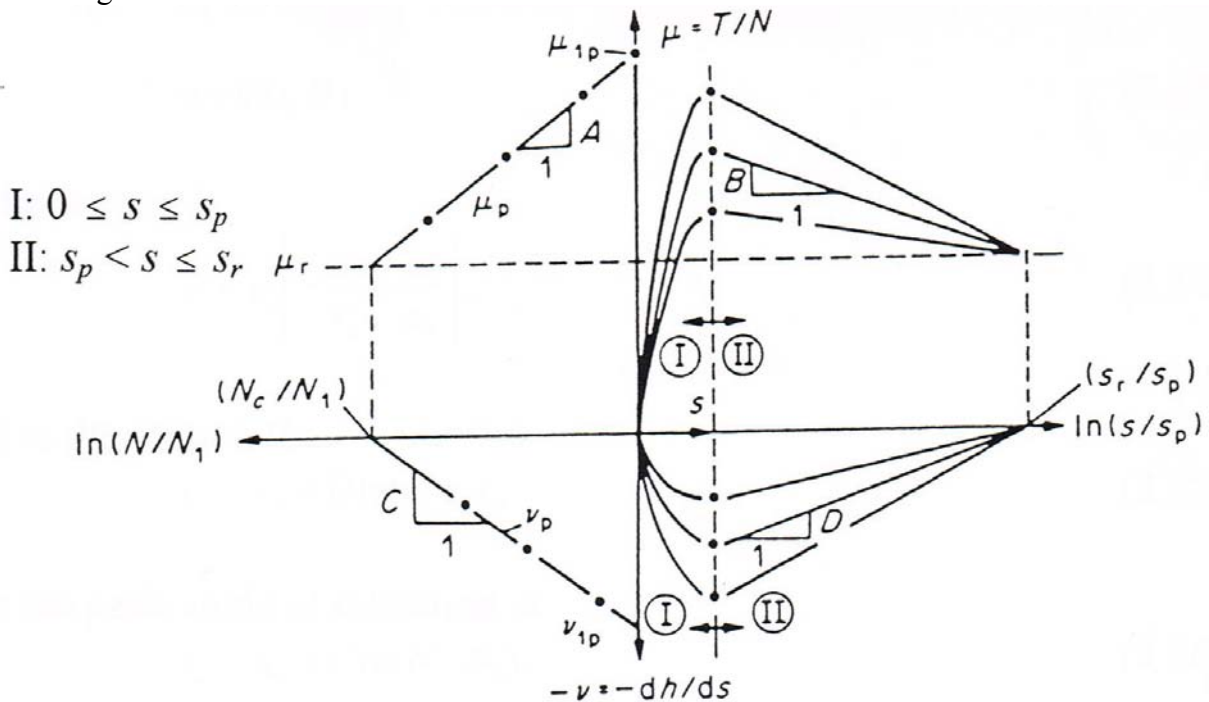
ahol:

$$\begin{bmatrix} dT \\ dN \end{bmatrix} : \text{erő vektor}$$

$$\begin{bmatrix} \delta^* + \mu^* \nu^* \kappa^* & \mu^* \kappa^* \\ \nu^* \kappa^* & \kappa^* \end{bmatrix} : \text{merevségi mátrix}$$

$$\begin{bmatrix} ds \\ dh \end{bmatrix} : \text{elmozdulás vektor}$$

Ezen konstitutív egyenletben a merevségi mátrix anyag-állandókat tartalmaz, ami miatt a erő és az elmozdulások közötti kapcsolat lineáris lesz. A valóságban, ahogy számos kísérlet is bizonyította, az erő-elmozdulás közötti kapcsolat csak adott szakaszokon belül tekinthető lineárisa, de a teljes folyamat, mechanikai viselkedés nem lineáris. Ezen probléma megoldását mutatja a **4-20. ábra**, ahol a súrlódási szög és a dilatációs szög változhat. Leichnetz (1985) bebizonyította, hogy a teljes folyamat zárt formában nem megadható, így a feladatot két részre bontotta: maximális nyírófeszültség előtti és utáni állapotokra, a reziduális (maradó) érték eléréséig.



4-20. ábra. A súrlódási szög, a dilatációs szög, a nyírési elmozdulás és a normálerő értelmezése maximális nyíróerő előtt (I) és után (II) (Leichnetz, 1985)

A súrlódási tényező (μ^*) ez alapján a nyírási elmozdulás és a normálerő függvényeként adható meg:

$$\mu = \hat{\mu}(s, N) \quad (4.36)$$

A maximális nyírófeszültség előtti állapotban (I-es szakasz):

$$\mu_I = \mu_p \left[-\frac{s^2}{s_p^2} + \frac{2s}{s_p} \right] \quad (4.37a)$$

A maximális feszültség utáni, II-es szakaszban:

$$\mu_{II} = \mu_p + B \ln(s/s_p) \quad (4.37b)$$

A maximális súrlódási tényező $N = N_1$ esetben:

$$\mu_p = \mu_{Ip} + A \ln(N/N_1) \quad (4.37c)$$

Ezen állandók (Isd. **4-20. ábra**):

- $A = -\left(\frac{\mu_{Ip} - \mu_r}{\ln(N_c / N_1)} \right)$
- $B = -\left(\frac{\mu_p - \mu_r}{\ln(s_r / s_p)} \right)$
- μ_p a maximális súrlódási tényező;
- μ_r a reziduális (maradó);
- s_p a maximális elmozdulás;
- s_r a reziduális (maradó) elmozdulás;
- N_1 állandó erő
- N_c kritikus erő

A dilatációs szög (ν) a nyírási elmozdulás és a normál erő függvényeként értelmezhető:

$$\nu = \hat{\nu}(s, N) \quad (4.38)$$

Azaz az I-es szakaszon:

$$\nu_I = \nu_p \left[-\frac{s^2}{s_p^2} + \frac{2s}{s_p} \right] \quad (4.39a)$$

A II. szakaszon:

$$\nu_{II} = \nu_{Ip} + D \ln(s/s_p) \quad (4.39b)$$

Valamint a maximális értéknél a dilatációs szög:

$$\nu_p = \nu_{Ip} + C \ln(N/N_1) \quad (4.39c)$$

Ahol a feni állandók:

- $C = \frac{-\nu_{Ip}}{\ln(N_c / N_1)}$
- $D = \frac{-\nu_{Ip}}{\ln(s_r / s_p)}$

Leichnetz (1985) elméleti úton levezetett eredményeinek helyességét kísérletekkel is bizonyították, ugyanakkor fontos figyelembe venni, hogy:

- mind a maximális, mind a reziduális (maradó) elmozdulások, valamint súrlódási tényezők függetlenek a terhelés értékétől
- a maximális súrlódási tényező és a dilatációs szög logaritmikusan függ a terhelés értékétől.

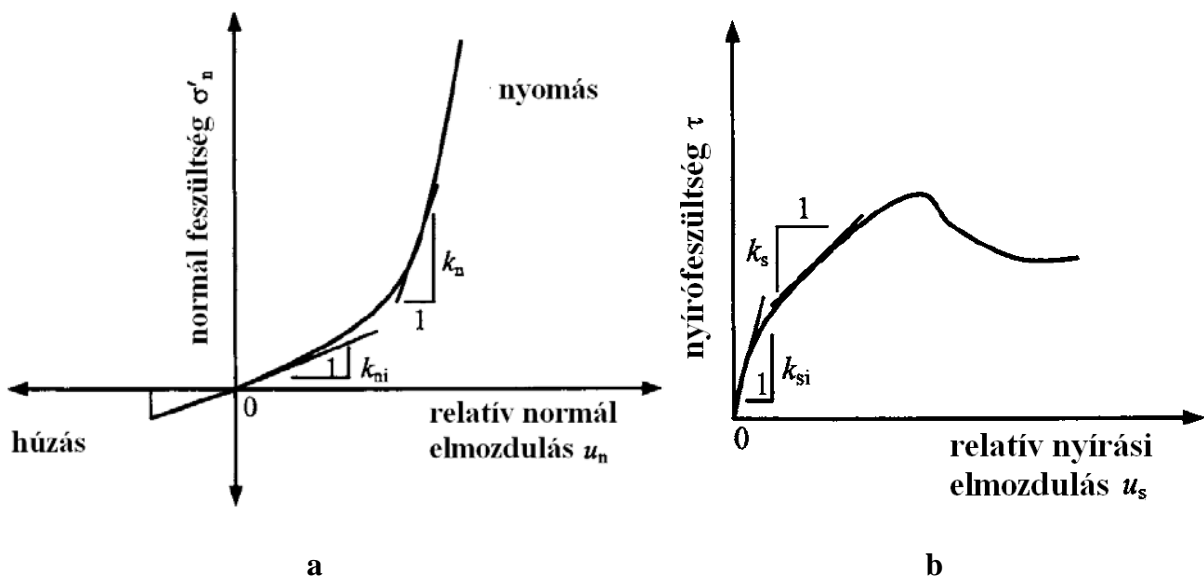
4.5 Tagoltsági merevségek

Tekintettel arra, hogy a tagolt közettest alakváltozási tulajdonságait elsősorban a tagoltságok határozzák meg, fontos annak elemzése, hogy a közet tagoltság milyen alakváltozási tulajdonságokkal rendelkezik. Az egyedi tagoltság alakváltozásának leírása az ún. normál merevséggel (k_n) és nyírási merevséggel (k_s) lehetséges. Ezen értékek ismeretében van lehetőség a nyomófeszültség (σ_n) és a nyírófeszültség (τ) figyelembe vételével a normál irányú (u_n) és nyírási irányú (u_s) elmozdulások meghatározására. Ezért ezt a két merevséget külön-külön mutatjuk be.

Normál merevség

A normál merevség a tagoltságra ható normál feszültség (σ_n'), valamint a normális irányú elmozdulás (u_n) görbe meredekségéből adódik (lásd **4-21. ábra**), azaz:

$$k_n = \frac{d\sigma_n'}{du_n} \quad (4.40.)$$



4-21. ábra. Jellegzetes feszültség-relatív alakváltozások kapcsolat (a) normál feszültség-relatív normál elmozdulás (b) nyírófeszültség-relatív nyírési elmozdulás

Megjegyezzük, hogy ha k_n értéke kicsi, ha σ_n' értéke is kicsi, és jelentős mértékben növekszik ahogy a tagoltság záródik. Ebből következően a tagoltság záródásának van egy határa (jele u_{nc}), ahol $\sigma_n' \rightarrow \infty$. A σ_n' és u_n között Goodman et al. (1968) szerint a következő hiperbolikus kapcsolat adható meg:

$$\sigma'_n = \frac{\alpha u_n}{u_{nc} - u_n} \quad (4.41.)$$

ahol α empirikus konstans, u_{nc} pedig a tagoltság záródási határa. A (4.40.) egyenletből adódóan a normál merevség értéke (4.41.) egyenlet alapján:

$$k_n = \frac{d\sigma'_n}{du_n} = \frac{\alpha u_{nc}}{(u_{nc} - u_n)^2} \quad (4.42.)$$

Ez alapján ha $u_n = 0$, a kezdeti normál merevséget (k_{ni}) lehet meghatározni:

$$k_{ni} = \frac{\alpha}{u_{nc}} \quad (4.43.)$$

(4.42.) és (4.43.) egyenleteket alapján:

$$k_n = k_{ni} \frac{u_{nc}^2}{(u_{nc} - u_n)^2} \quad (4.44.)$$

A (4.43.) egyenletből u_n -t kifejezve és az (5.44.)-be behelyettesítve kapjuk:

$$k_n = k_{ni} \left(1 + \frac{\sigma'_n}{k_{ni} u_{nc}} \right)^2 \quad (4.45.)$$

Fel kell hívni rá a figyelmet, hogy a (4.45.) egyenlet csupán normális irányú nyomófeszültség esetén alkalmazható. Gyakorlatban azt feltételezzük, hogy k_n értéke húzás esetén 0 (azaz a tagoltság nem képes húzás felvételére).

A (4.45.) képletből következik, hogy a normál merevség meghatározásához ismernünk kell a kezdeti normál merevséget (k_{ni}) és a tagoltság záródásának határát (u_{nc}). Bandis et al. (1983) szerint a kezdeti normál merevség az alábbi módon határozható meg a gyakorlatban:

$$k_{ni} \approx -7,15 + 1,75 JRC + 0,02 \frac{JCS}{e} \text{ [MPa/mm]} \quad (4.46.)$$

ahol JRC a tagoltság érdessége, JCS a tagolófelület szilárdsága MPa-ban és e a tagoltság megnyíltsága mm-ben. Ezen megnyíltság (*aperture*) mértékét Bandis et al. (1983) mérései alapján az alábbi egyenlettel lehet meghatározni:

$$e \approx JRC \left(\frac{0,04\sigma_c}{JCS} - 0,02 \right) \quad (4.47.)$$

ahol σ_c az ép kőzet egyirányú nyomószilárdsága. Fontos hangsúlyozni, hogy e itt a tagoltság (e) mechanikai megnyíltságot jelent, az ehhez megfeleltethető hidraulikai megnyíltság (e_h) értéke:

$$e \approx \sqrt{e_h JRC^{2,5}} \quad (4.48.)$$

Bandis et al. (1983) különböző JRC értékű tagoltságokat vizsgálva a tagoltság záródási határa az alábbi összefüggést határozták meg empirikus módon:

$$u_{nc} \approx A + B(JRC) + C \left(\frac{JCS}{e} \right)^D \quad (4.49)$$

ahol a JRC , JCS és e értékei megegyeznek a fentebb definiáltaknak, míg A, B, C és D tapasztalati állandók, melyek értéke függ a terhelési ciklustól. Bandis et al. (1983) mért értékeit a **4-3. táblázatban** adjuk közre.

4-3. táblázat. A tagoltsági záródási határ meghatározásához használt 4.49. egyenlet tapasztalati állandói Bandis et al. (1983) alapján

Paraméter	1 terhelési ciklus	2 terhelési ciklus	3 terhelési ciklus
A	-0,2960	-0,1005	-0,1032
B	-0,0056	-0,0073	-0,0074
C	2,2410	1,0082	1,1350
D	-0,1450	-0,2301	-0,2510

Ezen egyenlet csak kitöltetlen tagoltságok esetén alkalmazható abban az esetben, ha JRC 5 – 15, valamint JCS 22 – 182 MPa, valamint e 0,1 – 0,06 mm között változik. Ettől eltérő esetben Bandis et al. (1983), valamint Priest (1993) a következő összefüggés használatát tartja elfogadhatónak, mely nem veszi figyelembe a tagoltság érdességét, azaz a JRC értéket.

$$u_{nc} \approx R \left(\frac{JCS}{e} \right)^s \quad (4.50)$$

A (4.46.) egyenlet tapasztalati állandóit a **4-4. táblázatban** mutatjuk be.

4-4. táblázat: A tagoltsági záródási határ meghatározásához használt 4.50. egyenlet tapasztalati állandói Bandis et al. (1983) és Priest (1993) alapján.

Paraméter	1 terhelési ciklus	2 terhelési ciklus	3 terhelési ciklus
R	8,57	4,46	6,41
S	-0,68	-0,65	-0,72

Nyírási merevség

Amennyiben τ értékű nyírási feszültség hat a tagoltságra, a relatív nyírási elmozdulás u_s értékű. Ezek változását a **4-21b. ábrán** mutatjuk be. A tangenciális nyírási merevség (k_s) a normál merevséghez hasonlóan:

$$k_s = \frac{\Delta \tau}{\Delta u_s} \quad (4.51.)$$

A kapcsolat a nyírási szilárdság (τ) és a relatív nyírási elmozdulás (u_s) között az alábbi hiperbolikus kapcsolat adható meg (Duncan & Chang, 1970; Bandis et al. 1983; Priest, 1993):

$$\tau = \left(\frac{1}{k_{si} u_s} + \frac{R_f}{\tau_f} \right)^{-1} \quad (4.52.)$$

Ahol k_{si} az egységnyi nyírási merevség, míg τ_f a tagoltság nyírószilárdsága, továbbá R_f a törési hányados, mely a τ_f/τ_{ult} képletből határozható meg. τ_{ult} a nagy nyírási elmozdulásnál mért határ nyírási feszültség. (4.52.) egyenletet differenciál alakban felírva k_s értéke a következő alakban határozható meg:

$$k_s = \frac{d\tau}{du_s} = k_{si} \left(1 + \frac{R_f k_{si} u_s}{\tau_f} \right)^{-2} \quad (4.53.)$$

A (4.52.) és a (4.53.) egyenletekből következik:

$$k_s = k_{si} \left(1 - \frac{R_f \tau}{\tau_f} \right)^2 \quad (4.54)$$

Ahhoz, hogy meghatározhassuk a nyírási merevséget (k_s) adott nyírófeszültségnél (τ) ismernünk kell a kezdeti nyírási merevséget (k_{si}) és a törési hányadost (R_f). Bandis et al. (1983) bemutatták, hogy a kezdeti nyírási merevség (k_{si}) a normál feszültség (σ_n') növekedésével az alábbi összefüggésben adható meg:

$$k_{si} \approx k_j (\sigma_n')^{n_j} \quad (4.55.)$$

ahol k_j a merevségi szám, és n_j merevségi kitevő. Mindkét tényező empirikus állandó, melyeket laborvizsgálattal lehet meghatározni.

Bandis et al. (1983) dolerit, mészkő, homokkő és palákon végzett méréseket, ahol a normál feszültség 0,23 és 2,36 MPa között volt. Eredményei alapján n_j értéke átlag 0,761 MPa²/mm (0,615-1,115 közötti értékekkel), míg R_f értéke 0,783 (0,652-0,887 közötti eredményekkel). A merevségi szám (k_j) meghatározásánál azt kapták, hogy az egyenes arányban áll a JRC értékkel

$$k_j \approx -17,19 + 3,86 \text{ JRC [MPa/mm]} \quad (4.56.)$$

abban az esetben, ha $\text{JRC} > 4,5$.

4.6 Tagoltságok megnyílása

A tagoltságok megnyílásának modellezéséhez a **4-19. ábrán** bemutatott koordináta rendszert használjuk, ahol s és t irányok a tagoltság síkjában, míg n arra merőlegesen van felvéve.

Azzal a feltételezéssel élhetünk, hogy a tagoltságnál a nyírófeszültség növekedésével normális irányú relatív elmozdulás-növekmény jön létre, és fordítva; a normál feszültség növekménye hatására a nyíró irányú relatív elmozdulás nő meg. Ebből adódik a tagoltságok megnyílása (Zhang, 2005).

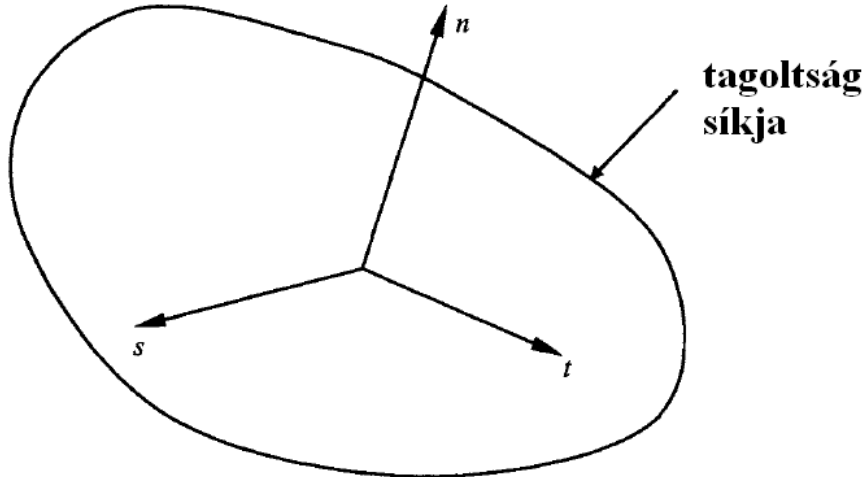
A **4-22. ábra** alapján az elmozdulások és a feszültségek között az alábbi kapcsolat adható meg:

$$\begin{Bmatrix} u_s \\ u_t \\ u_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{st} & C_{sn} \\ C_{ts} & C_{ss} & C_{tn} \\ C_{ns} & C_{nt} & C_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tau_s \\ \tau_t \\ \sigma_n' \end{Bmatrix} \quad (4.57.)$$

ahol:

- u_s és u_t a tagoltsági felületen felvett, egymásra merőleges „ s ” és „ t ” irányú nyírási elmozdulás
- u_n a tagoltságra merőlegesen felvett „ n ” irányú záródási elmozdulás

- τ_s és τ_t a tagoltsági felületen felvett, egymásra merőleges „s” és „t” irányú nyírási feszültség
- σ_n a tagoltságra merőlegesen felvett „n” irányú normál feszültség
- $[C_{ij}]$ ($i, j = s, t, n$) a tagoltság engedékenységi mátrixának elemei, melyek kísérleti úton határozhatóak meg.



4-22. ábra. Tagoltsági síkon felvett lokális koordináta rendszer

Az engedékenységi mátrix meghatározásának egyik egyszerűsített meghatározása az, ha feltételezzük, hogy a tagoltsági sík mentén annak tulajdonságai állandók. Ebben az esetben a következő feltételezésekkel élhetünk:

- $C_{ss} = C_{tt}$, $C_{st} = C_{ts}$, $C_{sn} = C_{tn}$ és
- $C_{ns} = C_{nt}$
- Az összenyomódási hatás elhanyagolható

Ebben az esetben a (4.57.) egyenlet a következő alakra egyszerűsödik:

$$\begin{Bmatrix} u_s \\ u_t \\ u_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{ss} & 0 & 0 \\ 0 & C_{ss} & 0 \\ 0 & 0 & C_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tau_s \\ \tau_t \\ \sigma_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{k_s} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{k_s} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{k_n} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tau_s \\ \tau_t \\ \sigma_n \end{Bmatrix} \quad (4.58.)$$

Ahol k_s a nyírási, míg k_n a normál merevség, ahogy azt fentebb bemutattuk.

4.7 Irodalom

- Bandis S.C.; Lumsden A.C.; Barton N.R. 1983: Fundamental of rock joints deformation. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* **20**: 249-268.
- Barton N. 2008: *Shear strength of rockfill, interfaces and rock joints, and their points of contact in rock dump design*, Rock Dumps 2008, Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 3-17.
- Barton N.; Bandis S. 1982: *Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock*. Proc. 23. US Rock Mech. Symp., Berkeley, 739-760.
- Barton N.; Bandis S.C. 1990: *Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice*. Proc. Int. Symp. On Rock Joints, Loen, 603-610.
- Barton N.; Choubey, V. 1977: The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech.* **10**: 1-54.
- Buocz I.; Görög P.; Rozgonyi-Boissinot N.; Török Á. 2012: *Kőzettestek közvetlen nyírósíllárdási vizsgálata a Bábaapáti Nemzeti Radioaktív Hulladék-tároló közeteinek példáján bemutatva*. In: Török Á., Görög P. (szerk.) *Kőzetmechanika és kőzetkörnyezet szerepe a radioaktív hulladéklerakók kialakításánál*. TERC: 123-136.
- Buocz I.; Rozgonyi-Boissinot N.; Görög P.; Török Á. 2010: Laboratory determination of direct shear strength of granitoid rocks; examples from the host rock of the nuclear waste storage facility of Bábaapáti (Hungary). *Centr. Eur. Geol.* **53**(4): 405-417.
- Buocz I.; Rozgonyi-Boissinot N.; Török Á.; Görög P. 2014: Direct shear strength test on rocks along discontinuities, under laboratory conditions. *Pollack Periodica* **9**(3): 139-150.
- Buocz I.; Török Á.; Rozgonyi-Boissinot N.; Görög P.; Deák F.; Berényi A. 2011: *Összehasonlító módszerek kőzetek felületi érdesség mérésére laboratóriumi körülmények között*. In: Török Á.; Vásárhelyi B. (szerk.) *Mérnökgeológia-Kőzetmechanika 2011*. Hantken Kiadó, 283-289.
- Duncan J.M.; Chang C.Y. 1970: Non-linear analysis of stress and strain in soils. *J. Soil Mech. Found. ASCE.* **96**: 1629-1655.
- Goodman R.E.; Taylor R.L.; Brekke T.L. 1968: A model for the mechanics of jointed rock. *J. Soil Mech. Found. ASCE.* **96**: 637-659.
- Jaeger J.C. 1971: Friction of rocks and stability of rock slopes. *Geotechnique*, **21**: 148-158.
- Jaeger J.C.; Cook, N.G.W. 1969: *Fundamentals of rock mechanics*. Metnuen & Co. Ltd. London
- Ladanyi B; Archambault G. 1970: *Simulation of shear behavior of a jointed rock mass*. Proc. 11. Symp. Rock Mech., AIME, New York, 105-125.
- Leichnitz W. 1985. Mechanical properties of rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **22**(5): 313-321.
- Patton F.D. 1966: *Multiple modes of shear failure in rock*. Proc. 1. ISRM Cong. Lisbon, **1**: 509-513.
- Priest S.D. 1993: *Discontinuity analysis for rock engineering*. Chapman & Hall.
- Rowe P.D. 1962: *The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact*. Proc. Royal Soc. A. 269: 500-527.
- Rowe P.D.; Barden L.; Lee I.K. 1964: Energy components during the triaxial cell and direct shear tests. *Geotechnique*, **14**: 247-261.
- Seidel J.P.; Haberfield C.M. 1995: The application of energy principles to the determination of the sliding resistance of rock joints. *Rock Mech. Rock Engng.* **8**(4): 211-226.
- Vásárhelyi B. 1998. Influence of normal load on joint dilatation rate *Rock Mech. Rock Engng.* **31**(2): 117-123.
- Zhang L. 2005: *Engineering properties of rocks*. Balkema.

5. KÖZETTEST OSZTÁLYOZÁSI MÓDSZEREK

Jelen fejezet célja a tapasztalati úton (azaz empirikusan) történő tervezésnél, kivitelezés alatt a szükséges biztosítási mód megválasztásánál használatos kőzettest osztályozási módok bemutatása. Ezen fejezetben főleg alagutakhoz kifejlesztett osztályozási módokat mutatunk be, de ott, ahol lehetőség van rá, más alkalmazási lehetőségeket is ismertetünk. Számos kutatás foglalkozik a kőzettest osztályozás és a különböző kőzetmechanikai paraméterek közötti kapcsolat meghatározásával – ezeket önálló fejezetekben mutatjuk be a későbbiekben.

5.1 Bevezetés.....	177
5.2 Terzaghi-féle kőzettest osztályozás.....	180
5.3 RSR (Rock Structure Rating) módszer.....	184
5.3 RMR (Rock Mass Rating) módszer.....	188
5.3.1 Az osztályozás tényezői és meghatározásuk.....	189
5.3.2 Osztályba sorolás RMR érték alapján.....	194
5.3.3 Kőzetterhelés mértéke, megtámasztás nélküli idő és szabad fejtési hossz.....	196
5.3.4 A kőzettest belső súrlódási szöge és kohéziója.....	198
5.3.5 RMR értékek történeti bemutatása.....	199
5.3.6 RMR értékére való következtetés geofizikai módszerekkel.....	199
5.4 RMR osztályozási módszer alkalmazása sziklarézsűknél – SMR módszer.....	200
5.5 Építmények alatti kőzettest teherbírásának meghatározása RMR módszerrel.....	204
5.5.1 Épületek, hidak alapozásánál.....	204
5.5.2 Gátak alatti kőzettest teherbírásának meghatározása DMR módszerrel.....	206
5.6 Q index (Alagútépítési kőzetminősítő érték).....	209
5.6.1 A kőzettest szerkezete.....	210
5.6.2 A kőzettömbök nyírószilárdsága.....	211
5.6.3 Feszültség-értékek.....	212
5.6.4 Súlyozott Q-érték meghatározása.....	214
5.6.5 Q tényező meghatározása geofizikai méréssel.....	215
5.6.6 Osztályozás Q-tényező alapján.....	215
5.6.7 Q-tényező alkalmazása sziklarézsűk esetén.....	217
5.7 Geológiai Szilárdsági Index (GSI).....	221
5.7.1 Geológiai Szilárdsági Index alkalmazhatósága.....	221
5.7.2 Anizotropia figyelembe vétele a GSI-nél.....	225
5.7.3 Tagoltságok megjelenése kitöltöttség esetén.....	227
5.7.4 víz figyelembevétele.....	227
5.7.5 Mállás és kis szilárdságú kőzetek figyelembevétele.....	227
5.7.6 GSI értékének meghatározása kvantitatív módszerekkel.....	228
5.7.7 Reziduális GSI meghatározása (GSIr).....	231
5.8 Az RMI (Rock Mass index) tényező.....	233
5.8.1 Az RMI-nél használatos paraméterek.....	233
5.8.2 Az RMI meghatározása.....	235
5.8.3 Mérethatás.....	237
5.8.4 Az RMI használhatósága, előnyei és hátrányai.....	237

5.9 A különböző kőzettest osztályozási módok egymásba való átszámíthatósága	239
5.9.1 RSR-RMR kapcsolat	239
5.9.2 RMR-Q kapcsolat (példákkal)	240
5.9.3 R _{Mi} -re való átszámolás lehetőségei	243
5.9.4 Példa kőzettest osztályozás alkalmazására	243
5.10 Irodalom	247



5.1 Bevezetés

A kőzettestek osztályozásának leírása először Agricola (1556) latin nyelvű könyvében szerepel, a De Re Metallica-nak az V. kötetében. Ebben az érctartalmú, ill. az azt körülvevő kőzettesteket osztályozza „omladozó”, „kemény”, keményebb” és „nagyon kemény” jelzőkkel. Természetszerűleg mindegyikhez rövid leírást is ad.

Az első, mai értelemben vett mérnökgeológiai kőzettest-osztályozás Ritter (1879) nevéhez fűződik, aki az alagútépítésben szerzett gyakorlati tapasztalatait írta le, főleg a biztosítás tervezéséhez. Lényegében ez a szemlélet tekinthető a mérnökgeológiai kőzettest osztályozás alapjának. A legelterjedtebb kőzettest-osztályozási módszereket az **5-1. táblázatban** mutatjuk be, melyek közül a jelentősebbeket, leggyakrabban használtakat e könyvben külön-külön is elemzünk.

A mérnöki munkák során tett megfigyelések alapozták meg a különböző kőzettest osztályozási módszereket. Egy-egy módszer szerinti osztályba soroláskor vigyázni kell, hogy miben más, vagy miben hasonló a kapott eredmény a többi vizsgált esetenél tapasztaltakkal. Természetesen a különböző osztályozási rendszerek más-más paramétereket hangsúlyoznak. A javaslatot tevő tapasztalatai, szemlélete tükröződik az osztályozási mód szerinti számítási, besorolási összefüggésében. Ebből adódik, hogy ma már lehetőleg minél több osztályozási móddal vizsgáljuk meg a tervezett műtárgy kőzetkörnyezetét, mivel mindegyik más-más tulajdonságot tekint fontosnak, más-más tényező hatását emeli ki, így a kapott eredmény segíthet a pontosabb modellalkotásban.

Az elmúlt 50 évben az osztályozási rendszerek jelentős fejlődésen mentek keresztül, melyre kihatással voltak az újabb alagútépítési technológiák, valamint a számítástechnika (numerikus módszerek) fejlődése. Jelentősen segítette ezt a mérnöki tudományágat még az építési anyagtudományok új kutatási eredményei – itt elsősorban a lőttbeton technológia rohamos fejlődésére, az alagútfúró gépek (TBM) térhódítására, valamint a robbantásos fejtési módokban bekövetkezett változásokra kell gondolni. Fontos viszont tudnunk, hogy a kőzettest osztályozások szélsőséges állapotokban általában gyakorlatilag használhatatlanok.

A legtöbb sok-paraméteres kőzettest-osztályozási módszert az építőmérnöki gyakorlatból (főleg alagútépítésből) fejlesztették ki, amelyekben a kőzettest mérnökgeológiai jellemzői szerepelnek. A különböző osztályozási rendszerek más-más paramétereket hangsúlyoznak. Természetesen, mint minden módszer, ezek is csak közelíteni tudják a valóságot, segítséget nyújthatnak a tervezéshez, de nem mindenhatóak – minden munkának megvan a maga specialitása, amire külön figyelni kell, ami eltér az átlagostól, vagy akár a megszokottól – nem tekinthetők. Még azt is tapasztalhatjuk, hogy az egyes módszerek ellentétes eredményt adnak. Mégis fontos a kőzettest osztályozások ismerete a kőzetkörnyezetben való építkezés szempontjából, mivel az itt tárgyalt módszerek segítenek minket:

- a geológusok, a mérnökök, a beruházók, a tervezők, a kivitelezők közötti jobb párbeszédben;
- a mérnöki megfigyelések rendszerezésében, ahol a tapasztalat és az elmélet által levont következtetéseket hasznosíthatjuk;
- a kőzet kvantitatív tulajdonságának leírásában;
- és nem utolsósorban a megszerzett újabb tapasztalatok rendszerezésében, az eddigi ismeretanyagunkkal való összehasonlításban.

5-1. táblázat. A fontosabb kőzettest osztályozási módszerek és azok formája valamint alkalmazhatóságuk típusa (Palmström 1995; Vásárhelyi 2004)

A dőlt betűkkel jelzetteket a könyvben részletesen tárgyaljuk.

Osztályozás neve	Szerző és időpont	Formája és típusa*	Főbb alkalmazás
<i>Kőzetterhelés</i>	Terzaghi, 1946	f: leíró és viselkedést bemutató t: speciális	Acél megtámasztás tervezése alagutakhoz
Megállási idő	Lauffer, 1958	f: leíró t: általános	Bemenő adat alagútépítéshez
Új Osztrák Alagútépítési Eljárás (NATM v. NÖT)	Rabcewitz, Pacher & Müller, 1958-1964	f: leíró és viselkedést bemutató t: speciális	Fejtségi és tervezés különböző kőzetekben (talajokban); alagútépítési koncepció
Kőzettest osztályozás kőzetmechanikai szempontból	Coates, 1964, Patching & Coates, 1968	f: leíró, t: általános	Kőzetmechanikai bemenő adat
<i>RQD</i>	Deere, 1967	f: numerikus, t: általános	Alapvető a fűrőmagok vizsgálatánál; más osztályozások bemenő adata
<i>C módszer</i>	Hansági, 1968	f: numerikus t: speciális	Fűrőmagok vizsgálata, kőzettest szilárdsága
Kőzetek és talajok osztályozása	Deere <i>et al.</i> 1969	f: leíró, t: általános	A részekre és a kőzetblokkokra alapozottan ad információt
<i>RSR</i>	Wickham <i>et al.</i> 1972	f: numerikus t: speciális	Az alagutak megtámasztásának számításához
<i>RMR</i>	Bieniawski, 1973	f: numerikus t: speciális	Alagútépítés, bányászat, sziklarésűk, alapozások tervezéséhez

Osztályozás neve	Szerző és időpont	Formája és típusa*	Főbb alkalmazás
<i>Q-módszer</i>	Barton <i>et al.</i> 1974	f: numerikus t: speciális	Mélyítési szerkezetek megtámasztásához
Méret-szilárdság osztályozás	Franklin, 1975	f: numerikus t: speciális	A kőzet szilárdságán és a blokkok méretén alapul, főleg a bányászásban használják
<i>Topológiai osztályozás</i>	Matula & Holzer, 1978	f: leíró t: általános	Közlésre használják
Egységesített kőzettest osztályozás	Williamson, 1980	f: leíró t: általános	Közlésre használják
<i>Integrálgeometriai</i>	Rolofs & Beyers, 1981	f: numerikus t: általános	Tagoltság mértékének meghatározása
<i>Alap-geotechnikai leírás</i>	ISRM 1981	f: leíró t: általános	Általános használatra
<i>GSI</i>	Hoek <i>et al.</i> 1995	f: numerikus t: általános	Alagútépítés, sziklarézstűk
<i>RMi</i>	Palmström. 1995	f: numerikus t: általános	Alagútépítés

*) Az alábbi definíciók használatával:

Formák (f):

Leíró: a bemenő adatok főleg leíró jellegűek

Numerikus: a bemenő adatok numerikus (számszerű) adatok az adott rendszer alapján

Viselkedést bemutató: a bemenő adat a kőzettest viselkedését adja meg az alagút környezetében

Alkalmazhatóság típusa (t)

Általános: a rendszert általános leírásra fejlesztették ki

Speciális: a rendszer egy fajta alkalmazás esetére szolgál (pl: kőzet-megtámasztás)

Mint minden kvalitatív módszernél, a kőzettest osztályozásnál is két érték közé kell a mércét helyezni: a kitűnő minőségű, ép, nagy szilárdságú kőzet és a leggyengébb, mállott, teljesen széttöredezett kőzet közé. A többdimenziós problémát (mely a kőzettömbök mállottságától kezdve a tagolófelületek állapotán át a víz jelenlétén keresztül számos elemet foglal magában) egy jellemzőre kell redukálni, melynek értékét a tervezett alagút-ürszelvényvel és jövesztési (fejtési) móddal összevetve adhatjuk meg a szükséges biztosítás módját és mértékét.

Természetesen a ma használatos osztályozási módszerek használhatók mind nagyon jó, mind nagyon rossz állapotú kőzettestre, ugyanakkor a megbízhatóságuk általában a közepes tulajdonságú kőzettestben lényegesen jobb. Ennek oka, hogy a nagyon rossz minőségű kőzetkörnyezetben épített alagutak már a talajmechanikában használatos elméletek szerint méretezhetők, míg a legjobb minőségű kőzettestnél általában semmilyen biztosítási módra nincs szükség. Ki kell hangsúlyozni, hogy egy-egy osztályozási mód nem tartalmaz(hat) minden szóba jöhető paramétert, ezek együttes használata elengedhetetlen.

Az osztályozásnál mindig egy homogénnek tekinthető kőzetöszeletet vizsgálunk, amikor is csak korlátozott számú információ áll rendelkezésünkre. Ebből adódóan fokozott óvatossággal kell az információkat kezelni: el kell kerülni, hogy ugyanazt a tulajdonságot figyelembe vevő értéket többször is beszámítsuk, ugyanakkor az esetleges elhanyagolásokra is figyelni kell.

5.2 Terzaghi-féle kőzettest osztályozás

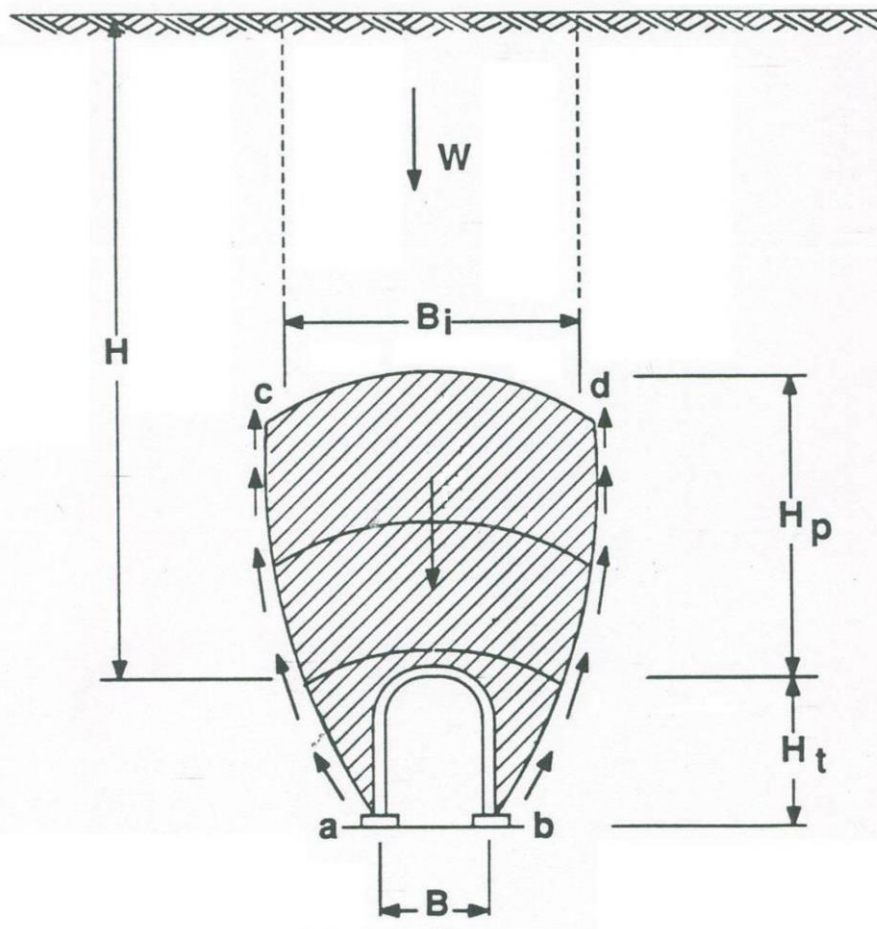
Terzaghi (1946) kőzettest osztályozási rendszere alagutak megtámasztásához az egyik első osztályozási módszernek tekinthető. Módszerével a biztosító acélhálóra ható kőzethez értéke becsülhető meg, így a megtámasztás nagyságára ad közelítő értékeket, mely lehetőséget ad a szerkezet méretezésére.

Terzaghi abból indult ki, hogy az alagút boltozatánál számításba veendő terhelés az ún. kőzet-terhelési tényezőtől (H_p) függ, mely a fötte feletti töredezett kőzettest vastagságának függvénye. Feltételezhetjük, hogy eddig a magasságig hat az alagútra kőzet terhelése, e feletti terhelést az átboltozódás hatása miatt nem kell figyelembe venni (lásd **5-1 ábra**).

Osztályozási módszerét egy, az 1920-as években, az Alpokban épített, 5,5 m átmérőjű, acélívekkel megtámasztott közúti alagút építéséhez dolgozta ki és az építés során a gyakorlati tapasztalatokat figyelembe véve korrigált.

Terzaghi kőzettest-osztályozását ma már nem használjuk, mivel a modern megtámasztási technológiákra (lőttbeton, kőzetcsavar) nincs átdolgozva. A történelmi hitelesség végett, valamint, mivel gondolkodási módja meghatározta a későbbi elméleteket, fontosnak érezzük ennek rövid bemutatását.

Kvalitatív alapon Terzaghi kilenc osztályba sorolta a kőzettesteket töredezettségük és a tagoló felületek mennyiségének figyelembe vételével.



5-1. ábra. Terzaghi (1946) féle kőzettest-terhelési elmélet

A kőzetosztályokat leírásukkal együtt az **5-2. táblázat** tartalmazza. A kőzetosztály alapján való kőzetterhelési-tényező (H_p) meghatározását az **5-3. táblázat** tartalmazza. Ebben a táblázatban Terzaghi által ajánlott biztosítási módokat adjuk meg. Az alagút méretezésénél figyelembe vehető nyomás meghatározásához Terzaghi az alábbi egyenletet javasolja:

$$p = H_p \gamma \text{ (MPa)} \quad (5.1.)$$

ahol p a nyomás, γ az egységnyi kőzettest súlya és H_p kőzetosztály alapján való kőzetterhelési-tényező (lásd **5-2. táblázat**).

5-2. táblázat. Terzaghi-féle kőzettest osztályozás kategóriái (Terzaghi, 1946)

Kőzet- osztály	Kőzettest típus	Leírása
I.	Ép kőzet	Az üde kőzetet nem tagolják sem tagoló felületek, sem hajszálrepedések. Amennyiben az törik, a törés az ép kőzeten halad keresztül. Robbantással való fejtés esetén, amellyel a kőzet természetszerűleg sérül, a robbantás után néhány órától néhány napig állékony marad. Ez esetben lemezes leválásról beszélhetünk. Kemény, ép kőzetnél találkozhatunk határállapottal is: spontán és erőteljes kőzettábla leválással mind a főtében mind az oldalakon. A kőzet nyomószilárdsága minimálisan 100 MPa.
II.	Rétegződött kőzet	A kőzet kemény és egyedi rétegeket tartalmaz. A rétegek közötti erő kicsi vagy semmilyen, azaz könnyen szétválhatnak. Transzverzális tagoltsága lehet. Az ilyen kőzetnél gyakori a lemezesedés.
III.	Mérsékeltlen tagolt kőzet	Ez a kőzetosztály már tartalmaz tagoltságot és hajszálrepedéseket, de a tagoltságok a blokkok között csak lokálisan növekednek, vagy közvetlenül összekapcsolódnak úgy, hogy a vertikális falaknál nincs szükség vízszintes megtámasztásra. Ennek a kőzettípusnál mind lemezesedéssel, mind kiszakadással találkozhatunk.
IV.	Mérsékeltlen blokkos kőzettest	Kémiaiilag egységes (vagy majdnem egységes) ép kőzetdarabokat tartalmaz, melyek teljesen elkülönülnek egymástól és szabálytalanul összekapcsolódnak. A kőzettömbök mérete 1 m körüli. Ezen kőzettesteknél a vertikális falaknál szükség lehet a vertikális megtámasztásra.
V.	Töredezett kőzettest	Kémiaiilag egységes kőzet karaktere teljesen aprózódott, a kőzettömbök méretei 1 m alattiak. Ezek mérete homoknagyságú is lehet, azaz építés alatt talajfolyás is felléphet. Vertikális megtámasztás szükséges
VI.	Teljesen töredezett, de kémiaiilag egységes	Kémiaiilag egységes kőzeteket tartalmaz, melyek teljesen töredezett állapotúak. Nincs kapcsolódás. A kőzettömbök mérete néhány cm-től maximálisan 30 cm-ig terjedhet.
VII.- VIII.	Aprózódott kőzettest	Mechanikai folyamat, melynél az aprózódott kőzet lassan előrenyomul az alagútban annak jövesztése alatt, megfigyelhető térfogatnövekedés nélkül. AVII és VIII. osztály a mélységtől függ (VII: átlagos mélységű, VIII: nagy mélységű alagutak esetén).
IX.	Duzzadó kövek	Duzzadó kőzetek esetén nagyméretű expanzióra kell számítani. A duzzadást a kőzetben lévő ásványok (főleg montmorillonit) okozzák, melynek mennyisége meghatározza a duzzadás várható mértékét.

5-3. táblázat. A kőzet-terhelési érték (H_p) meghatározása kőzettest osztály alapján (Terzaghi, 1946)

Kőzet-osztály	Kőzettest típus	Kőzet-terhelési érték magassága, H_p	Megjegyzés
I.	Ép kőzet	0	Gyenge megtámasztás szükséges csak abban az esetben, ha kőzetleválás vagy lepattogzás tapasztalható
II.	Rétegződött kőzet	$0-0,5B$	Gyenge megtámasztás főleg lehullás ellen. A terhelés kiszámíthatatlanul pontról-pontra változhat
III.	Mérsékelten tagolt kőzet	$0-0,25B$	Nincs oldalnyomás
IV.	Mérsékelten blokkos kőzettest	$0,25B - 0,35 (B + H_i)$	Nincs oldalnyomás
V.	Töredezett kőzettest	$(0,35 \dots 1,10) (B + H_i)$	Kicsi vagy nincs oldalnyomás
VI.	Teljesen töredezett, de kémiaileg egységes	$1,10 (B + H_i)$	Jelentékeny oldalnyomás. Folytonos megtámasztás szükséges.
VII.	Aprózódott kőzettest – átlagos mélység	$(1,10 \dots 2,10) (B + H_i)$	Nagy oldalnyomás, fordított merevítő-gerenda beépítése szükséges. Körgyűrű beépítése ajánlott.
VIII.	Aprózódott kőzettest – nagy mélység	$(2,10 \dots 4,50) (B + H_i)$	Nagy oldalnyomás, fordított merevítő-gerenda beépítése szükséges. Körgyűrű beépítése ajánlott.
IX.	Duzzadó kövek	80 méterig független a $(B + H_i)$ értékétől	Körgyűrű szükséges. Különleges esetekben alakváltozást-engedő megtámasztás szükséges

B : alagútátmérő (m-ben, de értéke 9 m-nél nagyobb nem lehet!),

H_i : Alagút magassága (m-ben),

H_p : a figyelembe veendő kőzettömeg magassága (lásd **5-1. ábra**)

5.3 RSR (Rock Structure Rating) módszer

Ezt a kvantitatív módszert a kőzettest minőségének meghatározására Wickham *et al.* (1972) vezette be, majd a tapasztalatok alapján 1974-ben korrigálták a megadott értékeiket. A módszer ismertetésénél a korrigált értékeket adjuk közre.

Az RSR osztályozást az angolszász mértékegységek figyelembe vételével határozták meg, ezért a bemutatott táblázatokban is így használjuk. Európában, Észak-Amerikával ellentétben, ez a módszer nem terjedt el, így annak megállapításait, leírásait nem is ültették át az SI mértékrendszerbe. Bemutatását mégis fontosnak tartjuk, mivel gondolkodásmódja erősen hatott a későbbi kőzettest-osztályozási módszerekre (Hoek, 2000).

A kőzettest minősítésének ezt a módszerét először löttbetonos megtámasztásra fejlesztették ki, de ma már a gyakorlatban csak a relatíve kis átmérőjű, acélhálósított erősített alagutaknál, feltáró táróknál használják az Egyesült Államokban.

Ez a kvázi-kvantitatív módszer három különböző csoportra osztja a kőzettestről összegyűjthető információkat, melyeket külön-külön vizsgál:

- a környezet földtani viszonyai **(A paraméter),**
- a tervezett alagút geometriája **(B paraméter),**
- víz jelenléte és mennyisége **(C paraméter).**

Az elmélet a csoportokhoz számértékeket rendel, és ezeknek az összege alapján adja meg megtámasztásra vonatkozó ajánlásait.

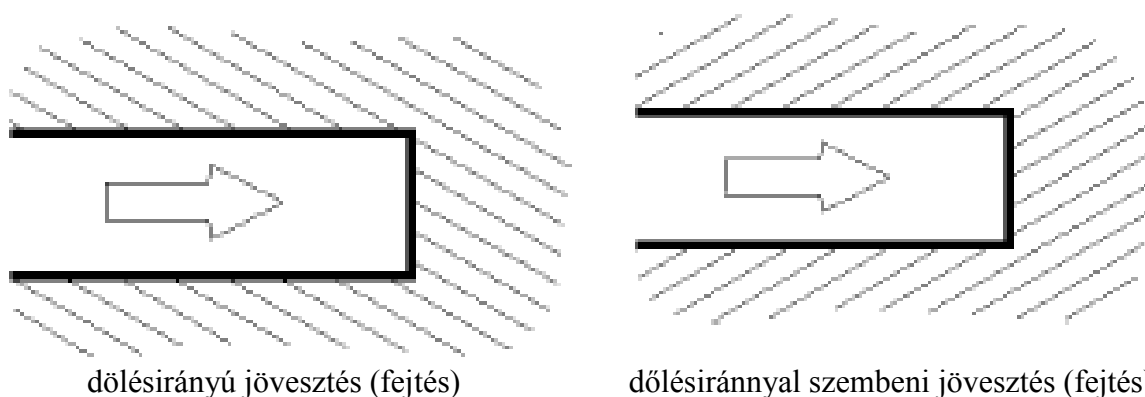
Mindhárom főcsoportban további alcsoportokat használ, melyekhez szintén számértékeket rendel. A fő és alcsoportok részletezve a következők:

1. **A paraméter** (földtani viszonyok): a geológiai szerkezet becslése a következők alapján:
 - a. Kőzet eredete (magmás, üledékes, átalakult);
 - b. Kőzet szilárdsága (kemény, közepes, puha, töredezett);
 - c. Geológiai szerkezete (masszív, kissé-, közepesen, illetve erősen töredezett/gyűrt).
2. **B paraméter** (Geometria): A diszkontinuitás iránya és nagysága az alagút környezetében:
 - a. Tagolófelületek egymástól való távolsága;
 - b. Tagolófelület elhelyezkedése (iránya és szöge);
 - c. Az alagút kihajtásának az iránya.
3. **C paraméter** (talaj- ill. rétegvíz): A talajvíz folyásának hatása és a tagoltsági értékek:
 - a. A mindenre kiterjedő kőzettest minősítés az A és B kombinációjából;
 - b. Tagoltsági állapot (jó, elégséges, gyenge);
 - c. Vízbefolyás értéke (gallon / perc 100 láb hosszú alagút esetén).

Az RSR érték a három főcsoport összegeként jön létre:

$$RSR = A + B + C \quad (5.2.)$$

Az RSR érték meghatározásánál első lépésként a kőzetet annak szilárdsága és típusa alapján négy különböző csoportba soroljuk (Típus I.-IV.). A földtani szerkezetnél e csoportok alapján adjuk meg a jellemző értéket, amint az **5-4. táblázatból** kiolvasható (A paraméter). Ez az érték 6 és 30 között változhat, típustól és földtani szerkezettől függően. A B paraméter jelzőszámait az **5-5. táblázat** alapján lehet felvenni. A tagoltságot itt kétféleképpen veszik figyelembe: egymástól mért távolságuk valamint a tervezett alagúttengely és a tagoltság csapásiránya közötti viszonytól függően. A csapásirány és az alagúttengely által bezárt szög alapján történik a besorolás. Ez az érték legrosszabb esetben 9, míg optimális esetben 40. Az **5-2. ábra** a dőlésirányú és a dőlésiránnyal szembeni jövesztés esetét mutatja be. Amint az **5-2. ábrán** jól érzékelhető, a biztosítások beépítése és a rájuk ható terhelési viszonyok szempontjából jóval kedvezőbb a dőlésirányú jövesztés, mint az azzal szembeni.



5-2. ábra. Jövesztés (fejtés) iránya és a tagoltságok dőlésszöge közötti kapcsolat (oldalnézet)

A C paraméter értékét az A és B összegének ismeretében lehet megállapítani (**5-6. táblázat**). Mind a gyengébb (azaz $A + B$ értéke 13 és 44 között van), mind a jobb ($A + B$ értéke 45 – 75 közötti) kőzettest minőség esetén előbb a tagoló felületek állapotát kell „jó”, „közepes”, illetve „gyenge” kategóriába besorolni, majd a befolyó víz mennyiségének ismerete alapján (melyet gallon/percben adnak meg) kell a C értékszámot meghatározni. Legrosszabb esetben ennek értéke 6, míg jó minőségű, száraz tagoló felületek esetén a maximális érték 25.

A fentiekből következik, hogy az RSR értéke minimálisan 19, maximálisan 100 lehet. A nagyobb értékek a jobb kőzettest-minőséget mutatják.

Alagútfúró gép (TBM) esetén a megtámasztás tervezésénél jobb kőzettest-osztályt lehet figyelembe venni, mint hagyományos jövesztési technológiáknál, ezért egy ún. korrekciós tényezőt (AF) vezettek be, amely az alagútmérő függvénye. Ezen értékeket az **5-7. táblázatban** foglaltuk össze. Alagútfúró gép esetén ezért

$$RSR_{TBM} = RSR \times AF \quad (5.3.)$$

értékkel lehet számolni. Azaz például $RSR = 60$ -as értékű kőzettest esetén 7,0 méter átmérőjű fúrásnál ($AF = 1,150$) RSR_{TBM} értéke 69, és a megtámasztást is ez alapján kell megtervezni.

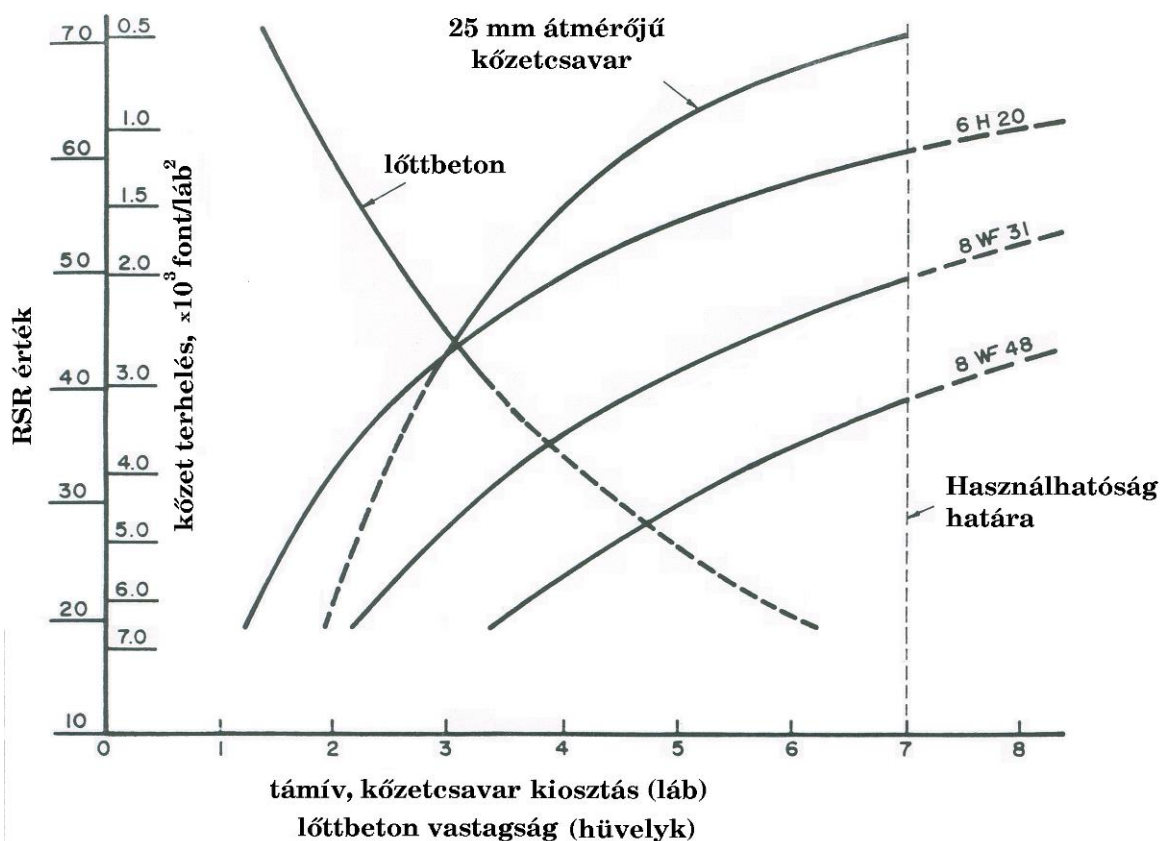
Wickham *et al* (1972) az RSR értékre alapuló összefüggést is ajánlottak a löttbeton vastagságának meghatározására:

$$t = 1 + \frac{W}{1,25} \quad (5.4.)$$

vagy

$$t = D \frac{65 - RSR}{150} \quad (5.5.)$$

ahol t a lőttbeton vastagsága hüvelykben, W a kőzetterhelés (font/láb²), D az alagút átmérője (láb). Az **5-3. ábra** egy 24 láb (7,3 méter) átmérőjű alagúthoz tervezhető megtámasztási diagramot mutat be.



5-3. ábra. RSR módszer: egy 24 láb (7,3 méter) átmérőjű alagút tervezéséhez figyelembe vehető biztosítási módok (Wickham *et al.*, 1974)

5-4. táblázat. A paraméter: Általános geológia (Wickham *et al.*, 1974)

	Alap-kőzettípusba sorolás				GEOLÓGIAI SZERKEZET			
	<i>kemény</i>	<i>közepes</i>	<i>puha</i>	<i>töredezett</i>				
<i>magmás</i>	I	II	III	IV	Masz- szív	Kissé gyűrt vagy töredezett	Közepesen gyűrt vagy töredezett	Erősen gyűrt vagy töredezett
<i>üledékes</i>	I	II	III	IV				
<i>átalakult</i>	II	III	IV	IV				
I. típus					30	22	15	9
II. típus					27	20	13	8
III. típus					24	18	12	7
IV. típus					19	15	10	6

5-5. táblázat. B paraméter: A tagoltság megjelenése és a kihajtás iránya (Wickham *et al.* 1974)

Átlag tagoltsági távolság	Csapásirány \perp a tengelyre					Csapásirány \parallel a tengellyel		
	a kihajtás iránya					a kihajtás iránya		
	Mindkettő	Dőlésirányú		Dőlés iránnyal szemben		Bármely irányban		
	A fő tagoltság dőlésszöge ^a							
	lapos	meredek	vertikális	meredek	vertikális	lapos	meredek	vertikális
Nagyon közeli < 2 hüvelyk	9	11	13	10	12	9	9	7
Közeli 2-6 hüvelyk	13	16	19	15	17	14	14	11
Közepesen tagolt 6-12 hüvelyk	23	24	28	19	22	23	23	19
Közepesen tömbösödött 1-2 l.	30	32	36	25	28	30	28	24
Szilárd tömbök 2-4 láb	36	38	40	33	35	36	24	28
Szilárd > 4 láb	40	43	45	37	40	40	38	34

^a: Dőlésszög: 0°-20°: lapos; 20°-50°: meredek; 50°-90°: vertikális.

5-6. táblázat. C paraméter: talajvíz és tagoltsági állapot (Wickham *et al.*, 1974)

Vízbefolyás az alagútba 100 láb hosszon gallon/percben	A + B összege					
	13 – 44			45 – 75		
	Tagoltsági állapot ^b					
	jó	közepes	gyenge	jó	közepes	gyenge
Nincs	22	18	12	25	22	18
Csekély < 200 gallon/perc	19	15	9	23	19	14
Mérsékelt 200-1000 gallon/perc	15	22	7	21	16	12
Erős > 1000 gallon/perc	10	8	6	18	14	10

^b: tagoltsági állapot: jó: szoros vagy cementálódott; közepes: kissé mállott vagy töredezett; gyenge: erősen mállott, töredezett vagy nyitott.

5-7. táblázat. Különböző átmérőjű alagútfúró gépek (TBM) esetén használható korrekciós tényezők

Átmérő		AF értéke
láb	méter	
30	9,15	1,058
	8,00	1,127
25	7,63	1,135
	7,00	1,150
20	6,10	1,168
	6,00	1,171
	5,00	1,183
15	4,58	1,186
	4,00	1,192
10	3,05	1,200

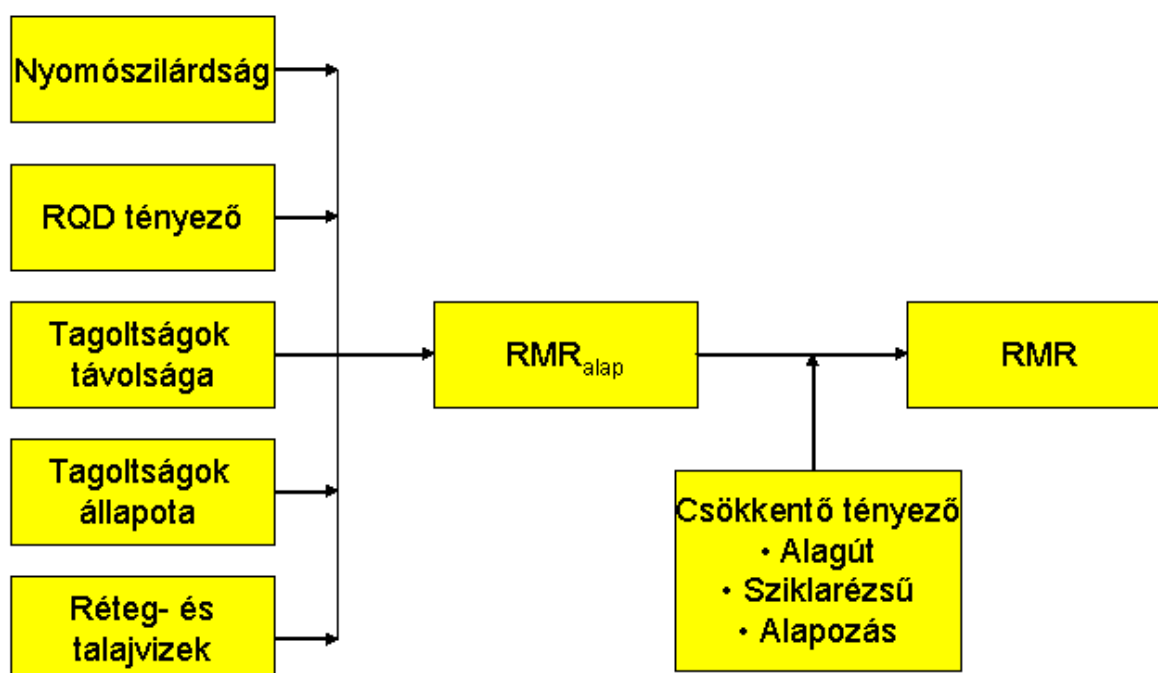
5.3 RMR (Rock Mass Rating) módszer

Az RMR módszert (melyet az angolszász szakirodalomban számos esetben Geomechanikai Osztályozásnak is neveznek) Bieniawski fejlesztette ki 1973-ban, Dél-Afrikában üledékes kőzetben (főleg mészkővekben), sekély mélységben vezetett alagutak építésére. Az eredetileg az üregállékonyság, üregbiztosítás érdekében kifejlesztett módszer kiválóan alkalmas telephely értékelésére is. Az RMR értékek megállapodásokon alapulnak, ezért csak összehasonlítást tesznek lehetővé telephelyen belül, illetve telephelyek között.

Az RMR módszer a kőzettest tulajdonságait a mérnöki létesítmény figyelembe vételével superponálja, azaz az alagút esetében a jövesztés irányát is figyelembe veszi. Az osztályozás az alábbi hat tényező figyelembe vételét tartja fontosnak:

1. A kőzet egyirányú nyomószilárdsága; (r_{σ})
2. RQD tényező; (r_{RQD})
3. A tagoltságok távolsága („sűrűsége”); (r_x)
4. A tagoltságok állapota; (r_a)
5. Réteg- és talajvizek; (r_G)
6. A tagoltságok iránya (r_d)

Az RMR érték a tényezőkhöz rendelt jelzőszámok összege. Ezeknek a tényezőknek az értékeinek meghatározásának első verziója óta számos jelentős változtatáson ment keresztül (pl.: Bieniawski, 1973, 1974, 1975, 1976, 1979, 1989). Az összeg 0 és 100 között változhat. Az első öt tényező adja az RMR alapértékét (RMR_{alap}), melyet a tagoltság irányával csökkentünk annak függvényében, hogy az a létrehozandó műtárgy fajtájával, orientációjával, kialakításának irányával milyen geometriai viszonyban van. A módszer használatának folyamatábráját az **5-4. ábrán** adjuk meg.



5-4. ábra. Az RMR meghatározásának folyamatábrája

Jelen fejezetben az alagútépítés esetére mutatjuk be az RMR használatát Bieniawski (1989) alapján, míg a következő fejezetekben sziklarézsük, illetve alapozás esetére részletezzük felhasználási lehetőségeit.

5.3.1 Az osztályozás tényezői és meghatározásuk

Az RMR módszer alkalmazásához a létesítmény kőzetkörnyezetét olyan egységekre kell bontani, melyek szerkezeti tulajdonságai többé-kevésbé megegyeznek. Itt elsősorban azonos kőzetekre kell gondolni, illetve azonosan töredezettséggel, tagoltsággal rendelkező egységekre. Általában ezeknek az egységeknek a határai egybeesnek a főbb geológiai változásokkal, azaz pl. a nyírási zónákkal, jelentősebb tagoltsági határral, kőzethatárral, stb. Fontos, hogy ezeknél a módszereknél az intervallumhossz megválasztásakor figyelembe kell venni az alkalmazandó biztosítási szerkezet technológiai viszonyait, tehát az intervallum nem lehet rövidebb, mint az a hossz, amin belül módosítani lehet a biztosítási módot.

A tényezőkhöz tartozó jelzőszámok kiszámításának lehetőségét Sen és Sadagah (2003) alapján adjuk meg. Fel kell hívni a figyelmet arra, hogy Bieniawski által adott jelzőszámok intervallumokra vonatkozik, míg Sen & Sadagah (2003) képletei alapján folytonos függvényként értelmezi az RMR értéket.

Egyirányú nyomószilárdság

A kőzettömb nyomószilárdságának mind laboratóriumi, mind helyszíni meghatározását az előzőkben részletesen ismertettük. Bieniawski (1989) alapján ezen értékek osztályba sorolását és az azokhoz rendelt jelzőszámokat mutatjuk be az **5-8. táblázatban**.

Egyirányú nyomószilárdság (σ_c) ismeretében a jelzőszám a következőképpen határozható meg (Sen & Sadagah, 2003):

$$r_\sigma = 0,075 \sigma_c \quad (5.6.)$$

A pont-terheléses vizsgálattal mért szilárdsági eredmény alapján (Sen & Sadagah, 2003):

$$r_\sigma = 1,67(1 + \sigma). \quad (5.7.)$$

5-8. táblázat. Az ép kőzet nyomószilárdságához rendelhető RMR jelzőszám (Bieniawski, 1989)

Osztály	Minősítése	Egyirányú nyomószilárdság [MPa]	Pont-terheléses szilárdság [MPa]	Jelzőszám
I.	rendkívül szilárd	> 250	> 8	15
II.	nagyon szilárd	100 – 250	4-8	12
III.	szilárd	50 – 100	2-4	7
IV.	közepes szilárdságú	25 – 50	1-2	4
V.	gyenge	10 – 25	nem mérhető	2
VI.	nagyon gyenge	2 – 10	nem mérhető	1
VII.	rendkívül gyenge	1 – 2	nem mérhető	0

Megjegyzés: 0,6 MPa-nál kisebb nyomószilárdság esetén már talajról beszélünk.

RQD érték

Az RQD meghatározásának módját részletesen a tagoltságok fejezetben részletesen elemeztük. Az **5-9. táblázatban** az RMR tényezőnél használatos osztályba sorolást és az azokhoz rendelt jelzőszámokat adjuk meg. Az RQD ismeretében a jelzőszám lineáris függvény alapján is meghatározható (Sen & Sadagah, 2003):

$$I_{RQD} = 0,2 RQD \quad (5.8.)$$

5-9. táblázat. RQD osztályai és jelzőszáma az RMR osztályozáshoz (Bieniawski, 1989)

Minősítése	RQD (%)	Jelzőszám
Kitűnő	90 – 100	20
Jó	75 – 90	17
Megfelelő	50 – 75	13
Gyenge	25 – 50	8
Nagyon gyenge	< 25	3

A tagoltságok közötti távolságok

A tagoltságok közötti távolság meghatározásánál két tagoló felület közötti lineáris távolságot kell mérni. A számításnál a több mérés alapján meghatározott távolságok közül a legkisebb értéket kell figyelembe venni. A besorolást az **5-10. táblázatban** adjuk meg, illetve a jelzőszám meghatározható az alábbi lineáris egyenlet alapján (Sen & Sadagah, 2003):

$$r_x = 24 - 15,1 \log(\lambda), \quad (5.9.)$$

ahol λ az egy folyóméterre eső tagoltságok száma.

5-10. táblázat. A tagoltságok közötti távolságok osztályozása és a hozzá rendelhető jelzőszáma (Bieniawski, 1989)

Minősítése	Távolság [m]	Jelzőszám
<i>Nagyon messzi</i>	> 2	20
<i>Messzi</i>	0,6 – 2	15
<i>Közepesen távoli</i>	0,2 – 0,6	10
<i>Közeli</i>	0,06 – 0,2	8
<i>Nagyon közeli</i>	< 0,06	5

Tagoltságok állapota

Az RMR osztályozásnál használt tényezők közül ez az egyik legösszetettebb paraméter. Az eredeti leírás alapján ennek a jelzőszámnak a meghatározását az **5-11. táblázat** szerint tehetjük meg. Érdemes azonban a tagoltság állapotát több szempont szerint is figyelembe venni, mégpedig a tagoló felületek érdekessége és kitöltöttsége, annak megnyíltsága, folytonossága valamint mállottsága szerint. Az ezekhez rendelhető jelzőszámok összegével

adható meg a tagoltság állapota. A használandó táblázatokat Romana (1993) ajánlásai alapján közöljük.

5-11. táblázat. A tagoltságok állapota szerinti osztályozás (Bieniawski, 1989)

Leírás	Jelzőszám
Nagyon érdes és üde állapotú, a kőzettestek szorosan érintkeznek, nincs szétválás	30
Érdes és kissé mállott, a szétválás kisebb, mint 1 mm.	25
Kissé érdes és közepesen vagy erősen mállott, a szétválás kisebb, mint 1 mm.	20
Csúszós felület vagy 5 mm vastag. Kitöltés, vagy 1-5 mm folytonos szétnyílás	10
A szétválás nagyobb, mint 5 mm, puha anyaggal kitöltött, a folytonos diszkontinuitás legalább 5 mm széles	0

a) érdesség és kitöltöttség (5-12. táblázat)

A tagoltságok érdességét terepi megfigyeléssel határozzuk meg szabad szemmel. A táblázat tartalmazza az ajánlott osztályozási rendszereket és a hozzájuk rendelhető értékeket.

5-12. táblázat. A tagoló felülettől illetve kitöltöttségétől függő tényező és számszerű értéke (Romana, 1993)

Érdesség/ Kitöltöttség	Leírása	Jelzőszám
<i>Nagyon érdes</i>	Lépcsőzetes felület, barázdák előfordulása	10
<i>Érdes</i>	Néhány barázda van, a kopás jelei láthatók	9
<i>Kissé érdes</i>	Néhány kopásjel látható az érdes felületen	8
<i>Sima</i>	Nincs semmi kopásjel a sima felületen	6
<i>Síkos</i>	Szemmel láthatóan síkos felület	5
<i>Puha kitöltött</i>	Puha, csúszós anyaggal kitöltött	0

b) megnyíltság (5-13. táblázat).

A kinyíltság a tagoló felületek merőleges eltávolodása. Belátható, hogy 5 mm-nél nagyobb kinyílás esetén a tagoló felületek közötti súrlódás elhanyagolható. Megjegyzendő, hogy a megadott osztályozási módszer nem egyezik meg az ISRM (1978) osztályozási módszerével. Az ISRM módszer 0-10 mm között állítja fel kategóriáit, az RMR tényezőnél már 5 mm-nél nagyobb tágasság esetén elhanyagoljuk az egymásra hatást.

5-13. táblázat. A tagoltság megnyíltságától függő tényező értékei (Romana, 1993)

Leírás	Megnyíltság [mm]	Jelzőszám
<i>Zárt</i>	< 0,1	9
<i>Kissé megnyílt</i>	0,1 – 1	7
<i>Nyitott</i>	1 – 5	5
<i>Nagyon nyitott</i>	> 5	0

c) folytonossága (5-14. táblázat)

A folytonosság meghatározza, hogy a tagoló felületek milyen hosszan követhetők, valamint mennyire kapcsolódnak (kapcsolódhatnak) össze.

5-14. táblázat. A tagoló felületek folytonosságához rendelhető értékek (Romana, 1993)

Folytonosság	Leírása	Jelzőszám
<i>Folytonos</i>	Folytonos, összekapcsolódó tagoló felület	0
<i>Fél-folytonos</i>	Nem folytonos, de a tagoló felületek formájából látható, hogy összekapcsolódásra van lehetőség.	3
<i>Nem folytonos</i>	Nincs semmiféle folytonosság a tagoló felületeknél	5

d) mállottság (5-15. táblázat)

A mállottsági fokra az ISRM (1978) által ajánlott osztályozás alapján az RMR tényezőknél az alábbi öt kategóriába kell a kőzetet besorolni, és ehhez jelzőszámot rendelni.

5-15. táblázat. A tagoló felületek mállottsági foka és az ahhoz rendelt érték közötti kapcsolat (Romana, 1993)

Mállottság	Jelzőszám
<i>Üde</i>	6
<i>Kissé mállott</i>	5
<i>Közepesen mállott</i>	3
<i>Erősen mállott</i>	0
<i>Teljesen mállott</i>	0

Talaj- és rétegvíz figyelembe vétele

Az osztályozási módszer külön veszi figyelembe a talaj- és rétegvíz jelenlétét a kőzetkörnyezet és a létesítmény kölcsönhatásánál, pl. az alagútépítésnél. A 10 m hosszan történő vízbeszivárgás mértékével határozzák meg ezt az RMR jelzőszámot. A vízbefolyáson kívül meghatározható (és adott esetben meg is kell határozni) a tagoló-felületben lévő víznyomás mértéke, valamint általánosságban a felületen várhatóan megjelenő vízmennyiséget.

Az 5-16. táblázat az osztályozás rendszerét mutatja be a felvehető jelzőszámmal együtt. Az 5-5. ábrán látható fényképek Aydan et al. (2014) dokumentált vizesedésekkel szemlélteti a táblázatban foglalt értékeket.

5-16. táblázat. Víz jelenlétének értékelése az RMR módszernél (Bieniawski, 1989)

10 m-es alagúthosszon vízbefolyás (l/perc)	Nincs	< 10	10-25	25-125	> 125
pórusvíznyomás/ főfeszültség	0	0-0,1	0,1-02	0,2-05	> 0,5
Leírás	teljesen száraz	párás	Nedves	csepegés	folyás
Jelzőszám	15	10	7	4	0

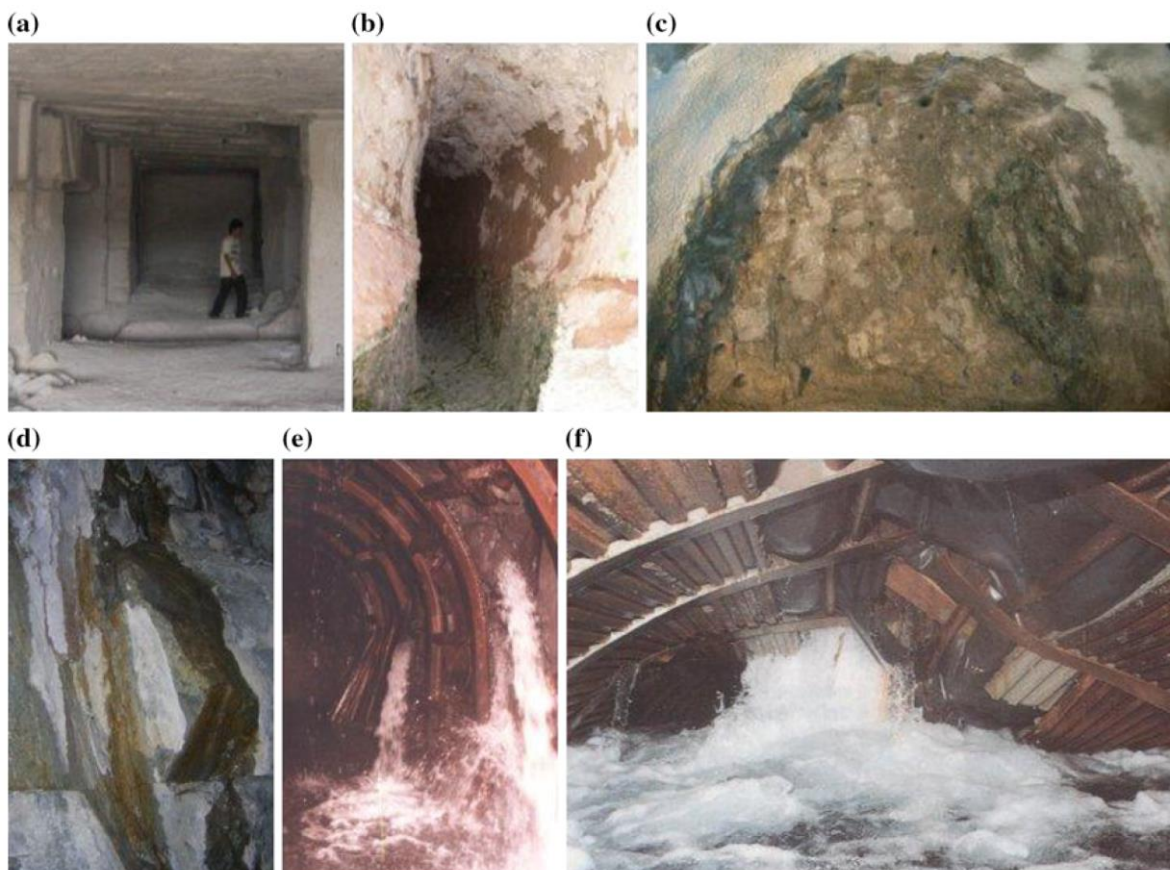
A lineáris modellel a következő összefüggés is megadható (Sen & Sadagah, 2003):

$$r_G = 10 - 2,9 \log(G) \quad (5.10.)$$

ahol G a befolyó víz mennyisége l/perc –ben.

Romana (2003) ezt az értéket a vertikális feszültség (σ_v) és a víznyomás (u) ismeretében ajánlja meghatározni. E két érték hányadosának ismeretében ($r_u = u/\sigma_v$) a felvehető értékszám:

$$r_G = 10 \log (1/r_u) - 1,5 \quad (5.11.)$$



5-5. ábra. Víz figyelembevétele a kőzettest osztályozásánál – mintapéldák Aydan et al. (2014) alapján. (a): teljesen száraz; (b): párás (c): nedves (d): csöpögés (e): vízbefolyás (f) áradás

Tagoltság irányától függő tényező

A fenti tényezők összeadásával (az **5-9.-5-17. táblázatokból** kiválasztott jelzőszámok alapján) kapjuk meg az ún. RMR_{alap} értéket. Ez az érték még független a tervezett műtárgy és a tagoltsági irányok közötti kapcsolattól. Fontos, hogy a tagoltság irányától függő tényezőt figyelembe vegyük. Ehhez ismernünk kell a tagoltságok csapásirányát, dőlésirányát és dőlésszögét. Azt, hogy az alagút kihajtásának iránya kedvező, vagy kedvezőtlen-e, a tagoltságok térbeli elhelyezkedésének ismeretében lehet meghatározni (lásd **5-17. táblázatot**).

A besorolás alapján az RMR_{alap} értéket csökkentjük az **5-18. táblázatban** megadott jelzőszámokkal. A táblázatban megadjuk a föld alatti létesítményeken kívül a sziklarézsúkre, valamint alapozásra vonatkozó csökkentő tényezőket is, de ezekkel pontosabban a következő fejezetekben foglalkozunk.

5-17. táblázat. RMR érték meghatározásához a tagoltság irányának figyelembevétele (Bieniawski, 1989)

A TAGOLTSÁG DŐLÉSSZÖGÉNEK ÉS IRÁNYÁNAK HATÁSA AZ ALAGÚTRA			
A csapásirány merőleges az alagúttengelyre		A csapásirány párhuzamos a műtárgy tengelyével	
Kihajtás dőlésszög-irányban, dőlésszög: 45°-90°	Kihajtás dőlésszög-irányban, dőlésszög: 20°-45°	Dőlésszög: 45°-90°	Dőlésszög: 20°-45°
<i>Nagyon kedvező</i>	<i>Kedvező</i>	<i>Nagyon kedvezőtlen</i>	<i>Elégséges</i>
Kihajtás dőlésszög-iránnyal szemben, Dőlésszög: 45°-90°	Kihajtás dőlésszög-iránnyal szemben, dőlésszög: 20°-45°	Dőlésszög 0-20° csapásiránytól függetlenül	
<i>Megfelelő</i>	<i>Kedvezőtlen</i>	<i>Megfelelő</i>	

5-18. táblázat. Az RMR_{alap} értéket csökkentő tényezők a tagoltságok besorolása alapján (Bieniawski, 1989)

	Nagyon kedvező	Kedvező	Megfelelő	Kedvezőtlen	Nagyon kedvezőtlen
Alagutaknál	0	-2	-5	-10	-12
Sziklarézsúknél*	0	-5	-25	-50	-60
Alapozásnál**	0	-2	-7	-15	-25

lásd bővebben: *: 5.4 fejezet; **: 5.5 fejezet

5.3.2 Osztályba sorolás RMR érték alapján

Amint az az **5-19. táblázatból** látszik, a kőzettestet az RMR érték ismeretében öt kategóriába lehet sorolni, melyhez alagutak esetén hozzárendelhető az a várható megmaradási idő, ami az alagút állékonyságát megtámasztás nélkül prognosztizálja. Ehhez lehet rendelni a szükséges megtámasztási módokat. Hangsúlyozni kell azonban, hogy az így kapott eredmény csak előzetes becslésnek tekinthető, ezzel nem lehet elhagyni a későbbi *in*

situ vizsgálatokat, valamint a ma már használatos, az állékonyság értékelésére kidolgozott numerikus programok alkalmazását sem.

A vizsgálat eredménye nem tartalmazza (nem is tartalmazhatja) az esetleges robbantásból adódó új törések kialakulását. Különböző fejtési módok esetén esetlegesen a kapott értéket még növelni is lehet. Alagútúrógép (TBM) alkalmazásakor a meghatározott RMR értékhez pl. 10-es érték hozzáadását ajánlják, illetve amennyiben jól kontrollálható robbantás történt, úgy 3-5 értéket lehet még ehhez hozzáadni.

Az RMR_{alap} meghatározásánál 5.3.1 pontban részletezett első öt tényező figyelembe vételével az egyes hatótényezők befolyása (súly %) az **5-20. táblázat** szerint alakul.

5-19. táblázat. Példa egy ajánlott fejtési és biztosítási módszerre a kőzettest RMR osztályának ismeretében sekély mélységben, max. 15 méter átmérővel épülő alagút esetén (Bieniawski, 1989)

RMR érték	Fejtési hossz	Megtámasztás módja		
		Közethorgonyzás	Lőttbeton	Acéltámiv
I. Nagyon jó 81-100	Teljes felületen 3 m hosszán	Általában nem szükséges, néha helyi erősítés		
II. Jó 61-80	Teljes felületen 1,0-1,5 m hosszán. Teljes megtámasztás a vājvégől 20 m-en belül	Helyileg, 3 m hosszán, 2,5 m-ként, helyileg acélhálóval	50 mm vastagságban a főténél, ahol szükséges	Nem szükséges
III. Megfelelő 41-60	Részlegesen 1,5 – 3,0 m-es előrehaladással. Általános megtámasztás minden vājvég után. Teljes megtámasztás 10 m-rel a fejtés mögött.	Rendszeresen elhelyezve 4 m hosszú, 1,5-2 m-es közönként a főténél és a falban, a főténél acélhálóval.	50-100 mm a főténél és 30 mm az oldalaknál	Nem szükséges
IV. Gyenge 21-40	Részlegesen 1,0-1,5 m hosszú előrehaladás. 10 m-re a jövesztés után azonnal biztosítás elhelyezése	Rendszeresen közethorgonyzás 4-5 m hosszán, 1-1,5 m-ként a főténél és acélháló a falakon	100-150 mm a főténél és 100 mm az oldalakon	Könnyű vagy közepes ívek 1,5 m-ként, ahol szükséges
V. Nagyon gyenge < 20	Összetett fejtés 0,5-1,5 m hosszán. Biztosítás elhelyezése azonnal a jövesztés után. Lőttbetonos biztosítás amilyen gyorsan csak lehetséges.	Rendszeresen horgonyzás 5-6 m hosszán, 1-1,5 m sűrűséggel a főténél és a falban acélhálóval	150-200 mm a főténél, 150 mm az oldalaknál és 50 mm a fejtésnél	Közepes és nehéz ívek 0,75 m-enként béléssel és ha szükséges elötűzéssel. Zárt ellenívvel

5-20. táblázat. A különböző paraméterek súly %-a az RMR_{alap} kiszámításánál az adott kőzetosztályon belül

Paraméter		I		II		III		IV		V	
		Érték	%	Érték	%	Érték	%	Érték	%	Érték	%
1	r_{σ}	15	15	12	16	7	13	4	12	2	16
2	r_{RQD}	20	23	15	19	10	19	8	23	5	42
3	r_x	20	20	15	19	10	19	8	24	5	42
4	r_a	30	30	25	33	20	36	10	29	0	0
5	r_G	15	15	10	13	7	13	4	12	0	0
Σ		100	100	77	100	54	100	34	100	12	100

5-20. táblázatból látható, hogy:

- az egytengelyű nyomószilárdság (σ_c) 12-16 %, átlag 14 %, súllyal
 - az RQD 19-42 %, átlag 30 % súllyal
 - a tagoltság távolsága (r_x) 19-42 %, átlag 30 % súllyal
 - a tagolófelületek állapota (r_a) 0-36 %, átlag 18 % súllyal
 - vízviszonyok (r_G) 0-15 %, átlag 7 % súllyal
- szerepelnek az össz-pontszámokban.

A legnagyobb súllyal az RQD és a tagolófelületek távolsága szerepel a minősítésben, tehát nagyobb részt a tagoltság, repedezettség sűrűségét jellemzi az RMR érték és csak kevésbé ezek minőségét. A köztömböt, mint építő elemet jellemző egytengelyű nyomószilárdság súlya csak mintegy fele a tagoltság sűrűségét jellemző paramétereknek, azaz csak kisebb befolyással bír – ebből következik, hogy pl. a vízzel való telítettség hatására lecsökkent nyomószilárdságot a gyakorlatban nem veszik figyelembe. Döntően a repedéssűrűség és kevésbé a repedésminőség, kőzetminőség alapján történik az RMR osztályozás, de ezzel együtt megbízható képet ad a repedezett kőzetről.

5.3.3 Kőzetterhelés mértéke, megtámasztás nélküli idő és szabad fejtési hossz

Unal (1983) ajánlása alapján a főtére jutó kőzetterhelés nagysága az alábbi összefüggés alapján határozható meg:

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B \quad (5.12.)$$

ahol P a terhelés nagysága (MPa), B az alagút átmérője (m) és γ a kőzet sűrűsége (kg/m^3).

Az RMR érték alkalmas arra, hogy értékeljük a kőzettest viselkedését az alagútépítés alatt: várhatóan mennyi ideig áll meg az alagút megtámasztás nélkül, mekkora szabad fejtési hosszal lehet számolni.

Természetesen az adott kőzettestet soha nem lehet egy értékkel jellemezni, hanem az egyes jellemzőknél intervallumot kell megadni. Ehhez a mérnöki gyakorlat és tapasztalat érvényesítése is szükséges.

A megtámasztás nélküli idő minden esetben a föld alatti létesítmény feszávolságától függ. Itt a feszávolság alatt a megnyitott vágat átmérőjét vagy az utolsó biztosítás és a fejtésfront közötti távolságot értjük, attól függően, melyik a kritikusabb. Természetesen egy ívesen nyitott vágat jóval tovább áll meg, mint egy sík főtéjű, továbbá jelentősen befolyásolja még ezt az időt a fejtés módja is: jól megtervezett robbantás esetén az idő inkább növekszik, amennyiben viszont a robbantás jelentősen károsítja a kőzet környezetét, jelentősen csökkenhet.

Kör szelvényű alagutak esetén az RMR érték függvényében a megtámasztás nélküli időt osztályonként az **5-21. táblázatban** adjuk meg. Grafikusan az **5-6. ábra** szemlélteti az összefüggést a fejtési hossz és a megtámasztás nélküli idő között, melyet a gyakorlati tapasztalatok alapján grafikus ábrázolással adtak meg.

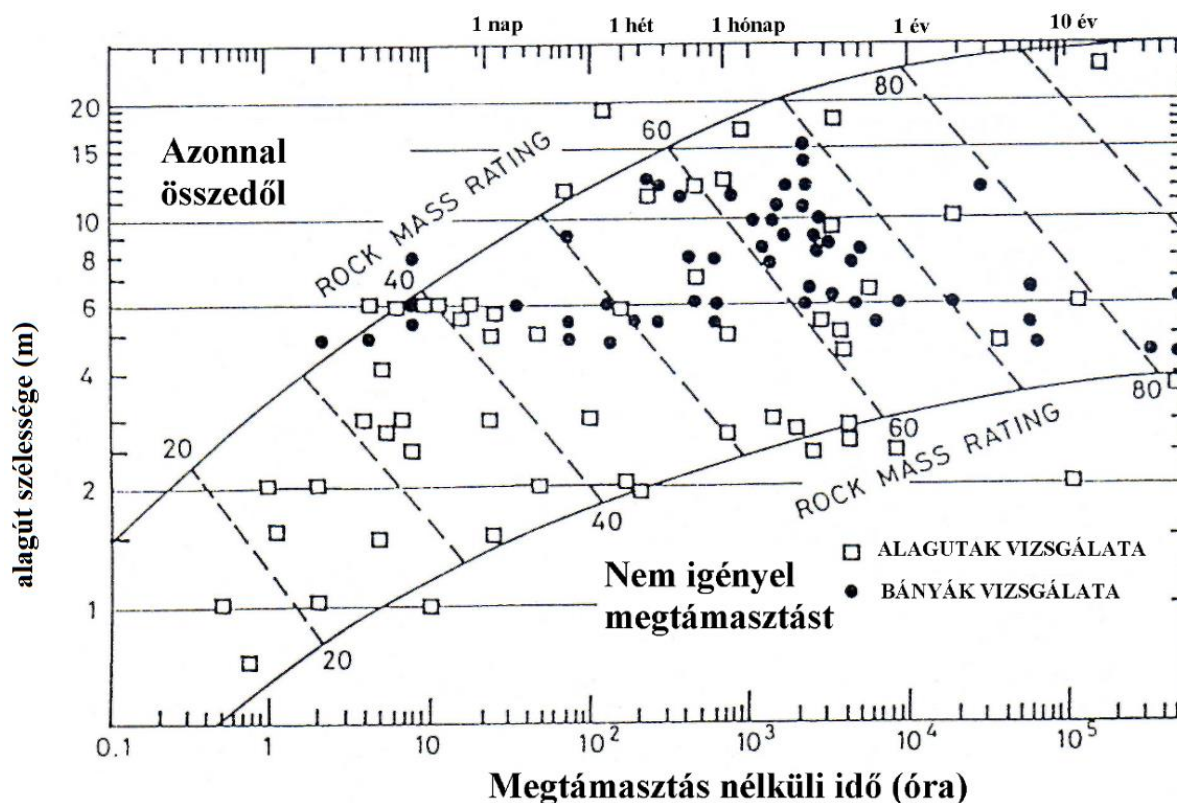
Şen és Sadagah (2003) által megadott analitikus egyenletek a következők:

- Szabad fejtési hosszra az RMR érték függvényében (S – méter):

$$S = \text{RMR}/18 \quad (5.13.)$$

- A megtámasztás nélküli időre az RMR érték függvényében (t – óra):

$$t = 1,19e^{0,178\text{RMR}} \quad (5.14.)$$



5-6. ábra. A megtámasztás nélküli idő az alagút-szélesség (feszávolság) az RMR ismeretében (Bieniawski, 1989).

5.3.4 A kőzettest belső súrlódási szöge és kohéziója

Abból a feltételezésből kiindulva, hogy a kőzettest tönkremenetele a Coulomb törési feltétel szerint jön létre, a kőzettest állékonysága annak belső súrlódási szögétől (ϕ) és kohéziójától (c) függ. Természetesen mindkét tényező eltérő a reziduális (maradó) és a csúcs (maximális) értéknél.

Az **5-21. táblázatban** az értékeket a csúcsra vonatkoztatóan adták meg, melyeket *in situ* mérésekkel határoztak meg. Az így megadott kohézió értékek sziklarézsúk esetén csak telített és mállott kőzettestre igazak, míg alagutak esetén sokszor egy nagyságrenddel nagyobb értékek használata is megengedett.

Lineáris egyenletet használva a következő összefüggés adható meg az RMR érték és a nyírási paraméterek között:

a kőzettest kohéziója (c – kPa):

$$c = 3,625 \text{ RMR} \quad (5.15.)$$

a kőzettest belső súrlódási szöge (ϕ – fok):

$$\phi = 25[1 + 0,01 \text{ RMR}], \quad \text{ha } \text{RMR} > 20 \quad (5.16.)$$

és

$$\phi = 1,5 \text{ RMR}, \quad \text{ha } \text{RMR} < 20. \quad (5.17.)$$

Ugyancsak lineáris kapcsolatot ad meg Aydan & Kaeamoto (2001):

$$\phi_m = 20 + 0,5 \text{ RMR} \quad (5.18.)$$

Ebben az esetben a kőzettest nyomószilárdsági értékének felvétele szükséges a kőzettest kohéziójának meghatározásához:

$$c_m = \frac{\sigma_{cm}}{2} \frac{1 - \sin \phi_m}{\cos \phi_m} \quad (5.19)$$

5-21. táblázat. Az RMR érték osztályozása és értékelése (Bieniawski, 1989)

KŐZETTEST OSZTÁLYOZÁS A TELJES ÖSSZEGBŐL					
Érték	81-100	61-80	41-60	21-40	0-21
Osztályozás	I	II	III	IV	V
Leírás	Nagyon jó	Jó	Megfelelő	Gyenge	Nagyon gyenge
KŐZETTEST OSZTÁLY ÉRTÉKELÉSE					
Osztályozás	I	II	III	IV	V
Megtámasztás nélkül megáll: átlag idő (átmérő)	20 év (15 m)	1 év (10 m)	1 hét (5 m)	10 óra (2,5 m)	30 perc (1 m)
Kohézió - c (kPa)	> 400	300-400	200-300	100-200	< 100
Súrlódási szög - ϕ	> 45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	< 15°

5.3.5 RMR értékek történeti bemutatása

Tekintettel arra, hogy számos esetben használják az RMR értékét valamelyik régebbi meghatározás szerint, az **5-22. táblázatban** összefoglaltuk a különböző időszakokban használt RMR meghatározások maximális értékeit, valamint azt, mikor mit vettek figyelembe. Általánosságban elmondható, hogy főleg az 1976-os meghatározást használták 1990-ig, majd ma már kizárólag az 1989-es verziót veszik figyelembe. Mind hazai, mind nemzetközi tapasztalat azt mutatja, hogy ezzel a verzióval lehet legjobban a kőzettestek RMR módszert alkalmazva minősíteni.

5-22. táblázat. Különböző időszakokban használt RMR értékek tényezői és maximális jelzőszámai

Értéke	1973	1974	1975	1976	1989
Szilárdság	10	10	15	15	15
RQD	16	20	20	20	20
Tagoltság távolsága	30	30	30	30	20
Tagoltságok megnyíltsága	5				
Tagoltság folytonossága	5				
Talajvíz	10	10	10	10	15
Mállottság	9				
Tagoltság állapota		15	30	25	30
Dőlésszög és dőlésirány		15			
Dőlésszög és dőlésirány az alagútra	3-15		0-12	0-12	0-12

5.3.6 RMR értékére való következtetés geofizikai módszerekkel

Szeizmikus hullámterjedési sebesség ismeretében is lehetőség van az RMR értékének meghatározása. El-Naqa (1996) jordániai gátépítéseknel végzett nagyszámú mérési eredmények alapján – melyet mészköveken, agyagköveken, márványon és palákon végezett el – P-hullám terjedési sebesség ismeretében az alábbi empirikus kapcsolatot adja meg:

$$RMR = 59,8 \left(\frac{v_{pF}}{v_{p0}} \right)^{0,26} \quad (5.20.)$$

ahol v_{pF} a kőzettestben mért, míg v_{p0} az adott helyen az ép kőzetben mért P-hullám terjedési sebessége,

S-hullám terjedési sebességének ismeretében Cha et al. (2006) különböző magmás kőzeteken végzett mérési eredmények alapján lineáris kapcsolatot ad meg az RMR érték kiszámítására:

$$RMR = 36,2 v_s - 10 \quad (5.21.)$$

ahol az S-hullám terjedési sebessége km/s-ban van meghatározva.

A Bátaapáti radioaktív hulladéktárolónál végzett mélyfúrásos-geofizikai mérések eredményeit feldolgozva Szongoth & Szücsi (2007) megállapították, hogy az RMR értékének meghatározása az elektromos ellenállás mérés (E40), az akusztikus hullámterjedési sebesség

(v_p), valamint az akusztikus lyukfal-televízió repedéssűrűség paraméteriéből származhat (ez utóbbi időigényes és nehézkes meghatározású). Az első két paraméter alapján nagyon jó korrelációs együtthatókkal az alábbi empirikus kapcsolat alkalmazására tettek javaslatot Szongoth & Szücsi (2007):

- Csak az elektromos ellenállás mérés ($E40$) ismeretében

$$RMR = 0,55[\lg(E40)]^{3,71} \quad (5.22.)$$

- Az elektromos ellenállás mérés ($E40$) és a P-hullámtejedés (v_p) ismeretében:

$$RMR = 1,4 \cdot 10^{-11} [\lg(E40) v_p]^{20,05} \quad (5.23.)$$

5.4 RMR osztályozási módszer alkalmazása sziklarézsúknél – SMR módszer

Az előző fejezetben ismertettük az RMR_{alap} meghatározását, mely nem tartalmazza a kőzettest tagoltságának és az alagút fejtés irányának geometriai viszonyait. Ennek a tényezőnek ismeretében lehetőség van a sziklarézsúk állékonyságának számítására is. Ezt a módszert Romana (1985, 1993) fejlesztette ki, és SMR-nek (Slope Mass Rate) nevezte el (lásd még: Vásárhelyi, 2003b). A sziklarézsúk osztályozását és tönkremenetelük módját Kertész (1985) részletesen összefoglalja.

Kiszámításánál négy különböző módosító tényezőt vesz figyelembe:

$$SMR = RMR_{alap} + (F_1 F_2 F_3) + F_4 \quad (5.24.)$$

Az egyenletben az F_1 , F_2 és F_3 a tagoltság-sziklarézsú közötti geometriai viszonyoktól függő tényezők, míg az F_4 az emberi beavatkozástól függ. Az **5-7. ábra** a módosító tényezőknél felhasznált geometriai viszonyokat mutatja be.

F_1 a sziklarézsú és a tagoltság csapásirányától függő tényező. Amennyiben egymással párhuzamosak, ez az érték 1,00, míg a minimális értéke 0,15 amikor a csapásirányok között bezárt szög több mint 30° , azaz a törés lehetősége igen kicsi. E két érték között a következő összefüggéssel lehet közelítőleg az értéket kiszámolni:

$$F_1 = (1 - \sin A)^2 \quad (5.25.)$$

ahol A a tagoltság és a sziklarézsú csapásiránya közötti szög fokban.

F_2 tényező a tagoltság dőlésszögétől függ, azaz ez a tényező a nyírési szilárdsági valószínűségi érték. Amennyiben a dőlésszög 45° -nál nagyobb, akkor az értéke 1,00, míg 20° -nál kisebb dőlésszög esetén 0,15. E két érték között a következő egyenlettel lehet kiszámítani a tényező értékét:

$$F_2 = \text{tg}^2 \beta_j \quad (5.26.)$$

ahol β_j a tagoltság dőlésszöge. Csúszási tönkremenetel esetén F_2 értéke 1,00.

F_3 a sziklarézsú és a tagoltság dőlésszögétől függő tényező. Kétféle tönkremeneteli állapotot különböztethetünk itt meg: a „csúszási”, illetve a „kibillenő” tönkremenetelt.

- a) Csúszási tönkremeneteli állapotban F_3 a sziklarézsűnek a tagoltságból nézve vett meredekségétől függő érték. Jó akkor, ha a tagoltság párhuzamos a sziklarézsűvel, míg ha a sziklarézsű dőlésszöge 10° -nál nagyobb, mint a sziklarézsűé, kedvezőtlen állapotról beszélünk.
- b) A kibillenési tönkremeneteli módot Hoek és Bray (1981) részletesen elemzi: megállapításuk szerint ez alapján a mállott és a lecsökkent nyírószilárdságú (5° körüli súrlódási szöggel) sziklarézsűnek növekszik meg a tönkremenetel esélye. Ebben az esetben kedvezőtlen illetve nagyon kedvezőtlen állapotról nem beszélhetünk.
A fenti tényezőket foglalja össze az **5-23. táblázat**.

F_4 a sziklarézsű emberi beavatkozásától függő tényező. A tényező felvételénél a következő megfontolásokból indultak ki (lásd az **5-24. táblázat**):

- a) a természetes sziklarézsű a legstabilabb, a hosszú idejű erózió és a rátelepülő mechanikai védelem (pl.: vegetáció, kérgesedés, stb.) okból kifolyólag: $F_4 = +15$.
- b) hasadás előtti állapot szintén növeli a sziklarézsű állékonyságát: $F_4 = +10$.
- c) egyenletes robbantás esetén szintén nő a sziklarézsű stabilitása: $F_4 = +8$.
- d) normál robbantás esetén nem változik a sziklarézsű stabilitása: $F_4 = 0$.
- e) mechanikai bányászat esetén (általában hasítással, sokszor előkészítő robbantással), mikor a sziklarézsű síkját nehéz meghatározni. Ebben az esetben általában sem nem nő, sem nem csökken a sziklarézsű stabilitása: $F_4 = 0$.
- f) rosszul koordinált robbantás esetén $F_4 = -8$.

A fentiek szerint meghatározott SMR érték alapján az osztályozást az **5-25. táblázat** mutatja. A kapott érték alapján fogalmat alkothatunk a szükséges beavatkozás nagyságáról és a sziklarézsű biztonsági tényezőjéről, valamint az esetleges tönkremenetel módjáról.

Az **5-26. táblázatban** az ajánlott beavatkozási, megtámasztási módokat foglaltuk össze. Ki kell hangsúlyozni, hogy a meghatározott SMR érték, illetve az ez alapján történő osztályba sorolás, valamint a megtámasztás tervezése csak az állapotfelvétel idejére vonatkozik.

A sziklarézsűk időjárásnak jelentősen ki vannak téve, ezért a méréseket el kell végezni mind a fejtés utáni üde közettestnél, majd később, az esetlegesen mállott állapotú közettesten. Számos esetben a fejtés után stabil, jó minőségű közettest instabillá válik néhány éven belül. Ugyancsak fontos a felvétel ideje, télen és tavasszal, amikor sok csapadék esik, rosszabb közettest-minőséget mérhetünk, mint nyáron. Ezért a vizsgálatnál mindig a lehető legrosszabb állapotot kell figyelembe venni.

Itt jegyezzük meg, hogy Banks (2005) szerint egy természetes sziklarézsű hajlásszögének ismeretében (S) az RMR alapértékére is következtetni lehet:

$$RMR_{\text{alap}} = 0,4S + 53 \quad (5.27.)$$

5-23. táblázat. A módosító tényezők jelzőszáma a közettömb várható csúszása, illetve kibillenése esetén (Romana, 1993)

<i>Csúszási tönkre menetel</i>	nagyon kedvező	kedvező	megfelelő	kedvezőtlen	nagyon kedvezőtlen
$\alpha_j - \alpha_s$	$> 30^\circ$	30-20°	20-10°	10-5°	$< 5^\circ$
F₁	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
β_j	$< 20^\circ$	20-30°	30-35°	35-45°	$> 45^\circ$
F₂	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
$\beta_j - \beta_s$	$> 10^\circ$	10-0°	0°	0° - -10°	$< -10^\circ$
F₃	0	0	-25	-50	-60
Kibillenési tönkre menetel					
$(\alpha_j - \alpha_s) - 180^\circ$	$> 30^\circ$	30-20°	20-10°	10-5°	$< 5^\circ$
F₁	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
F₂	1	1	1	1	1
$\beta_j + \beta_s$	$< 110^\circ$	110 - 120°	$> 120^\circ$	-	-
F₃	0	0	-25	-	-

α_j : a tagoltság dőlésiránya; α_s : a sziklarézsű dőlésiránya; β_j : a tagoltság dőlésszöge; β_s : a sziklarézsű dőlésszöge

5-24. táblázat. F₄ értéke különböző fejtési módok esetén SMR tényező számításához (Romana, 1993)

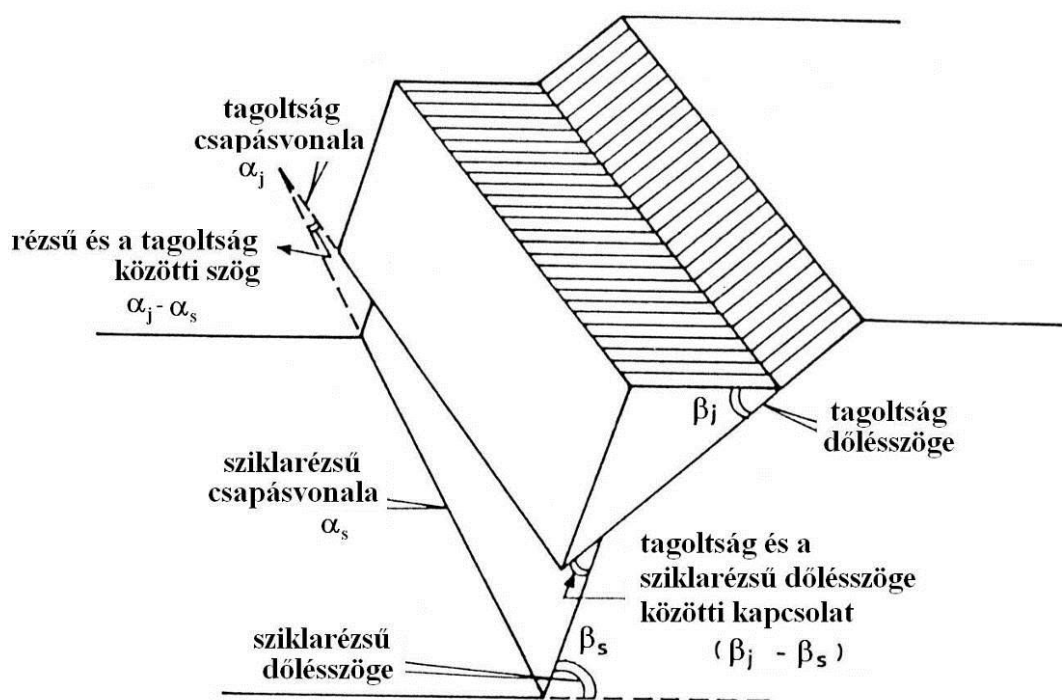
Fejtési módszer	F₄ érték
<i>természetes rézsű</i>	+ 14
<i>hasítás-előtti</i>	+10
<i>jól kontrolált robbantás</i>	+8
<i>normál robbantás vagy mechanikai fejtés</i>	0
<i>rosszul kontrolált robbantás</i>	-8

5-25. táblázat. Az állékonyság (tönkre menetel) és a meghatározott SMR érték közötti kapcsolat (Romana, 1993)

SMR	Osztály	Leírás	Állékonyság	Tönkre menetel	Biztonság
81 - 100	I	Nagyon jó	Teljes mértékben stabil	Nincs	10
61 - 80	II	Jó	Stabil	Néhány tömb	5
41 - 60	III	Megfelelő	Részlegesen stabil	Néhány tagoló felület v. sok hasadék	2,5
21 - 40	IV	Rossz	Instabil	Csúszás v. nagy hasadék	1,6
0 - 20	V	Nagyon rossz	Teljes mértékben instabil	Nagy csúszás v. talajszerű	1,1

5-26. táblázat. Ajánlott megtámasztási módok a különböző SMR osztályokhoz (Romana, 1993)

SMR érték	SMR osztály	Ajánlott biztosítási mód
91-100	Ia	Nem kell megtámasztás
81-90	Ib	Nem kell megtámasztani, helyenkénti leválasztások
71-80	IIa	Pontszerű kőzetcsavározás
61-70	IIb	Pontszerű vagy rendszeres kőzetcsavározás
51-60	IIIa	Pontszerű vagy rendszeres kőzetcsavározás, helyenkénti löttbetonozás
41-50	IIIb	Rendszeres kőzetcsavározás/horgonyzás, rendszeres löttbetonozás, előfalazás és/vagy betonozás
31-40	IVa	Kihorgonyzás, rendszeres löttbetonozás, előfalazás és/vagy betonozás (vagy újrafejtés), drénezés
21-30	IVb	Kihorgonyzás, rendszeres löttbetonozás, előfalazás és/vagy betonozás, újrafejtés), mély drénezés
11-20	V	Súly- vagy hátrahorgonyzott támfal, újrafejtés



5-7. ábra. Csúszási törés esetén a mérendő csapásirány és dőlésszögek

5.5 Építmények alatti kőzettest teherbírásának meghatározása RMR módszerrel

5.5.1 Épületek, hidak alapozásánál

A kőzettest sokkal heterogénebb, mint a talaj, ezért számos esetben az épületek, gátak, létesítmények alapozásánál főleg feltöredezett, gyenge vagy hullámos kőzetfelszínnél számos probléma merülhet fel, például jelentős süllyedésbeli különbségekkel kell számolni. Fokozottan kell ügyelni abban az esetben, ha az alaptest részben kőzettesten, részben talajon áll. A különböző kőzettestek alakváltozási modulusai jelentősen eltérhetnek, amit szintén számításba kell venni. Jelen fejezetben csak az RMR módszer alkalmazhatóságát mutatjuk be – teljes részletességgel e témával Wyllie (1992) foglalkozik.

Az alapozás megtervezése függ a felszínen lévő kőzettest minőségétől, mely szoros összefüggésben van annak határteherbírásával. Nagyobb műtárgyaknál itt is ajánlott a helyszíni próbaterhelés végzése.

Az RMR_{alap} érték alapozási munkák tervezésénél, méretezésénél is használható. A tagoltság térbeli elhelyezkedésének ismeretében ún. csökkentő tényezők vezethetők be a „nagyon kedvező”-től a „nagyon kedvezőtlen” állapotig. A tapasztalatok alapján megállapítható, hogy a határteherbírás drasztikusan lecsökken függőleges irányú tagoltsági rendszer esetén. Ilyenkor mély határmélységgel kell számolni. Az **5-27. táblázatban** a RMR_{alap} értékét módosító csökkentő tényezőket adjuk meg.

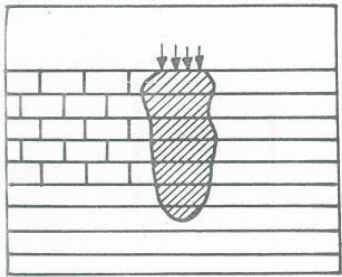
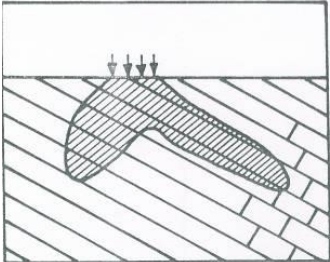
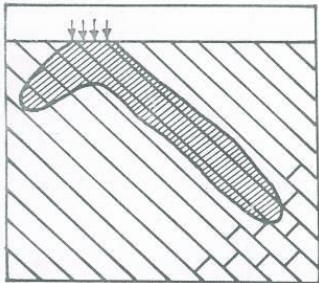
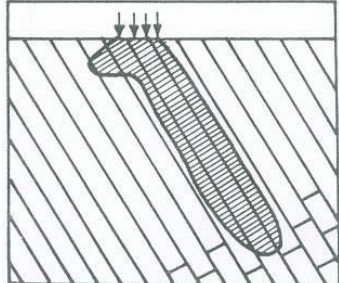
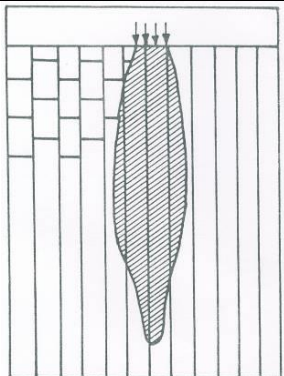
Az így meghatározott RMR érték segítségével lehetőség van az alaptest alatti kőzettest osztályozására és a határteherbírásának (σ_H) megadására is a

$$\sigma_H = 3,4 RMR^{1,6} \quad [kN/m^2] \quad (5.28.)$$

összefüggés alapján, illetve az **5-27. táblázat** felhasználásával. Fontos kiemelni, hogy a táblázat csak abban az esetben használható, ha az alaptest alatti kőzettest minősége állandónak tekinthető. Abban az esetben, ha a felső zóna RMR tényezője az alaptest szélességének kb. negyedének megfelelő zónájában az RMR tényező kisebb értékű, akkor számításnál vagy ezt kell figyelembe venni, vagy pedig ezt a gyengébb réteget ki kell váltani.

Az **5-28. táblázatban** megadott határ teherbírási értékek 12 mm-es süllyedés feltételezésével használhatók.

5-27. táblázat. A tagoltság és az alaptest helyzetétől függő besorolás szerint meghatározható csökkentő tényezők az RMR érték számításához

	Tagoltság helyzete	Csökkentő tényező
	Nagyon kedvező $\delta = 0^\circ$	0
	Kedvező $\delta = 30^\circ$	-2
	Megfelelő $\delta = 45^\circ$	-7
	Kedvezőtlen $\delta = 60^\circ$	-12
	Nagyon kedvezőtlen $\delta = 90^\circ$	-25

5-28. táblázat. Az alaptest alatti kőzettest RMR értéke alapján való osztályozás és az ahhoz felvehető határfeszültségi értékek (q_a) az RMR érték ismeretében

Osztály	I	II	III	IV	V
leírás	nagyon jó	jó	elégséges	gyenge	nagyon gyenge
RMR érték	100-81	80-61	60-41	40-21	20-0
σ_H (kN/m ²)	6000-4400	4400-2800	2800-1350	1350-450	450-300

5.5.2 Gátak alatti kőzettest teherbirásának meghatározása DMR módszerrel

Amint azt az 5.3 fejezetben már bemutattuk, alapozás esetén a tagoltságok irányától függő módosító tényező értéke -25 pontig terjedhet. Az alábbiakban Romana (2003) gátakra kifejlesztett elméletét ismertetjük.

Víz hatása a szilárdságra

A gátak környezetében a víznyomás értéke erősen változik a víztározóban tárolt víz mennyiségétől, azaz a vízmagasságától, és a gát körüli szivárgás következtében. A gát körül kialakuló szivárgást pedig erősen befolyásolják a kőzettest tagoltságának a tulajdonságai, a vízzáró függöny hatékonysága, a vízszintkülönbség, stb. Emiatt nehéz általános szabályokat felállítani a víznyomás figyelembe vételére.

A vízzel való telítődés okozta szilárdságcsökkenés, valamint a víznyomás megnövekedése az RMR-tényezőket is csökkenti. A szilárdság csökkenése a vízzel való telítés hatására az RMR_{alap} -ra csak néhány (1-2) pontos hatással van, amely még alacsony RMR-értékeknél (25-30, az ennél alacsonyabb érték betongátak alapozására szinte alkalmatlan) sem jelent nagy különbséget. A fentiekből adódóan Romana (2003) azt javasolja, hogy számításainkat minden esetben „száraz” állapotra készítsük el, azaz $r_G = 15$ -ös értéket véve fel, majd a víz módosító hatását csak a számítások legvégén vegyük figyelembe.

Megjegyezzük ugyanakkor, hogy a víz hatására a kőzettest összenyomódási modulus jóval érzékenyebben reagál.

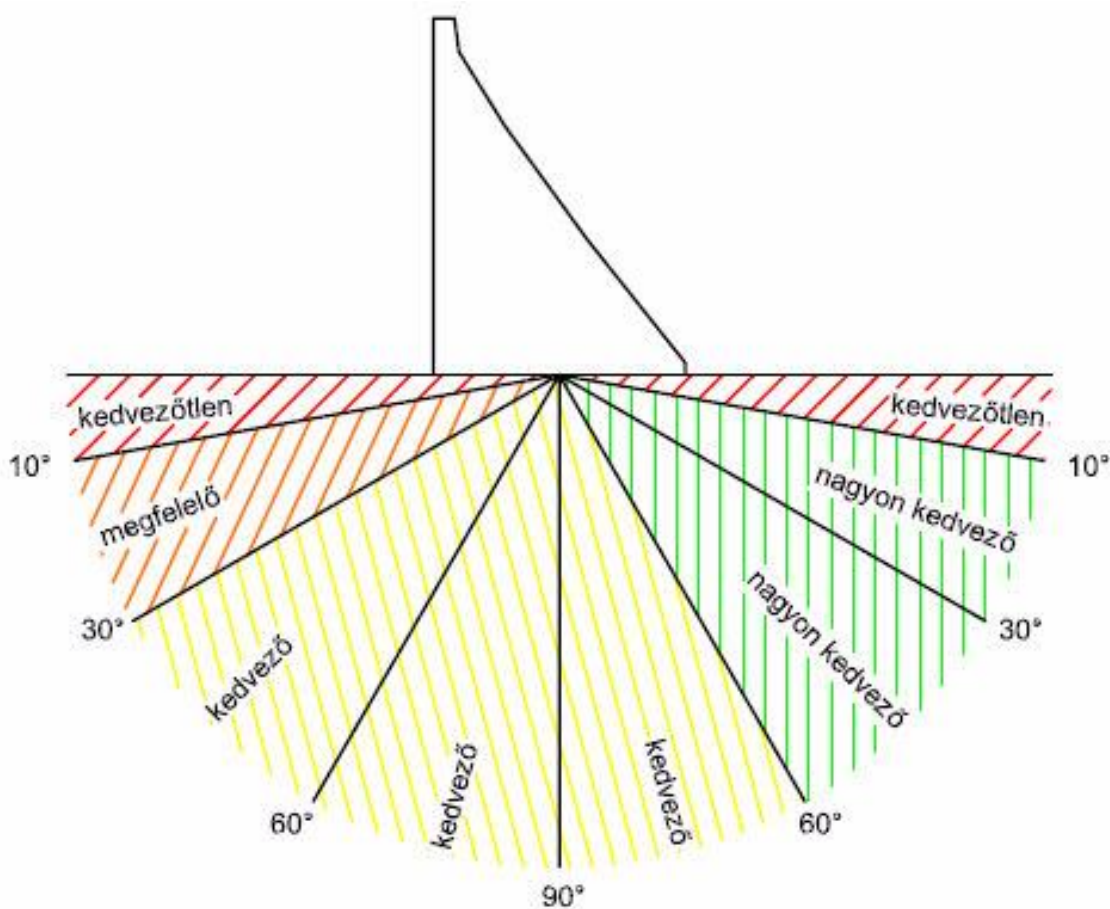
A tagoltság és a gát viszonya

A gát és a fő (elcsúszás szempontjából legveszélyesebb) tagoltság viszonyát a gáttengely iránya (δ_g), a tagoltság dőlésiránya (δ_d), és dőlésszöge (α) határozza meg.

Snell & Knight (1991) tanulmánya alapján a következő kategóriákat állította fel súlygátakra vonatkozóan (lsd. **5-29. táblázat** és **5-8. ábra**).

5-29. táblázat. A tagoltság dőlésének befolyása a gát stabilitására – R_{STA} tényezők (Romana, 2003) a.f: alvíz felé f.f: felvíz felé b: bármely irányba

dőlésszög (α) gáttengelybe	Nagyon kedvező	kedvező	megfelelő	kedvezőtlen	Igen kedvezőtlen
Töltés	mások	10-30° a.f.	0-10°b.	-	-
Súlygát	10-60° a.f.	30-60°f.f. 60-90°b.	10-30°f.f.	0-10° b.	-
Ívgát	30-60° a.f.	10-30° f.f.	30-60°f.f. 60-90°b.	10-30°f.f.	0-10° b.
R_{STA}	0	-2	-7	-15	-25



5-8. ábra. A tagoltság és az gáttest helyzetétől függő besorolás szerint meghatározható csökkentő tényezők az RMR érték számításához

Abban az esetben, ha a tagoltság iránya nem párhuzamos a gát felvíz-alvíz tengely irányával, az alábbi módosító tényező kiszámítása szükséges:

$$CF = (1 - \sin(\alpha_d - \alpha_j))^2 \quad (\alpha_d > \alpha_j) \quad (5.29a.)$$

$$CF = (1 - \sin(\alpha_j - \alpha_d))^2 \quad (\alpha_j > \alpha_d) \quad (5.29b.)$$

ahol α_d a felvíz-alvíz tengely iránya, míg α_j a tagoltság iránya.

Ennek ismeretében a gáttest stabilitásának számítása:

$$DMR_{STA} = RMR_{alap,sz\acute{a}raz} + CF \times R_{STA} \quad (5.30.)$$

A kapott érték alapján eddigi tapasztaltok alapján a következő javaslatot tették (Romana, 2003):

$DMR_{STA} > 60$	nem szükséges elsődleges beavatkozás
$60 > DMR_{STA} > 30$	megfontolást igényel
$30 > DMR_{STA}$	különös körültekintéssel való tervezés

Gát szerkezetének hatása

Főleg Ibériai gátak károsodását vizsgálva, Romana (2003) felhívja a figyelmet a gátak szerkezetére, magassági mérete ismeretében mely RMR értékzónákban kell fokozott figyelemmel eljárni (**5-30. táblázat**).

Rocha (1964) kimutatta, hogy nagy vízzáró gátak tönkremenetelét sok esetben a beton és a kőzettest különböző alakváltozási modulusa okozza. Az **5-31. táblázatban** e két tényező hányadosának a gátra gyakorolt hatását mutatjuk be. A kőzettest alakváltozási modulusának kimérésének, ill. empirikus úton való meghatározásának lehetőségét a 6. fejezetben részletesen foglalkozunk.

5-30. táblázat. Alakváltozás megítélése az RMR érték ismeretében (Romana, 2003)

Gáttípus	Magasság (m)	Nincs probléma	Problémás	Jelentősen problémás
súlygát	< 50	> 40	25-40	< 25
	50-100	> 50	40-50	< 40
	100-150	> 60	50-60	< 50
ívgát	< 100	> 45	35-45	< 35
	100-150	> 60	45-55	< 45
	150-200	> 70	55-70	< 55

5-31. táblázat. A beton (E_c) és a kőzettest (E_m) alakváltozási modulus hányadosának hatása (Rocha, 1964)

E_c/E_m	A gátra gyakorolt hatás	Problémák
< 1	elhanyagolható	nincs
1-4	alacsony hatás	nincs
4-8	fontos hatás	néhány
8-16	nagyon fontos hatás	számos
> 16	különleges mérések szükségesek	nagyon veszélyes

5.6 Q index (Alagútépítési kőzetminősítő érték)

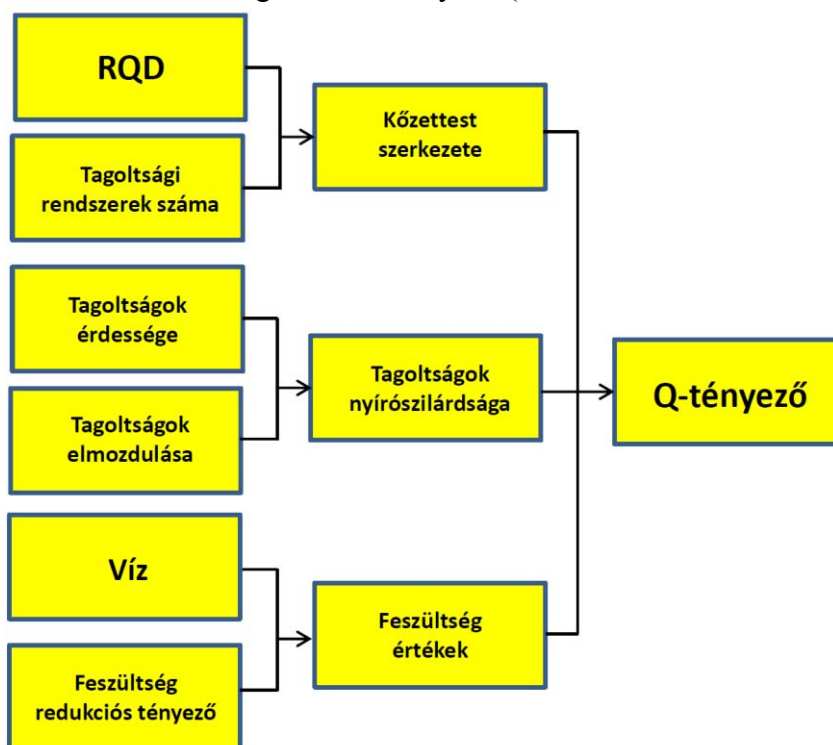
A Norvég Geotechnikai Intézet (NGI) az addigi nagyszámú alagútépítési tapasztalatokat felhasználva, Barton vezetésével 1974-ben foglalta össze vizsgálódásaik eredményeit, és állította össze kőzetminősítési módszerét kifejezetten alagutak építésre. Az általuk bevezetett módszert a szakirodalom Q módszerként ismerteti (Q: quality). Kidolgozása óta számos alagút építésénél használták, és ma már az egyik legfontosabb kőzettestet minősítő eljárás.

A Q módszer az RMR-rel ellentétben a hatásokat figyelembe vevő jelzőszámokat nem összegzi, hanem a kőzettestet szerkezete, a tagoltságok érdességének és töredezettségének, valamint a feszültségi paraméterek jelzőszámainak szorzatát, illetve hányadosát számolja. A Q értéke minimálisan 0,001, a maximálisan pedig 1000, azaz elméletileg kb. 300 000 különböző földtani kombinációt képviselhet. A Q értékének meghatározása a következő (folyamatát az **5-9. ábrán** mutatjuk be):

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (5.31.)$$

ahol:

- RQD**: az RQD érték (lásd 3.6.4. fejezet)
a képlet csak RQD > 10 % esetén használható
- J_n**: a tagoltság csoportjainak számát kifejező számérték,
- J_r**: a tagoltság érdességének mérőszáma,
- J_a**: a tagoltság felületi mállottsága,
- J_w**: a tagoltságban megjelenő víz,
- SRF**: a feszültség redukáló tényező (SRF = Stress Reduction Factor).



5-9. ábra. Az alagútépítési minősítő-érték – Q-tényező – számításának folyamatábrája

5.6.1 A kőzettest szerkezete

A kőzettest szerkezetét az RQD/J_n (azaz a tagoltság mérőszáma/a tagoltság csoportjainak száma) hányadosa mutatja. Maximális értéke 200 (100/0,5) és a minimális 0,5 (10/20). Az RQD értékét itt 5 egészre kerekítve kell felvenni (azaz 100, 95, 90, stb.).

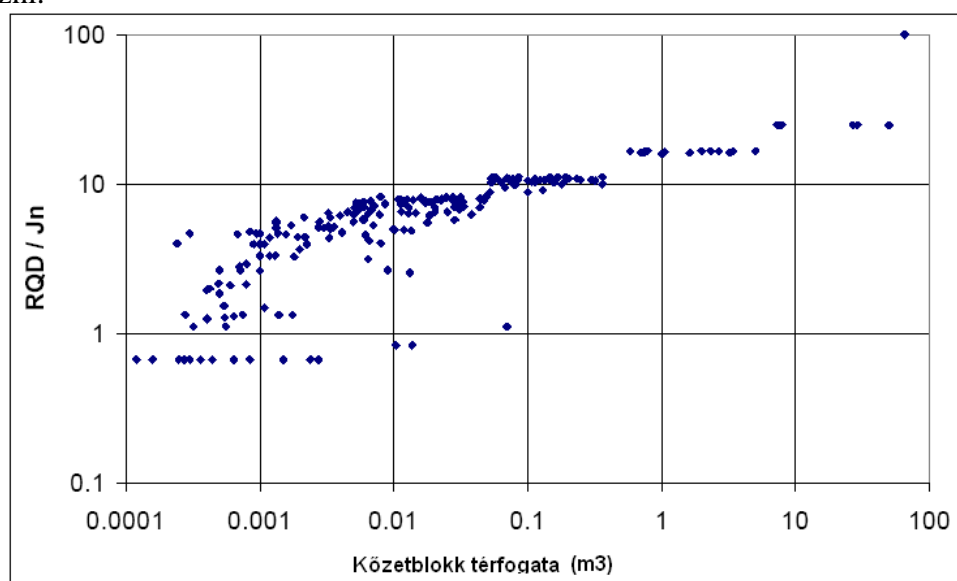
J_n értékét az **5-32. táblázat** alapján lehet meghatározni. Ez az érték nagyjából a tagoltságcsoportok számának négyzetével egyezik meg. A repedéscsoportok számát (J_n) gyakran befolyásolja a leveledés, a palásodás, a palás töredezettség vagy rétegzettség, stb. A párhuzamos repedések egy része nem látszik, és csak esetenként jelenik meg a fűrómagon törés formájában, de a repedéscsoportok számának meghatározásához „véletlen törés”-ként figyelembe lehet venni.

Az **5-10. ábra** a kőzetömb térfogata és a Q-tényezőben használt kőzettest szerkezete (RQD/J_n) közötti kapcsolatot ábrázoltuk Palmström & Broch. (2006) alapján. Amint az az ábrán jól megfigyelhető, nincs egyértelmű megfeleltetés a kőzettest szerkezete és annak mérete között, annak ellenére, hogy ezen érték célja ennek kifejezése lenne (Palmström & Broch, 2006).

5-32. táblázat. A tagoltság mérőszámának meghatározása

TAGOLTSÁG	J_n
Ha a kőzet masszív, nincs repedés vagy csak kevés repedés van	0,5-10
Egy tagoltsági rendszer	2
Egy tagoltsági rendszer véletlen egyedi tagoltságokkal	3
Két tagoltsági rendszer	4
Két tagoltsági rendszer véletlen egyedi tagoltságokkal	6
Három tagoltsági rendszer	9
Három tagoltsági rendszer véletlen egyedi tagoltságokkal	12
Négy vagy több tagoltsági rendszer sok véletlenszerű egyedi tagoltsággal	15
Töredezett (vagy talajszerű) kőzetre	20

Megjegyzés: Alagút-keresztveződéseknél a kapott értéket 3,0-val, a portáloknál 2,0-val kell felszorozni.



5-10. ábra. A kőzetblokk térfogata és a Q tényezőnél használt RQD/J_n közötti kapcsolat (Palmström & Broch, 2006)

5.6.2 A kőzettömbök nyírószilárdsága

A J_r/J_a hányados a tagoltság érdességét és töredezettségét, továbbá mállottságát leíró tényező, és így a kőzettömbök közötti nyírószilárdságról ad információt. Ez az érték az üde állapotú, nem kitöltött, érdes érintkező felületnél a legnagyobb, mivel ebben az esetben a maximális a nyírófeszültséghez a legnagyobb megnyílás tartozik, ami az alagútépítéshez a leghelyesebb. Amikor agyagkitöltés található a tagoltságban, a nyírófeszültség jelentősen csökken.

A J_r értékeit adjuk meg az **5-33. táblázatban**, míg az **5-34. táblázatban** a J_a lehetséges értékeit mutatjuk be.

5-33. táblázat. A repedezettségi tényező meghatározása (Barton & Bar, 2005 módosításai alapján)

Repedés-érdességi tényező	J_r
<i>a) a kőzetfelületek érintkeznek, b) a kőzetfelületek mozgás hatására érintkeznek</i>	
Nem folyamatos tagoltság	4
Durva vagy egyenetlen, hullámos felület	3
Sima, hullámos felület	2
Hullámos csuszamlási tükör	1,5
Durva vagy egyenetlen, sík felület	1,5
Sima, sík felület	1,0
Sík csuszamlási tükör	0,5
<i>c) a kőzetfelületek mozgás hatására sem érintkeznek</i>	
A tagoltság agyaggal kitöltött	1,0
A tagoltság homokos, kavicsos vagy töredezett anyaggal kitöltött	1,0

Megjegyzés: Ha a tagoltságok közti átlagos távolság a vizsgált tagoltsági rendszer esetén nagyobb, mint 3 méter, J_r értéke 1,0-val megnövelhető

5-34. táblázat. A tagoltság elmozdulási tényezőjének (J_a) meghatározása

A TAGOLTSÁG MÁLLOTTSAIGI TÉNYEZŐJE			
<i>Zárt repedések esetén</i>			J_a
Összementálódott, kemény, nem lágyuló impermeábilis kitöltő-anyagoknál (pl.: kvarc, epidot)			0,75
Csak felületbevonat képződött			1,5
Agyagászványokat nem tartalmazó közettörmelék esetén			2,0
Iszapos vagy agyagos rétegek esetén			3,0
Lágyuló v. kevésbé sűrűlódó agyagrétegek (kaolinit, csillám, gipsz, grafit, stb.) esetén, max. 2 mm résvastagságnál			4,0
<i>Nyitott repedések esetén</i>			
<i>10 cm-en belül záródnak mozgás alatt</i>	J_a	<i>Nem záródnak mozgás alatt</i>	J_a
Homokszemeknél v. közettörmeléknél	4,0	Homokos vagy iszapos (nem lágyuló) agyagnál	5,0
Erősen konszolidált, nem lágyuló agyagászvány kitöltésnél (folyamatos 5 mm vastagságú)	6,0	Közettörmelékes kitöltésnél	6-8
Közepesen vagy kissé konszolidált agyagászványnál (folyamatos 5 mm vastagságú)	7,0	Agyagos törmelékkitöltésnél	8-12
Duzzadó agyagnál (folyamatos 5 mm vastagságú)	8-12	Agyagkitöltés esetén	10-20

5.6.3 Feszültség-értékek

A feszültségérték két tényezőből tevődik össze: a tagoltságban lévő víz (J_w) és az ún. feszültség-redukciós tényezőből (SRF), melyek hányadosát (J_w/SRF) kell kiszámolni. Az összefüggésben szereplő két érték a következő:

- A J_w a mért víznyomás értéke, mely fordítottan arányos tényezője a tagoltság nyírási szilárdságának, mivel az az effektív feszültséget csökkenti. A víz (ezen túlmenően) lágyulást, és agyag-kitöltés esetén kimosódást is okozhat. A közettömbök közötti effektív feszültség kapcsolatában eme két tényezőnek a kombinálása szinte lehetetlen, mivel paradox módon a nagyobb effektív normálfeszültség a nagyobb nyírási szilárdság ellenére kevésbé stabil lehet, mint az alacsonyabb feszültségértékű értéknél (**5-35. táblázat**).
- Az SRF érték az alagút mélységbeli helyzetéből és a környezeti feszültség viszonyoktól függő tényező. Értéke mérhető 1) a szabad teher a fejtésen keresztül a nyírási zónákban 2) a feszültsége az adott kőzetnek és 3) az összenyomódási terhe a képlékeny nem szabad kőzeteknek. Ezt az értéket, mint egy összes feszültség paramétert kell figyelembe venni. Ezeket az értékeket az **5-36. táblázat** tartalmazza.

5-35. táblázat. A repedés-víz redukciós tényező

Repedés-víz redukciós tényező	J_w
Száraz üreg vagy max. 5 l/perc vízszivárgás esetén	1,0
Mérsékelt vízbeáramlásnál, amely esetenként kimossa a kitöltő anyagot	0,66
Nagy mennyiségű vízfolyás, nagy nyomáson (0,25-1,0 MPa), amely nem zárt repedéseken vagy a réskitöltés kimosásával áll elő	0,5-0,33
Nem csökkenő, nagy mennyiségű vízfolyás, nagy nyomáson (1,0 MPa)	0,2-0,05

5-36. táblázat. A feszültségi redukciós tényező (SRF) értékei.

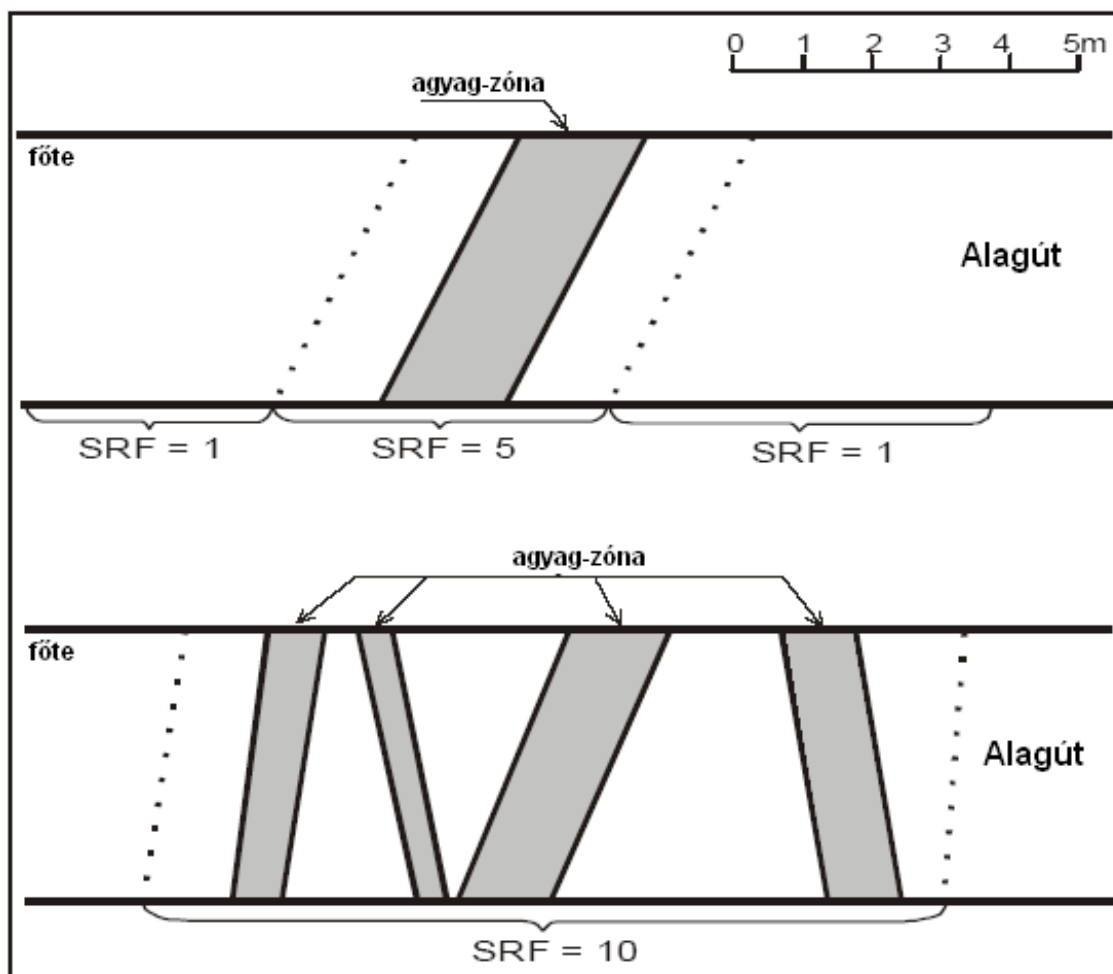
Feszültségi redukciós tényező ^a	SRF
Gyengült zóna, agyagos v. kémiaileg bontott kőzetekben (bármely mélységben)	10,0
Egyetlen gyengült zóna esetén, mely agyagot és kémiaileg bontott kőzetet tartalmaz (mélység < 50 m)	5,0
Egyetlen gyengült zóna esetén, mely agyagot és kémiaileg bontott kőzetet tartalmaz (mélység > 50 m)	2,5
Vetős zóna többszöri előfordulás esetén, szilárd kőzetekben (bármely mélységben)	7,5
Egyetlen gyengült agyagmentes zóna esetén (mélység < 50 m)	5,0
Egyetlen gyengült agyagmentes zóna esetén (mélység > 50 m)	2,5
Nyitott és erősen töredezett kőzet esetén (bármely mélységnél)	5,0

^a: A felsorolt értékek 25-50 %-kal csökkentendők, ha a gyengült zóna nem esik az üreg állékonyságára.

FESZÜLTSGÉGI REDUKCIÓS TÉNYEZŐ ^b			SRF
Szilárd kőzetben kihajtott üreg esetén			
	σ_c/σ_1	σ_t^*/σ_1	
Alacsony feszültségek, felszínközeli mélység	> 200	> 13	2,5
Közepes feszültség	200-10	13-0,66	1,0
Nagy feszültség, tömör szerkezetű kőzet	10-5	0,66-0,33	0,5-2
Közepes kőzetnyomás (szilárd kőzet)	5-2,5	0,33-0,16	5-10
Nagy kőzetnyomás (szilárd kőzet)	< 2,5	< 0,16	10-20
Képlékeny kőzetben való kihajtás esetén			
Közepes kőzetnyomás esetén			5-10
Nagy kőzetnyomás esetén			10-20

^b: Ahol σ_c , σ_t és σ_v a kőzet nyomó- és húzószilárdsága, valamint az üregnyitás előtt a kőzettestben lévő függőleges feszültség.

Fontos kiemelni, hogy gyengült zónák esetén annak környezetében is nagyobb SRF értéket kell felvenni, valamint több agyagzóna esetén azokat együtt kell kezelni. Ezekre ad példát az **5-11. ábra** Löset (1997) javaslata alapján.



5-11. ábra. SRF érték felvétele agyagos zónák esetén. Felső ábra: egy agyagzóna, alsó: több agyagzóna figyelembe vétele (Löset, 1997)

5.6.4 Súlyozott Q -érték meghatározása

A Q tényező meghatározásánál törekedni kell arra, hogy „-tól -ig” határon belül állapítsuk meg az értékeket. Az így meghatározott bemenő adatok súlyozott figyelembe vételével lehet a Q tényezőt számítani. A számítási módot Barton (1993) alapján mutatjuk be; hogy vehetjük figyelembe a Q tényező súlyozott értékének kiszámításánál a mért minimális, maximális, illetve jellemző értéket. Ezeket az alábbi súllyal kell számolni:

<i>Legrosszabb érték:</i>	10 %
<i>Általános érték:</i>	60 %
<i>Maximális érték:</i>	30 %

Az **5-37. táblázatban** a súlyozott Q érték kiszámításának módját mutatjuk be egy példán keresztül.

5-37. táblázat. Példa a súlyozott Q érték meghatározására

Q érték	Legrosszabb (10 %)	Általános (60 %)	Maximális (30 %)	Súlyozott érték
RQD	25	65	85	67
Jn	12	9	-	9,42
Jr	1,5	3	4	2,05
Ja	4	2	1	1,9
Jw	0,66	1	1	0,966
SRF	7,5	5	2,5	4,5

5.6.5 Q tényező meghatározása geofizikai méréssel

Barton (1991) több mint 2 000 mérési eredmény alapján állította fel azt az összefüggését, mely a geofizikai módszerekkel mért longitudinális (P) hullám sebesség és a Q tényező közötti kapcsolatot adja meg:

$$Q = 10^{(V_p - 3500)/1000} \quad (5.32.)$$

ahol V_p a P-hullám sebessége m/sec-ban.

Ennek az összefüggésnek az a nagy előnye, hogy geofizikai mérés segítségével a teljes földtani szelvény Q értékét meg lehet határozni, ezáltal a várható biztosítási módokat meg lehet tervezni, ami a várható költségek becsléséhez jelentős segítséget adhat.

Az **5-38. táblázatban** a mért V_p hullámterjedési sebesség és a Q érték közötti kapcsolatot mutatjuk be.

5-38. táblázat. A mért P-hullám sebessége és a várható Q tényező közötti kapcsolat

V_p [m/s]	500	1500	2500	3500	4500	5500	6500
Q	0,001	0,01	0,1	1	10	100	1 000

5.6.6 Osztályozás Q-tényező alapján

A Q tényező alapján történő osztályba sorolás lehetőségét az **5-39. táblázatban** mutatjuk be. A kapott Q érték ismeretében lehetőség nyílik annak meghatározására, hogy mekkora átmérőjű, illetve magasságú üreget lehet kinyitni. Ehhez bevezették az *egyenértékű dimenziót* (D_e), mely a megnyitás dimenziója és a fejtés alatti megtámasztás minőségének (Excavation Support Ratio – ESR) a hányadosa, azaz:

$$D_e = \frac{\text{Fejtési hossz, átmérő vagy magasság (m)}}{\text{Megtámasztási érték (ESR)}} \quad (5.33.)$$

5-39. táblázat. Kőzettest osztályozása Q érték alapján

Osztály	érték	Leírás
I	0,001 – 0,01	különlegesen gyenge
II	0,01 – 0,04	rendkívül gyenge
III	0,04 – 0,4	nagyon gyenge
IV	0,4 – 4	gyenge
V	4 – 10	közepes
VI	10 – 40	jó
VII	40 – 100	nagyon jó
VIII	100 – 400	rendkívül jó
IX	400 – 1000	különlegesen jó

A fejtés alatti megtámasztási érték természetesen függ a megkívánt biztonságtól is. Az ez alapján ajánlott ESR értékeket mutatja be az **5-40. táblázat** Barton *et al.* (1974) alapján. Abban az esetben, ha az alagút szélessége B (méterben), a biztosítás nélkül fejthető hossz (*l* – méter) az alábbi alapján számolható ki:

$$l = (2 + 0,15 B)/ESR \quad (5.34.)$$

Az ajánlott megtámasztási módokat az **5-12. ábrán** mutatjuk be Grimstad és Barton (1993) alapján.

A maximális megtámasztás nélküli ívnyílás kiszámítása az alábbi képlet alapján lehetséges:

$$\text{Maximális ívnyílás} = 2 (ESR) Q^{0,4} \quad (5.35.)$$

A Q érték alapján a főtére ható állandó nyomás is meghatározható:

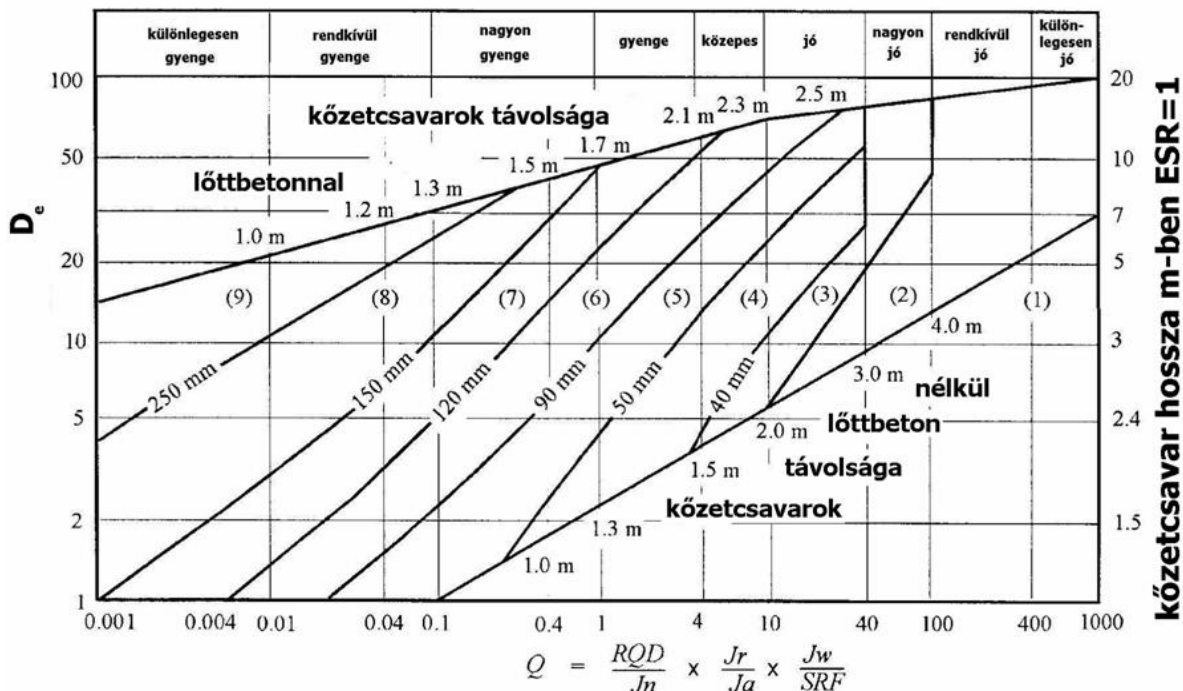
$$P = \frac{2,0}{J_r} Q^{-1/3} \quad (5.36.)$$

Amennyiben a tagoltsági rendszerek száma háromnál kevesebb, a következő egyenlet használata ajánlott:

$$P = \frac{2}{3} J_n^{1/2} J_r^{-1} Q^{-1/3} \quad (5.37.)$$

5-40. táblázat. Megtámasztási érték (ESR) felvétele a biztonság alapján Q módszernél

FEJTÉSI MÓD	ESR
Időleges bányászati megnyitás	3-5
Állandó bányamegnyitás, vizezető alagút vízerőműhöz (ide tartozik a nagynyomású csatornák is), tárók, vágatok és aknák nagy fejtésekhez	1,6
Raktárhelyiségek, másodrendű közúti és vasúti alagutak, bevezető-utak, gépészeti alagutak.	1,3
Erőművek, főbb közúti és vasúti alagutak, polgári védelmi, útcsatlakozások	1,0
Föld alatti nukleáris erőművek, vasútállomások, sport és tömegrendezvények helyei	0,8



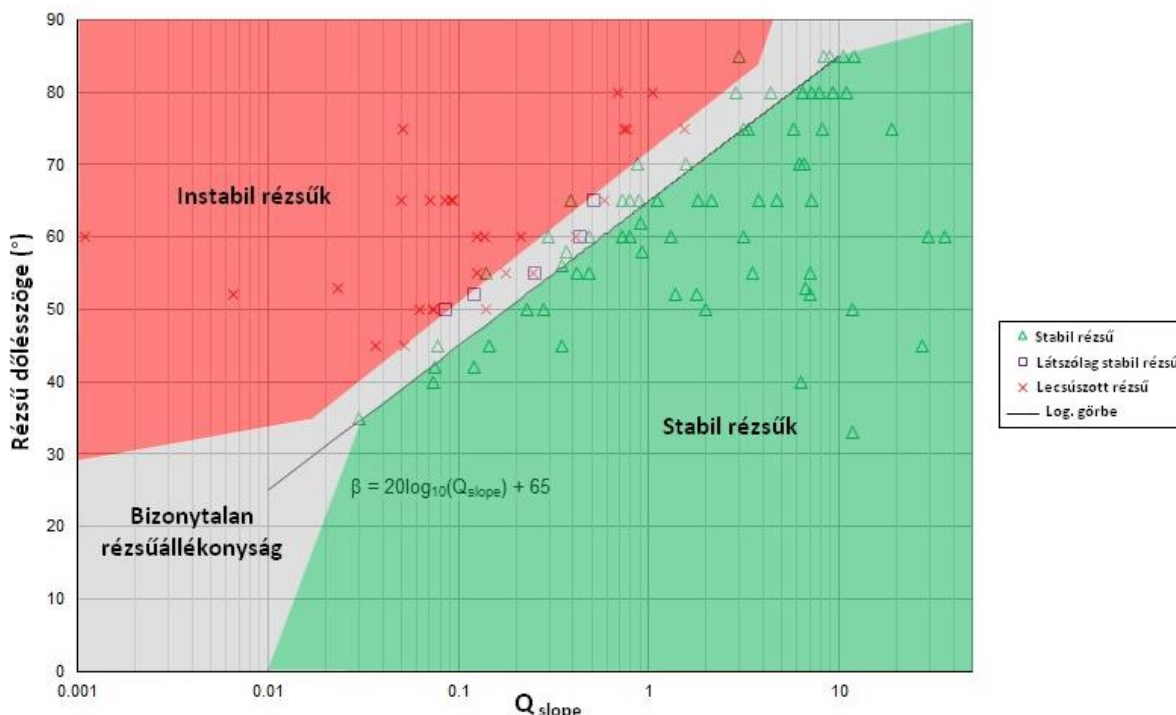
5-12. ábra. Az ajánlott megtámasztási kategóriák Q érték ismeretében (Grimstad & Barton, 1993)

- (1): biztosítás nélküli, (2): helyenkénti kőzetcsavar; (3): szisztematikus kőzetcsavar;
- (4): szisztematikus kőzetcsavar 40-100 mm vastag vasalatlan lőttbetonnal;
- (5): szálerősítésű lőttbeton (50-90 mm vastag) és kőzetcsavar;
- (6): szálerősítésű lőttbeton (90-120 mm vastag) és kőzetcsavar;
- (7): szálerősítésű lőttbeton (120-150 mm vastag) és kőzetcsavar;
- (8): szálerősítésű lőttbeton (> 150 mm) acélhálósával és kőzetcsavarral;
- (9): előregyártott betonelemmel megtámasztva

5.6.7 Q-tényező alkalmazása sziklarézsűk esetén

A Q-tényezőt eredetileg alagútépítéshez fejlesztették ki, de igény mutatkozott útbevégek, külszíni bányák, ill. egyéb sziklarézsűk állékonyságának, stabilitásának számítására való kidolgozására is. Barton & Bar (2015) ezért kidolgozta a Q_{slope} módszert, melynek gyakorlati tesztelése folyamatban van. Q_{slope} módszer használata megerősítés nélküli bekötőút vágásokra, közúti vagy vasúti bevégek vagy külszíni bányák egyéni rézsűire szolgál. Nem alkalmazható nagy lejtők stabilitásának meghatározására, továbbá nem használható földkiemelés során létesített rézsűkre sem.

30 méternél kisebb sziklarézsűk esetén a rézsű szögének ismeretében új-guineai, laoszi és panamai útbevégek és külszíni bányák tapasztalatai alapján szerkesztették meg az **5-13. ábrát**.



5-13. ábra. Q_{slope} adatok a 30m-nél kisebb lejtőmagasságokhoz (Barton & Bar, 2015)

Elemzésük alapján az alábbi kategóriákat határozták meg:

- *zöld területrész*: stabil lejtők – háromszög jelölt tapasztalati eredmények
- *szürke területrész*: kvázi-stabil lejtők (sokáig tartó esőzések esetén megcsúszhatnak) – négyzettel jelölt tapasztalati eredmények
- *piros területrész*: összeomlott lejtők – keresztekkel jelölt tapasztalati eredmények

A határértéhez az alábbi Q_{slope} értékeket és azokhoz tartozó kritikus lejtésszögeket kapták:

- $Q_{\text{slope}} = 0,01$ – lejtés szög 25° (a legközelebbi 35° -os értékből extrapolálva)
- $Q_{\text{slope}} = 0,1$ – lejtés szög 45°
- $Q_{\text{slope}} = 1,0$ – lejtés szög 65°
- $Q_{\text{slope}} = 10$ – lejtés szög 85°

A sziklarézsű legmeredekebb szöge, melynél még nem szükséges megerősítés, a fentiek alapján (Ez megegyezik a 35° -nál nagyobb, de 85° -nál kisebb lejtésszög értékeivel):

$$\beta = 20 \log_{10} Q_{\text{slope}} + 65^\circ \quad (5.38.)$$

A Q tényező paramétereinek megadása hasonlóképpen történik az alagútépítésnél bemutatott Q -módszeréhez, azonban sziklarézsűk esetén sokkal érzékenyebb a bemenő paraméterekre, főleg a tagoltsági értékek meghatározására.

A továbbiakban a korábbival megegyeznek a „kapcsolati” módok:

- a) kőzet-kőzet kapcsolat,
- b) kőzet-kőzet kapcsolat nyírási elmozdulások után,
- c) nem közvetlen kőzet-kőzet kapcsolat vastag agyag kitöltés miatt.

Q_{slope} módszer ugyanazt a 6 paramétert alkalmazza, mint az alagútépítésnél bemutatott Q-módszer, azaz: RQD, J_n , J_r , J_a , J_w és SRF értékeket, azaz a kiszámítása az alábbi módon történik:

$$Q_{\text{slope}} = \frac{\text{RQD}}{J_n} \times \left(\frac{J_r}{J_a} \right)_0 \times \frac{J_{\text{wice}}}{\text{SRF}_{\text{slope}}} \quad (5.39.)$$

ahol:

- RQD érték megegyezik a Q-módszerben definiáltakkal, de értékét elégséges 5 egészes pontossággal meghatározni;
- J_n megegyezik a Q-módszerben megadottal (ld: **5-32. táblázat**)
- J_r értéke az **5-33. táblázatban** megadottak szerint
Ezen érték felvételénél sziklarézsük esetén, ha a mértékadó tagoltság-távolság nagyobb, mint 3 méter, 1-es értékkel megnövelhető.
- J_a értéke az **5-34. táblázatban** megadottak szerint

J_r és J_a értékét arra a tagoltságra vagy tagoltsági rendszerre kell meghatározni, ami a stabilitás szempontjából legkedvezőtlenebb, mind az irányultság, mind a nyírási ellenállás (τ) szempontjából (ahol $\tau \approx \sigma_n \tan^{-1}(J_r/J_a)$).

Az (5.39) képletben alkalmazott 0 tényezőre Barton & Bar (2015) az alábbi értékeket adja meg (**5-41. táblázat**)

5-41. táblázat. Diszkontinuitás irányától függő tényező – 0-tényező

A	B	Leírás
2,0	1,5	nagyon kedvező irányú
1,0	1,0	elég kedvező irányú
0,75	0,9	kedvezőtlen
0,50	0,8	nagyon kedvezőtlen
0,25	0,7	megtámasztás nélkül tönkremegy

Megjegyzés: Az irány korrigálandó a lejtők kapcsolataihoz. „A” iránytényező alkalmazandó kedvezőtlen kapcsolat esetén. Szükség esetén a „B” iránytényező is a másodlagos kapcsolatoknál, instabil tagoltság esetén.

Példa a 0-tényező alkalmazására:

„A” domináns és kedvezőtlenebb: $J_r = 1,5$, $J_a = 2$;

„B” kevésbé domináns: $J_r = 2$, $J_a = 1$.

Feltételezett tagoltság: A) $J_r/J_a = 1,5/2$; 0-tényező = 0,5 (nagyon kedvezőtlen).

B) $J_r/J_a = 2/1$; 0-tényező = 0,9 (kedvezőtlen).

A teljes tagoltság: $(J_r/J_a)_0$ értéke behelyettesítve $Q_{\text{slope}} = (1,5/2) \times 0,5 \times (2/1) \times 0,9 = 0,68$ (azaz $\phi = 34^\circ - 35^\circ$)

- A J_w paramétert J_{wice} -nak nevezték el, amely figyelembe veszi a különböző környezeti hatásokat a hosszú távon szabadon álló szikla lejtőkre. Ezek a környezeti hatások tartalmazzák a szélsőséges eseteket is, mint az intenzív esőzés hatására

bekövetkező eróziót és az időszakosan előforduló jegesedést is. Az **5-42. táblázat** a rézsűkre vonatkozó értékeket foglalja össze.

- Az SFR_{slope} tényező a rézsű szögétől független tényező, az **5-43. táblázatban** közölt $SRFa$, $SRFb$, ill. $SRFc$ értékek közül a maximálist kell felvenni.

5-42. táblázat. Környezeti állapot és a víz kapcsolata J_{wice} érték meghatározásánál

Jwice	Száraz környezet	Nedves környezet	Trópusi vihar	Jegesedés
Stabil szerkezet, megfelelő szikla	1,0	0,7	0,5	0,9
Stabil szerkezet, nem megfelelő szikla	0,7	0,6	0,3	0,5
Stabil szerkezet, nem megfelelő szikla	0,8	0,6	0,1	0,3
Instabil szerkezet, nem megfelelő szikla	0,5	0,3	0,05	0,2

Megjegyzés: Vízvezetés esetén $J_{wice} \times 1.5$ érték alkalmazandó.

Lejtő megerősítés esetén $J_{wice} \times 1.3$ érték alkalmazandó.

Vízvezetés és megerősítés esetén mindkét tényező alkalmazandó: $J_{wice} \times 1.3 \times 1.5$

5-43. táblázat. SRF_{slope} értékének meghatározása (Barton & Bar, 2015)

SRFa – Fizikai állapot		Diszkontinuitási irány			
SRFb – Feszültség		Kedvező	Kedvezőtlen	Nagyon kedvezőtlen	Megtámasztás nélkül tönkremegy
A	2,5	Enyhén laza feszíni közelség miatt			
B	5	Laza blokk, húzási repedések és nyírt kapcsolatjelei, időjárási hatásokra érzékeny			
C	10	Mint a B eset, de az időjárási hatásokra nagyon érzékeny			
D	15	A lejtő előrehaladott eróziós és fellazult állapotban van az időszakos víz erózió és/vagy jegesedési hatások miatt			
E	20	Málló lejtő jelentős anyagmozgásokkal rajta			
F	2,5 – 1	Mérsékelt feszültség – szilárdsági tartomány ($\sigma/\sigma_1:50-200$)			
G	5 – 2,5	Nagy feszültség – szilárdsági tartomány ($\sigma/\sigma_1:10-50$)			
H	10 – 5	Lokális kőzet tönkremenetel ($\sigma/\sigma_1:5-10$)			
J	15 – 10	Összezúródás vagy képlékeny szilárdság ($\sigma/\sigma_1:2.5-5$)			
K	20 – 15	Lágy anyag képlékeny kúszása ($\sigma/\sigma_1:1-2.5$)			
SRFc – Fő diszkontinuitás					
L	Fő diszk. kevés agyaggal vagy nélküle	1	2	4	8
M	Fő diszk. RQD_{100} -zal agyag és zúzott kő miatt	2	4	8	16
N	Fő diszk. RQD_{300} -zal agyag és zúzott kő miatt	4	8	12	24

Megjegyzés: $RQD_{100} = 1$ méteres diszkontinuitási merőleges minta;

$RQD_{300} = 3$ méteres diszkontinuitási merőleges minta

5.7 Geológiai Szilárdsági Index (GSI)

5.7.1 Geológiai Szilárdsági Index alkalmazhatósága

A Geológiai Szilárdsági Indexet (Geological Strength Index – GSI) Hoek (1994), illetve Hoek *et al.* (1995) vezették be azzal a céllal, hogy a különböző geológiai állapotban lévő kőzettesteket leírassák (magyarul először: Vásárhelyi, 2001). Ezen érték bevezetését az indokolta, hogy rossz minőségű kőzetek leírására az eddigi módszerek nem voltak megfelelőek – az RMR érték a gyakorlat alapján 30 alatt nem adott jó eredményt, illetve a kis tartományban meghatározása nagyon nehéz volt. Mind az RMR, mind a Q tényezőnél az RQD érték bemenő adatként szerepel, ami azt eredményezi, hogy nagyon töredezett kőzettest esetén 0-t kell felvenni, míg a helyszíni tapasztalatok alapján jóval jobb szilárdsági tulajdonsággal rendelkeztek. Ismeretes, hogy a tagolt kőzettest szilárdsága függ az ép kőzet anyagtulajdonságaitól, továbbá a kőzettömbök szabadsági fokától (azaz csúszási és elfordulási lehetőségétől). Ezt a szabadsági fokot befolyásolja mind a kőzettömb geometriai alakja, mind a határoló tagoló felületek minősége, azaz egy tiszta, érdes tagoló felületekkel rendelkező kőzettest jóval nagyobb szilárdsággal rendelkezik, mint amelynek mállottak és töredezték a határoló tagoló felületei.

Ebből kiindulva szerkesztették meg először az **5-14. ábrát**, ahol a mátrix oszlopában a kőzettest tagoltsági viszonyai szerepelnek, azaz, hogy milyen sűrűséggel vannak a tagoló felületek a kőzettestben. A tagoló felület állapotától függ a mátrix sora. A GSI értéke ezek alapján 0 és 100 között változhat: 0 esetén kohézió nélküli – azaz szemcsés – talajt kapunk, ahol az elmélet nem használható. GSI = 100 esetén nincs tagoló felület, tehát a kőzettest és a kőzettömb megegyeznek. Az osztályozásban sem a talajvizet, sem a helyszíni feszültségviszonyokat nem veszik figyelembe, mivel azok külön bemenő adatként szerepelnek a számítási modellekben. Tekintettel arra, hogy a GSI tényező a később bemutatásra kerülő Hoek-Brown törélmélet egyik bemenő paramétere, ugyancsak figyelmen kívül hagyják az ép kőzet egyirányú nyomószilárdságát – az a törési képletnél külön szerepel.

A GSI érték meghatározását folyamatosan aktualizálták a különböző helyeken megvalósulásra kerülő projektek tapasztalatai alapján. Az **5-15. ábrát** gyenge szilárdságú kőzetekre fejlesztették ki, míg heterogén kőzettest esetén (pl. flis) a GSI értéke az **5-16. ábra** alapján határozható meg. Magyarországon a GSI értékének meghatározását, eocén kori budai márgára való kiterjesztését Görög (2007) dolgozta ki.

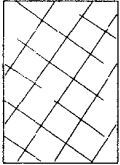

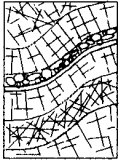
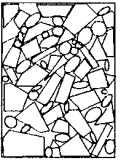
A GSI értéke megalkotásakor definíciója szerint megegyezett az 1976-ban bevezetett RMR értékkel, amennyiben az 18-nál nagyobb:

$$GSI = RMR_{1976} \quad (5.40.)$$

Az érték számításánál természetesen nem szabad figyelembe venni az irányítotttságot (0 pont), valamint teljesen száraz állapotot kell feltételezni (15 pont). Könyvünkben Bieniawski 1989-es, legutolsó, legjobban elterjedt változatát ismertetjük. Ekkor $RMR_{1989} > 23$ esetén:

$$GSI = RMR_{1989} - 5 \quad (5.41.)$$

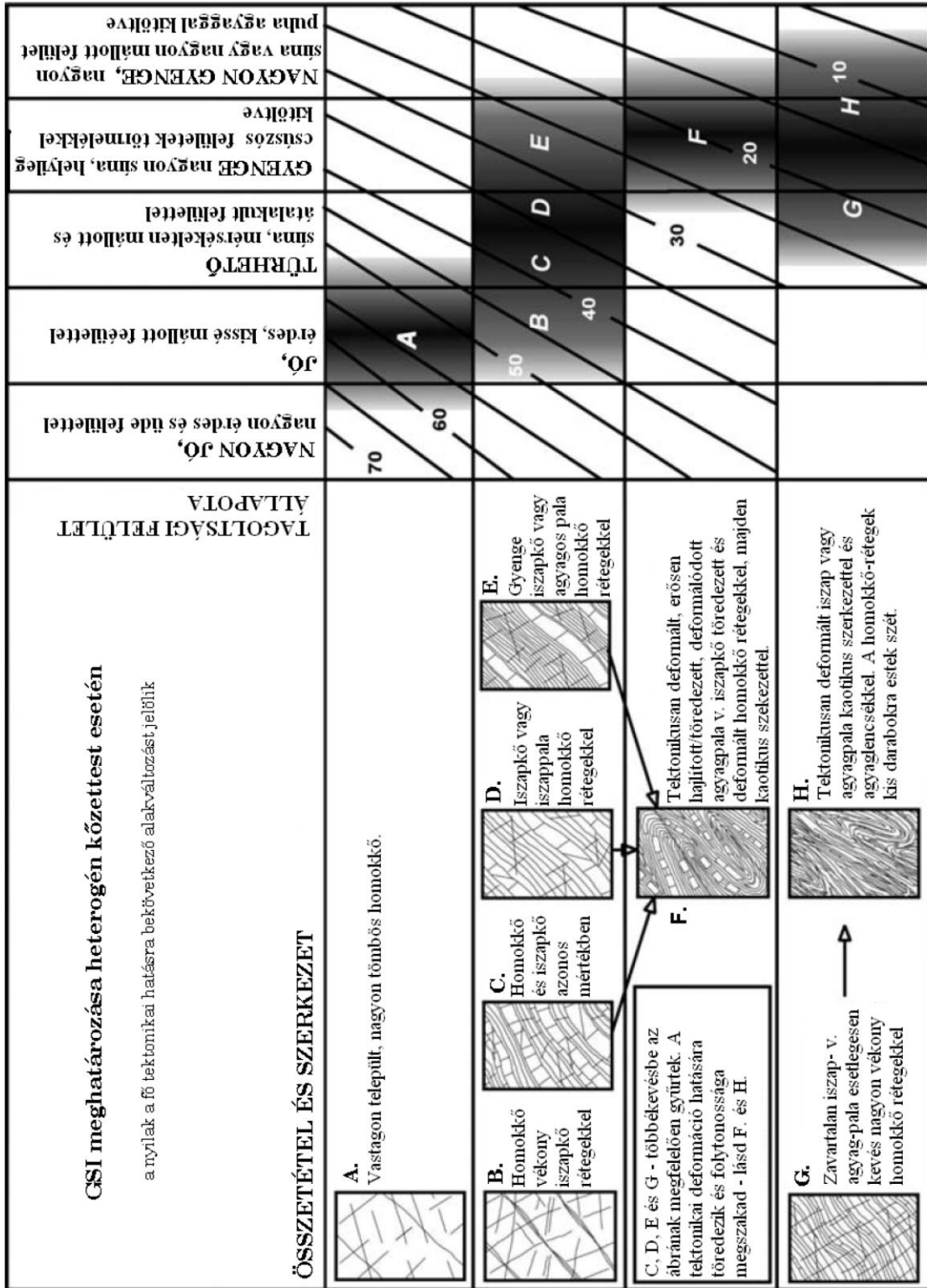
23-nál kisebb RMR értéknél a két osztályozási rendszer nem feleltethető meg egymással. Ebben az esetben a módosított Q tényező használatát ajánlják (Hoek *et al.*, 1995).

GEOLÓGIAI SZILÁRDSÁGI INDEX (GSI)		TAGOLÓFELÜLET ÁLLAPOTA	
SZERKEZET		CSÖKKENŐ FELÜLETI MINŐSÉG ▽	
	BLOKKOS - nagyon jól összekapcsolódó ép kőzettest, mely kocka-tömböket tartalmaz melyeket 3 orthogonális diszkontinuitás szabdal	NAGYON JÓ , Nagyon érdes és üde felülettel,	JÓ , Érdes kissé mállott vagy vasfoltos felülettel.
	NAGYON BLOKKOS - összekapcsolódó, részlegesen töredezett kőzettest, melyet 4 vagy annál több diszkontinuitás szabdalja	TÜRHEŐ , Sima és/vagy mérsékeltén mállott és átalakult felülettel.	GYENGE , Símára kopott v. erősen mállott felületek v. szögletes törmelékkel kitöltött réteg
	BLOKKOS/TÖREDEZETT - töredezett és/vagy gyűrt szögletes kőzettömbökből álló kőzettest, melyet számos diszkontinuitás szabdal	NAGYON GYENGE , Sovány agyaggal kitöltött símára kopott és erősen mállott felületek	
	SZÉTESŐ - rosszul összekapcsolódó, erősen töredezett kőzettest, mely érdes és kopott törmelékekből áll		
▽ A KŐZETTÖMBÖK KAPCSOLATÁNAK CSÖKKENÉSE		80	70
		60	50
		40	30
		20	10

5-14. ábra. A Geológiai Szilárdsági Index (GSI) meghatározása és értékei (Hoek et al. 1995)

GEOLÓGIAI SZILÁRDSÁGI INDEX (GSI) MEGHATÁROZÁSA		TAGOLÓFELÜLET ÁLLAPOTA				
SZERKEZET		CSÖKKENŐ FELÜLETI MINŐSÉG →				
	ÉP VAGY TÖMÖR-ép próbatestek, vagy tömör kőzettest néhány ritkán elhelyezkedő diszkontinuitással	90			N/A	N/A
	BLOKKOS - nagyon jól összekapcsolódó ép kőzettest, mely kocka-tömböket tartalmaz, melyeket három orthogonális diszkontinuitás szabdal	80	70			
	NAGYON BLOKKOS - összekapcsolódó, részlegesen töredezett kőzettest, melyet négy vagy annál több diszkontinuitás szabdal	70	60			
	BLOKKOS / TÖREDEZETT / REPEDEZETT - szögletes kőtömbökből álló gyűrt kőzettest, melyet számos egymást keresztező diszkontinuitás szabdal. Folytonos vagy palás rétegződés.	60	50	40		
	SZÉTESŐ -rosszul összekapcsolódó, erősen töredezett kőzettest, mely érdes és kopott törmelékből áll	50	40	30	20	
	RÉTEGZETT/NYÍRT -blokkosság hiánya a sűrű töredezett palás rétegződés vagy nyírási felületek miatt	N/A	N/A	10		

5-15. ábra. A GSI meghatározása kiegészítve a gyenge szilárdságú kőzetekre (Marinos & Hoek 2000)



5-16. ábra: Geológiai Szilárdsági Index (GSI) heterogén kőzettest esetén – példa fiisre (Marinos & Hoek, 2000)

A klasszikus kőzettest-osztályozások célja minden esetben a kőzetkörnyezetben készített műtárgy (legtöbb esetben alagút) biztosítási viszonyainak, valamint fejtési (jövészeti) paramétereinek meghatározása. A GSI módszer nem alkalmas közvetlenül ezen paraméterek meghatározására, e mutató csupán a kőzettestek litológiai, szerkezeti jellegének és a felület töredezettségi állapotának megfigyelésére vonatkozik, meghatározása a természetes feltárások, útbevágások vagy alagutak frontjainak kialakításakor feltároló kőzettestek vizsgálatával lehetséges. Az így kapott számértékek a töredezettség gyakoriságával és az irányítottságukkal állnak kapcsolatban, helyszínen ezek jól megfigyelhetők.

Ismert, hogy a GSI osztályozási mutató azon feltételezésen alapul, hogy izotrópként viselkedő kőzettestben véletlenszerűen jelenik meg az adott irányokat mutató töredezettség. Tulajdonképpen a kőzettest viselkedése független az alkalmazott terhelési irányoktól. Ebből következik, hogy a GSI rendszer alkalmazása a markánsan meghatározható domináns szerkezeti vonalakkal, törésekkel és tektonikai síkokkal jellemzett kőzettesteknél nem javasolt.

A Hoek-Brown törési kritériumot (lásd később), valamint a GSI mérőszámot gondos megfigyelések alapján kell meghatározni, azon kőzettesteknél, ahol a kőzettestek törése nem az anizotrópiájuk miatt következik be. Példának tekinthetünk egy olyan lejtőt, ahol a domináns szerkezeti vonalak (diszkontinuitások) miatt kialakuló törések horpadást vagy süllyedést eredményeznek.

A GSI meghatározásához leginkább természetes feltárások, alagutak frontfejtési felületei és fűró magok anyagának vizsgálatával kaphatunk megfelelő geológiai információkat. A feltárások és a felszíni kőzet kibukkanások egy tervezés kezdeti fázisában rendkívül gazdag adatforrást jelentenek, igaz az így feltárt kőzetfelületen a környezeti hatások, a mállás, illetve a kőzettest alkotóiban lejátszódó egyéb folyamatok olyan elváltozásokat hozhatnak létre, amelyek jelentős eltérést okozhatnak a frissen feltárt kőzetfelülethez képest. A mélyebben fekvő kőzettestek és kőzetkörnyezet állapotáról leginkább magfúrással tájékozódhatunk, de figyelembe kell venni azt a tényt, hogy a fűrómagokból nyert adatokat extrapolálni kell a mélységbeli in situ környezetre. Ezt az extrapolációs folyamatot mutatja be az **5-17. ábra**.

5.7.2 Anizotrópia figyelembe vétele a GSI-nél

Ezen kőzettest osztályozási rendszerénél a kőzettestek izotróp jellege a meghatározó. Itt leginkább a törések, tektonikai síkok iránya a döntő. Kritériumként szerepel, hogy a törések az adott vizsgált kőzetszakaszon ne kövessenek egy jellegzetes irányt, azaz ne legyen olyan jellegzetes orientációjuk, amely kettő vagy három töredezettség kombinációjából adódik. Ha a törésnél a kőzettest nyírószilárdsága helyett a tagoltság nyírószilárdsága hat, abban az esetben a GSI-t figyelmen kívül kell hagyni, azaz vetőzónában a GSI nem alkalmazható. A GSI érték számításánál viszont figyelmen kívül hagyható a jól definiált fő diszkontinuitás.

Napjainkban a GSI rendszer a keményebb kőzetek közé (pl. homokkő, mészkő vagy kvarcit) beágyazódott gyengébb minőségű kőzetek (pl. aleurolit, agyagpala vagy fillit) gyenge minőségű elnyíródott kőzettesteire is alkalmazható. Flis osztályozásához kapcsolódó GSI értékeket Marinós és Hoek (2001) cikke részletezi, míg a litológiai változatos, de tektonikailag zavartalan kőzettestek közül a molasz GSI besorolását Hoek *et al.* 2005 munkájában tanulmányozhatjuk.



5-17. ábra: Javaslat a kibúvásokban megfigyelt információk mélyebb környezetbe való vetítése a mélység ismeret alapján. Fehér zóna: a kapott zóna balra és felfele való eltolása ajánlott, geológiai mérlegelés alapján. Szürke zóna: a zóna mozgására csak korlátozottan vagy egyáltalán nincs lehetőség a kőzettest gyenge minősége miatt (általában breccsásodott, milonitesedett vagy gyűrt zónák) (Marinos *et al*, 2005)

5.7.3 Tagoltságok megjelenése kitöltöttség esetén

Egy kőzettest szilárdsági és alakváltozási jellege az ép kőzet egyes darabjainak egymással érintkező felületének típusától és annak jellegétől függ. A kőzettest tulajdonságokat jelentősen befolyásolják azok a diszkontinuitási, tagoló felületek, amelyek az egyes kőzetdarabokat szétválasztják. A GSI táblázat gyenge és nagyon gyenge kategóriával jelzett oszlopa alapján határozhatjuk meg a kitöltő anyaggal jellemzett tagoló felületekkel átjárt kőzettesteket. Amennyiben a tagoló felületekben gyakori a kitöltő anyag és a kitöltés vastag (több, mint néhány cm) vagy a tagoló felületként értelmezhető nyírási zóna agyagos repedéskitöltést tartalmaz, akkor a heterogén kőzettestekre vonatkozó GSI táblázatot ajánlott alkalmazni.







5.7.4 víz figyelembevétele

A GSI érték meghatározásánál mindenképpen figyelembe kell venni azt a tényt, hogy a víz jelenléte jelentősen csökkenti a kőzettestek nyírószilárdságát. A nedvesség megjelenhet a tagoló felületekben a töredezett zónákban és a repedéskitöltő anyagokban is. Leginkább az erősen töredezett gyenge és nagyon gyenge kőzettestre igaz az a megállapítás, hogy nedvesség jelenlétében a GSI érték jelentősen csökken, azaz balról jobbra tolódik el, ahogy azt az **5-18. ábra** is mutatja.

5.7.5 Mállás és kis szilárdságú kőzetek figyelembevétele

A mállott kőzeteknél a fent említett trendhez hasonló figyelhetünk meg, azaz ugyanazon kőzet üde és mállott változatára vonatkozó GSI értékek az ábrán eltolódást mutat, a mállott kőzettestek jobb oldali mezőkben helyezkednek el. Mállás során az eredetileg még ép kőzetalkotókat is érheti elváltozás (pl. gránit földpát kristályait), amit a mechanikai modellalkotásnál veszünk figyelembe. Azon mállásos folyamatoknál, ahol a mállás már a kőzettest szerkezeti elemeit is elérte és mélyebb mállott zónát eredményezett, az adott kőzet már olyan talajnak tekintendő, ahol a GSI rendszer nem alkalmazható.

A kevésbé tektonizált kőzetkörnyezetben megjelenő kis szilárdságú kőzetek, mint a márga, az agyagos kőzetek, az aleurolit, valamint a gyenge minőségű homokkő tekinthető ilyennek. Ezek kevés diszkontinuitással jellemezhető egyszerű tagoltságú rendszerű kőzetek. Amennyiben jól rétegzettek és ezért réteglapokkal tagoltak, ezek a réteglapok jól definiálható diszkontinuitási felületként nem értelmezhetőek. Osztályozásuknál a „blokkos” és a „masszív” kőzettestekre jellemző GSI értékkel számolunk. A diszkontinuitás, még ha csak korlátozott mértékben is van jelen, akkor sem lehet a nagyon gyenge (általában gyenge vagy nagyon gyenge) besorolásnál jobb, így a GSI 40-60 közötti értéket vehet fel (Marinos et al. 2005).

GEOLOGIAI SZILÁRDSÁGI INDEX (GSI) MEGHATÁROZÁSA		TAGOLÓFELÜLET ÁLLAPOTA				
SZERKEZET		CSÖKKENŐ FELÜLETI MINŐSÉG →				
	ÉP VAGY TOMOR-ép próbatetek, vagy lörmör közellést néhány ritkán elhelyezkedő diszkontinuitással	90	80	70	N/A	N/A
	BLOKKOS - nagyon jól összekapcsolódó ép közellést, mely kocka-tömbökkel tartalmaz, melyekkel három ortogonális diszkontinuitás szabdal	80	70	60		
	NAGYON BLOKKOS összekapcsolódó, részlegesen töredezett kőzettest, melyet négy vagy annál több diszkontinuitás szabdal	70	60	50	→	
	BLOKKOS / TÖREDEZETT / REPEDEZETT - szögletes kömbökből álló gyűrt közellést, melyet számos egymást keresztező diszkontinuitás szabdal. Folytonos vagy palás rétegződés	60	50	40	→	
	SZÉTESŐ -rosszul összekapcsolódó, erősen löredezett közellést, mely érdes és koplatoll lörmeléből áll	50	40	30	→	
	RÉTEGZETT/NYÍRT -blokkosság hiánya a sűrű löredezett palás rétegződés vagy nyírési felületek miatt	N/A	N/A	20	→	
				10	→	

5-18. ábra. A GSI értékének csökkenése túrhető és nagyon gyenge kategóriájú tagoló felületek estén víz és mállás hatására

5.7.6 GSI értékének meghatározása kvantitatív módszerekkel

A legelső verzió alapján a GSI értékét a Bieniawski által 1989-ben bevezetett RMR érték ismeretében lehet pontosan kiszámolni, azaz

$$GSI = RMR_{1989} - 5 = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5 (=15) - 5 \quad (5.42.)$$

Ahol:

- R_1 az egyirányú nyomószilárdságtól,
- R_2 az RQD értéktől,
- R_3 a tagoltságok távolságától,
- R_4 a tagoltságok állapotától és
- R_5 a víztől függő tényező – ez utóbbit definíció szerint száraznak kell feltételezni.

Természetesen az RMR módszerben használt projekt specifikus tényezőt itt nem kell figyelembe venni.

Mivel sok esetben a kőzettest dokumentálása Barton féle Q módszerrel történt, az RQD érték, a tagoltságok száma (J_n), érdessége (J_r) valamint állapota (J_a) ismeretében is meghatározhatóvá vált GSI értéke:

$$GSI = 15 \log \left(\frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \right) + 50 \quad (\text{Barton, 1995}) \quad (5.43.)$$

$$GSI = 9 \ln \left(\frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \right) + 44 \quad (\text{Hoek et al, 1995}) \quad (5.44.)$$

Később Hoek et al (2013) a Barton által bevezetett Q-módszer paramétereit figyelembe véve, az egyenletet továbbfejlesztve, az alábbi javaslatot tette:

$$GSI = \frac{52 J_r / J_a}{(1 + J_r / J_a)} + 0,5 RQD \quad (5.45.)$$

(J_r és J_a értékei a Barton féle Q módszernél definiált értékszámok).

Kimutatták, hogy hibahatáron belül az (5.45.) egyenlet leegyszerűsíthető:

$$GSI = 1,5 R_4 + 0,5 RQD \quad (5.46.)$$

ahol R_4 a tagoltság állapotának értéke Bieniawski (1989) táblázata alapján.

A GSI pontos meghatározására Cai & Kaiser (2006) tett újabb javaslatot. Palmström (1995) által bevezetett tényezőkkel (lásd Vásárhelyi, 2005), ahol: J_c : tagoltság állapota (dimenzió nélkül) és V_b a kőzettömbök térfogata (cm^3 mértékegységben). Ezek ismeretében javaslatuk szerint:

$$GSI = \frac{26,5 + 8,79 \ln J_c + 0,9 \ln V_b}{1 + 0,0151 \ln J_c - 0,0253 \ln V_b} \quad (5.47.)$$

Itt felhasznált V_b értékének pontos meghatározása a következő (5.8-as) fejezetben bemutatott RMi módszernél található meg.

A J_c értéke Cai et al. (2004) definíciója alapján a tagoltság állapotának a jelzőszáma, melynek értéke a tagoltság nagy-skálán (1-10 m között mért) hullámossága (J_w), a kis-skálán (1-20 cm) mért érdességén (J_s), valamint a tagoltság állapota (J_a) ismeretében határozható meg:

$$J_c = \frac{J_w J_s}{J_a} \quad (5.48.)$$

A J_w és J_s értékét az **5-44.** valamint **5-45. táblázat** alapján lehet felvenni (Cai et al., 2004) – ezt a 3.4. fejezetben részletesen ismertettük.

A J_a értéke a következő fejezetben ismertetett R_{Mi} kiszámításához használt J_a -val egyezik meg, azaz az **5-47. táblázat** alapján lehet a jelzőszámot megállapítani.

5-44. táblázat. Tagolófelületek hullámossága (Cai et al. 2004)

Megnevezés	Hullámosság ($u = a/L$)	Hullámossági faktor (J_w)
Fűrészfogszerű		3
Lépcsős		2,5
Nagyon hullámos	$u > 3 \%$	2
Kicsit hullámos	$u = 0,3 - 3 \%$	1,5
Sík	$u < 0,3 \%$	1

5-45. táblázat. Tagolófelületek érdessége (Cai et al. 2004)

Megnevezés	Leírása	J_s
Nagyon érdes	Lépcsőzetes felület, barázdák előfordulása	3
Érdes	Néhány barázda van, a kopás jelei láthatók	2
Kissé érdes	Néhány kopásjel látható az érdes felületen	1,5
Sima	Nincs semmi kopásjel a sima felületen	1
Sík	Szemmel láthatóan síkos felület	0,75
Puha kitöltött	Puha, csúszós anyaggal kitöltött	0,6 – 1,5

Ugyanezen megfontolásból Russo (2009) javaslata alapján:

$$GSI = 153 - \frac{165}{\left[1 + \left(\frac{J_p}{0,19} \right)^{0,44} \right]} \quad (5.49.)$$

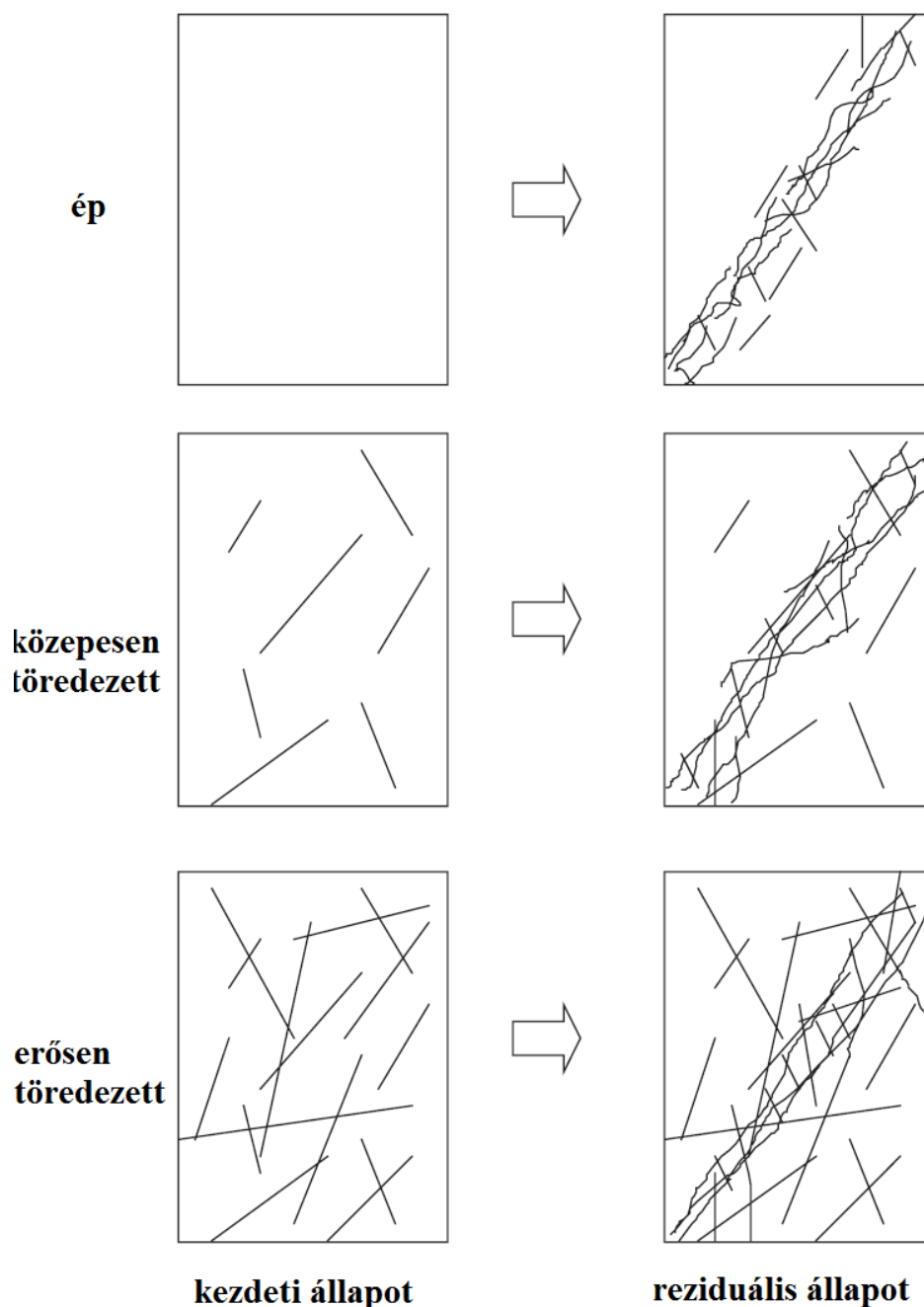
Ahol J_p értékének pontos meghatározását a következő fejezetben (R_{Mi}) ismertetjük.

Érzelhető, hogy a felsorolt lehetőségek várhatóan eltérő eredményeket adnak adott kőzettestre (Somodi et al., 2015; Vásárhelyi et al., 2016). A GSI pontos meghatározása ugyanakkor igen fontos a kőzettestben való pontos tervezés szempontjából. Ván és Vásárhelyi (2014) kimutatták, hogyha a valós és a meghatározott GSI értéke között 10 %-ot meghaladó eltérés van, akkor az ezeken alapuló különböző számítások végeredményeiben akár 50 %-ot meghaladó eltérés is lehet.

Összefoglalásként kijelenthető, hogy a GSI értékének meghatározását az adott projektre célirányosan ki kell dolgozni, mert az általános összefüggések kritika nélküli átvétele jelentős hibát okozhatnak. A szerzők által javasolt mérnökgeológiai szemrevételezés, és ez alapján történő GSI érték meghatározás igen szubjektív tud lenni – értékét jelentős mértékben befolyásolhatja a dokumentáló személyzet gyakorlottsága (Deák et al., 2014).

5.7.7 Reziduális GSI meghatározása (GSI_r)

A kőzettest tönkremenetel utáni szilárdsági paramétereinek meghatározásának egy módja az, hogy a kőzettestet kisebb GSI értékkel (GSI_r vagy GSI_{residual}) vesszük figyelembe. Ezen érték segítségével ez az osztályozás pontosan azt hivatott modellezni a kőzettest összetöredezettségi értékét. Nagy blokkos, magas GSI értékkel rendelkező kőzetek esetén az tapasztalható, hogy törés után a szilárdságuk nagy mértékben romlik, a GSI értéke jelentősen csökken, míg a kis blokkos, alacsony GSI értékű kőzetek a tönkremenetel után nem lesznek nagymértékben rosszabbak, a töredezettség csak kis mértékben romlik, azaz a GSI értéke kisebb mértékben csökken – erre mutat példát Cai et al. (2007), az **5-19. ábrán**.



5-19. ábra. A reziduális blokk-térfogat értelmezése (Cai et al. 2007)

Cai et al. (2007) az (5.47) egyenletből kiindulva a bemenő paraméterek (azaz a tagoltság állapota – J_c ; és a blokk térfogata – V_b) változásával határozták meg a reziduális Geológiai Szilárdsági Indexet (GSI_r):

$$GSI_r = \frac{26,5 + 8,79 \ln J_c^r + 0,9 \ln V_b^r}{1 + 0,0151 \ln J_c^r - 0,0253 \ln V_b^r} \quad (5.50.)$$

A reziduális blokk térfogat (V_b^r) értékének felvételére az alábbiakat javasolják:

- a) $V_b^r = 10 \text{ cm}^3$ abban az esetben, ha a csúcserő a blokk térfogatnak $V_b > 10 \text{ cm}^3$.
- b) $V_b^r = V_b$ abban az esetben, ha $V_b < 10 \text{ cm}^3$.

A tagoltság állapota definíció szerint

$$J_c^r = \frac{J_w^r w J_s^r s}{J_a^r} \quad (5.51.)$$

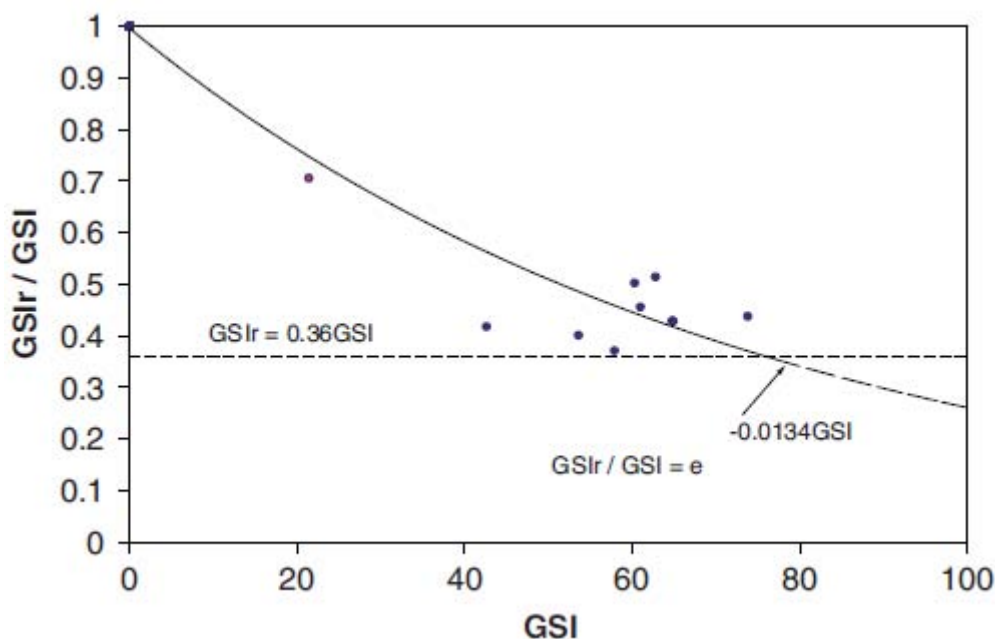
Ezen tényezők értékei:

- Ha $J_w < 1$, akkor $J_w^r = 1$, máskülönben $J_w^r = J_w/2$
- Ha $J_s/2 < 0,75$, akkor $J_s^r = 0,75$, többi esetben $J_s^r = J_s/2$
- J_a^r értéke minden esetben megegyezik J_a -val (azaz nincs redukciós értéke)

Helyszíni mérési eredmények alapján – melyet az **5-20. ábrán** mutatunk be – a fenti egyenlet egyszerűsítését is javasolta Cai et al. (2007):

$$GSI_r = GSI e^{-0,134 GSI} \quad (5.52.)$$

Ezen egyenlet alkalmazhatóságánál figyelembe kell venni, hogy $GSI < 40$ esetén a valóságnál rosszabb értékeket kapunk, míg $GSI > 80$ esetén pedig a reziduális értéket túlbecsülhetjük.



5-20. ábra. A reziduális GSI és a GSI közötti kapcsolat (Cai et al., 2007)

5.8 Az RMI (Rock Mass index) tényező

Palmström 1995-ben vezette be az ún. kőzettest index (Rock Mass index – RMI) fogalmát, amelynek segítségével kőzettest egyirányú nyomószilárdságának meghatározására, és ezáltal annak osztályba sorolására van lehetőség (lásd: Vásárhelyi, 2005). Bár maga a módszer nem tartozik a szorosan vett kőzettest-osztályozások közé (mint pl. az RMR vagy Q-módszer), ennek ellenére a kőzettest leírására, jellemzésére is jól használható. Főleg bemenő adatként használható jól az eddigi módszerekhez (RMR, Q módszer), valamint numerikus modellezésnél a kőzettest nyomószilárdságának megadására alkalmazható.

Palmström, Hansági (1964, 1986) abból a megfigyeléséből indult ki, hogy a kőzettömb (kőzetblokk) szilárdságát a kőzettest tagoltságát (méretét, állapotát) figyelembe véve kell redukálni. A kőzettest index (RMI) értékét a fentiekből adódóan a következőképpen ajánlja meghatározni:

$$RMI = J_p \sigma_c \quad (5.53.)$$

ahol J_p a tagoltsági paraméter, mely 4 fő tényezőből tevődik össze:

- a kőzetblokk térfogata (vagy a tagoltságok sűrűsége),
- a tagoltság érdessége
- tagoltság mállottsága,
- valamint a tagoltság méretei.

Ez a redukciós tényező reprezentálja a tagoltság hatását a kőzettestre. J_p értéke 0 (töredezett kőzettest) és 1 (ép kőzet) között változik; σ_c a kőzettömb (kőzetblokk) egyirányú nyomószilárdsága (MPa-ban), és RMI az ún. „kőzettest index”, mely a kőzettest egyirányú szilárdsága (MPa-ban).

5.8.1 Az RMI-nél használatos paraméterek

Palmström (1995) figyelembe vette Hoek *et al.* (1992) azon véleményét, mely szerint a kőzettest szilárdságát befolyásolja a kőzetblokkok alakja, mérete, valamint tagoló felületek állapota – azaz a szilárdsági tulajdonságok meghatározásához ezeket a tényezőket kell megmérni és hatásukat megvizsgálni. Ez nem jelenti azt, hogy az ép kőzet anyagának a tulajdonságát figyelmen kívül lehetne hagyni a kőzettest osztályozásánál – sőt, éppen hogy számos esetben az ép kőzet szilárdsága karakterisztikusabban befolyásolja a kőzettestét, mint a tagoló felületek. A kőzet anyaga szintén nagyon fontos abban az esetben, ha a tagoltságok nem folytonosak, ugyanis a folytonosság jelentős hatással van a tagoló felületek kialakulására, esetleges terjedésére, illetve összekapcsolódására.

A mérnökgeológiai leírások a tervező számára sokszor csak a geológiai, kőzettani adatokat tartalmazzák, ugyanakkor a kőzettest tulajdonságát a legtöbb esetben a tagoltságok minősítik. Ebből született az a gondolat, hogy a kőzettestek tulajdonságának egy mélyebbre ható ismerete szükséges, továbbá a formációk és a tagoltságok kialakulásának a hatását is figyelembe kell venni. Ebből a gondolatmenetből kiindulva, Palmström (1995) számos alagútépítés tapasztalatait elemezte és az alábbi bemenő adatokat adja meg az RMI meghatározásához:

- (1) a tagoltságok által körbefogott kőzettömbök méreteit kőzettömb-térfogattal értelmezve (jele: Vb);

- (2) a kőzettömb anyagának szilárdsága, egyirányú nyomószilárdsággal meghatározva, (σ_c);
- (3) a kőzettömbök felületének nyírási szilárdsága – a tagoltság felületének érdességének és mállottságának ismeretében megadva (jelük: jR és jA, értékük az **5-46. táblázat** és az **5-47. táblázat** alapján);
- (4) a tagoltságok méretei és határai – megadva azok hosszúsága és folytonossága (jele: jL, értékét az **5-48. táblázat** tartalmazza).

5-46. táblázat. A tagolófelület érdességének (jR) mérőszáma

Kis léptékben a tagoltsági felület érdessége*	Nagy léptékben a tagoltsági felület hullámossága				
	sík	kissé hullámos	erősen hullámos	lépcsőzetes	Összekapcsolódó
Nagyon érdes	3	4	6	7,5	9
Érdes	2	3	4	5	6
Kissé érdes	1,5	2	3	4	4,5
Sík	1	1,5	2	2,5	3
Sima	0,75	1	1,5	2	2,5
Tükrös**	0,6 – 1,5	1 – 2	1,5 – 3	2 – 4	2,5 – 5

szabálytalan tagoltságnál jR = 5 ajánlott

*: kitöltött tagoltságnál: jR = 1;

** : tükrös tagoló-felületnél az érték függ a „barázdák” előfordulásától és kinézetétől. Markáns „barázdák” esetén a nagyobb érték használható.

5-47. táblázat. A tagoltság mállottságának mérőszáma (jA)

Terminológus	Leírás	jA	
A. Kőzetfelületek közötti kapcsolat			
Tiszta tagoltság	Lágy, áthatolhatatlan kitöltés (kvarc, epidot, stb.)	0,75	
Begyógyult vagy összeforrt tagoltságok	Nincs burkolat vagy kitöltés a tagoltsági felületen, a szennyeződések kivéve.	1	
Üde kőzetfalak			
Mállott tagoló felület	A tagoló felület egy osztállyal magasabb mállottságot mutat, mint a kőzet.	2	
I. 1. foknál mállottabb			
II. 2. foknál mállottabb	A tagoló felület két osztállyal magasabban mállott, mint a kőzet.	4	
Burkolat vagy kitöltöttség			
Homok, iszap, kalcit, stb.	Szemcsés anyag agyag nélkül.	3	
Agyag, klorit, talk, stb.	Puha és kohéziós anyagok.	4	
B. Részlegesen kitöltött vagy nincs kapcsolat a felületek között			
<i>A kitöltő anyag típusa</i>	<i>Leírás</i>	<i>Részleges fal-érintkezés (vékony kitöltés < 5 mm)</i>	<i>Nincs fal érintkezés (vékony kiöltöttség vagy barázdáltság)</i>
Homok, iszap, kalcit, stb.	Szemcsés anyaggal kitöltött (agyagmentes)	4	8
Tömörített agyagok	Kötött és lágyuló kitöltöttség	6	10
Puha agyagok	Közepestől kicsit túlkonzolidált kitöltöttség	8	12
Duzzadó agyagok	A kitöltött anyag tisztán duzzadó tulajdonságot mutat	8-12	12-20

5-48. táblázat. A tagoltság hosszának és folytonosságának a mérőszáma (jL)

Tagoltság hossza (m)	Meghatározása	Típusa	jL	
			Folytonos tagoltság	Megszakításos tagoltság**
< 0,5	nagyon rövid	rétegzett/leveles	3	6
0,1 – 1,0	rövid/kicsi	tagoltság	2	4
1,0 – 10	közepes	tagoltság	1	2
10 – 30	hosszú/nagy	tagoltság	0,75	1,5
> 30	nagyon hosszú/nagy	kitöltött tagoltság vagy nyírás*	0,5	1

* gyakran egyedülálló és ezekben az esetekben külön kell kezelni;

** a megszakításos tagoltság vége tömör kőzettestben van

5.8.2 Az R_{Mi} meghatározása

Az ép kőzet egyirányú nyomószilárdságának vizsgálata laboratóriumi körülmények között jól ismert, szabványosított eljárás, ezért ennek bemutatásától eltekintünk. A redukciós tényező, az ún. tagoltsági paraméter (J_p) a következő tényezőkből épül fel:

- a kőzettömb térfogata (V_b), melyet helyszíni méréssel határozhatunk meg;
- valamint a tagoltság állapotát leíró tényezőből (jC), mely három független paramétert tartalmaz: érdesség, mállottság és méret.

Számos helyszíni vizsgálat és nagymintákon végzett kísérlet alapján határozták meg azt, hogy milyen módon van kapcsolatban a tagoltságot leíró tényező (jC) és a kőzettömb térfogata (V_b) a tagoltsági paraméterrel (J_p). A kapott eredmények alapján készült el az **5-21. ábra**, melyen J_p értékének grafikus meghatározását mutatjuk be a V_b és a jC ismeretében. Analitikus alakban az alábbi képlettel lehet számolni:

$$J_p = 0,2 \sqrt{jC} (V_b)^D \quad (5.54.)$$

ahol V_b a kőzettömb térfogata [m³]-ben és D = 0,37 jC^{-0,2}.

A tagoltság állapotát leíró tényező (jC) a következő három taggal van összefüggésben: tagoló felület érdessége (jR), mállottsága (jA) és mérete (jL), a következő összefüggés alapján:

$$jC = jL(jR/jA). \quad (5.55.)$$

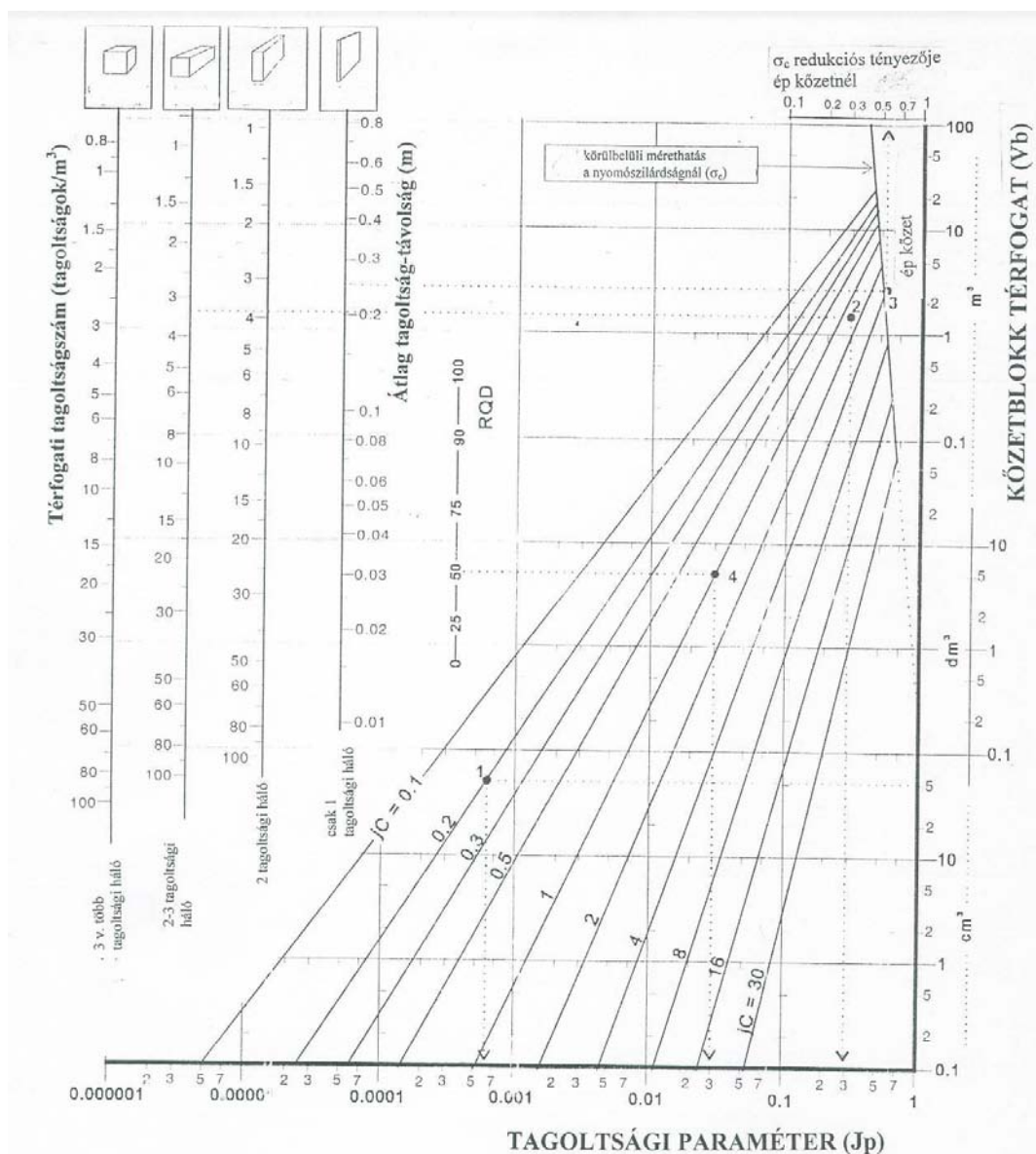
Az **5-22. ábrán** az R_{Mi} kiszámításának elvét mutatjuk be. Az **5-46. táblázatban** a tagoltsági érdesség (jR), az **5-48. táblázatban** a tagoltsági méret (jL) javaslatát, valamint az **5-47. táblázatban** a tagoltsági mállottság (jA) számértékeit adjuk meg Palmström (1995) alapján.

Az **5-21. ábra** jól mutatja a javasolt módszer alkalmazhatóságának határait: jól használható abban az esetben is, ha fűrómag alapján meghatározott RQD tényező áll a rendelkezésünkre, de ennek méréstartományán kívül (azaz 10 cm-nél kisebb, illetve 1 m-nél nagyobb tagolófelület távolságok esetén) is lehetséges van vele számolni az ún. térfogati tagoltság szám

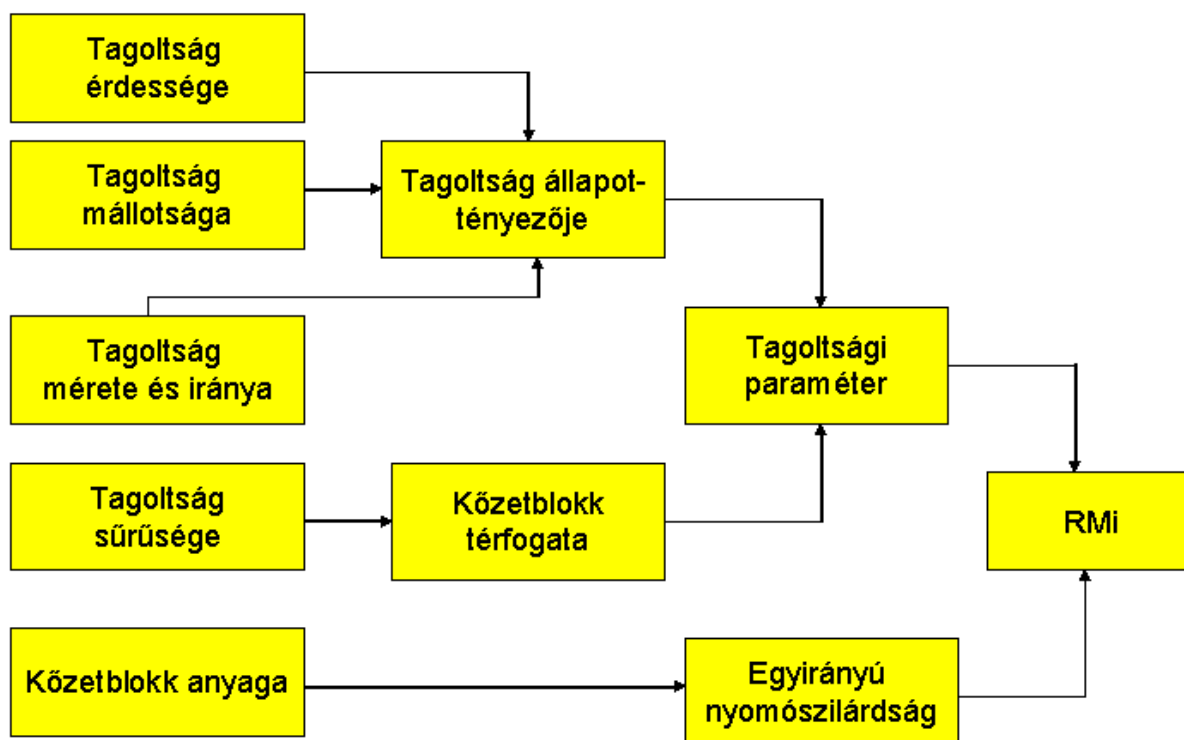
segítségével. A térfogati tagoltságyszám (definíció szerint) megadja azt, hogy 1 m³-nyi kőzettestben hány darab tagoltság található.

Itt külön-külön kell vizsgálni azt az esetet, amikor 3 vagy több tagoltsági egység közel hasonló méretű blokkokat darabol, amikor 2-3 tagoltsági rendszer hosszú tömböket metsz ki, továbbá ha csak 2 tagoltsági rendszer van, melyek miatt nagyon hosszú tömbökről beszélhetünk, és végül, ha csak 1 tagoltságot észlelünk (ebben az esetben lapos kőzettömbjeink vannak).

Amint az **5-21. ábrán** jól látszik, a grafikus ábrázolás figyelembe veszi a mérrethatást is: 1 dm³-nél nagyobb térfogatú tömbök esetén már jelentős eltérés van a laboratóriumban, szabványos próbatesten meghatározott nyomószilárdsági érték és a tagolatlan kőzettest szilárdsági értéke között. Ezt felismerve külön kell foglalkozni a laboratóriumban meghatározott egyirányú nyomószilárdság és a kőzettömb nyomószilárdsága közötti kapcsolattal, az ún. mérrethatással is.



5-21. ábra. A tagoltsági paraméter (jP) meghatározása a tagoltsági állapot (jC) és a tagoltságok különböző sűrűsége (Vb, Jv, RQD) alapján



5-22. ábra. A különböző paraméterek kombinációja az RMI érték meghatározásához

5.8.3 Mérethatás

A mérethatást akkor kell figyelembe venni, ha a kőzetblokk mérete jelentősen eltér a laboratóriumi vizsgálatnál használt próbatest méretétől. A módszer alapján RMI értékében a J_p értéke tartalmazza a mérethatást, mivel szerepel benne a j_L tényező. Tagolatlan kőzettest esetén ez azt jelenti, hogy a tagoltsági paraméter (J_p) 1-gyel egyenlő, azaz az elmélet alapján ilyenkor a kőzettest egyirányú nyomószilárdsága megegyezik az 50 mm átmérőjű szabványos próbatest szilárdságával – ami természetesen nem igaz. Számos vizsgálatot feldolgozva, Barton (1990) az alábbi egyenletet ajánlja ebben az esetben:

$$\sigma_c = \sigma_{c0} (50/d)^{0,2} = \sigma_{c0} (0,05/Db)^{0,2} = \sigma_{c0} f, \quad (5.56.)$$

ahol σ_{c0} a szabványos (50 mm átmérőjű) próbatesten végzett vizsgálat eredménye, d az átszámításba figyelembe vett kőzettömb mérete.

Az effektív átmérőt (Db) a blokk térfogat (V_b) ismeretében lehet meghatározni:

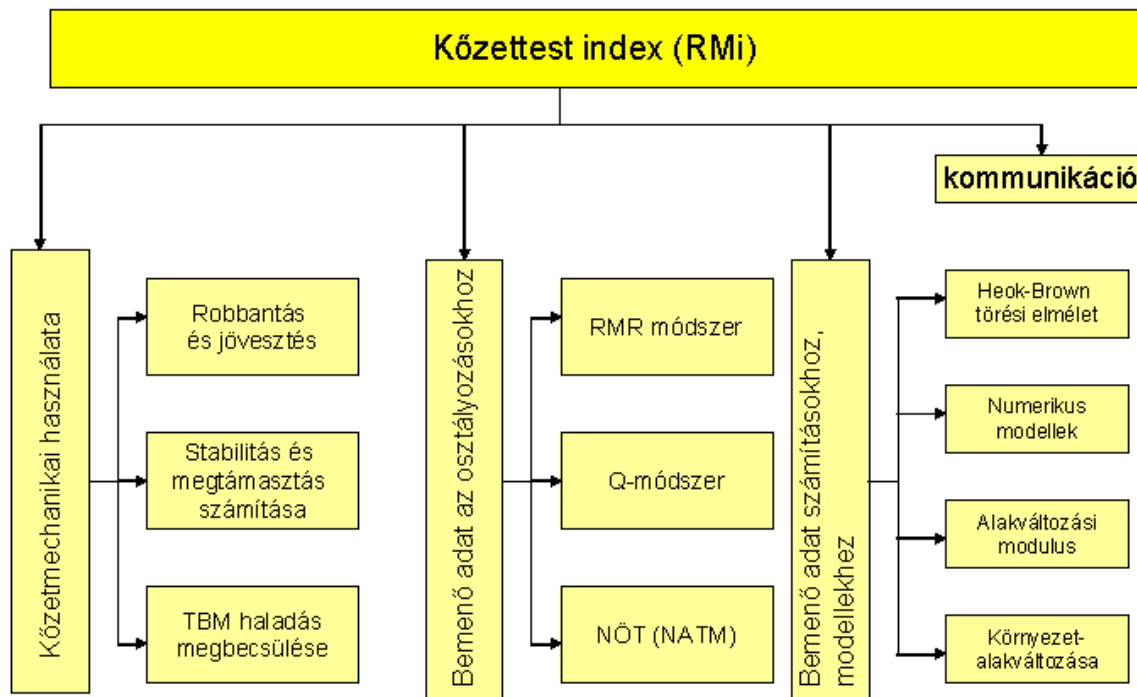
$$Db = (V_b)^{0,33} \quad (5.57.)$$

Ez az összefüggés néhány méteres nagyságú kőzettömbökig, a gyakorlati tapasztalatok alapján, biztonsággal használható.

5.8.4 Az RMI használhatósága, előnyei és hátrányai

Palmström (1996) után elkészített 5-23. ábra az RMI alkalmazásának lehetőségeit foglalja rendszerbe. Az RMI módszert nem lehet közvetve osztályozási módszerként használni, mint a fentebb bemutatott RMR vagy Q módszereket. Mivel néhány bemenő paraméter

megegyezik a többi osztályozási módszernél használt értékkel, így azoknál többé-kevésbé közvetlenül is felhasználható, figyelembe vehető. Az **5-49. táblázat** a lehetséges osztályozási módot mutatja be a kapott R_{Mi} érték ismeretében.



5-23. ábra. Az R_{Mi} érték fő alkalmazási lehetőségei

5-49. táblázat. Az R_{Mi} alapján történő osztályozás

Osztályba sorolás	Kőzettest szilárdsága	R _{Mi} érték (MPa)
Rendkívül alacsony	rendkívül gyenge	< 0,001
Nagyon alacsony	nagyon gyenge	0,001 – 0,01
Alacsony	Gyenge	0,01 – 0,1
Közepes	Közepes	0,1 – 1,0
Magas	Szilárd	1,0 – 10,0
Nagyon magas	nagyon szilárd	10,0 – 100
Rendkívül magas	rendkívül szilárd	> 100

Az R_{Mi} előnyeit pontokba foglalva mutatjuk be:

- növeli a bemenő adatok pontosságát, továbbá segíti a kőzettest osztályozás szisztematizálását is;
- könnyen használható durva közelítéseknél, amikor a tervezési területről kevés adat áll rendelkezésünkre (pl. előtervezésnél, amikor még közelítéssel kell megbecsülni a számításnál a bemenő adatokat);
- jól alkalmazható a különböző helyekről nyert információk összevetésénél;
- az egymásra épülő rendszer filozófiája jól illeszkedik a mérnöki gondolkodásmódhoz;
- jóval szélesebb kőzettest változatosságot lehet ezzel vizsgálni, mint a többi, tradicionális osztályozási karakterizálási módszernél, ebből adódóan szélesebb alkalmazási lehetősége van;
- bemenő paraméterként jól használható a többi osztályozási módszernél valamint az új osztrák alagútépítési eljárásnál (NATM ill. NÖT-nél).

A módszer természetesen számos hátrányt illetve hiányosságot is tartalmaz. Mivel az RMI-vel a kőzettest egyirányú nyomószilárdságának meghatározására van csak lehetőség, így nem használható általános törési elméletként. Általánosságban, mint minden más elméletnél, itt is meg kell jegyezni, hogy mind az ép kőzet, mind a tagoltságok hatalmas összetevőjű és szerkezeti változatossággal rendelkeznek, melynek hatására megszámlálhatatlan összetételű és tulajdonságú kőzettest jöhet létre. Természetesen nem lehet mindezekhez a kombinációkhoz csupán egyetlen számot rendelni, továbbá itt is „-tól -ig” határokat kell felállítani, mely reprezentálja a kőzettestet.

Az alábbiakban a főbb hibaforrásokra hívjuk fel a figyelmet:

- az RMI pontosságát döntően befolyásolja a laborkísérlettel meghatározott egyirányú nyomószilárdság értéke. Mivel ez az érték függ a próbatest víztartalmától, valamint igen sokszor nagy szórása van az ugyanabból a kőzettömbből vett mintának is, így a végső értéknél is nagy különbségek adódhatnak.
- A tagoltsági paramétert (Jp) természetesen kevés nagyminta-kísérlettel határozták meg. Ebből adódódik, hogy az elmélet pontosságára (ill. pontatlanságára) nincs kellő információnk. A mérések alapján számos hiba „kioldhatta” egymást, melyekre csak a további mérések deríthetnek fényt.
- Az RMI bemenő paramétereinek változása jelentős mértékben befolyásolja a kapott eredményt, ami szubjektivitásból adódó hibát okozhat.
- Természetesen az elméletet lehatárolja még a kőzettest típusa is: az egy adott tagoltsági rendszer felett már nem használható (ill. nagyon nagy hibával terhelt).

5.9 A különböző kőzettest osztályozási módok egymásba való átszámíthatósága

A bemutatott kőzettest osztályosok közül az RSR, RMR, Q és RMI tényezők közötti átszámolási lehetőségeket mutatjuk be itt. A GSI módszernél külön fejezetben foglalkoztunk annak pontos meghatározási lehetőségével, mely sok esetben ezen tényezők felhasználásával történt – ezt itt nem ismételjük meg. Az RMR és a Q tényező alkalmazásából adódó eltéréseket külön példákkal is igyekeztünk személetesebbé tenni.

5.9.1 RSR-RMR kapcsolat

A kőzettest leírásához, osztályozásához, a biztosítási mód helyes megválasztásához a lehetőség szerint minél több osztályozási mód használata ajánlatos.

A bemutatott osztályozási módszerek közül az RSR és az RMR tényező közötti kapcsolatra alagutakat vizsgálva Rutledge & Preston (1978) a következő összefüggést határozta meg:

$$RSR = 0,77 RMR + 12,4 \quad (5.58.)$$

5.9.2 RMR-Q kapcsolat (példákkal)

Napjainkban szinte minden alagútépítésnél az RMR és a Q módszert egymással párhuzamosan használják, így megalkothatók az adott területre specifikus RMR-Q kapcsolatok. Mindkét módszer egyesíti a földtani, geometriai és tervezési/mérnöki paramétereket ahhoz, hogy kvantitatív értéket adhasson a kőzettest minőségéről. A legjelentősebb különbség az RMR és a Q között a különböző hatások súlyozásában van. Azaz, míg az RMR a hatások összegzésével számol, addig a Q azok szorzatát veszi. Míg az RMR a laboratóriumi nyomószilárdságból számol, addig a Q a helyszíni (*in situ*) szilárdságot veszi figyelembe. Mindkettő figyelembe veszi a víz jelenlétét, és azt, hogy ez jelentősen befolyásolja a kőzet szilárdságát. Bodonyi *et al.* (1986) megállapításai alapján az RMR tényezőnél sokkal nagyobb hatása van a szubjektív döntésnek, mint a Q tényezőnél.

Természetesen mindkét módszernél felvetődik a kérdés a további kőzetmechanikai tényezők bevonására is, de a gyakorlati tapasztalatok azt mutatták, hogy a kívánt pontosságon már nem javítanak. Elmondható viszont, hogy a kemény kőzeteknél végzett fejtéseknél, főleg amennyiben az mélyen is történik, a kőzet mállottsága és a víz hatása általában nem jelentős és így elhanyagolható.

Számos kutató foglalkozott az egyes módszerek egymással való megfeleltetésével. Az RMR és a Q tényezők között logaritmikus kapcsolat adható meg az alábbi formában:

$$\text{RMR} = a \ln Q + b \quad (5.59.)$$

Ezen tényezőket az **5-50. táblázatban** foglaltuk össze.

5-50. táblázat. Az RMR és a Q tényezők közötti kapcsolat különböző szerzők ajánlásai alapján

Szerző	<i>a</i>	<i>b</i>	Korrelációs együttható
Bieniawski (1989)	9	44	0,77
Rutleger & Preston (1978)	5,9	43	0,81
Moreno (1980)	5,4	55,2	0,55
Cameron-Clarke & Budavari (1981)	5 4,6	60,8 56	(homlokfejtés esetén) (fúrómag esetén)
Abad <i>et al.</i> (1984)	10,5	41,8	0,66
Barton (1995)	15	50	-
Turgul (1998)	7,0	36	
Kumar <i>et al.</i> (2004)	6,4	30	
Hashemi <i>et al.</i> (2010)	5,4	40	
Deák <i>et al.</i> (2012)	7,9	60,7	

Amint az a táblázatból kitűnik, nincs pontos átszámolási lehetőség az RMR és a Q tényezők között. Ennek oka az, hogy a két módszer néhány bemenő adata jelentősen eltér egymástól, illetve különböző hatások más-más súllyal esnek latba.

Ebből kiindulva Goel *et al* (1995a) a kőzettest-szám – N (Rock Mass Number) és a kőzettest állapot-érték – RCR (Rock Condition Rate) bevezetését ajánlja.

A kőzettest-szám (N) a Q tényező SRF (feszültség redukciós tényező) nélküli értéke, mivel ennek megadása, illetve meghatározása a legkevésbé objektív paraméter:

$$N = [RQD/J_n][J_r/J_a][J_w] \quad (5.60.)$$

A kőzettest állapot-értéket (RCR) az RMR tényezőből lehet kiszámolni, melyben nem vesszük figyelembe az ép kőzet nyomószilárdságát és a tagoltságok irányát:

$$RCR = RMR - (\text{nyomószilárdság} + \text{tagoltság iránya}) \quad (5.61.)$$

Goel *et al.* (1995b) 63 különböző alagútépítésnél szerzett tapasztalataikat feldolgozva a két tényező között az alábbi összefüggést határozták meg:

$$RCR = 8 \ln N + 30 \quad (R = 0,92) \quad (5.62.)$$

Az RMR és a Q tényező közötti különbséget jól szemléltetik az alábbi esettanulmányok Eberhardt mintapéldái alapján. Abban az esetben, ha a környezeti feszültség alacsony, az RMR és a Q tényező gyakorlatilag azonos kategóriába sorolja a kőzettesteket (**5.1-5.3 példák**). Jelentős mértékű környezeti nyomás esetén (**5.4 és 5.5. példák**) azaz RMR érték jóval jobb kategóriájú kőzettestet prognosztizál, mint a valóság – ebben az esetben a Q tényező használata az előnyösebb.

5.1. példa



- Masszív, szilárd kőzet
- Alacsony környezeti feszültség
- Biztosítást nem igényel
- RMR = 90 (nagyon jó minőségű)
- Q = 180 (különlegesen jó minőségű)

5.2. példa



- Blokkos kőzet
- Alacsony környezeti feszültség
- Minimális, de szisztematikus biztosítás
- RMR = 70 (jó minőségű)
- Q = 15 (jó minőségű)

5.3. példa



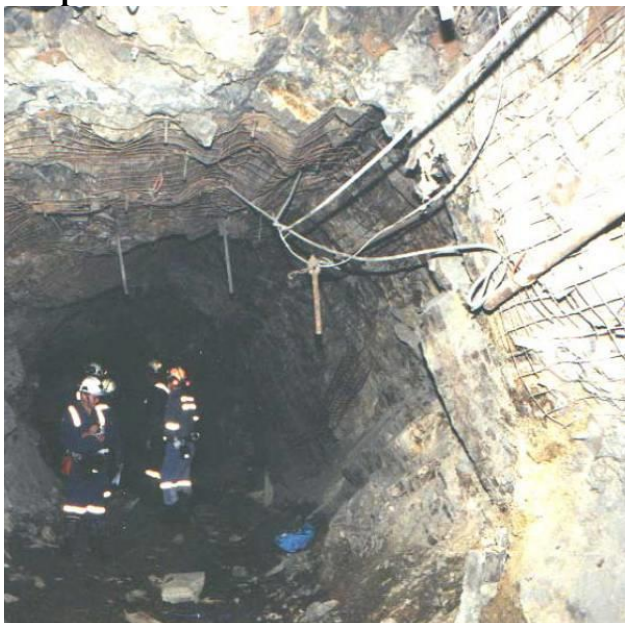
- Gyenge, rétegzett kőzet
- Alacsony környezeti feszültség
- Biztosítást nem igényel
- RMR = 40 (gyenge/megfelelő minőségű)
- Q = 0,9 (nagyon gyenge/gyenge minőségű)

5.4. példa



- Masszív, szilárd kőzet
- Különlegesen nagy környezeti feszültség
- Kőzetbenyomódás miatt a feltáró várat összezáródott, ezért különlegesen erős biztosítás vált szükségessé:
- RMR = 80 (jó/nagyon jó minőségű)
- Q = 0,5 (nagyon gyenge minőségű)

5.5. példa



- Blokkos kőzet
- Nagy környezeti feszültség
- Kőzetbenyomódás miatt a feltáró várat összezáródott, ezért különlegesen erős biztosítás vált szükségessé:
- RMR = 40 (gyenge/megfelelő minőségű)
- Q = 0,8 (nagyon gyenge minőségű)

5.9.3 R_{Mi}-re való átszámolás lehetőségei

Napjainkban az R_{Mi} módszer alkalmazása is egyre inkább teret nyer, így mind RMR, mind Q tényezők alapján empirikus kapcsolatokat készítenek ezen osztályozási módszerre való átszámolás lehetőségére is. Természetesen, mint ahogy fentebb már írtuk, ezen egyenletek projekt-specifikusak, adott helyszíneken jelentős eltérés is lehet.

Az RMR értékét amennyiben és az R_{Mi} érték ismertében szeretnénk meghatározni, az alábbi egyenlet használatát javasoljuk:

$$RMR = a \ln R_{Mi} + b \quad (5.63.)$$

ahol a és b értéke Kumar et al. (2004) alapján 5,4 és 54,4, míg Hashemi et al. (2010) szerint 7,5 illetve 36,8.

Hasonlóan az (5.59.) egyenlethez, lehetőség van az R_{Mi} kiszámítására a Q tényező ismeretében is:

$$R_{Mi} = c \ln Q^d \quad (5.64.)$$

Itt c és d állandók értéke 1,5 és 0,72 (Kumar et al., 2004), valamint más mérés alapján 1,08 és 0,49 Hashemi et al. (2010) publikációi szerint.

5.9.4 Példa kőzettest osztályozás alkalmazására

Végezetül egy példán keresztül az átszámítás lehetőségeit is bemutatjuk abban az esetben, ha a környezeti feszültségviszonyok hatása nem jelentős:

Tételezzük fel, hogy egy puha üledékes kőzetben (durva mészkőben) alagút építését tervezzük, melynek átmérője fejtés, illetve robbantásos jövesztés esetén 8,0 méter, míg alagútfúró gép (TBM) alkalmazása esetén 7,4 méter. A kőzettest alapadati az alábbiak:

- Szilárdsági vizsgálat alapján a kőzet egyirányú nyomószilárdsága $\sigma_c = 40\text{-}50$ MPa.
- A feltáró fúrások magmintáinak értékelése alapján RQD 72 %-os értéket kaptunk.
- A kőzet sűrűsége: 2660 kg/m^3 .
- A tervezett alagút kihajtásának és a tagoltságok iránya egymásra várhatóan közel merőlegesek lesznek, a tagoltságok dőlésszöge 20° körüli.
- Méréskelt vízbefolyásra számítani kell.

Alábbiakban előbb az osztályba sorolás lehetőségét mutatjuk be Terzaghi-módszere, RSR, RMR és Q módszerek alapján, majd a kapott értékeket figyelembe véve a szükséges biztosítási módokat, illetve felvehető fizikai paramétereket elemezzük.

Kőzettest osztály meghatározása

I. Osztályozás Terzaghi módszere szerint

Mérsékeltén tömbös és töredezett: IV. osztály

II. Osztályozás RSR módszer szerint

Kőzettípus: puha töredezett üledékes kőzet: IV. típus,
Kissé gyűrt és töredezett: A = 15

Tagoltság: közepesen blokkosodott;
Alagút kihajtása közel merőleges a tagoltság csapásirányára.
Lapos dőlésszög (0-20°): B = 30

Vízbefolyás: mérsékelt, Tagoltság állapota: közepes, A + B = 45; C = 16

$$\mathbf{RSR} = A + B + C = 30 + 15 + 16 = \mathbf{61}$$

III. Osztályozás RMR módszer szerint

Ép kőzet szilárdsága (σ_c): 40-50 MPa, Értéke: 4

RQD = 72 % (átlagban); Értéke: 13

Tagoltságok egymástól mért távolsága: 50 mm-től 0,9 méterig változó, Értéke: 10

Tagolófelületek állapota: megnyíltság: 0,8-1,1 mm; kissé mállott, érdes felület, Értéke: 25

Talajvíz: csepegő talajvíz, kis nyomás, mért vízmennyiség: 25-125 l/perc, Értéke: 4

$\mathbf{RMR}_{\text{alap}} = 4 + 13 + 10 + 25 + 4 = 56$ – ez az érték nem tartalmazza a tagoltságok irányát
Tagoltságok iránya: csapásirány merőleges az alagút kihajtásának irányára, dőlésszög: 20°.
Értéke: -5

$$\mathbf{RMR} = 56 - 5 = 51 \text{ (III. kőzetosztály: megfelelő)}$$

V. Osztályozás Q-módszer szerint

RQD = 72 %

$J_n = 6$ (két tagoltsági rendszer + véletlenszerűek)

$J_r = 1,5$ (érdes, sík tagolófelületek)

$J_a = 1,0$ (zárt tagoltságok, kismértékben mállott)

$J_w = 0,5$ (lehetőség van nagyobb mennyiségű vízbeáramlásra)

SRF = 1,0 (közepes feszültség – $\sigma_c/\sigma_1 = 50/0,91 = 55$)

$\mathbf{Q} = \text{RQD}/J_n J_r/J_a J_w/\text{SRF} = 72/6 \cdot 1,5/1,0 \cdot 0,5/1,0 = 9$ (V. kőzetosztály, közepes minőségű)

5-51. táblázat: a különböző módszerrel számolt kőzetosztályok összefoglalva

Osztályozási módszer	Érték	Osztály	Minősítés
<i>Terzaghi</i>		V.	Mérsékeltten blokkos
<i>RSR</i>	61		
<i>RMR</i>	51	III.	Megfelelő
<i>Q</i>	9,0	V.	Megfelelő

Kőzetterhelés meghatározása

A kőzetterhelés nagysága függ a választott jövesztési technológiától, valamint az alagút átmérőjétől. **5-52. táblázatban** a különböző osztályozási módszerek kapott eredményei alapján határoztuk meg a várható kőzetterheléseket.

5-52. táblázat: A kőzetosztályok ismeretében a kőzetterhelések meghatározása

Módszer	Fejtett és robbantott	TBM
Terzaghi	$h_p = 0,35$ $C = 0,7$ $B = 0,7 \times 8,0 = 5,6$ m Kőzetterhelés: $P = \gamma h_p = 2660 \times 5,6 = 0,146$ MPa	$h_p = 0,45$ $B = 0,45 \times 7,4 = 3,3$ m $P = 0,09$ MPa
RSR 61	$P = 0,067$ MPa (1,2 kfont/láb ²)	TBM átszámítás: $AF = 1,14$ $RSR = 61 \times 1,14 = 69,5$ $P = 0,034$ MPa (0,7 kfont/láb ²)
RMR 51	$h_p = \frac{100 - RMR}{100} B = \frac{100 - 51}{100} 8,0 = 3,92$ m $P = \gamma h_p = 2660 \times 3,92 = 0,102$ MPa	RSR_{TBM} értékből kiszámolt RMR érték: 74 $P = 0,049$ MPa
Q 9	$P = \frac{2,0}{J_r} Q^{-1/3} = \frac{2,0}{1,5} 9^{-1/3} = 0,64$ kg/cm ² = 0,0628 MPa vagy: $P = \frac{2J_n^{1/2}}{3J_r} Q^{-1/3} = \frac{2 \times \sqrt{6}}{3 \times 1,5} 9^{-1/3} = 0,52$ kg/cm ² = 0,0513 MPa	RSR_{TBM} értékből kiszámolt Q érték: 54 $P = 0,0321$ MPa

5-53. táblázat: A kőzet-terhelések összefoglalva kPa-ban:

Módszer	Fejtett és robbantott	TBM
<i>Terzaghi</i>	146	90
<i>RSR</i>	67	34
<i>RMR</i>	102	49
<i>Q</i>	63	32

Megtámasztás nélküli idő és maximális jöveszthető átmérő

Megtámasztás nélküli idő értékére csak az RMR módszer ad javaslatot. Ez alapján az 51-es érték, 8,0 m átmérőjű alagút esetén kb. 70 óra (3 nap).

5-54. táblázat. Megtámasztás nélküli idő és a maximális fejtési hossz meghatározása

	RMR = 51	Q = 9 (ESR = 1,6)
Megtámasztás nélküli átmérő	2,4 m	
Maximális jöveszthető átmérő	10,5 m	8,0 m

Alakváltozási modulus, kohézió és súrlódási szög értéke

A kőzettest alakváltozási modulusának meghatározását RMR és Q tényezők ismeretében számítottuk ki. Tudjuk, hogy ép próbatesten mért rugalmassági modulus értéke: 11 GPa. A kapott eredményeket az **5-55. táblázatban** foglaltuk össze.

5-55. táblázat. Alakváltozási modulusa a kőzettestnek

RMR (56-os értékkel számolva)	Q
<ul style="list-style-type: none"> $E = 2 \text{ RMR} - 100 = 2 \times 56 - 100 = 12 \text{ GPa}$ $E_m = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{(RMR-10)/40} =$ $\sqrt{\frac{50}{100}} 10^{(56-10)/40} = 9,99 \text{ GPa}$ 	<ul style="list-style-type: none"> $E = 25 \log Q = 25 \log (9) = 23,9 \text{ GPa}$ (minimum: 9,5, maximum: 38,2 GPa) $E_m = 1,5 Q^{0,6} E^{0,14} = 1,5 \times 9^{0,6} \times 11^{0,14} = 7,8 \text{ GPa}$

A kőzettest súrlódási szögét és kohézióját csak RMR-ből lehet meghatározni:

- Kohézió (c): 192 kPa
- Belső súrlódási szög (ϕ): 39°

Összefoglalás

A vizsgált kőzettestben tervezett alagút tervezéséhez szükséges alapadatokat az **5-56. táblázatban** foglaltuk össze. Természetesen tervezéskor ezen eredmények mérlegelése szükséges.

5-56. táblázat. A kapott eredmények összefoglalása

	Terzaghi	RSR	RMR	Q
Kőzetosztályba sorolás	Mérsékeltten blokkos	61	51	9,0
Kőzetterhelés magassága (m)	5,6	-	3,9	-
Kőzetterhelés (kPa)	146	67	102	63
Alakváltozási modulus (GPa) – átlag	-	-	11	23,5 (7,8)
Megtámasztás nélküli idő	-	-	3 nap	-
Kohézió/súrlódási szög			192 kPa/ 39°	
Szükséges biztosítás	Horgonyzás 1,5 méterenként, betonelemek	Horgonyzás 2,0 méterenként, betonelemek	3,5 m-es kőzetcsavar 1,5 m.-ént, 50-100 mm vtg. lőt beton, acélháló	3,0 méteres kőzetcsavarok 1,5 m.-ként, 50 mm vtg. lőt beton

5.10 Irodalom

- Abad J.; Caleda B.; Chacon E.; Gutierrez V.; Hidlgo E. 1984: *Application of geomechanical classification to predict the convergence of coal mine galleries and to design supports*. 5. ISRM Cong. 15-19.
- Agricola G. 1556: De re metallica.
- Aydan Ö.; Kawamoto T. 2001: The stability assessment of a large underground opening at great depth. *Procs 17th Int. mining Congr.*, Turkey, Ankara, Turkey, 1, 277–288.
- Aydan Ö.; Ulusay R.; Tokashiki N. 2014: A new rock mass quality rating system: Rock Mass Quality Rating (RMQR) and its application to the estimation of geomechanical characteristics of rock masses. *Rock Mech. Rock Eng.* **47**(4): 1255-1276.
- Banks D. 2005: Rock mass ratings (RMRs) predicting from slope angles of natural rock outcrops. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **42**: 440-449.
- Barton N. 1990: *Scale effects or sampling bias?* In.: Pinto da Cunha (Ed.) Proc. Scale effect in rock masses, 1. Int. workshop, Loen, 31-55.
- Barton N. 1993: *Application of Q-system and index tests to estimate shear strength and deformability of rock masses*. W. Norwegian Method of Tunneling, New Delhi, 66-84.
- Barton N. 1995: *The influence of joint properties in modeling jointed rock masses*, Keynote lecture – 8. ISRM Cong. 1023-1032.
- Barton N.; Bar N. 2015: *Introducing the Q-slope method and its intended use within civil and mining engineering projects*. Eurock 2015 & 64. Geomech. Coll. ÖGG. 6.p.
- Barton N.; By T.L.; Chryssanthakism P.; Tunbridge L.; Kristiansen J.; Loset F.; Bhasin R.K.; Westerdahl H.; Vik G. 1992: *Comparison of prediction and performance for a 62 m span sports hall in jointed gneiss*. 4. Int. Cong. Rock Mech. Rock Engng. Torino, 17.1-17.15.
- Barton N.; Lien R.; Lunde J. 1974: Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech. Rock Engng.* **7**: 183-236.
- Barton N.R. 2000: *TBM tunneling in jointed and faulted rock*, Balkema, p. 184.
- Bieniawski Z.T. 1973: Engineering classification of rock masses. *Trans S. African Inst. Civil Engng.* **15**: 335-344.
- Bieniawski Z.T. 1976: *Rock mass classification in rock engineering*. In: Bieniawski Z.T. (Ed.), *Exploration for rock engineering*, **1**: 97-106.
- Bieniawski Z.T. 1979: *The geomechanics classification in rock engineering applications*. Proc. 4. ISRM Cong. Montreux, **2**:41-48.
- Bieniawski Z.T. 1989: *Engineering rock mass classification* Wiley 251 p.
- Bodonyi J.; Hullán Sz.; Illés G. 1986: A kőzetoszlet tagoltságának kvantitatív meghatározása és a hazai alkalmazás néhány példája. *BKL – Bányászat*, **119**: 159-166.
- Cai M.; Kaiser P.K. 2006: Visualization of rock mass classification systems. *Geotech Geol Engng.* **24**(4):1089–1102
- Cai M.; Kaiser P.K.; Tasaka Y.; Minami M. 2007: Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **44**: 247-265.
- Cai M.; Kaiser P.K.; Uno H.; Tasaka Y.; Minami M. 2004: Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **41**: 3-19.
- Cameron-Clarke I.S.; Budavári S. 1981: Correlation of rock mass classification parameters obtained from borecore and in situ observation. *Engng. Geol.* **17**: 19-53.

- Cha Y.H.; Kang J.S.; Jo C.-H. 2006: Application of linear-array microtremor surveys for rock mass classification in urban tunnel design. *Explor. Geophys.* **37**: 108-113.
- Deák F.; Kovács L.; Vásárhelyi B. 2012: *Comparison of different rock mass classifications at Bataapáti radioactive waste repository.* Eurock2012, Stockholm, 1-13.
- Deák F.; Kovács L.; Vásárhelyi B. 2014: Geotechnical rock mass documentation in the Bataapáti radioactive waste repository. *Centr. Eur. Geol.* **57**(2): 197-211.
- Deák F.; Molnos I.; Kovács L.; Vásárhelyi B. 2006: Bataapáti radioaktív hulladéktároló építése: Geotechnikai váгатdokumentálás, *Mélyépítés*, **4**(17): 7-13.
- El-Naqa A. 1996: Assessment of geotechnical characterization of a rock mass using a seismic geophysical technique. *Geotech. Geol. Eng.* **14**: 291-305.
- Goel R.K.; Jethwa J.L.; Paithankar A.G. 1995a: Indian experience with Q and RMR systems. *J. Tunneling and Undergr. Space Techn.* **10**: 97-109.
- Goel R.K.; Jethwa J.L.; Paithankar A.G. 1995b: Correlation between Barton's Q and Bieniawski's RMR – A new approach. *Int. J. Rock Mech, Min. Sci. & Geomech. Abst.* **33**: 179-181.
- Görög P. 2007: *A geológiai szilárdsági index alkalmazása budai márga kőzetkörnyezetre.* In: Török Á.; Vásárhelyi B. (szerk.), *Mérnökgeológia-Kőzetmechanika 2007.* 25-40.
- Görög P.; Vámos M.; Török Á.; Vásárhelyi B. 2010: A Geológiai Szilárdsági Index (GSI) magyarországi alkalmazhatósága. *Földtani Közlöny* **140**(1): 445-468.
- Grimstad E.; Barton N. 1993: *Updating the Q-System for NMT.* In: Int. Symp. Sprayed Concrete – Modern use of wet sprayed concrete for underground support. Oslo.
- Hansági I. 1965: Numerical determination of mechanical properties of rock and of rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **2**: 219-223.
- Hansági I. 1986: *Gyakorlati kőzetmechanika az ércbányászatban.* Műszaki kk. p. 172.
- Hashemi M.; Moghaddas S.; Ajalloeiran R. 2010: Application of rock mass characterization for determining the mechanical properties of rock mass: a comparative study. *Rock Mech. Rock Engng.* **43**: 305-320.
- Hoek E. 2000: *Practical rock engineering.* (www.rocsience.com)
- Hoek E.; Bray J.W. 1981: *Rock Slope Engineering* Inst. Mining & Met., London, p. 402.
- Hoek E.; Brown E.T. 1980: *Underground excavations in rock.* London, Inst. Min. Metall.
- Hoek E.; Carter T.G.; Diederichs M.S. 2013: *Quantification of the Geological Strength Index Chart.* 47. US Rock Mechanics/Geomechanics.Symp.
- Hoek E.; Kaiser P.K.; Bawden W.F. 1995: *Support underground excavations in hard rock.* Balkema.
- Hoek E.; Marinos P.; Benissi M. 1998: Applicability of the geological strength index (GSI) classification for weak and sheared rock masses – the case of the Athens schist formation. *Bull. Eng. Geol. Env.* **57**(2): 151-160.
- Hoek E.; Marinos P.; Marinos V. 2005: Characterization and engineering properties of tectonically undisturbed but lithologically varied sedimentary rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **42**(2): 277-285.
- Kovács L.; Vásárhelyi B. 2006: *A kőzettest osztályozások alkalmazása alagútépítéseknel.* Alagútépítési napok, Pécs, 93-97.
- Kovács L.; Vásárhelyi B. 2007: Kőzettest osztályozások alkalmazása a mélyépítésben. *BKL-Bányászat* **140**(3): 17-19.
- Kumar N.; Samadhiya N.K.; Anbalagan R. 2004: Application of rock mass classification system for tunneling in Himalaya, India. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **41**(3): 531 SINORCK Symp, 2004, Paper 3B 14.
- Löset F. 1997: Practical application of the Q-system. NGI Report (Palmström & Broch 2006 alapján)

- Marinos P.; Hoek E. 2000: *GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation*. In: Proc. GeoEng2000, Melbourne, Technomic Publ. Lancaster, 1422-1446.
- Marinos P.; Hoek E. 2001: Estimating the geotechnical properties of heterogenous rock masses such as flysch. *Bull. Eng. Geol. Env.* **60**: 82-92.
- Marinos V.; Marinos P.; Hoek E. 2005: The geological strength index: applications and limitations. *Bull. Eng. Geol. Env.* **64**: 55-65.
- Morelli G.L. 2015: Variability of the GSI Index Estimated From Different Quantitative Methods. *Geotech. Geol. Eng.* **33**(4): 983-995.
- Moreno Tallon E. 1980: *Application de Las Clasificaciones Geomechanicas a Los Tuneles de Parjares, II Cursode Sostenimientos Activosen Galeriasy Tunnels*. (hivatkozás: Sing & Goel, 1999)
- Palmström A. 1995: *RMi – a rock mass characterization system for rock engineering purposes*. PhD thesis, Univ. Oslo, Norway, p. 400. (www.rockmass.net)
- Palmström A. 1996a: Characterizing rock masses by the RMi for use in practical rock engineering – Part 1: The development of Rock Mass index (RMi). *Tunn. Undergr Space Techn.* **11**: 175-188;
- Palmström A. 1996b: Characterizing rock masses by the RMi for use in practical rock engineering –Part 2: Some practical applications of the Rock Mass index (RMi). *Tunn. Undergr Space Techn.* **11**: 287-303.
- Palmström A. 1996c: RMi – A system for characterizing rock mass strength for use in rock engineering. *J. Rock Mech. Tun. Techn.* **1**:69-108.
- Palmström A.; Broch E. 2006: Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system. *Tunn. Undergr Space Techn.* **21**: 575-593.
- Palmström A.; Singh R. 2001: The deformation modulus of rock masses – comparisons between in situ tests and indirect estimates, *Tunn. Undergr Space Techn.* **16**: 115–131.
- Ramamurthy T. 1986: Stability of rock masses. *Indian Geotechn. J.* **16**: 1-74.
- Rocha M. 1964. *Statement of the physical problem of the arch dam*. Symp. on Theory of arch dams. Southampton.
- Romana M.R. 1985: New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. *Int. Symp. Rock Mech., Zacatecas*, 49-53.
- Romana M.R. 1993: A geomechanical classification for slopes: Slope Mass Rating. In: Hudson, J.A. (Ed.) *Comprehensive Rock Engineering*, Pergamon Press, **3**: 575-599.
- Romana M.R. 2003: *DMR (Dam Mass Rating). An adaptation of RMR geomechanics classification for use in dams foundations*. ISRM 2003 – Technological roadmap for rock mechanics, South Africa, CD-Rom.
- Russo G. 2009: A new rational method for calculating the GSI. *Tunn. Undergr Space Techn.*, **24**: 103-111.
- Rutledge J.C.; Preston R.L. 1978: *Experience with engineering classification of rock*. Proc. Int. Tunnelling Symp. A3.1-A3.7.
- Şen Z.; Sadagah B.H. 2003: Modified rock mass classification system by continuous rating. *Engng. Geol.* **67**: 269-280.
- Singh B., Goel R.K. 1999: *Rock mass classification – A practical approach in civil engineering*. Elsevier, p.267.
- Snell R.J., Knight R.J. 1991. *Susceptibility of dams to failure by sliding on sub-foundation strata that dip upstream*. 17. ICOLD Vienna, Q66 R88.
- Somodi G.; Kovács L.; Krupa Á.; Vásárhelyi B. 2015: *A Geológiai szilárdsági index (GSI) meghatározásának lehetőségei*. 4. Kézdi Konferencia, Bp, 207-214.
- Stille H., Palmström A. 2003: Classification as a tool in rock engineering. *Tunn. Undergr Space Techn.* **18**: 331-345.

- Szongoth G.; Szücsi P. 2007: *Kőzettest osztályozás mélyfúrás-geofizikai mérésekből*. In: Török Á.; Vásárhelyi B.: *Mérnökgeológia-Közemechanika 2007*. 175-183.
- Turgul A. 1998: The application of rock mass classification systems to underground excavation in weak limestone, Atatürk dam, Turkey. *Engng. Geol.* **50**: 337-345.
- Ván P.; Vásárhelyi B. 2014: Sensitivity analysis of GSI based mechanical parameters of the rock mass. *Periodica Polytechnica – Ser. Civil Eng.* **58**(4): 379-386
- Vásárhelyi B. 2001: Új eredmények a kőzet- és talajmechanikában: a Hoek-Brown törési határállapot és a Geológiai Szilárdsági Index (GSI) bemutatása. *Közúti és Mélyépítési Sz.* **51**(11): 424-431.
- Vásárhelyi B. 2003: Sziklarézsük állékonyságának számítása SMR-módszerrel. *Közúti és Mélyépítési Szemle* **53**(4): 191-195.
- Vásárhelyi B. 2004: Kőzettest-osztályozási módszerek összefoglalása *Földtani Köz.* **134**(1): 109-129.
- Vásárhelyi B. 2005: A kőzettest értékelése RMi (Kőzettest index) alapján, *BKL – Bányászat*, **138**(6): 20-24.
- Vásárhelyi B.; Somodi G.; Krupa Á.; Kovács L. 2016: *Determining the Geological Strength Index (GSI) using different methods*. In: Ulusay etl al. (szerk). *Rock Mech. Rock Engng.: From past to the future (Eurock 2016)*: 1049-1054.
- Wickham G.E.; Tiedemann H.R.; Skinner E.H. 1972: *Support determination based on geologic predictions*. Proc. Conf. Rapid Excavation and Tunneling, AIME: 43-64.
- Wickham G.E.; Tiedemann H.R.; Skinner E.H. 1974: *Ground support prediction model – RSR concept*. In: Conf. Rapid Excavation and Tunneling, AIME: 691-707.

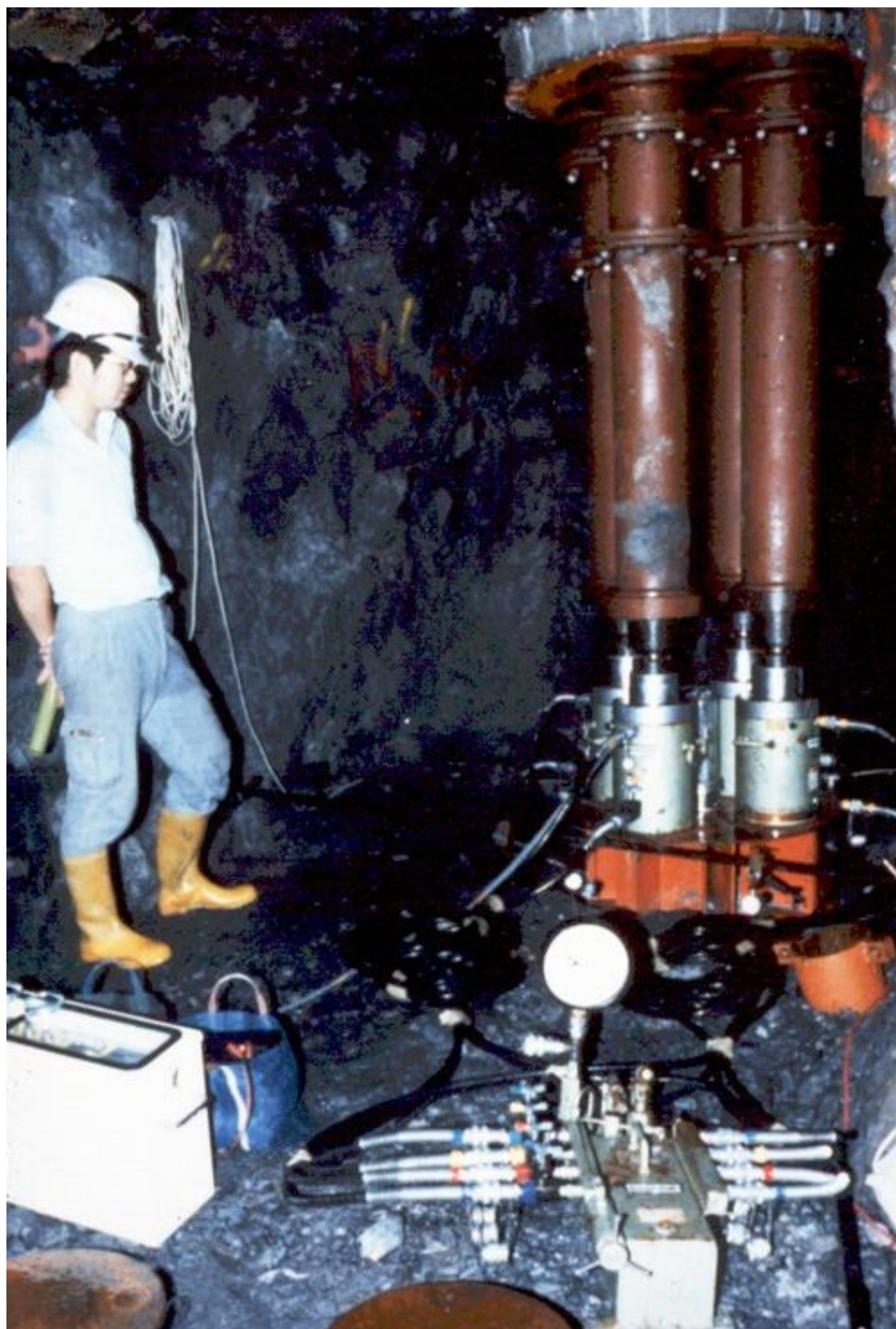


6. KÖZETTESTEK MECHANIKAI TULAJDONSÁGAI

Jelen fejezet célja a kőzettestben, ill. kőzettesten való tervezésnél elsődlegesen fontos mechanikai paraméterek, úgymint: alakváltozási modulus, törőszilárdság, Poisson tényező meghatározásának lehetőségeinek ismertetése. Amennyiben nincs lehetőség in situ mérésekkel ezen mechanikai paraméterek kimérésére, az előzőekben bemutatott kőzettest osztályozási módok segítségével, tapasztalati úton van lehetőségünk az értékek közelítő meghatározásukra.

Mivel napjainkban a legtöbb elmélet az ún. Hoek-Brown törési határfeltételből indul ki, ezért ezen fejezetben először ezt a törélmélet ismertetjük mind ép kőzet, mind kőzettestek esetére.

6.1 Hoek-Brown törési határfeltétel	253
6.2 Alakváltozási modulus értékének meghatározása kőzettest osztályozás ismeretében	259
6.2.1 Az alakváltozási modulus és az <i>RQD</i> közötti kapcsolat	259
6.2.2 Alakváltozási modulus meghatározása <i>RMR/GSI</i> értékeiből	262
6.2.3 Alakváltozási modulus meghatározása <i>Q</i> tényező ismeretében	265
6.2.4 Alakváltozási modulus meghatározása <i>RMi</i> ismeretében	266
6.3 Ekvivalens kontinuum feltételezés alapján az alakváltozási modulus	266
6.4 A környezeti nyomás hatása az alakváltozási modulusra	269
6.5 Kőzettestek nyomószilárdsága	271
6.6 Kőzettestek húzószilárdsága	273
6.7 Kőzettest Poisson tényezője	273
6.8 Irodalom:	275



6.1 Hoek-Brown törési határfeltétel

1980-ban Hoek és Brown, a Mohr elméletet felhasználva, igen nagyszámú mérési tapasztalat alapján megalkotott egy összefüggést a maximális és minimális főfeszültségek között, amellyel az ép és töredezett kőzetek törési feltételét állapította meg. Ezáltal lehetővé vált a kőzettestek nyírási feszültségének megbecslése, a kőzettestben való pontosabb méretezésre.

Hoek és Brown többször kísérletezett, hogy hasonló eredményhez jussanak, mint Griffith, aki a rideg kőzetek tönkremenetelét vizsgálta nyomó feszültség hatására. 1980-ban Pápua Új-Guineában Bougainville nyílt fejtéses bányájában triaxiális kísérleteket végeztek Pangua andezittel. Később számos projektnél használták ezt a törési határfeltételt, és elmondható, jelenleg a legáltalánosabban használt törési határfeltétel az építőmérnöki (alagúttervezési) kőzetmechanikában. Ennek elsődleges oka, hogy a Hoek-Brown törési határgörbe egyszerűen átszámolható kőzettestre is, azaz in situ vizsgálatok nélkül is lehetőség nyílt kőzetmechanikai paraméterek felvételére.

Napjainkban ezen egyenletet már átmeneti kőzetekre (puha kőzetekre – kemény talajokra) is használják. Az egyenlet általános alakban az alábbi:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (6.1.)$$

ahol σ_1 , σ_3 és σ_c a maximális és a minimális főfeszültségek a törési állapotban és a kőzettömbnek az egyirányú nyomószilárdsága, m_b a kőzettest Hoek-Brown állandója, s és a pedig a kőzettest töredezettségétől függő állandók.

A (6.1.) egyenlet két esetben használható:

- a) ép kőzeteknél (azaz kőzettömböknél); valamint
- b) jelentősen tagolt kőzettestnél (ekkor a vizsgált kőzettesten belül a tagoló felületek száma minimálisan 3).

Kőzettömb (ép kőzet) esetén a (6.1.) képlet a következő egyszerűbb alakban írható le:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1 \right)^{0,5} \quad (6.2.)$$

A fenti összefüggésből következik, hogy a törés állapotában fellépő főfeszültségek közötti összefüggés az egyirányú nyomószilárdságtól (σ_c) és a Hoek-Brown állandótól (m_i) függ.

Az ép kőzet Hoek-Brown állandójának (m_i) meghatározása triaxiális kísérletekkel történik. Hoek és Brown (1980) a következő összefüggést adja az egyirányú nyomószilárdság (σ_c) függvényében az általuk bevezetett állandók és a főfeszültségek (σ_1 ; σ_3) között:

$$\frac{(\sigma_3 - \sigma_1)}{2} = m \sigma_c \sigma_3 + \sigma_c \quad (6.3.)$$

Az m_i állandót különböző környezeti nyomáson végzett vizsgálatokkal lehet pontosan meghatározni.

A módosított Hoek-Brown törési kritériumban effektív feszültséggel számolnak és a (6.2) képletet következőképpen írták fel:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{1/2} \quad (6.4.)$$

ahol:

σ'_1 effektív fő húzófeszültség tönkremenetelnél, és
 σ'_3 effektív második fő húzófeszültség tönkremenetelnél.

Az effektív feszültségeket azóta kezdték el használni, amióta kimutatták, hogy a telített, illetve száraz mintadaraboknak különböző a szilárdsága.

A (6.2.)-es egyenletből látható, hogy a kritérium $\sigma_3 = -\sigma_c / m_i$ esetén nem értelmezhető. Az egytengelyű nyomószilárdság ép kőzeteknél egy fontos paraméter a Hoek-Brown törési kritériumban és laboratóriumi tesztelés során meg kell változtatni.

Az általános Hoek-Brown törési kritérium a legutóbbi módosítás óta (1992) nem változott. Ahhoz, hogy egy megbízható laboratóriumi eredményt kapjunk legalább öt eredményre van szükségünk. Ezeknek a birtokában a (6.4.)-es egyenlet általánosított formájába behelyettesítve elemezhetjük.

$$y = m_{\text{ép}} \sigma_{ci} x + \sigma_{ci} \quad (6.5.)$$

ahol:

$$x = \sigma'_3, \text{ és}$$

$$y = (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2$$

A határfeszültségnek $0 < \sigma_3 < 0,5 \sigma_c$ közötti intervallumban kell lennie triaxiális vizsgálatnál.

A **6-1. táblázat** a gyakran előforduló fontosabb kőzetek Hoek-Brown állandóját (m_i) adja meg. Ezek az értékek nagyban függenek a kőzet mállottsági viszonyától is: ugyan annak a kőzetnek üde állapotban Hoek-Brown állandója akár kétszerese is lehet, mint mállott állapotban. Értékét befolyásolja továbbá a kristályfizika és szemcse méret, illetve ezek elrendezése. A bemutatott táblázatos adatok természetesen nem pótolják a laboratóriumi vizsgálatokat, melyekkel a fenti állandók pontosabban meghatározhatók.

A Geológiai Szilárdsági Index (*GSI*) ismeretében lehetőség van az ép kőzetre meghatározott Hoek-Brown állandó (m_i) átszámítására a kőzettestre (m_b). Az átszámolást a *Q* tényező ismeretében is megadjuk:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) = 0,135 m_i (Q)^{1/3} \quad (6.6.)$$

Jó minőségű kőzettest esetén, ha $GSI > 25$:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) = 0,002Q \quad (6.7.)$$

$$a = 0,5 \quad (6.8.)$$

Nagyon rossz minőségű kőzettest esetén ($GSI < 25$):

$$s = 0 \quad (6.9.)$$

$$a = 0,65 - GSI/200 \quad (6.10.)$$

6-1. táblázat. Jelentősebb kőzetek m_i Hoek-Brown anyagállandói

Üledékes kőzetek	m_i	Magmás kőzetek	m_i	Átalakult kőzetek	m_i
Agyagkő	3,4	andezit	18,9	Amfibolit	31,2
Anhidrit	13,2	bazalt	17	amfibolitos gneisz	31
Szén	8-21	dácit	17	Csillámpala	4-8
Breccsa	20	diabáz	15,2	Kvarcit	23,7
Dolomit	10,1	diorit	27	Talk pala	10
Gipszkő	16	gabbró	25,8	Fillit	13
Grauwacke	18	gránit	32,7	Gneisz	29-31
Homokkő	19	granodiorit	20	Márvány	9,3
Iszapkő	9,6	monzonit	30	Milonit	6
Konglomerátum	22	norit	21,7	mika pala	15
Krétakő	7,2	obszidián	19	Zöldpala	20
Mészke (mikrites)	8,4	riolit	20		
Mészke (pátitos)	10	szienit	30		
		tufa	15		

Különbözö minőségü és típusú kőzettestek RMR és Q tényezőinek ismeretében felvehető m és s Hoek-Brown állandóit a **6-2. táblázatban** mutatjuk be. A megadott Hoek-Brown képlet segítségével lehetőség van adott kőzetben a kőzetosztály és az egyirányú nyomószilárdság ismeretében a főfeszültségi állapot leírására.

Abban az esetben, ha a jövesztés hatását is figyelembe akarjuk venni, akkor a fejtés, illetve robbantás hatására bekövetkező kőzettest károsodás mértékét is meg kell becsülni. Bevezették a D értéket, amely az úgynevezett „károsodást” mutatja. Értéke 0 és 1 között vehető fel:

- $D = 0$: semmilyen károsodás nem történt,
- $D = 1$: nagy mértékű a károsodás.

A D érték felvételére néhány példát mutatunk be a **6-3. táblázat**, amely Hoek *et al.* (2002) által megadott ajánlásait tartalmazza (magyarul megjelent: Vásárhelyi, 2003a). A károsodás mértékét is figyelembe véve a (6.6.) és (6.7.) egyenleteket az alábbi formában kell használni:

$$m_b = m_{ép} \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (6.11.)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (6.12.)$$

Itt jegyezzük meg, hogy a Hoek-Brown törési határgörbe pontosítása, kőzettípusokra való jobb alkalmazhatósága Vásárhelyi *et al.* (2016) alapján a mórági gránit formációra megtörtént. Kimutatták, hogy az igen változatos, jelentős mértékben eltérő Hoek-Brown paraméterekkel rendelkező kőzet esetén is alkalmazható ez a törési határfeltétel.

6-2. táblázat. RMR és Q tényezők ismeretében felvehető m és s Hoek-Brown állandók különböző típusú kőzeteknél

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3' + s\sigma_c^2}$$

			KARBONÁTOS KŐZETEK JÓL KIFEJELETT KRISTÁLYOKKAL (dolomit, mészkö, márvány)	AGYAGTARTALMÚ KŐZETEK (agyagkő, iszapkő, agyagpala)	HOMOKTARTALMÚ KŐZETEK ERŐS KRISTÁLYOKKAL (homokkő, kvarcit)	PORFÍROS SZÖVETŰ KIÖMLÉSI KŐZETEK (andezit, dolerit, diabáz, riolit)	MÉLYSÉGI MAGMÁS ÉS ÁTALAKULT KRISTÁLYOS KŐZETEK (amfibolit, gabbró, gneisz, gránit, norit)
<i>Kőzettömb</i>	RMR = 100	m	7	10	15	17	25
	Q = 500	s	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
<i>Nagyon jó minőségű kőzettest</i>	RMR = 85	m	2,40	3,43	5,14	5,82	8,56
	Q = 100	s	0,082	0,082	0,082	0,082	0,082
<i>Jó minőségű kőzettest</i>	RMR = 65	m	0,575	0,821	1,231	1,395	2,052
	Q = 10	s	0,00293	0,00293	0,00293	0,00293	0,00293
<i>Elégséges minőségű kőzettest</i>	RMR = 44	m	0,128	0,183	0,275	0,311	0,458
	Q = 1	s	0,00009	0,00009	0,00009	0,00009	0,00009
<i>Rossz minőségű kőzettest</i>	RMR = 23	m	0,029	0,041	0,061	0,069	0,102
	Q = 0,1	s	0,000003	0,000003	0,000003	0,000003	0,000003
<i>Nagyon rossz minőségű kőzettest</i>	RMR = 3	m	0,007	0,010	0,015	0,017	0,025
	Q = 0,01	s	0,0000001	0,0000001	0,0000001	0,0000001	0,0000001

Mohr-Coulomb paraméterek meghatározása

Jól ismert, hogy a Mohr-Coulomb törési határfeltételt kőzettestek esetén a következő alakban lehet felírni:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_c^M + A \sigma_3 \tag{6.13.}$$

ahol σ_c^M a kőzettest egyirányú nyomószilárdsága, σ_1 és σ_3 pedig a maximális és minimális effektív főfeszültségek. Az A tényező a belső súrlódási szög (ϕ) ismeretében számítható ki:

$$A = 2 \sin\phi(1 - \sin\phi) \tag{6.14.}$$

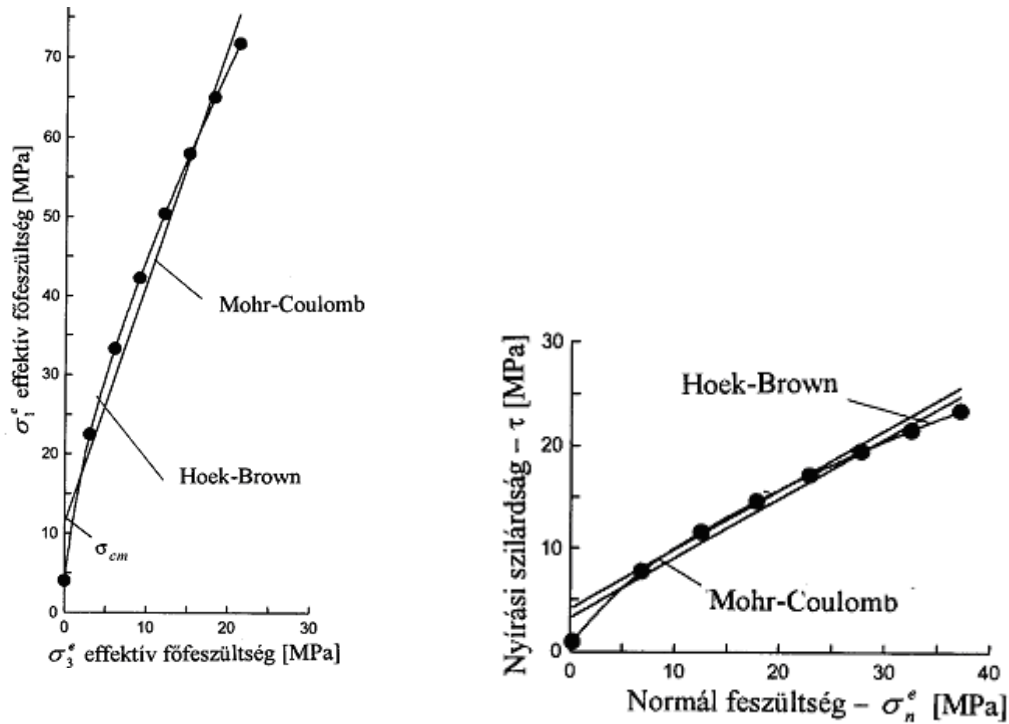
A kőzettest egyirányú nyomószilárdsága a kohézió (c) és a belső súrlódási szög (ϕ) ismeretében:

$$\sigma_c^M = 2c \cos\phi / (1 - \sin\phi) \tag{6.15.}$$

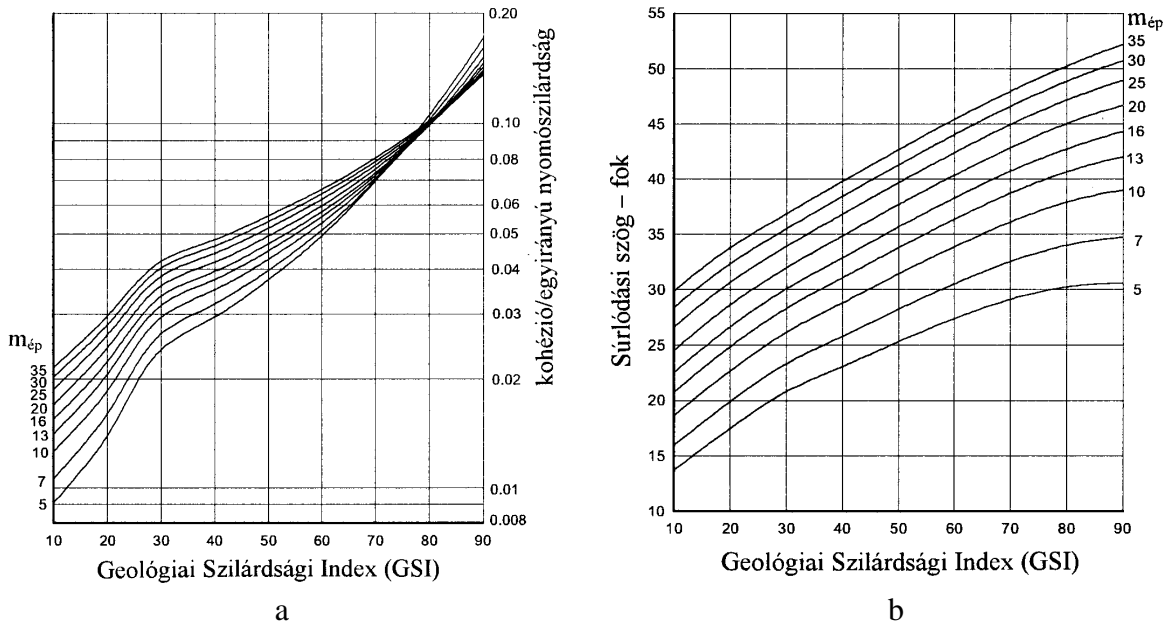
A Hoek-Brown és a Mohr-Coulomb törési határgörbe közötti különbséget jól mutatja a **6-1. ábra**. A legtöbb esetben a számítógépes modellezésnél szükség van a kohézió (c) és a belső súrlódási szög (ϕ) ismeretére. Ezek meghatározásának módját mutatja be a **6-2. ábra**. Geológiai Szilárdsági Index (GSI) és az ép kőzet m_i Hoek-Brown állandójának ismeretében grafikus úton lehetőség van ezek meghatározására.

6-3. táblázat. A kőzettest plusz töredezettségének (károsodásának) változása fejtés-robbantás hatására (Hoek *et al.* 2002 alapján)

A kőzettest megjelenése	A kőzettest jellemző leírása	Ajánlott D érték
	<p>Nagyon jó minőségű kontrollált robbantás vagy alagútfúró géppel (TBM) történő fúrás eredményeként az alagút körüli kőzettest minimális károsodása.</p>	<p>$D = 0$</p>
	<p>Rossz minőségű kőzettestben (nincs robbantás) gépi vagy kézi fejtés eredményeként a környező kőzettest minimális károsodása.</p> <p>Duzzadás esetén, amikor a talp karakteresen megemelkedik, károsodás jelentkezhet, hacsak időleges megtámasztást nem alkalmazunk.</p>	<p>$D = 0$</p> <p>$D = 0,5$ Nincs alsó megtámasztás</p>
	<p>Kemény kőzetben nagyon rossz minőségű robbantás számos lokális károsodást okozhat, mely akár 2-3 m mélységű is lehet a környező kőzettestben.</p>	<p>$D = 0,8$</p>
	<p>Sziklarézsű robbantása: a kép bal oldalán jól koordinált, míg a jobb oldalán rosszul kontrollált robbantás eredménye látható.</p>	<p>$D = 0,7$ Jó minőségű robbantás</p> <p>$D = 1,0$ Rossz minőségű robbantás</p>
	<p>Nagy nyíltszíni bányáknál robbantásos fejtés hatására bekövetkező károsodás, melynél a fejtés következtében bekövetkezett terhelés-csökkenést is figyelembe kell venni.</p> <p>Néhány puhább kőzet esetén, hasítással történő fejtésnél a károsodás mértéke csökkenthető.</p>	<p>$D = 1,0$ Robbantásos fejtés esetén</p> <p>$D = 0,7$ Mechanikai fejtés esetén</p>



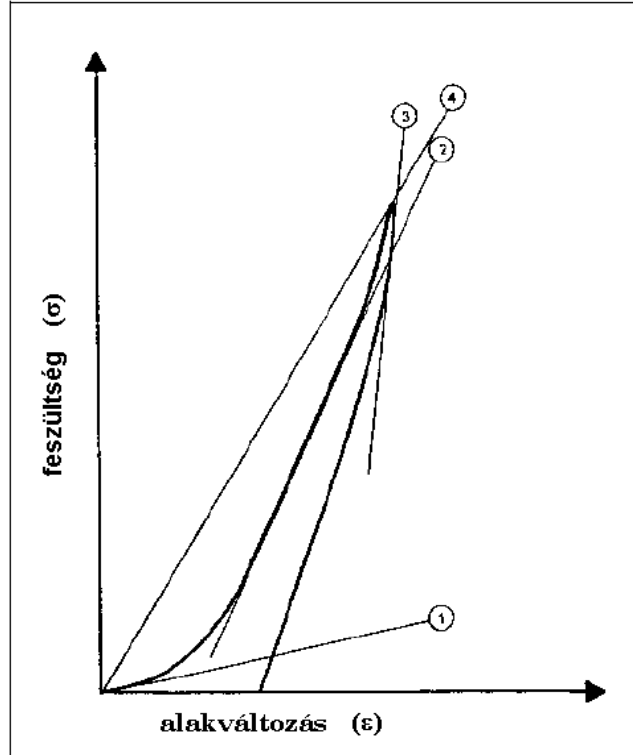
6-1. ábra. Ugyanazon ép kőzet Hoek-Brown és Mohr-Coulomb határgörbéi a mérési eredményekkel (Hoek, 2002)



6-2. ábra. (a): Az ép kőzet kohéziója valamint a kőzettest egyirányú nyomószilárdsága közötti kapcsolata a GSI és m_i ismeretében és (b): Súrlódási szög különböző GSI és m_i ismertében (Hoek & Brown, 1997)

6.2 Alakváltozási modulus értékének meghatározása kőzettest osztályozás ismeretében

Helyszínen, a kőzettesten végzett mérés esetén mért a feszültség-alakváltozási kapcsolatot a **6-2. ábrán** mutatjuk be az ezen értelmezett modulusokkal együtt.



6-2. ábra. A kőzettest helyszínen (in situ) mért jellemző feszültség-alakváltozási görbéje és az azon definiált állandók: 1) kezdeti érintő modulus, 2) rugalmassági modulus 3) visszaterhelési modulus 4) alakváltozási modulus

Számos empirikus módszert fejlesztettek már ki a kőzettest alakváltozási (deformációs) modulusának kiszámítására különböző kőzettest osztályok esetére. Ismerve a kőzettest RQD, RMR, Q, GSI vagy RMI értékét, tapasztalati módon lehetőség van annak alakváltozási modulusának meghatározására. Az alábbiakban ezen kapcsolatokat mutatjuk be (részletesen Vásárhelyi & Kovács, 2017 elemzi a különböző összefüggéseket).

6.2.1 Az alakváltozási modulus és az RQD közötti kapcsolat

Az RQD érték használatakor már korábban is felvetődött a kérdés, hogy összefüggésben van-e ez a tényező a kőzetkörnyezet alakváltozási modulusával. Az első ilyen összefüggést Coon & Merritt (1970) adták meg. Ők öt különböző helyen és kőzetkörnyezetben épített gát helyszíni (*in situ*) vizsgálatainak adatait dolgozták fel, és az alábbi összefüggést határozták meg a kőzettest alakváltozási modulusa (E_m) és a szabályos alakú próbatesten laboratóriumi vizsgálatokkal mért alakváltozási modulus (E_r) között:

$$E_m = \alpha_E E_r \quad (6.16.)$$

ahol α_E az RQD függvényében meghatározott tényező:

$$\alpha_E = 0,0231 \text{ RQD} - 1,32 \geq 0,15 \quad (6.17.)$$

Ezt a számítási módot az Egyesült Államokban ma már szabványosították, az állami autópályák hídjainak tervezésekor az így számított alakváltozási moduluszt kell figyelembe venni (AASHTO, 1989).

Amint az a képletből is látszik, az csak $RQD > 60\%$ esetén használható kellő biztonsággal, mivel ennél jobban töredezett kőzettest esetén α_E értékét 0,15-nek kell felvenni. Nagy hibája a javasolt összefüggésnek az, hogy kevésbé töredezett kőzettestek esetén a kőzettest és a próbatest alakváltozási modulusának értéke megegyezőnek tételezi fel, ami természetesen a valóságban nem igaz, valamint rontja a biztonságos tervezést.

Zhang és Einstein (2004) a szakirodalomban megjelent jelentősebb mérési eredményeket feldolgozva új összefüggéseket állított fel az alakváltozási modulus és az RQD közötti kapcsolat leírására (Gálos & Vásárhelyi, 2005). A **6-3. ábrán** azokat a közelítő görbéket szerepeltetjük, melyek alapján a kőzettömbből kivett próbatesten mért és a kőzettest alakváltozási modulusa között az alábbi összefüggés látható:

- alsó közelítésben:

$$E_m / E_r = 0,2 \times 10^{0,0186RQD-1,91} \quad (6.18a.)$$

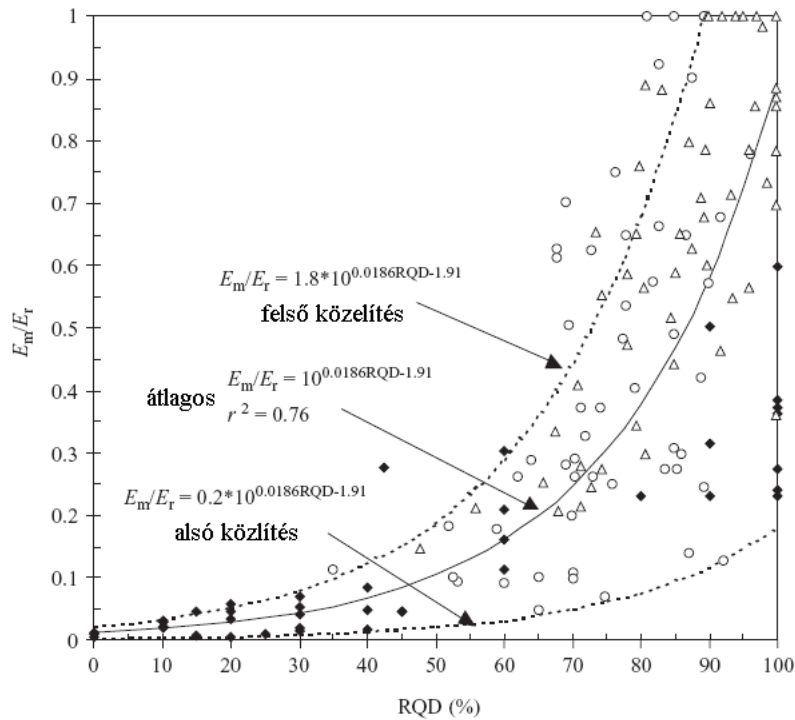
- felső közelítésben:

$$E_m / E_r = 1,8 \times 10^{0,0186RQD-1,91} \quad (6.18b.)$$

- átlagos:

$$E_m / E_r = 10^{0,0186RQD-1,91} \quad (6.18c.)$$

Az összefüggések nagy előnye, hogy $0 \leq RQD \leq 100$ értékekre igazak. Az eredmények viszonylag nagy szórása az in situ alakváltozási modulus különböző módszereivel is magyarázható.



6-3. ábra. A kőzettest és az ép kőzet deformációs modulusának hányadosa az RQD függvényében a feldolgozott mérési eredmények alapján (Zhang & Einstein, 2004)

Általánosságban megállapítható, hogy az RQD felhasználásával történő alakváltozási modulus meghatározása csak fenntartásokkal kezelhető, mivel nem veszi figyelembe a

- tagoltság állapotát, esetleges kitöltöttségét,
- tagoltságok irányát
- tagoltságok frekvenciáját

A megadott egyenletet jelentősen befolyásolja az is, hogy a felhasznált adatok különböző mérési móddal lettek meghatározva. Mint fentebb már említettük, ugyan azon kőzettest esetén a különböző mérési módok jelentős mértékű eltérést mutathatnak.

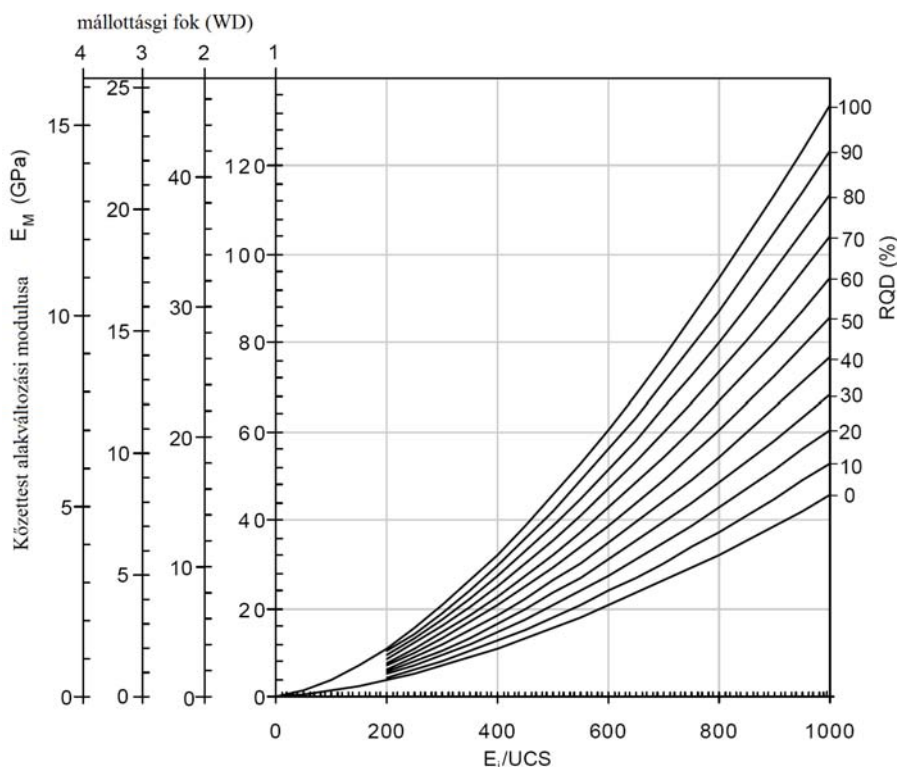
A tagoltságok mállottságának hatását a kőzettest alakváltozási modulusára Kayabasi et al. (2003) részletesen vizsgálata. 57 mérési eredmény alapján az alábbi összefüggést határozták meg a kőzettest alakváltozási modulusára (E_m), ismerve az ép kőzetét (E_r), valamint a tagolófelületek mállottsági fokát (WD):

$$E_m = 0,1423 \left[\frac{E_r (1 + 0,01RQD)}{WD} \right]^{1,1747} \quad (6.19.)$$

Ezen adathalmazt 58 új méréssel kiegészítve, Kayabasi et al. (2003), Gokceoglu et al. (2003) az ép kőzet egyirányú nyomószilárdságának (σ_c) ismeretében a fenti egyenletet az alábbi formában is megadja:

$$E_m = 0,001 \left[\frac{(E_r / \sigma_c) (1 + 0,01RQD)}{WD} \right]^{1,5528} \quad (6.20.)$$

A (6.20.) egyenlet grafikus ábrázolását a **6-4. ábrán** is bemutatjuk Gokceoglu et al. (2003) alapján.



6-4. ábra. Kőzettest alakváltozási modulusának meghatározása az RQD, mállási fok, ép kőzet rugalmassági modulusa (E_i) és egyirányú nyomószilárdsági értékének (UCS) ismeretében

6.2.2 Alakváltozási modulus meghatározása RMR/GSI értékeiből

Jelen fejezetrész három egységre tagolódik: először az alakváltozási modulus meghatározását mutatjuk be RMR/GSI étékből, majd azon képleteket ismertetjük, melyek az ép kőzet rugalmassági paramétereit is figyelembe veszik. A harmadik egységben azon legújabb vizsgálati eredményeket tartalmazza, melyek már a jövesztés hatására létrejövő károsodást is figyelembe veszik.

A bemutatott képletek eleinte részben RMR, részben GSI értékre lettek meghatározva. A szakirodalom feltételezi, hogy a kapcsolatok, tekintettel a két rendszer azonos skálázására, mindkét esetben alkalmazhatók, ezért bemutatásukat együttesen kezelik. Felhívjuk ugyanakkor a figyelmet arra, hogy amint azt a GSI rendszernél már részleteztük, nem egyértelmű az átváltás az RMR és a GSI között, ami miatt a különböző konstansok megváltozhatnak. Ennek vizsgálata csak a közelmúltban kezdődött el.

Alakváltozási modulus közvetlen meghatározása

A meghatározott RMR érték és az *in situ* körülmények közötti alakváltozási modulus kapcsolatát számos szerző vizsgálta. Az első kapcsolatot Bieniawski (1978) határozta meg, ahol kőzettest alakváltozási modulusa lineárisan nő az RMR értékkel, azaz:

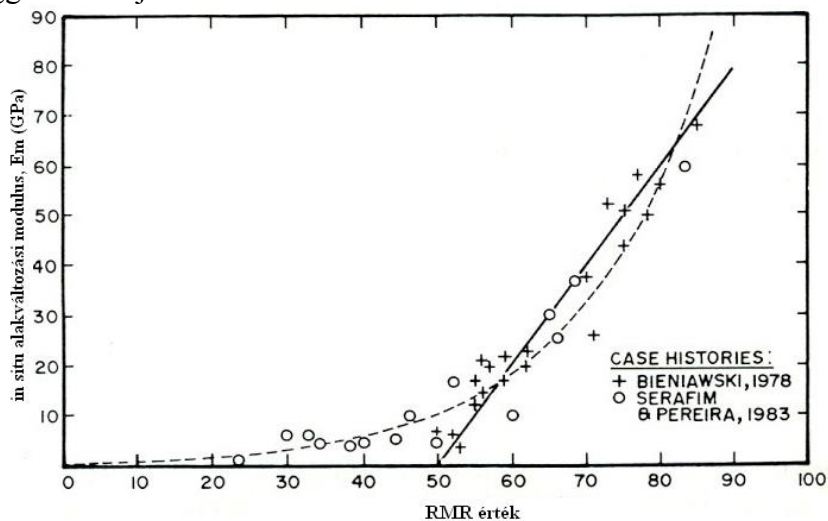
$$E_m = 2 \text{ RMR} - 100 \quad [\text{GPa}]. \quad (6.21.)$$

Ezen egyenlet természetesen csak $\text{RMR} > 50$ esetén alkalmazható. Fontos még kihangsúlyozni, hogy ezen képlet megalkotásakor Bieniawski kemény ($\sigma_c > 100 \text{ MPa}$) kőzeteket vizsgálat, ami szintén behatárolja alkalmazási lehetőségét

Később Serafim & Pereira (1983), számos elkészült műtárgy helyszíni vizsgálati eredményeit felhasználva, a meghatározási tartományt $\text{RMR} < 50$ esetre is kiterjesztve, a következő összefüggést ajánlja:

$$E_m = 10^{(\text{RMR}-10)/40} \quad [\text{GPa}]. \quad (6.22.)$$

A két összefüggést mutatja be a **6-5. ábra**.



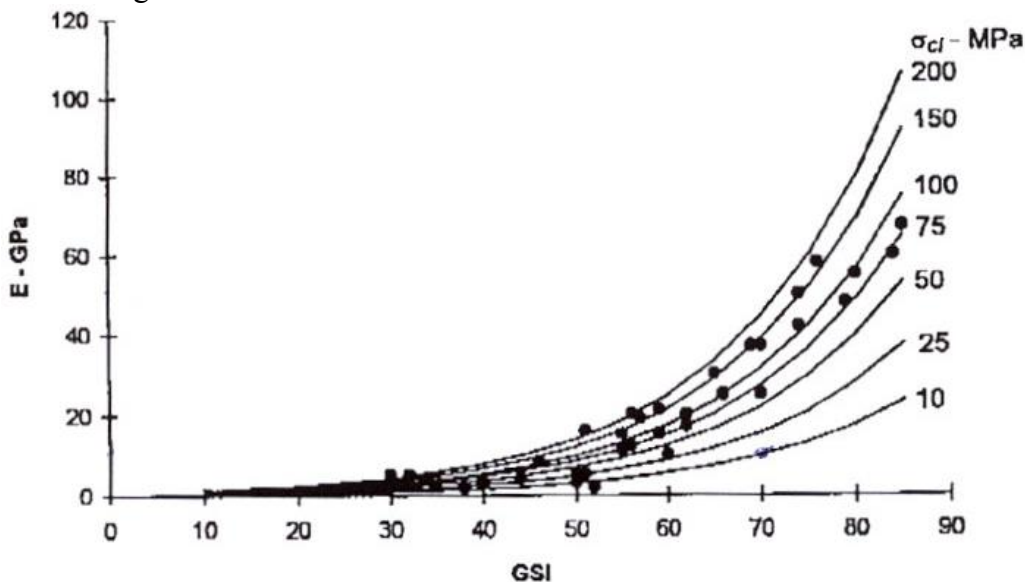
6-5. ábra. Bieniawski féle lineáris és Serafim & Pereira féle hatványkitevős kapcsolat az RMR érték és az *in situ* alakváltozási modulus között

Ezen egyenlet a tapasztalatok alapján jól használható jó minőségű kőzettestek esetén, viszont rossz minőségűeknél a tapasztalt alapján a valóságnál jóval jobbat mutat. Ezért Hoek és szerzőtársai (1995) a (6.22.) egyenletet továbbfejlesztette és 100 MPa-nál kisebb szilárdságú ép kőzetek esetén a következő összefüggés használatát javasolják, az ép kőzet egyirányú nyomószilárdsági értékének (σ_c) figyelembe vételével:

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{(RMR-10)/40} \text{ [GPa]} \quad (\sigma_c < 100 \text{ MPa}) \quad (6.23.)$$

Ezt mutatja be a **6-6. ábra**.

Ezen képlet megbízhatóbb használhatóságát jól mutatja Johnston et al. (1980) mérései, aki 70 körüli RMR értékkel rendelkező Melbourne-i agyagköveket vizsgált. Ezen kőzet nyomószilárdsága 2-3 MPa között változik. Az in situ mérés alapján kőzettest mért alakváltozási modulusa 0,5 GPa volt. Míg Bieniawski egyenlete alapján (6.21.) $E_m = 40$ GPa, ill. Serafim és Pereira egyenlete szerint (6.22) 31,6 GPa alakváltozási modulusot kellett volna mérni, Hoek és Brown egyenlete (6.23.) közelíti meg a valóságot a legjobban: 3,7 GPa-val. A jelentős eltérés a mért és a számított eredmények között felhívja a figyelmet a helyszíni mérések fontosságára.



6-6. ábra. GSI és az alakváltozási modulus közötti kapcsolat az egyirányú nyomószilárdság ismeretében (Hoek et al. 1995)

Read et al., (1999) Új Zélandi eredmények alapján az alábbi egyszerű képlettel való számítást javasolja:

$$E_m = 0,1(RMR/10)^3 \quad (6.24.)$$

Az utóbbi időben a feldolgozások alapján a legjobb közelítéseket az exponenciális függvények adták (megjegyezzük, hogy ez mechanikailag is értelmezhetővé teszi, ill. teheti az eddig pusztán empirikus képleteket). Elsőnek Gokceoglu et al. (2003) 115 különböző mérési eredmény ismeretében az alakváltozási modulus meghatározását mind RMR, mind GSI érték ismeretében megadja az alábbi összefüggés használatát javasolja:

$$E_m = 0,0736 e^{0,0755RMR} \text{ (GPa)} \quad (6.25.)$$

$$E_m = 0,1451 e^{0,0654GSI} \text{ (GPa)} \quad (6.26.)$$

Hoek (2004) a kőzettest alakváltozási modulusát a GSI ismeretében az alábbi formában adja meg:

$$E_m = 0,33 e^{0,064GSI} \quad (\text{GPa}) \quad (6.27.)$$

Alakváltozási modulus meghatározása az ép kőzet rugalmassági modulusának figyelembe vételével

Azon méréseket, melyekben az ép kőzet rugalmassági modulusát (E_r) is figyelembe veszik a kőzettest alakváltozási modulusának (E_m) meghatározása céljából külön ismertetjük. Könnyen belátható, hogy ezzel az eljárással viszonylag pontosabb eredményre lehet jutni, mint az előzőekben ismertetett közelítő megoldásokkal.

Elsőként Nicholson & Bieniawski (1990) az alábbi tapasztalati összefüggésre jutott különböző mérési eredmények felhasználása alapján:

$$\frac{E_m}{E_r} = \frac{1}{100} (0,0028RMR^2 + 0,9e^{(RMR/22,82)}) \quad (6.28.)$$

Mitri et al. (1994) pedig a következő kapcsolatot adja meg:

$$\frac{E_m}{E_r} = \frac{1 - \cos(\pi \times RMR / 100)}{2} \quad (6.29.)$$

A GSI érték esetén Sonmez et al. (2004) a Hoek-Brown állandó felhasználását tartja szükségesnek az alakváltozási modulus pontos meghatározása céljából:

$$E_m / E_r = (s^a)^{0,4}, \quad (6.30.)$$

ahol

$$s = e^{GSI-100/9} \quad \text{és} \quad (6.31.)$$

$$a = 0,5 + 1/6(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (6.32.)$$

Ugyanezen elméletből kiindulva, Carvalcho (2004) a következő egyenletre jutott:

$$E_m / E_r = s^{0,25}, \quad (6.33.)$$

ahol s megegyezik a (6.12.)-ban definiálttal.

Robbantás (jövésztés) károsító hatásának figyelembevétele

Robbantásos jövésztés után, a kőzettest károsodásának (D) mértékének ismeretében lehetőség van az alakváltozási modulus pontosítására. A károsodás mértékét, a felvehető értéket az előző fejezetben részletesen bemutattuk.

A (6.23.) egyenletnél az alábbi módosítást hajtotta végre (Hoek et al., 2002):

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{((GSI-10)/40)} \quad (6.34.)$$

Legújabb kutatásaik eredményeként, Hoek & Diederichs (2006) kínai és tajvani alagútépítések tapasztalatai alapján a Geológiai Szilárdsági Index (GSI) és a károsodás

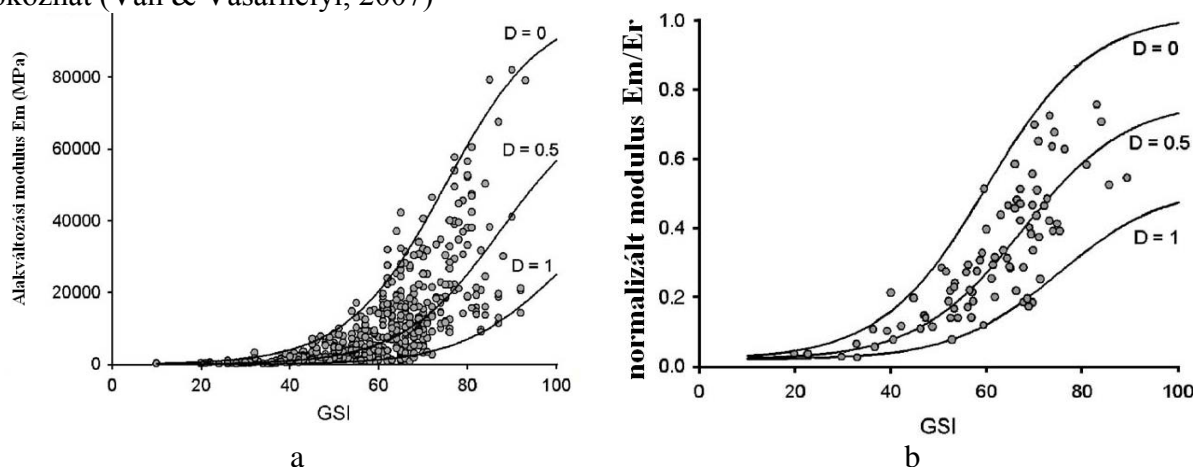
mértékének (D) ismeretében a kőzettest alakváltozási modulusát (E_m), az alábbi formában javasolják felvenni:

$$E_m = 100 \left(\frac{1 - D/2}{1 + e^{(75+25D-GSI)/11}} \right) \text{ [GPa]} \quad (6.35.)$$

illetve abban az esetben, ha a kőzettömb alakváltozási modulusa (E_r) is ismert:

$$E_m = E_r \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{(60+15D-GSI)/11}} \right) \text{ [GPa]} \quad (6.36.)$$

A mért eredmények és a közelítő függvényeket a **6-7. ábra** szemlélteti Hoek & Diederichs (2006) publikációja alapján. Fel kell hívni a figyelmet arra, hogy ezen egyenletek igen érzékenyek a bemenő paraméterekre – kis változás is már jelentős végeredménybeli eltérést okozhat (Ván & Vásárhelyi, 2007)



6-7. ábra. Hoek és Diederichs (2006) eredményei a kőzettest Geológiai Szilárdsági Indexe (GSI) és az alakváltozási modulusa között, annak károsodásának (D) ismeretében.

(a): az ép kőzet rugalmassági modulusa nem ismert – (6.35.) egyenlet;

(b): az ép kőzet rugalmassági modulusa ismert – (6.36.) egyenlet

6.2.3 Alakváltozási modulus meghatározása Q tényező ismeretében

Barton et al. (1980) logaritmusos kapcsolatot talált a kőzettest alakváltozási modulusa, valamint az általa bevezetett Q tényező között. $Q > 1$ esetén a helyszíni mérések alapján az alábbi egyenletet határozta meg:

$$E_m = a \log Q \text{ [GPa]} \quad (6.37.)$$

ahol az a tényező értéke a különböző alagutaknál végzett mérések alapján minimálisan 10, maximálisan 40, és átlagosan 25.

Barton (2002) abban az esetben, ha ismert az ép kőzet nyomószilárdsága (σ_c), az összefüggés a következőképpen adható meg:

$$E_m = 10 \left(Q \frac{\sigma_c}{100} \right)^{1/3} \quad (6.38.)$$

Indiai alagutak vizsgálatánál Singh arra az eredményre jutott, hogy ha az alagutat 50 méternél mélyebben vezetik, az alábbi összefüggés áll fenn:

$$E_m = H^{0,2} Q^{0,36} \quad [\text{GPa}] \quad (6.26.)$$

ahol H az alagút feletti takarás méterben.

Az egyenlet alapján az alakváltozási modulus értéke kis szilárdságú kőzeteknél nyomásfüggő. Felszíni nagylétesítményeknél (gátak, épületek, stb. esetén) ezért megvizsgálták, a kőzettest (E_m) és a kőzettömb (E) rugalmassági modulusa közötti kapcsolatot is:

$$E_m = 1,5 Q^{0,6} E^{0,14} \quad [\text{GPa}] \quad (6.39.)$$

A vizsgálati eredmények alapján ez a képlet mind száraz, mind vízzel telített kőzettestre igaz.

6.2.4 Alakváltozási modulus meghatározása RM_i ismeretében

Palmström & Singh (2001) helyszíni mérések alapján az alábbi összefüggéseket kapták az RM_i és az alakváltozás közötti kapcsolat vizsgálatakor abban az esetben, ha $1 < RM_i < 30$:

$$E_m = 7 RM_i^{0,5} \quad (6.40.)$$

valamint, ha $RM_i > 30$

$$E_m = 7 RM_i^{0,4} \quad (6.41.)$$

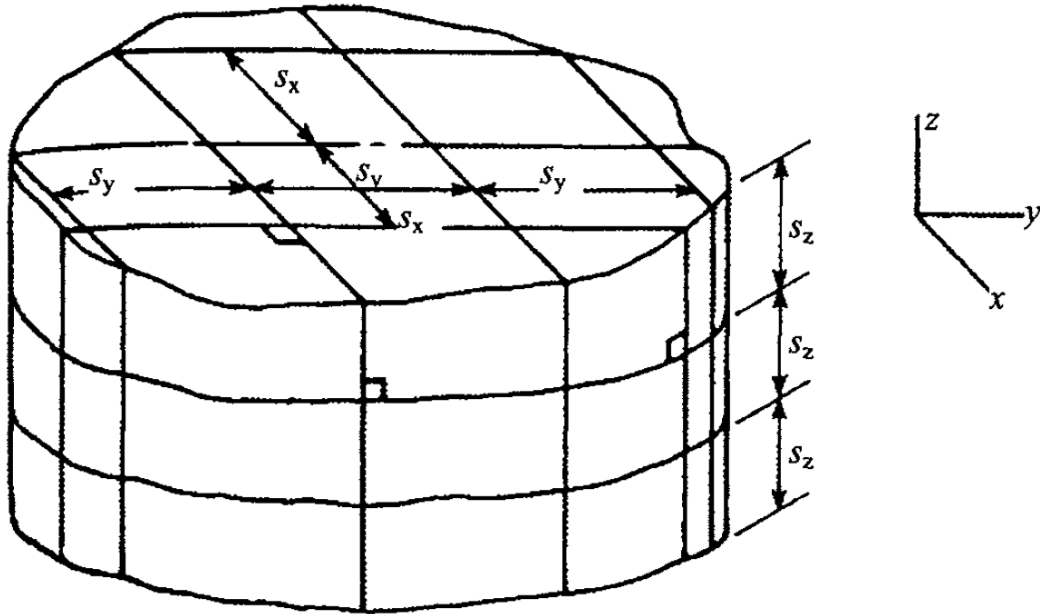
6.3 Ekvivalens kontinuum feltételezés alapján az alakváltozási modulus

Az ekvivalens kontinuum feltételezés alapján a kőzettest mint egy ekvivalens anizotrop kontinuum viselkedik (Zhang, 2005). Az alakváltozást ez alapján az ép kőzet és a tagoltság alakváltozási tulajdonságai határozzák meg. Két külön esetet kell ilyenkor megvizsgálni:

- folytonos, ill.
- nem folytonos tagoltságokat.

A feladat analitikus módon csak folytonos tagoltságokra ad megoldást, melyet az alábbiakban közlünk Zhang (2005) alapján. Nem folytonos tagoltsági rendszerek esetében DEM analízist használva kaptak különböző megoldásokat, melyek ismertetésétől itt eltekintünk. Részletesen Kulatilake et al. (1992, 1993) foglalkozik ezekkel, valamint Zhang (2005) átfogó összefoglalást a megoldásokról.

Folytonos tagoltsági rendszert feltételező a háromdimenziós ekvivalens modellt először Kulhawy (1978) publikálta. A **6-8. ábrán** bemutatott jelöléseket használta azzal a kiindulási feltétellel, hogy a kőzettestben három egymásra merőleges tagoltsági rendszer található, melyek rendszere állandónak tekinthető, valamint az ép kőzet és a tagoltságok mechanikai paraméterei ismertek.



6-8. ábra. Kőzettest modell Kulhawy (1978) alapján

Ezen mechanikai paraméterek a következők:

- E_r : rugalmassági modulus;
- G_r : nyírási modulus;
- ν_r : Poisson tényező; valamint:
- k_n : normál merevség,
- k_s : nyírási merevség, valamint:
- s : tagoltságok távolsága.

A 6-8. ábra alapján a három tagoltsági rendszer egymásra merőleges, így egy 3 dimenziós ekvivalens folytonos (kontinuum) modellt lehetett megalkotni, melynél rugalmas anyagmodellt feltételezve az ekvivalens ortotrop állandók az alábbiak:

$$E_{mi} = \left(\frac{1}{E_r} + \frac{1}{s_i k_{ni}} \right)^{-1} \quad (6.42.)$$

$$G_{mij} = \left(\frac{1}{G_r} + \frac{1}{s_i k_{si}} + \frac{1}{s_j k_{sj}} \right)^{-1} \quad (6.43.)$$

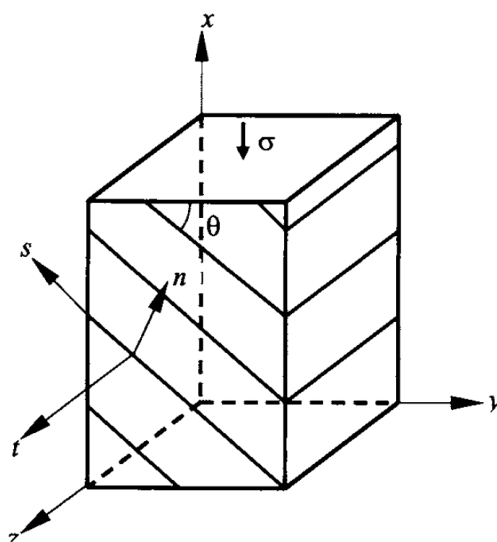
$$\nu_{mij} = \nu_{mik} = \nu_r (E_{mi}/E_r) \quad (6.44.)$$

ahol $i = x, y, z; j = x, y, z$, és $k = x, y, z$ -vel.

Ezen egyenletek a kőzettest rugalmas viselkedését a fenti kiindulási feltételek mellett teljes mértékben megadják. A mérnöki gyakorlatban a legtöbb esetben az ép kőzet és a kőzettest alakváltozási modulusának hányadosára van szükség. Ezen módosító tényezőt α_E -vel jelölve a (6.44.) egyenletből az alábbi összefüggést kapjuk:

$$\alpha_E = \frac{E_{mi}}{E_r} = \left(1 + \frac{E_r}{s_i k_{ni}} \right)^{-1} \quad (6.45.)$$

Tételezzük fel, hogy a tagolt kőzettestet egyirányú nyomás éri a 6-9. ábrának megfelelően.



6-9. ábra. Tagolt kőzettest egyirányú terhelés esetén (Amadei & Savage, 1993)

A konstitutív kapcsolat az n, s, t koordináta rendszerben egy tagoltság esetén Kulhawy (1978) egyenletit megadják. A globális, x, y, z koordináta rendszerben a konstitutív egyenlethez a másodrendű tenzor transzformálása szükséges. Mátixos alakban ezen megoldás Amadei & Savage (1993) levezetése alapján:

$$(\boldsymbol{\varepsilon})_{xyz} = (\mathbf{A})_{xyz}(\boldsymbol{\sigma})_{xyz} \quad (6.46.)$$

ahol $(\boldsymbol{\varepsilon})_{xyz}^t = (\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx})$ és $(\boldsymbol{\sigma})_{xyz}^t = (\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx})$.

Az \mathbf{A} mátrix komponensei szimmetrikusak, azaz: $a_{ij} = a_{ji}$ -vel ($i, j = 1 \dots 6$) és értékük θ szögtől függ:

$$a_{11} = \frac{1}{E_r} + \frac{\sin^4 \theta}{k_n s} + \frac{\sin^2 \theta}{4k_s s} \quad (6.47a.)$$

$$a_{12} = -\frac{\nu_r}{E_r} + \frac{\sin^2 2\theta}{4} \left(\frac{1}{k_n s} - \frac{1}{k_s s} \right) \quad (6.47b.)$$

$$a_{13} = a_{23} = -\frac{\nu_r}{E_r} \quad (6.47c.)$$

$$a_{14} = \frac{\sin 2\theta \cos 2\theta}{2k_s s} + \frac{\sin^2 \theta \sin 2\theta}{k_n s} \quad (6.47d.)$$

$$a_{24} = -\frac{\sin 2\theta \cos 2\theta}{2k_s s} + \frac{\cos^2 \theta \sin 2\theta}{k_n s} \quad (6.47e.)$$

$$a_{44} = \frac{1}{G_r} + \frac{\sin^2 \theta}{k_n s} + \frac{\cos^2 2\theta}{k_s s} \quad (6.47f.)$$

$$a_{55} = \frac{1}{G_r} + \frac{\cos^2 2\theta}{k_s s} \quad (6.47g.)$$

$$a_{56} = \frac{\sin 2\theta}{2k_n s} \quad (6.47h.)$$

$$a_{66} = \frac{1}{G_r} + \frac{\sin^2 \theta}{k_n s} \quad (6.47i.)$$

A mátrix többi a_{ij} eleme vagy 0, vagy elhanyagolható. Megjegyezzük, hogy a tagoltságok iránya itt feltételezett: a tagolt kőzettestnek z tengelyű síkkal adható meg, mely rugalmasságilag szimmetrikus. Abban az esetben, ha a tagoltságok rendszere ettől eltérő, Kulhawy (1978) elmélete nem alkalmazható.

Fossum (1985) a konstitutív egyenleténél abból az alapfeltevésből indult ki, hogy a véletlenszerű tagoltságok minden irányban egyenlő mértékűek, azaz a kőzettest mechanikailag izotropnak tekinthető. Feltételezve, hogy ezen véletlenszerű tagoltsági rendszereknek állandó normál (k_n) és nyírási (k_s) merevsége van, az összenyomhatósági modulusa (K_m) és a nyírási modulusa (G_m) ekvivalens rugalmas kontinuum esetén:

$$K_m = \frac{E_r}{9} \left[\frac{3(1+\nu_r)sk_n + 2E_r}{(1+\nu_r)(1-2\nu_r)sk_n + (1-\nu_r)E_r} \right] \quad (6.48.)$$

$$G_m = \frac{E_r}{30(1+\nu_r)} \left[\frac{9(1+\nu_r)(1-2\nu_r)sk_n + (7-5\nu_r)E_r}{(1+\nu_r)(1-2\nu_r)sk_n + (1-\nu_r)E_r} \right] + \frac{2}{5} \left[\frac{E_rsk_s}{2(1+\nu_r)sk_s + E_r} \right] \quad (6.49.)$$

Az ekvivalens alakváltozási modulus (E_m) és Poisson tényező (ν_m) a következőképpen számítható ki a fenti egyenletek ismeretében:

$$E_m = \frac{9K_m G_m}{3K_m + G_m} \quad (6.50.)$$

$$\nu_m = \frac{3K_m - 2G_m}{2(3K_m + G_m)} \quad (6.51.)$$

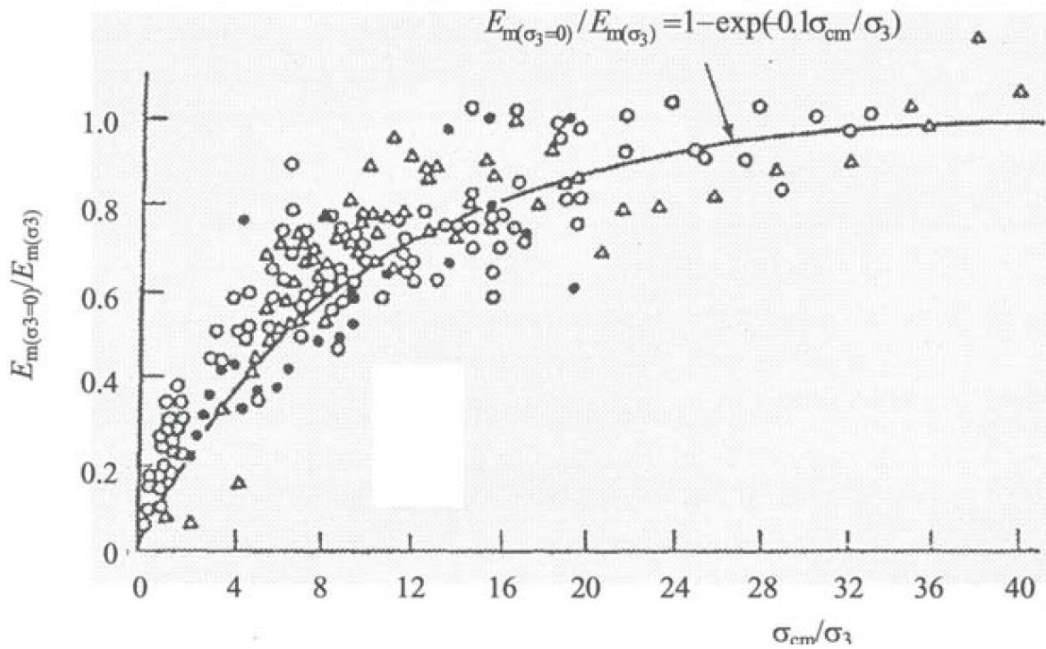
Abban az esetben, ha az átlagos távolság igen nagy, az ekvivalens alakváltozási modulus és a Poisson tényező megegyezik az ép kőzet rugalmassági modulusával és Poisson tényezőjével. Nagyon kicsi távolság esetén ezen tényezők az alábbi módon határozhatók meg:

$$E_m \rightarrow \frac{2E_r(7-5\nu_r)}{3(1-\nu_r)(9+5\nu_r)} \quad \text{ha } s \rightarrow 0 \quad (6.52.)$$

$$\nu_m \rightarrow \frac{(1+5\nu_r)}{(9+5\nu_r)} \quad \text{ha } s \rightarrow 0 \quad (6.53.)$$

6.4 A környezeti nyomás hatása az alakváltozási modulusra

Annak ellenére, hogy a legtöbb gyakorlati kőzetmechanikai probléma megoldásakor nem vesszük figyelembe a környezeti nyomás hatását az alakváltozási modulusra, az jelentős mértékben megváltozik: növekvő környezeti nyomás hatására az alakváltozási modulus is növekszik. Töredezett próbatestek triaxiális vizsgálatával Arora (1987) kapcsolatot tudott megadni a környezeti nyomás és az alakváltozási modulus között, mely értéket a maximális feszültség 50 %-nál határozta meg. A mérési eredményét a **6-10. ábrán** mutatjuk be.



6-10. ábra. Arora (1987) közelítése az összenyomódási modulus és a környezeti nyomás kapcsolatára

Normalizált alakban ez az alábbi:

$$\frac{E_{m(\sigma_3=0)}}{E_{m(\sigma_3)}} = 1 - \exp\left(-0,1 \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_3}\right) \quad (6.54.)$$

Ahol

- $E_{m(\sigma_3=0)}$ a tagolt kőzettest alakváltozási modulus környezeti nyomás nélküli esetben;
- $E_{m(\sigma_3)}$ az tagolt kőzettest alakváltozási modulusa $\sigma_2 = \sigma_3$ környezeti feszültség esetén; és σ_{cm} a környezeti nyomás nélküli nyomószilárdsága a tagolt kőzettestnek.

A (6.54.) egyenlet természetesen ép kőzet esetére is használható – ebben az esetben σ_{cm} az ép kőzet egyirányú nyomószilárdsága, míg $E_{m(\sigma_3=0)} = E_r$, azaz az ép kőzet rugalmassági modulusával.

Verman et al. (1997) a kőzettest RMR értékének ismeretében adott empirikus kiszámítási lehetőséget a mélység (H) függvényében:

$$E_m = 0,4 H \alpha 10^{\frac{RMR - 20}{38}} \quad (6.55.)$$

Ahol α RMR értékétől függő tényező (RMR = 68 esetén $\alpha = 0,3$; RMR = 31 esetén $\alpha = 0,16$) és H a mélység méterben.

Asef & Reddish (2002) kimutatta, hogy Arora képlete jóval nagyobb értéket ad, mint a Verman képlete. Újrászámolva Arora által publikált eredményeket, Asef & Reddish (2002) a következő empirikus formulát javasolta:

$$\frac{E_{m(\sigma_3)}}{E_{m(\sigma_3=0)}} = \frac{200 \frac{\sigma_3}{\sigma_{cm}} + b}{\frac{\sigma_3}{\sigma_{cm}} + b} \quad (6.56.)$$

Ahol $b = 15 + \exp(-0,18\sigma_c)$, $E_{m(\sigma_3=0)}$ a tagolt kőzettest alakváltozási modulus környezeti nyomás nélküli esetben; $E_{m(\sigma_3)}$ az tagolt kőzettest alakváltozási modulusa $\sigma_2 = \sigma_3$ környezeti feszültség esetén; és σ_{cm} a környezeti nyomás nélküli nyomószilárdsága a tagolt kőzettestnek és σ_c az ép kőzet nyomószilárdsága. A (6.56.) egyenlet természetesen ép kőzet esetén is használható.

6.5 Kőzettestek nyomószilárdsága

A tagoltságok miatt a kőzettestek nyomószilárdsága jóval kisebb, mint az ép kőzeté. A kőzettest nyomószilárdságának meghatározása igen nehézkes laboratóriumi körülmények között, mivel a tagoltságok olyan relatíve nagy, továbbá zavartalan próbatestekre lenne szükség, melyek reprezentálják a vizsgált kőzettestet. A helyszíni mérések igen drága volta miatt a kőzettest nyomószilárdságát (σ_{cm}) a gyakorlatban empirikus módszerek alkalmazásával szokták meghatározni, ahol figyelembe veszik az ép kőzet laborban mért egyirányú nyomószilárdsági értékét is (σ_c).

A különböző kőzettest osztályozásokra meghatározott összefüggéseket külön-külön mutatjuk be: **6-4. táblázat** az RMR tényező ismeretében meghatározható kőzettest szilárdsági értékeit, míg a **6-5. táblázat** a Hoek-Brown egyenletből elméleti úton levezethető képleteket, mely természetesen GSI-t tartalmaz.

6-4. táblázat. Kőzettest egyirányú nyomószilárdsága RMR ismeretében

Irodalom	Összefüggés
Yudhbir et al. (1983)	$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = e^{\frac{7,65(RMR-100)}{100}}$
Laubscher (1984), Singh & Goel (1999)	$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = \frac{RMR - (RMR \text{ értéke } \sigma_c \text{ - nek})}{106}$
Ramamurthy et al. (1986)	$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = e^{\frac{RMR-100}{18,75}}$
Asef et al. (1995)	$\sigma_{cm} = 0,5 e^{0,06RMR}$ (MPa)
Kalamaras & Bieniawski (1995)	$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = e^{\frac{RMR-100}{24}}$
Sheorey (1997)	$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = e^{\frac{RMR-100}{20}}$
Aydan & Dalgic (1998)	$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = \frac{RMR}{RMR + 6(100 - RMR)}$

6-5. táblázat. Kőzettest nyomószilárdsága GSI ismeretében

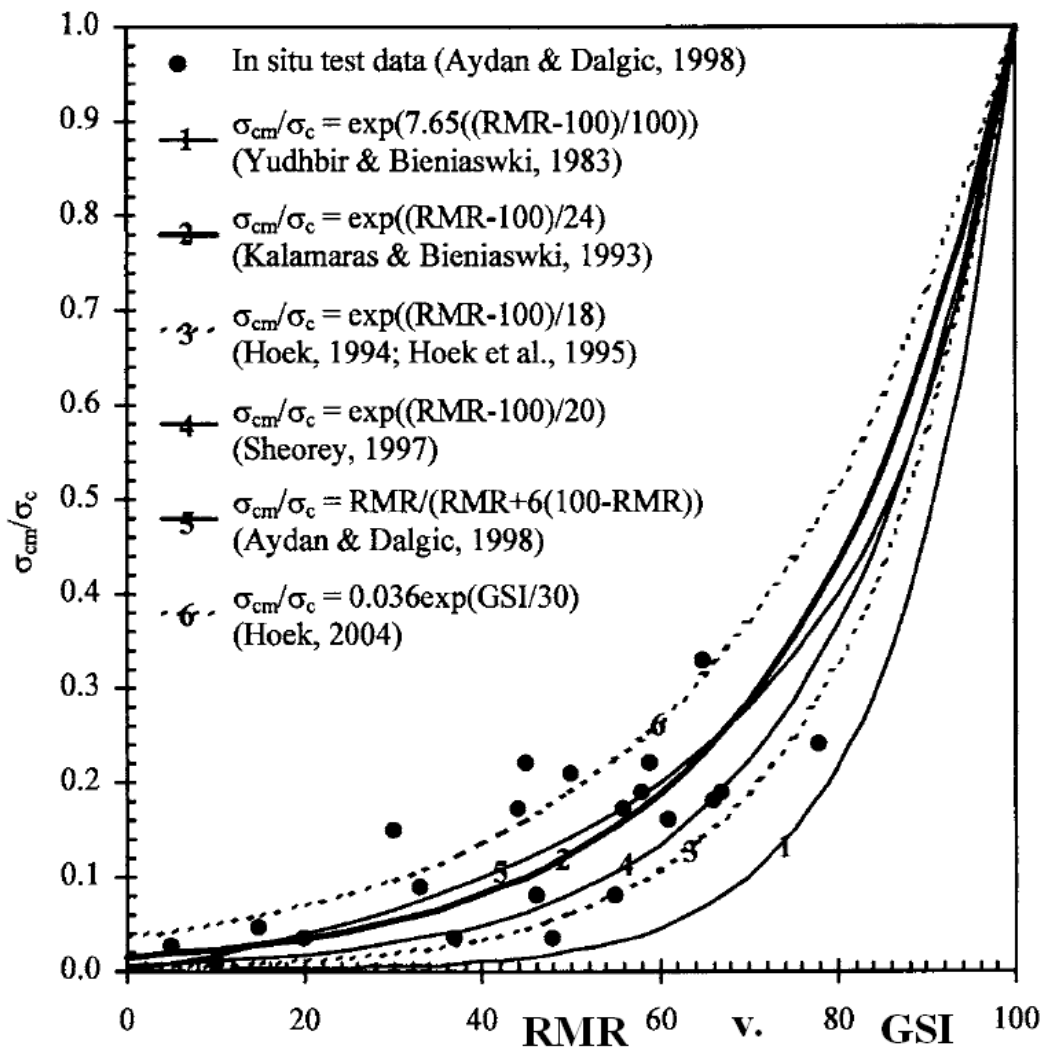
Hoek (1994), Hoek et al. (1995)	$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = e^{\frac{GSI-100}{18}}$
Hoek (2004)	$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = 0,036e^{\frac{GSI}{30}}$

$GSI = RMR$ feltételezésből kiindulva megszerkesztett kőzettest minőség-nyomószilárdság diagramot a **6-11. ábrán** mutatjuk be Zhang (2005) alapján.

A **6-6. táblázat** a Barton féle Q módszer alapján való meghatározási lehetőségeket ismerteti.

6-6. táblázat. Kőzettest szilárdsága Q tényező ismeretében

Singh & Goel (1999)	$\sigma_{cm} = 7 \gamma f_c Q^{1/3}$ (MPa) γ : kőzettest térfogatsúlya (g/cm^3), $f_c = \sigma_c/100$ ha $Q > 10$ és $\sigma_c > 100$ MPa, amúgy $f_c = 1$.
Barton (2002)	$\sigma_{cm} = 5 \gamma (Q \sigma_c / 100)^{1/3}$ (MPa)



6-11. ábra. RMR vagy GSI ismeretében a várható kőzettest szilárdsága különböző összefüggések alapján

6.6 Kőzettestek húzószilárdsága

A kőzettestek húzószilárdságának meghatározása teoretikus alapon Singh & Goel (1999) alapján, a Q tényezőt figyelembe véve:

$$\sigma_{tm} = -0,029 \gamma f_c q^{0,3} \quad (6.57.)$$

Ahol γ : kőzettest térfogatsúlya (g/cm^3), $f_c = \sigma_c/100$ ha $Q > 10$ és $\sigma_c > 100$ MPa, amúgy $f_c = 1$.

A Hoek-Brown törésmélet alapján a kőzettest húzószilárdsága szintén meghatározható:

$$\sigma_{tm} = 0,5 \sigma_c [m_b - (m_b^2 + 4s)^{0,5}] \quad (6.58.)$$

Ahol m_b a kőzettest anyagállandója, s pedig a kőzettest karakterisztikájától függ.

Aydan et al (2014) publikációja szerint Tokashiki PhD dolgozatához készített mérései alapján a kőzettest húzószilárdsága (σ_{tm}) meghatározható az ép kőzet húzószilárdsága (σ_t) és az RMR tényező ismeretében:

$$\frac{\sigma_{tm}}{\sigma_t} = \frac{RMR}{RMR + 6(100 - RMR)} \quad (6.59.)$$

6.7 Kőzettest Poisson tényezője

A kőzettest Poisson tényezőjét (ν_m) csak igen nehezen és pontatlanul lehet in situ meghatározni. Mivel a kőzetmechanikai számításoknál fontos bemenő paraméter ennek ismerete, így kiszámítására az utóbbi időben számos összefüggést írtak fel. Kutatások folytak annak megállapítására, hogy ezen tényezőt befolyásolja-e az ép kőzet Poisson tényezője (ν), vagy csak a kőzettest minőségétől függ.

Poisson tényező közvetlen meghatározása

Először Aydan et al. (1993) tett javaslatot arra, hogy a kőzettest Poisson tényezőjét (ν_m) a kőzettest nyomószilárdságának (σ_{cm}) ismeretében határozzák meg:

$$\nu_m = 0,25(1 + e^{-\sigma_{cm}/4}) \quad (6.60.)$$

Tokashiki & Aydan (2010) az RMR tényező ismeretében adta meg a kőzettest Poisson tényezőjének ν_m meghatározását, abból indulva ki, hogy $RMR = 100$ esetében 0-val, míg $RMR = 0$ (ép kőzet) esetén 0,3-al egyenlő:

$$\nu_m = 0,5 - 0,2 \frac{RMR}{RMR + 0,2(100 - RMR)} \quad (6.61.)$$

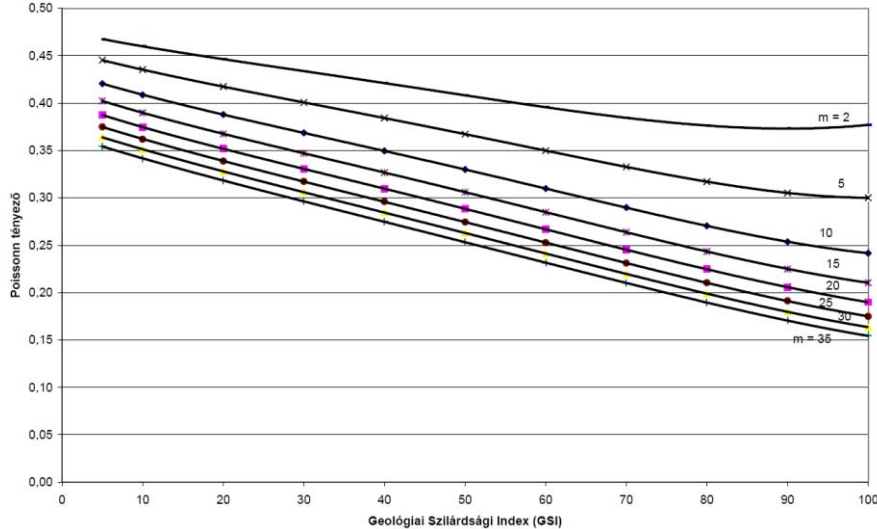
Vásárhelyi (2009) elméleti úton tett javaslatot ezen tényező meghatározására: abból indult ki, hogy amennyiben nincs környezeti nyomás, Jáky elmélete alapján a nyugalmi földnyomási szorzó és Terzaghi képlete egymással megegyező eredményt kell adjon, azaz:

$$k = 1 - \sin\phi = \nu / (1 - \nu) \quad (6.62.)$$

A kőzettest sűrűdési szögét Hoek-Brown elméletét használva meg lehet határozni a GSI értékből és a Hoek-Brown állandóból ($m_{\text{ép}}$). Ez alapján a kőzettest Poisson tényezője:

$$v_m = -0,002 \text{ GSI} - 0,003m_{\text{ép}} + 0,457 \quad (6.63.)$$

A **6-12. ábra** különböző m Hoek-Brown paraméterekre mutatja be kőzettest Poisson tényezőjének változását a GSI függvényében.



6-12. ábra. A kőzettest Poisson tényezője a Geológiai Szilárdsági Index (GSI) függvényében, különböző m Hoek-Brown állandók esetén

Poisson tényező közvetlen meghatározása az ép kőzet Poisson tényezőjének ismeretében

Vásárhelyi (2009) számításai alapján a Geológiai Szilárdsági Index (GSI), az ép kőzet Poisson tényezője (v) ismeretében a következő kapcsolat alapján határozható meg a kőzettest Poisson tényezője (v_m):

$$v_m = -0,002 \text{ GSI} + v + 0,2 \quad (6.64.)$$

Az egyenlet alapján a tagolatlan kőzettest esetén ($\text{GSI} = 100$) a kőzettest Poisson tényezője megegyezik az ép kőzet Poisson tényezőjével, míg teljesen töredezett esetben ($\text{GSI} = 0$) értéke kismértékben megnő, azaz értéke 0,5-nél nagyobb is lehet.

Hasonló megállapításra jutott Aydan et al. (2012), de méréseik szerint ezen érték akár az ép kőzet 2,5-szöröse is lehet:

$$\frac{v_m}{v} = 2,5 - 1,5 \frac{RMR}{RMR + (100 - RMR)} \quad (6.65.)$$

6.8 A károsodás és tagoltság

A kőzettest tagoltsági paraméterek értelmezhetők károsodási paraméterként, ilyen módon közvetlen kapcsolatba hozhatók a rugalmassági anyagjellemzőkkel. Ez a felfogás egyrészt modellezi a károsodás időbeli változását, másrészt egyúttal összekapcsolja a tagoltsági jellemzőket a tönkremeneteli paraméterekkel. A nemegyensúlyi termodinamikai keretek számos lehetőséget adnak egyszerű és összetettebb modellek kidolgozására is (lásd Ván, 2001 és Ván & Vásárhelyi, 2010.)

6.8 Irodalom:

- AASHTO 1989: *Standard specification for highway bridges*. American Ass. of State Highway and Transportation Officials. Washington DC.
- Amadei B.; Savage W.Z. 1993: *Effect of joints on rock mass strength and deformability*. *Comprehensive Rock Engineering*. **1**: 331-365.
- Arora V.K. 1987: *Strength and deformational behavior of jointed rocks*. PhD, IIT, India.
- Asef M.R.; Reddish D.J. 2002: The impact of confining stress on the rock mass deformation modulus. *Geotechnique*. **52**: 235-241.
- Aydan O.; Akagi T.; Kawamoto T. 1993: The squeezing potential of rocks around tunnels; theory and prediction. *Rock Mech Rock Eng* **26**(2):137–163
- Aydan O.; Dalgic S. 1998: *Prediction of deformation behaviour of 3-lanes Bolu tunnels through squeezing rocks of North Anatolian Fault Zone (NAFZ)*. In: Proceedings of the regional symposium on sedimentary rock engineering, Taipei, Taiwan, 228–233
- Aydan Ö.; Ulusay R.; Tokashiki N. 2014: A new rock mass quality rating system: Rock Mass Quality Rating (RMQR) and its application to the estimation of geomechanical characteristics of rock masses. *Rock Mech. Rock Eng.* **47**(4): 1255-1276.
- Aydan O.; Tokashiki N.; Genis M. 2012: *Some considerations on yield (failure) criteria in rock mechanics*. In: Proceedings of the 46th US rock mechanics/geomechanics symposium, Chicago, Illinois. ARMA 12-640.
- Barton N. 2002: Some new Q value correlations to assist in site characterization and tunnel design. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* **39**: 185-216.
- Barton N.; Loset F.; Lien R.; Lunde J. 1980: Application of the Q-system in design decisions. *Subsurface Space* (ed.: M. Bergman), **2**: 553-561.
- Bieniawski Z.T. 1978: Determining rock mass deformability: experience from case histories. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr* **15**:237–247.
- Carvalho J. 2004. *Estimation of rock mass modulus*. Hoek & Diederichs (2006) cikkból.
- Coon R.F.; Merritt A.H. 1970: Predicting in situ modulus of deformation using rock quality indices. *Determination of the in situ modulus of deformation of rocks*, ASTM STP 477. 154-173.
- Fossum A.F. 1985: Effective elastic properties for randomly jointed rock mass. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* **22**:467-470.
- Gálos M.; Vásárhelyi B. 2005: Mechanikai viselkedés az RQD-érték ismeretében. *Mélyépítés* **3**(2): 18-22.
- Gokceoglu C.; Sonmez H.; Kayabasi A. 2003. Predicting the deformation moduli of rock masses. *Int. J. Rock Mech. & Mining Sci.* **40**: 701–710.
- Hoek E. 1994: Strength of rock and rock masses. – *ISRM News Journal*, Vol. **2**(2): 4-16.
- Hoek E.; Brown E.T. 1997: Practical estimates of rock mass strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abst.* **34**: 1165-1186.
- Hoek E.; Carranza-Torres C.T.; Corkum B. 2002. *Hoek-Brown failure criterion-2002 edition*. Proc.5. North American Rock Mech. Symp., Toronto, Canada, 1: 267–273.
- Hoek E.; Diederichs M.S. 2006. Empirical estimation of rock mass modulus. *Int. J. of Rock Mech. & Mining Sci.* **43**: 203–215.
- Hoek E.; Wood D.; Shah S. 1992: A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. – In: Hudson, J.A. (Ed.), *Rock Characterisation, ISRM Symp.* – *Eurock'92*: 209-214.
- Johnston I.W.; Donald I.B.; Bennett A.G.; Edwards J. 1980: *The testing of large diameter pile rock sockets with retrievable test rig*. Proc. 3. Australia-New Zealand Conf., 1: 105-108.
- Kalamaras G.S., Bieniawski Z.T. 1995: A rock strength concept for coal seams incorporating the effect of time. In: Proc. 8. ISRM Cong. Tokyo, Japan, **1**: 295–302
- Kayabasi A.; Gokceoglu C.; Ercanoglu M. 2003. Estimating the deformation modulus of rock masses: a comparative study. *Int. J. of Rock Mech. & Mining Sci.* **40**(1): 55–63.

- Kulatilake P.H.S.W.; Ucpirti H.; Wang S.; Radberg G.; Stephansson O. 1992: Use of the distinct element method to perform stress analysis in rock with non-persistent joints and to study the effect of joint geometry parameters on the strength and deformability of rock. *Rock Mech. Rock. Engng.* **25**: 253-274.
- Kulatilake P.H.S.W.; Wang S.; Stephansson O. 1993: Effect of finite size joints on the deformability of joint size, intensity and system modeling and a validation to an area in Stripa Mine. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* **30**: 479-501.
- Kulhaway F.H. 1978: Geomechanical model for rock foundation settlement. *J. Geotech. Engng. ASCE*, **104**: 211-227.
- Laubscher D.H. 1984: Design aspects and effectiveness of support system in different mining conditions. *Trans. Inst. Min. Metal.* **93**: A70-81.
- Mitri H.S.; Edrissi R.; Henning J. 1994: *Finite element modelling of cable-bolted stopes in hardrock underground mines*. SME Annual Meeting, Albuquerque, NM, 94-116.
- Nicholson G.A.; Bieniawski Z.T. 1990. A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification. *Int. J. Min. Geol. Eng.* **8**:181-202.
- Palmström A.; Singh R. 2001. The deformation modulus of rock masses - comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunnel. Underg. Space Technol.* **16**: 115-131
- Ramamurthy T. 1986: Stability of rock masses. *Indian Geotechn. J.* **16**: 1-74
- Read S.A.L.; Richards L.R.; Perrin N.D. 1999. *Applicability of the Hoek-Brown failure criterion to New Zealand greywacke rocks*. In: Proc. 9. ISRM Cong., Paris, II: 655-660.
- Serafim J.L.; Pereira J.P. 1983. Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski. In.: *Proc. Int. Symp. Eng. Geol. Underground Const.* (Lisbon) **1**(II):33-44.
- Sheorey P.R. 1997: *Empirical Rock Failure Criteria*. Balkema.
- Singh B., Goel R.K. 1999: *Rock mass classification – A practical approach in civil engineering*. Elsevier, p.267.
- Sonmez H.; Gokceoglu C.; Ulusay R. 2004. Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses based on the GSI system. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* **1**:849-857.
- Tokashiki N.; Aydan O. 2010: The stability assessment of overhanging Ryukyu limestone cliffs with an emphasis on the evaluation of tensile strength of rock mass. *J Geotech Eng JSCE* **66**(2):397-406
- Ván P.; Vásárhelyi B. 2007: *Sensitivity analysis of the Hoek-Diederichs rock mass deformation modulus estimating formula*. In: Proc. 11. Cong. ISRM, 411-414.
- Ván P.; Vásárhelyi B. 2010: *Relation of rock mass characterization and damage*. In: Eurock2009, 399-404.
- Ván P.; Vásárhelyi B. 2010: *A kőzettestek minőségi jellemzésének és károsodottságának viszonyáról*, In: Idő- és térderiváltak anyagtörvényekben. (szerk. Fülöp Tamás) Budapest: Műegyetemi Kiadó: 85-98.(Mérnökgeol.-Kőzetmech. Kiskönyvtár; 10.)
- Vásárhelyi B. 2009: A possible method for estimating the Poisson's rate values of the rock masses. *Acta Geod. Geoph. Hung.*, **44**(3): 313-322.
- Vásárhelyi B.; Kovács D. 2017: Empirical methods of calculating the mechanical parameters of the rock mass. *Periodica Polytechnical – Ser Civil Eng.* **61**(1).
- Vásárhelyi B.; Kovács L.; Török Á. 2016: Analysing the modified Hoek-Brown failure criteria using Hungarian granitic rocks. *Geomech. Geophys. Geo-energ. Geo-resour.* **2**: 131-136
- Verman, M.; Singh B.; Viladkar M.N.; Jetthwa J.L. 1997: Effect of tunnel depth on modulus of deformation of rock mass. *Rock Mech. Rock Engng.* **30**: 121-127.
- Yudhbir E.T. 1983: *An empirical failure criterion for rock masses*. 5. ISRM Cong. **1**: B1-B8.
- Zhang L. 2005: *Engineering properties of rocks*. Balkema.
- Zhang L.; Einsein H.H. 2004: Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses. *Int. J. Rock Mech. & Mining Sci.* **41**: 337-341.

7. IN SITU FESZÜLTSEGVISZONYOK

(Vásárhelyi Balázs – Farkas Márton Pál)

Mélyépítési létesítményeknél, különös tekintettel, a nagy mélységben tervezett alagutaknál, az in situ feszültségviszonyok pontos ismerete elengedhetetlen a biztonságos tervezéshez. Jelen fejezetnek nem feladata az in situ feszültségviszonyok okának, kimérésének lehetőségeinek, valamint kivitelezés közbeni átrendeződésének értelmezése és leírása, hanem inkább figyelemfelkeltés céljából íródott. A hazai építőmérnöki gyakorlat a legtöbb esetben nem találkozik különleges feszültségterekkel, melyek a hagyományos (hazai viszonyok között) bevett számításokat befolyásolhatják. A fejezetben bemutatjuk a függőleges és vízszintes feszültségek közegkörnyezetben való kiszámításának lehetőségét, majd a szakirodalmi adatok alapján kitérünk arra a tényre, hogy a valóságban jelentős mértékben eltérő értékeket mértek ki. Röviden kitérünk a feszültségtér geológiai okaira is.

Megjegyezzük, hogy a hazai környezetben jelentős mértékű túlkonzolidáció is előfordulhat: ebben az esetben a vízszintes irányú feszültségek egyenlők, míg a tektonikai okok miatti feszültség-változások esetében maximális és minimális vízszintes irányú feszültségeket is megkülönböztetünk.

7.1 Bevezetés.....	279
7.2 Függőleges feszültségek.....	280
7.3 Vízszintes feszültségek	281
7.3.1 Elméleti összefüggés	281
7.3.2 Gyakorlati mérési eredmények és összefüggések	283
7.3.3 Geológiai okok.....	286
7.4 Főfeszültségek kimérésének lehetőségei, problémái	288
7.5 Irodalom	290



7.1 Bevezetés

A földkéregben uralkodó feszültségek megismerése és megmérése mind a mérnökgeológia, földtudomány mind számos iparág, mint pl. a bányászat, az olaj- és gázipar, a nukleáris vagy éppen a geotermikus ipar számára kulcsfontosságú jelentőségű. A földkéregben uralkodó feszültségek, bár főleg az évmilliók nagyságrendű lemeztektonikai folyamatok következtében keletkeznek, azok emberi időléptékben ugyanakkor gyorsan változhatnak. Mélyépítési létesítmények tervezésénél, kivitelezésénél, sok esetben a későbbi üzemeltetésénél is, nagy fontossággal bír a primer (zavartalan, természetes állapotban lévő) feszültségek ismerete.

A kőzetek összetett felépítése és a bennük ható erők miatt a feszültségek nagysága és iránya közvetlenül nem mérhető, csupán származtatható mennyiség. Ennél fogva, ahhoz, hogy megismerhessük, ill. következtethessünk a földkéreg egy adott térrészében uralkodó feszültségekre, abba fúrásokat kell mélyítenünk. Az abból kinyert információk teszik lehetővé alagutak építését, felszín alatti terek tervezését, fosszilis vagy geotermikus energia kinyerését, emellett hasznos információt szolgáltat a szeizmológiai, ill. geodinamikai folyamatok megértéséhez.

Egy adott deformálható testben lévő tetszőleges síkban ható feszültség-komponenst feszültségvektorral jellemezhetjük. Ahhoz, hogy az adott test valamely pontjában egyértelműen leírassuk a feszültségteret, 9 feszültségvektor szükséges. Ez abból adódik, hogy egy háromdimenziós Descartes-féle koordináta-rendszerben egy pontra 1 érintő irányú normálfeszültség és arra merőleges, a pontot magába foglaló síkban 2 ún. nyírófeszültség hathat és ezt 3, egymásra merőleges irányítottágú síkra „felszorozva” kapjuk a 9 vektort magába foglaló ún. feszültségtenzort. Szimmetriából következően a tenzort 6 független komponens jellemzi (3 normál- és 3 nyírófeszültség). A feszültség matematikai értelemben végtelenül kicsi pontban ható nyomásként fogható fel, SI mértékegysége $N/m^2=Pa$.

Mivel a földkéreg szabad felületnek tekinthető, így könnyen belátható, hogy a feszültségtenzort leíró térbeli koordináta-rendszert megfelelő irányba forgatva a feszültségeket egy háromkomponensű, ún. főfeszültség koordináta-rendszerben megadhatjuk. Ennek fő jellemzője, hogy két, egymásra merőleges horizontális tengelye, valamint e kettőre merőleges függőleges tengelye van. Mint ahogy azt látni fogjuk, a főfeszültségek általában nem azonos hosszúságúak, így a földkéregben a feszültségteret jellemző három komponens a minimális vízszintes (horizontális), a maximális vízszintes valamint a függőleges (vertikális) főfeszültség: σ_{hmin} , σ_{Hmax} és σ_V (Zang & Stephansson, 2010).

A függőleges főfeszültségből kiindulva (melyet a kőzettest térfogatsúlyából egyértelműen meghatározhatónak tekintünk) ismertetjük előbb a vízszintes irányú feszültséges elméleti meghatározásának módját, majd a valós mérési eredmények alapján javasolt összefüggéseket. A fejezet végén röviden az eltérés geológiai okait is megvilágítjuk. Jelen fejezetben bemutatjuk a főfeszültségek kimérésének fontosságát, de a mérések módját, alkalmazására nem térünk ki.

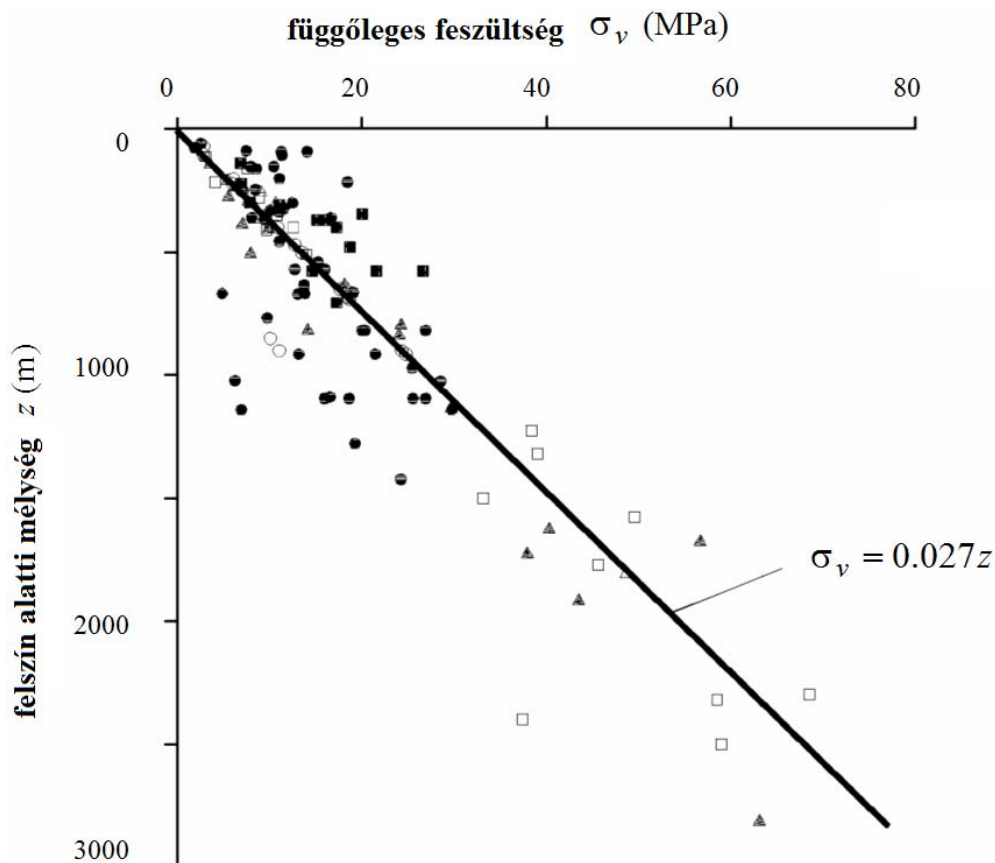
7.2 Függőleges feszültségek

Geotechnikában normál körülmények között a függőleges (vertikális) feszültség (σ_v) a kőzet térfogatsúlya (γ) és a vizsgált mélység (z), ismeretében határozható meg:

$$\sigma_v = \gamma z \quad (7.1.)$$

Az eddigi mérési tapasztalatok – melyet különböző mélységben bányákban és alagutakban készítettek – megerősítették ezen képlet helyességét. A **7-1. ábra** ezek statisztikai feldolgozásainak eredményét mutatja be Hoek & Brown (1980) alapján.

Amint azért a pontokból jól kivehető, a (7.1.) képlet csak statisztikailag ad helyes eredményt, ugyanis lokálisan (in situ) jelentős eltéréseket is mértek az elméletileg helyes vonaltól. Megállapítható így, hogy közelítő számításnál a függőleges feszültséget a (7.1.) egyenlettel meg lehet határozni, de javasolt a kapott eredményt helyszíni mérésekkel is ellenőrizni.



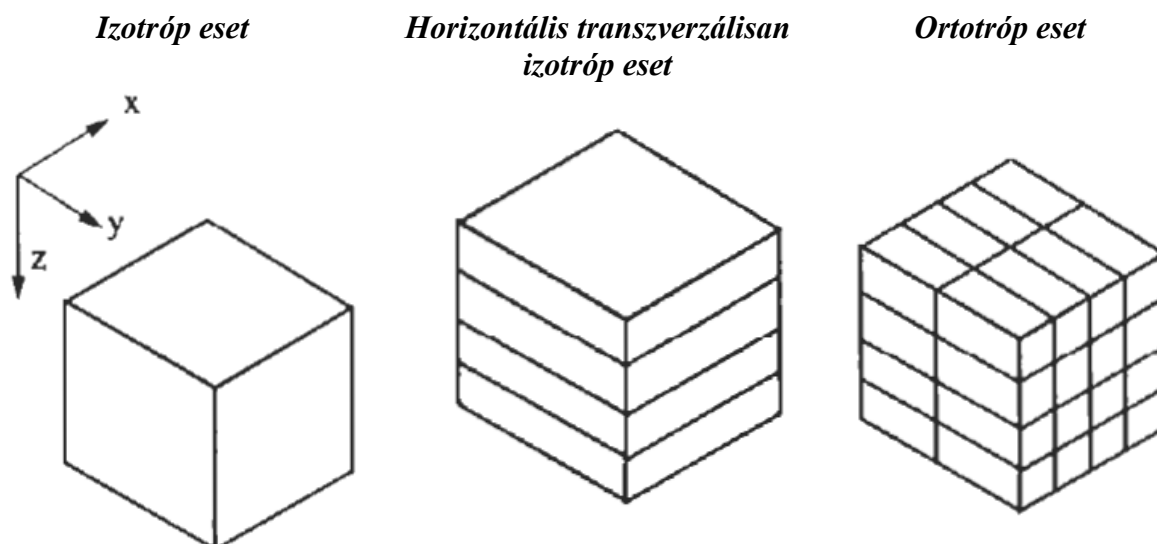
7-1. ábra. Mért függőleges feszültségek (σ_v) a mélység függvényében (z) (Hoek & Brown, 1980)

Megjegyezzük, hogy a függőleges feszültség változását a mélység függvényében számos kutató elemezte, vizsgálta. Ezekről a teljesség igényével készült összefoglalás Zhang (2005) könyvében olvasható.

7.3 Vízszintes feszültségek

7.3.1 Elméleti összefüggés

Tisztán szilárdságtani megfontolásból a vízszintes feszültség a függőleges feszültség ismeretében megállapítható abban az esetben, ha ismert a kőzetkörnyezet tulajdonsága. Az alábbiakban a kiszámítási lehetőséget mutatjuk be izotróp, horizontális transzverzálisan izotróp, ill. ortotróp esetben. A használt koordináta rendszert ezen esetekre a **7-2. ábrán** mutatjuk be.



7-2. ábra. Izotróp, horizontális transzverzálisan izotróp és ortotróp kőzetkörnyezet értelmezése

Izotróp eset

A függőleges (vertikális) feszültség (σ_v) és a vízszintes (horizontális) feszültség (σ_h) közötti kapcsolat szilárdságtani alapon levezethető (Terzaghi & Richart, 1952). Az alábbi peremfeltételekből indultak ki:

- nincs vízszintes irányú alakváltozásra lehetőség ($\varepsilon_h = \varepsilon_H = 0$)
- a két vízszintes főfeszültség egyenlő ($\sigma_{hmin} = \sigma_{Hmax} = \sigma_h$), ill.
- a vízszintes főfeszültségek iránya megegyezik az x és y iránnyal ($\sigma_x = \sigma_y = \sigma_h$),
- a Poisson tényező értéke minden irányba ugyan annyi ($\nu_{xy} = \nu_{xz} = \nu_{yz} = \nu$)
- Hooke törvénye alkalmazható
- azaz az anyag homogén izotróp kontinuumként modellezhető

Azaz bármelyik irányú vízszintes elmozdulásra felírva Hooke törvényét:

$$\varepsilon_h = 0 = \frac{\sigma_{hmin}}{E} - \frac{\nu\sigma_{Hmax}}{E} - \frac{\nu\sigma_v}{E} \quad (7.2a.)$$

$$0 = \sigma_h - \nu\sigma_h - \nu\sigma_v \quad (7.2b.)$$

Ebben az esetben függőleges és vízszintes feszültségek hányadosa független a mélységtől, az a közzettest Poisson tényezőjének (ν) ismeretében megadható:

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = k = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (7.2c.)$$

A (7.2c.) egyenletből következik, hogy elméletileg a függőleges feszültség ismeretében a vízszintes irányú feszültség is ismert homogén izotróp esetben ($\sigma_x = \sigma_y = \sigma_h$):

$$\sigma_h = k \sigma_v = k \gamma z \quad (7.3.)$$

Horizontális transzverzális izotróp eset

Amennyiben horizontális transzverzálisan izotróp közegkörnyezet van, a feni levezetésnél a $\nu_{xy} = \nu_{yx} = \nu$ jelöltést használva ($\sigma_x = \sigma_y = \sigma_h$):

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = k = \frac{\nu_{xz}}{1-\nu} \quad (7.4.)$$

azaz ebben az esetben is a vízszintes és a függőleges főfeszültségek hányadosa mindkét vízszintes irányban megegyezik egymással ($k_x = k_y = k$), tehát a két vízszintes főfeszültség itt is ugyanakkora: $\sigma_{hmin} = \sigma_{Hmax} = \sigma_h$.

Ortotróp esetben

Ortotróp esetben a három főirányban a Poisson tényező értéke eltérő, ebből következik, hogy a vízszintes főfeszültségek is eltérőek lesznek, értéküket a Poisson tényezők határozzák meg:

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_z} = k_x = \frac{\nu_{xz} + \nu_{yz} \nu_{xy}}{1 - \nu_{xy} \nu_{yx}} \quad (7.5a.)$$

$$\frac{\sigma_y}{\sigma_z} = k_y = \frac{\nu_{yz} + \nu_{yx} \nu_{xz}}{1 - \nu_{xy} \nu_{yx}} \quad (7.5b.)$$

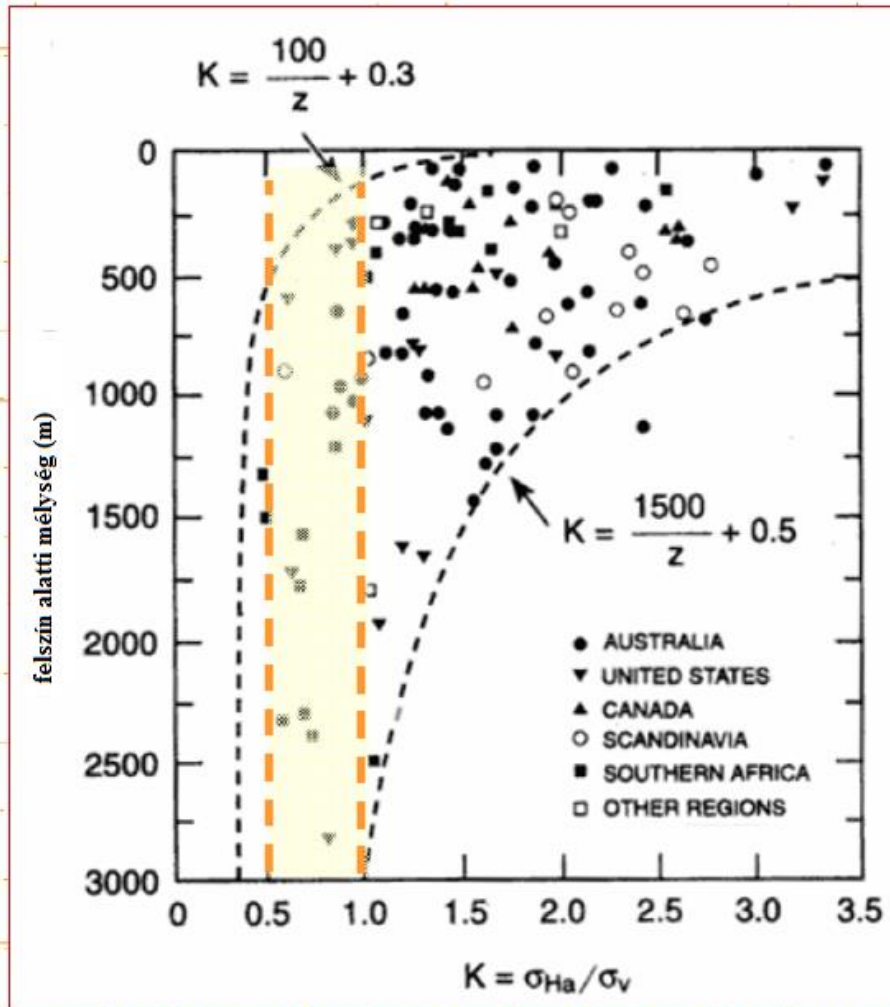
Általános megállapítás

A fent bemutatott levezetések azt jelentik, hogy elméleti alapon a vízszintes irányú főfeszültség értéke nem haladhatja meg a függőleges irányú főfeszültség értékét, mivel a Poisson tényező értéke elméletileg nem lehet 0,5-nél nagyobb (ebben az esetben $k = 1$).

Amint azt a következő fejezetben bemutatjuk, ez a helyzet a gyakorlati közetmechanikában a legritkább esetben igaz csak.

7.3.2 Gyakorlati mérési eredmények és összefüggések

Először Jamison & Cook (1979), majd Hoek & Brown (1980) ábrázolták a világban fellelhető nagyszámú helyszíni (in situ) feszültségmérési eredmények hányadosait (k) a felszín alatti mélység (z) függvényében. Az általuk publikált, s jelenleg a kőzetmechanikában legelterjedtebb, legszélesebb körben alkalmazott eredményt a **7-3. ábra** mutatja be.



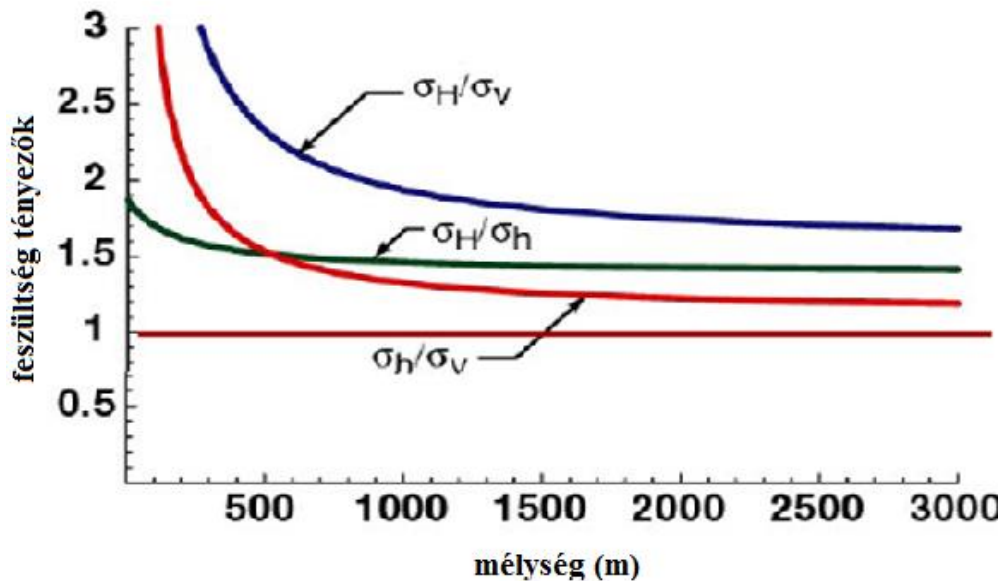
7-3. ábra. Az átlagos vízszintes és függőleges feszültségek hányadosa (k) a felszín alatti mélység függvényében (Hoek & Brown, 1980)

A kapott eredmények burkolójaként az alábbi határok közé teszik a feszültséghányadosot (k) a mélység függvényében (z):

$$\frac{100}{z} + 0,3 < k < \frac{1500}{z} + 0,5 \quad (7.6.)$$

Mint az egyenletről látszik, az elméleti levezetéssel ellentétben a mérési eredmények azt mutatják, hogy a feszültségek hányadosa (k) a mélységgel folyamatosan változik, és a legnagyobb értéket a felszín közelében kapjuk.

A mérési eredmények azt is kimutatták, hogy a vízszintes (horizontális) feszültségnél jelentős eltérés van a maximális és a minimális értéke között. A 7-4. ábra a különböző feszültségek hányadosait mutatja be a mélység függvényében.



7-4. ábra. Különböző feszültségek hányadosai a mélység függvényében

Zhang (2005) összefoglalja a szakirodalomban publikált legjelentősebb összefüggéseket mind a vízszintes feszültség meghatározására, mind a feszültségek hányadosának kiszámítására. A vízszintes irányú feszültségek (σ_h) képleteit, melyek minden esetben a

$$\sigma_h = a + b z \quad (7.7.)$$

alakban írhatóak fel, ahol a és b különböző, empirikus módom meghatározott paraméterek. Az igen széles szakirodalmi áttekintés alapján a értéke 0,72-47,5 között változik (átlag 8 körül van), míg b értéke 0,011-0,0446 közötti.

Az eddigi kutatások a (7.7.) egyenletet mind minimális, mind maximális, mind átlagos vízszintes feszültségek kiszámítására meghatározták különböző földrészek különböző országaiban. Hazai, nagy mélységben végzett in situ mérési tapasztalatok azt mutatják, hogy a (7.6.) egyenlettel való közelítés itthon is használható, a kapott értékek ezen zónán belül helyezkednek el.

A vízszintes főfeszültség és a függőleges főfeszültség hányadosára (k) az alábbi kapcsolatot adják meg:

$$k = c + d / z \quad (7.8.)$$

ahol c és d értékei a helyszíntől és a vizsgálat típusától függő empirikus állandó.

Shoery (1994) termodinamikai alapon rugalmas-statikus modellt alkalmazva az átlagos vízszintes irányú feszültség meghatározására az alábbi összefüggés alkalmazását javasolja:

$$\sigma_{h\hat{a}tl} = \frac{\nu}{1-\nu} \gamma z + \frac{\beta E_h G}{1-\nu} (z + 1000) \quad (7.9.)$$

ahol:

- ν a kőzet Poisson tényezője
- γ a kőzet térfogatsúlya (N/m^3)
- z a felszín alatti mélység (m)
- E_h a kőzet mért átlagos vízszintes irányú alakváltozási modulusa (Pa)
- β a kőzet lineáris hőtágulási együttható ($1/^\circ\text{C}$)
- G : kőzet geotermikus gradiense ($^\circ\text{C/m}$)

A **7-1. táblázat**. Néhány kőzet lineáris hőtágulási együttható értékét foglaltuk össze Sheorey et al. (2001) alapján.

Kőzet	β ($\times 10^{-6}/^\circ\text{C}$)
Gránit	6-9
Mészkö	3,7-10,3
Márvány	3-15
Homokkő	5-12
Pala	6-12
Dolomit	8,1
Konglomerátum	9,1
Breccsa	4,1-9,1
Szén	30

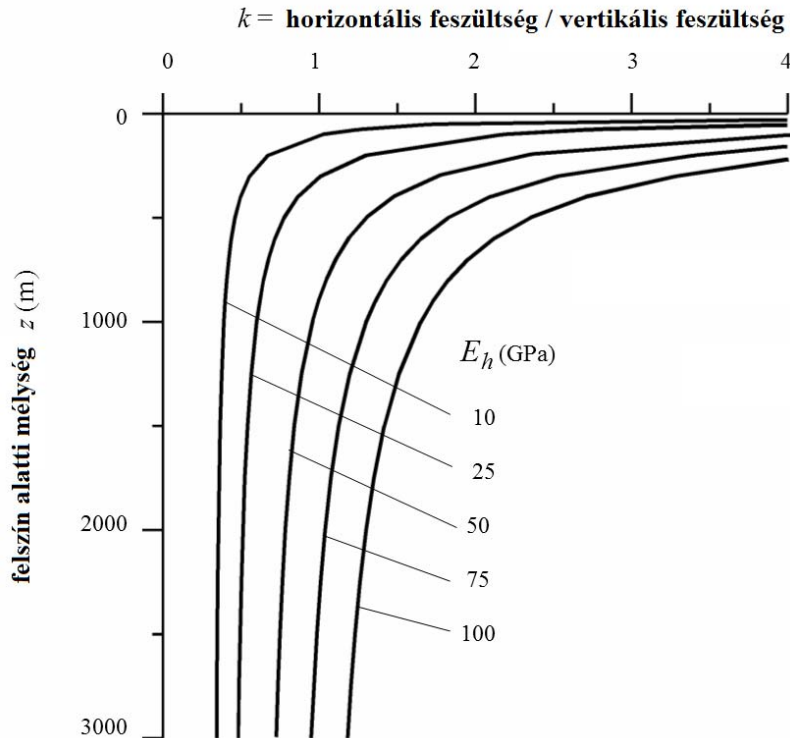
A táblázat alapján a szén kivételével átlagban $\beta = 8 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ érték vehető fel. A geotermikus gradienst $0,024 \text{ }^\circ\text{C/m}$ értékűnek, a Poisson tényezőt $\nu = 0,25$ -nek és $\gamma = 2,7 \times 10^3 \text{ N/m}^3$ -nek feltételezve a (7.9.) egyenlet az alábbi formában írható fel:

$$k = 0,33 + 9,5E_h \left(0,001 + \frac{1}{z} \right) \quad (7.10.)$$

Ugyan ilyen megfontolást követve, a hazai üledékes kőzetek esetén 0,2-es Poisson tényezőt feltételezve, $0,05 \text{ }^\circ\text{C/m}$ -es geotermikus gradiens esetén (mely Magyarországra általánosságban jellemző), a (7.6.) képlet az alábbi alakban írható fel:

$$k = 0,25 + 5E_h \left(0,001 + \frac{1}{z} \right) \quad (7.11.)$$

A képletek alapján a horizontális alakváltozási modulus értékének növekedésével a feszültségek hányadosai is növekszenek, ahogy általános esetben a **7-5. ábrán** bemutatjuk.



7-5. ábra. Feszültségek hányadosainak változása a mélység függvényében különböző alakváltozási modulusok esetén (Sheorey, 1994)

7.3.3 Geológiai okok

A vízszintes irányú főfeszültségek nagysága, a függőleges irányú feszültséghez való eltérése alapvetően szerkezetföldtani, ill. lemeztektonikai okokra vezethető vissza. A lemeztektonika egyik legnyilvánvalóbb megjelenése a kőzettestekben létrejövő vetők.

A vető olyan sík diszkontinuitás, amely mentén elmozdulás következett, ill. következhet be. Anderson (1951), aki a modern lemez-tektonika egyik úttörőjének tekinthető, értelmezésében a vetők kőzetmechanikai értelemben is vizsgálhatók, mint merev, nyírásos „törések”, ennél fogva rájuk alkalmazható a Mohr-Coulomb törési feltétel. A földkéreg, mint szabad felületről kiindulva levezette, hogy a három fő vetődés típusa a főfeszültségek egyenlőtlenségéből adódik. Ennél fogva a vetődés típusából következtethetünk a főfeszültségek irányítottságára és egymáshoz viszonyított nagyságára (és fordítva).

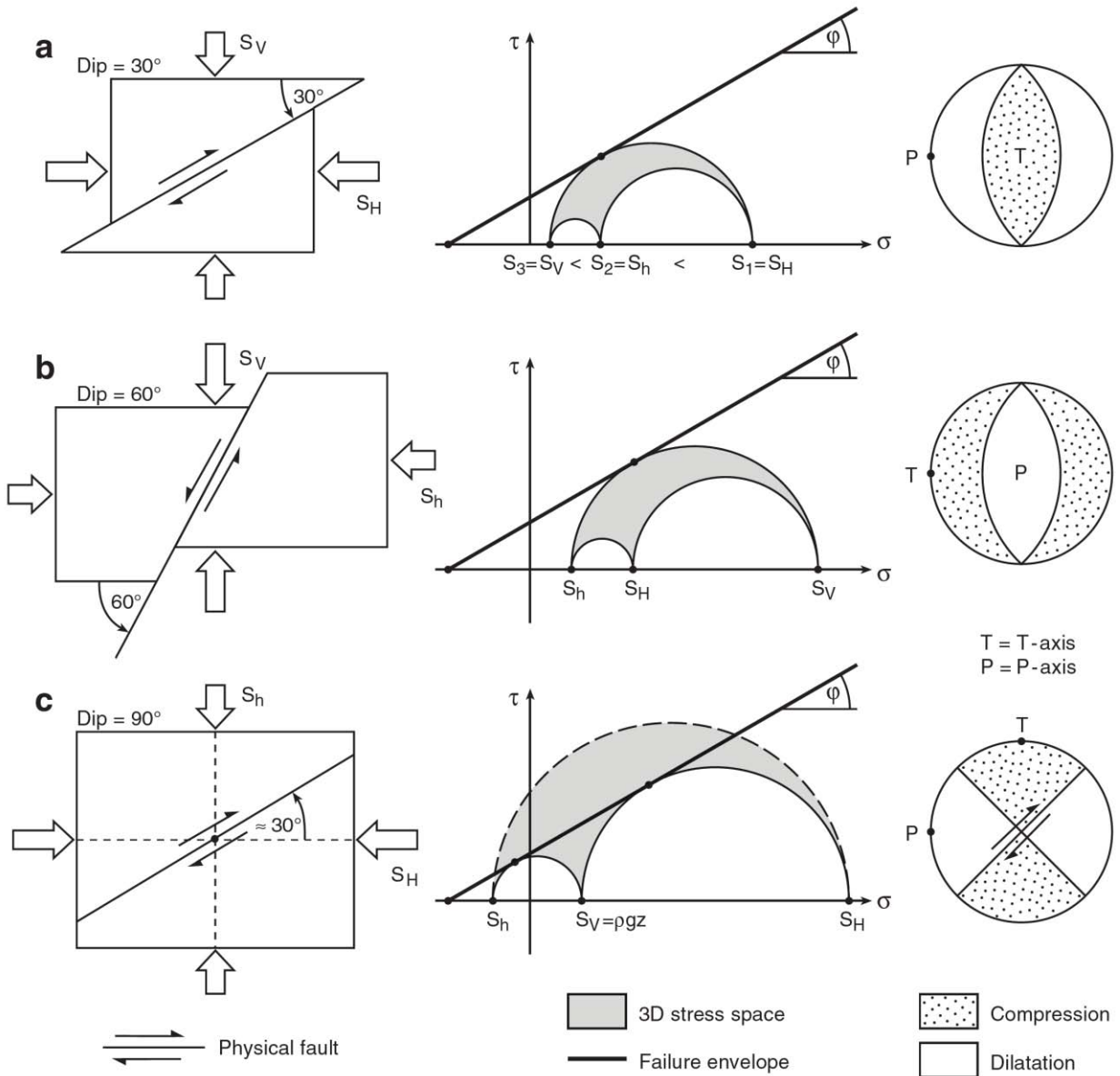
Alapvetően 3 fő vetődés típust (vagy feszültségteret (stress regime, stress field)) különíthetünk el, a főfeszültségek egymáshoz viszonyított nagyságától függően (**7-6. ábra** és **7-7. ábra**):

- a) *Feltolódás (reverse vagy thrust fault)* esetén a mind a maximális, mind a minimális vízszintes irányú főfeszültség értéke meghaladja a függőleges feszültség értékét.
 $(\sigma_{Hmax} > \sigma_{hmin} > \sigma_v)$
- b) *Normál vető (normal fault)* esetén a függőleges feszültség mindkét irányú vízszintes feszültség értékét meghaladja.
 $(\sigma_v > \sigma_{Hmax} > \sigma_{hmin})$

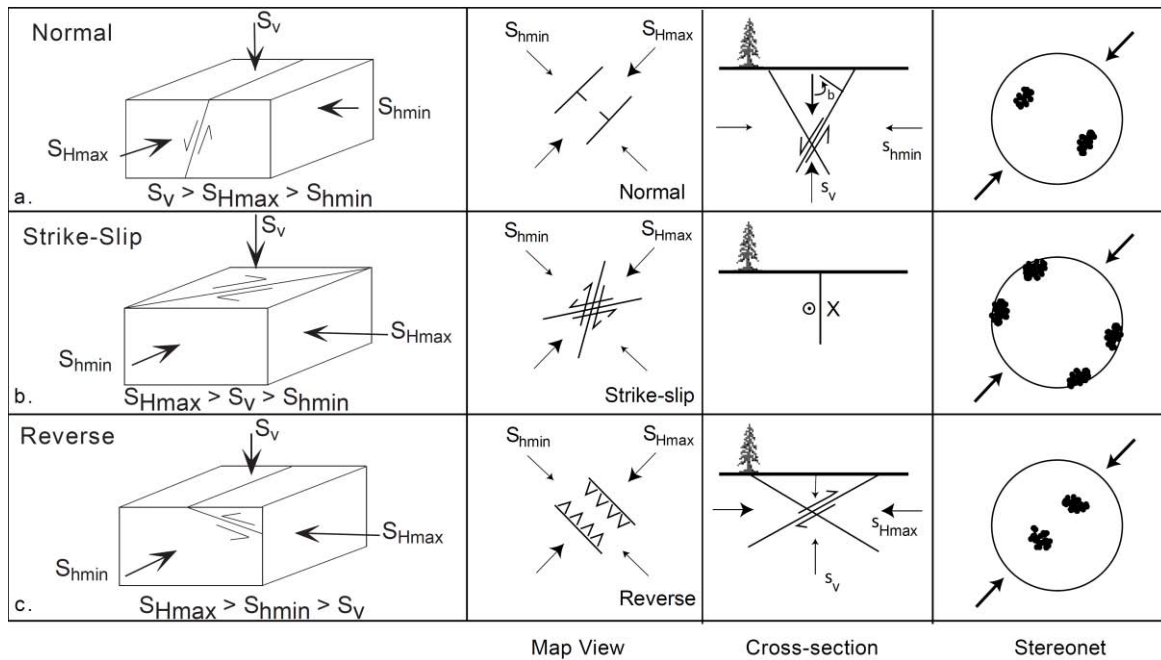
c) *Eltolódás v. oldalelmozdulás (strike-slip)* esetén a függőleges feszültség értéke kisebb, mint a maximális vízszintes, de nagyobb, mint a minimális vízszintes feszültségé.

$$(\sigma_{Hmax} > \sigma_v > \sigma_{hmin})$$

Jelen fejezetnek nem célja a szerkezetföldtani folyamatok részletes ismertetése, csak felhívni az olvasó figyelmét arra, hogy a különböző szerkezeti formák eltérő feszültségállapotokra utalnak.



7-6. ábra. Anderson (1951) alapján a főbb szerkezetföldtani vetődéstípusok (1. oszlop), a vetők létrejöttéhez szükséges Mohr-Coulomb törési feltétel (középső oszlop) és a szeizmológusok körében használt strandlabda ábrázolás (jobb oldal), amely megmutatja, hogy a földrengések fészekmechanizmusa alapján az egyes vetőblokkokra kompresszió vagy dilatáció jellemző (Zang & Stephansson, 2010)



7-7. ábra. Főbb feszültségterekből adódó vetődési típusok (a – normál vetődés, b – oldalelmozdulás és c – feltolódás) a főfeszültségek egymáshoz való viszonyától függően (1. oszlop), azok megjelenése földtani térképen (Map View), keresztmetszeti megjelenésen (Cross-section) és sztereografikus projekción (Stereonet) (Zoback, 2007)

7.4 Főfeszültségek kimérésének lehetőségei, problémái

A **7-2. táblázatban** a fontosabb *in situ* feszültségmérési eljárásokat foglaltuk össze. Jelen kötetben ezen módszerek részletes ismertetésétől, előnyeik ill. hátrányaik felsorolásától eltekintünk – az egy tervezett újabb kötet részét fogja képezni.

7-2. táblázat. Fontosabb *in situ* feszültség mérési módszerek ismertetése

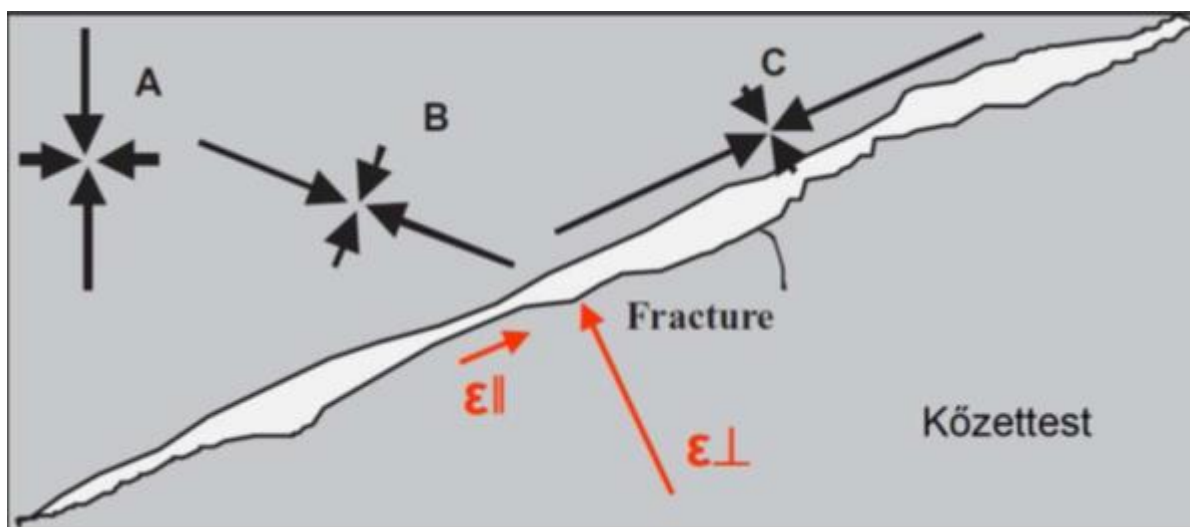
	Módszerek	Vizsgált térfogat (m ³)
Hidraulikai	hidraulikai kőzetrepesztés	0,5 – 50
	tokrepesztés	10 ²
	hidraulikai teszt meglévő repedéseken	1 – 10
Feszültségkioldódás	felületi feszültségkioldódás	1 – 2
	mag-túlfúrás	10 ⁻³
	fúrólukban történő feszültségkioldódás	10 ⁻³ – 10 ⁻²
	nagy közettömeg feszültségmentesítése	10 ² – 10 ³
Jacking módszerek	flat jack	0,5 – 2
	íves jack	10 ⁻²
Deformáció regenerálódás	anelasztikus deformáció regenerálódás (ASR)	10 ⁻³
	differenciális alakváltozás elemzése (DSCA)	10 ⁻⁴
Lyukfal deformáció elemzés	kaliper- és dőlsmérés	10 ⁻² – 10 ²
	lyukfal tévé	10 ⁻² – 10 ²
Egyéb	vetőkarc elemzése	10 ⁸
	földrengés fészekmechanizmusának elemzése	10 ⁹
	indirekt módszerek (pl. Kaiset effektus)	10 ⁻⁴ – 10 ⁻³
	viszkoelasztikus kőzetbe ültetett mérőbéllyeg reziduális felszültség mérése	10 ⁻² – 1 10 ⁻⁵ – 10 ⁻³

Az in situ mérések eredményét, értékét jelentős mértékben befolyásolja a kőzettestben található diszkontinuitások (tagoltságok).

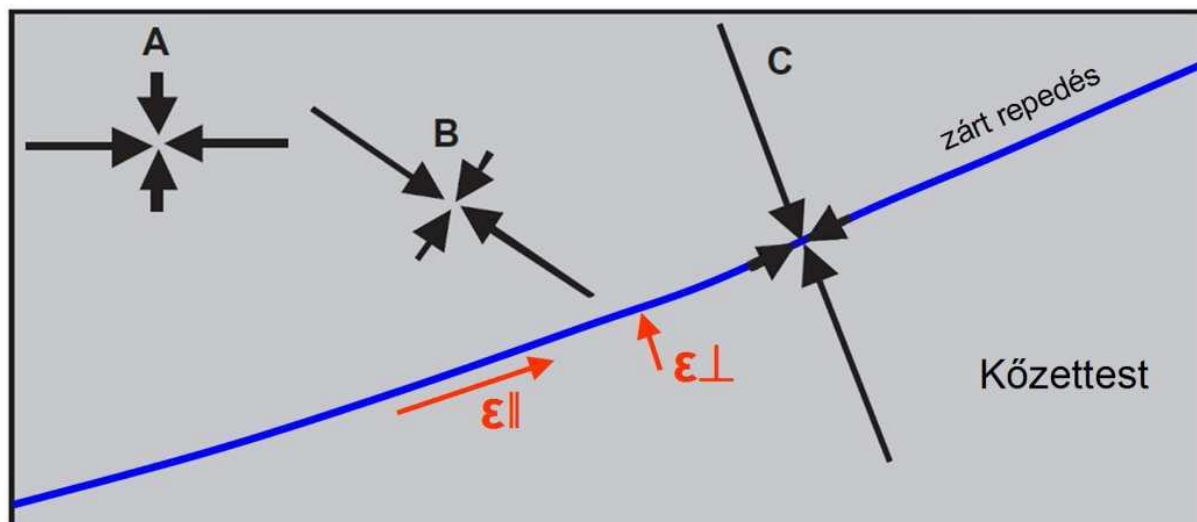
Az ismertett mérésekre alapuló megfigyeléseket, illetve azok értelmezését alátámasztó levezetést közöl a Hudson (2010) (ld.: **7-8. ábra**). Az ábra lokálisan nyitott, megtámasztás nélküli diszkontinuitás (a szöveg szerint egy karsztüreg) környezetében ábrázolja a síkbeli feszültségkomponensek változásait. Jól látható mind az említett „forgási jelenség”, mind pedig a regionális feszültségtérre jellemző abszolút értékek intenzív megváltozása is. A nyitott repedéshez közeledve a legnagyobb feszültségkomponens fokozatosan annak síkjával párhuzamos irányba fordul be. Ennek oka az, hogy a nyitott repedés síkjában az elmozdulás (ϵ_{II}) korlátozott, míg arra merőleges irányban (ϵ_{\perp}) szinte tetszőleges mértékben végbemehet. A megtámasztott, nem nyitott, ám a repedésirányú elmozdulásra hajlamos diszkontinuitások esetében azonban éppen ennek ellentéte játszódik le (ld.: **7-9. ábra**). A diszkontinuitás síkjában végbemenő nagyobb elmozdulások (ϵ_{II}) miatt abban az irányban a feszültség csak korlátozottan tud felépülni, míg a maximális főfeszültség éppen a repedéssíkra merőleges lesz, mert abban az irányban alakulhat ki kisebb elmozdulás (ϵ_{\perp}).

Mivel a feszültségkép és az elmozdulások kapcsolata a fenti levezetés szerint nyilvánvaló, ezért hangsúlyozni kell azt is, hogy a feszültségtér anomális forgási, illetve blokkosodási jelenségei leginkább a nagy szilárdságú, de erőteljesen repedezett, tektonizált, mechanikai szempontból tehát erősen inhomogén képződményekben jellemzők. (Mechanikai inhomogenitást azonban nem csak tektonikai jelenségek eredményezhetnek, hanem akár nagyfokú kőzettani különbségek is.

Ahogy azt a **7-8. ábra** képei minden kétséget kizáróan igazolják, a konkrét in situ feszültségmérések során megismerhető feszültség-tenzor függ a környezetben található diszkontinuitásoktól, tektonikus jelenségektől (és/vagy kőzettani inhomogenitásoktól). A vizsgált fúróluk mechanikai hatásövezetében húzódó egyedi törések éppúgy kihatnak a mérhető feszültség-tenzorra, mint a nagyobb jelentőségű, a telephelyen belül hosszan követhető töréses övek intermedier módosító hatásai. Sőt, mivel a különböző léptékű tektonikai hatások egymásra is szuperponálódhatnak, sajnos számos esetben igen nehéz ezeket szétválasztani és tisztán, önállóan értelmezni



7-8. ábra. Feszültségátrendeződés nyitott repedés esetén



7-9. ábra. Feszültségátrendeződés zárt repedés esetén

7.5 Irodalom

- Anderson E.M. 1951: *The dynamics of faulting and dyke formation with applications to Britain*. Oliver and Boyd, Edinburgh
- Hoek E.; Brown E.T. 1980: *Underground Excavation in Rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London, UK.
- Sheorey P.R. 1994: A theory for in situ stresses in isotropic and transversely isotropic rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* **31**(1): 23-34.
- Sheorey P.R.; Murali Mohan G.; Sinha A. 2001: Influence of elastic constants on the horizontal in situ stress. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, **38**: 1211-1216.
- Terzaghi K.; Richart F.E. 1952: Stresses in rock about cavities. *Geotechnique* **3**: 57-90.
- Zang A.; Stephansson O. 2010. *Stress field of the Earth's crust*. Springer, Dordrecht, 322 p.
- Zhang L. 2005: *Engineering properties of rocks*. Elsevier Geo-Engineering Book Series – Vol. 4. p. 290.
- Zoback M.D. 2007: *Reservoir Geomechanics*. Cambridge University Press, New York, 505 p.

Függelék: Adatgyűjtés

A terepi vizsgálatoknál történő adatgyűjtésre, továbbá az adatok kezelésére először 1964-ben Coates tett javaslatot, melyet fokozatosan pontosítottak. 1981-ben az addig összegyűlt tapasztalatok alapján a Nemzetközi Kőzetmechanikai Társaság (International Society for Rock Mechanics - ISRM) az adatok gyűjtésére és dokumentálására ajánlást állított össze, melyet az **F-1.** és **F-2. táblázatok** tartalmaznak. A táblázatok célja az adatgyűjtés megkönnyítése és a későbbi felhasználhatóság segítése. Ezek a táblázatok mindegyik bemutatott módszernél felhasználhatók, mivel a bemenő adatok azokból megállapíthatók. Megjegyezzük, hogy mindegyik osztályozási módszer javaslatot tesz az adatgyűjtésre is, melyek az adott osztályozási módszerhez készültek. Az ISRM előbb 1978-ban, majd 1981-ben egységesítette a tagoltság és a szilárdságméréseket is, hogy a szubjektív tényezőt minél inkább kiiktathassa.

Az adatok esetleges ellenőrzése érdekében ajánlatos a vizsgált felszínről fényképet is készíteni. A dokumentációhoz minden esetben vázlatrajz is csatolandó. Ezt figyelembe véve készültek el a Bábaapáti alagútúrás adatlapjai, melyeket az **F-3.** és **F-4 táblázatokban** mutatunk be.

A fúrómagok vizsgálatához használatos adatfelvételi lapokat az **F-5.** és **F-6 táblázatok** tartalmazzák.



F-1. táblázat. Adatgyűjtési táblázat (ISRM 1981 alapján)

Projekt neve: Helyszín: Készítette: Dátum	SZERKEZETI <i>RÉGIÓ</i>	KŐZET TÍPUSA ÉS EREDETE			
RQD TÉNYEZŐ FŰRÓMAGBÓL		TAGOLTSÁG ÁLLAPOTA			
Nagyon jó: 90 – 100 %		Üde			
Jó: 75 – 90 %		Kis mértékben mállott			
Közepes 50 – 75 %		Közepesen mállott			
Gyenge 25 – 50 %		Nagyon mállott			
Nagyon gyenge < 25 %		Teljesen mállott			
		Talaj jellegű.....			
TALAJVÍZ		ÉP KŐZET SZILÁRDSÁGA			
Vízbefolyás 10 m hosszú			Egyirányú nyomó- szilárdság, MPa	Pont-terheléses szilárdság, MPa	
alagút esetén l/perc		Nagyon nagy	> 250	> 10	
VAGY		Nagy	100 - 250	4 – 10	
Víznyomás kPa		Közepes	50 - 100	2 – 4	
VAGY		Elégséges	25 - 50	1 – 2	
ÁLTALÁNOS ÁLLAPOT (teljesen száraz, csepegős, nedves, vízbefolyás, stb.):		Kicsi	5 – 25	< 1	
		Nagyon kicsi	1 – 5		
		<i>Mért érték:</i>			
A TAGOLTSÁGOK TÁVOLSÁGAI					
		1. csoport	2. csoport	3. csoport	4. csoport
Nagyon távoli > 2 m	
Távoli 0,6 – 2 m	
Közepesen 20 – 60 cm	
Közeli 6 – 20 cm	
Nagyon közeli < 6 cm	
<i>Megjegyzés: Ezen értékeket a helyszínen állapítjuk meg, nem a fűrómagból!</i>					
DŐLÉSIRÁNY ÉS DŐLÉSSZÖG					
	átlag	-tól	-ig	Átlag	-tól -ig
1. csoport Dőlésirány	Dőlésszög:
2. csoport Dőlésirány	Dőlésszög:
3. csoport Dőlésirány	Dőlésszög:
4. csoport Dőlésirány	Dőlésszög:
<i>Megjegyzés: Irányok a mágneses északtól értendők!</i>					

F-2. táblázat. Adatgyűjtési táblázat (ISRM 1981 alapján)

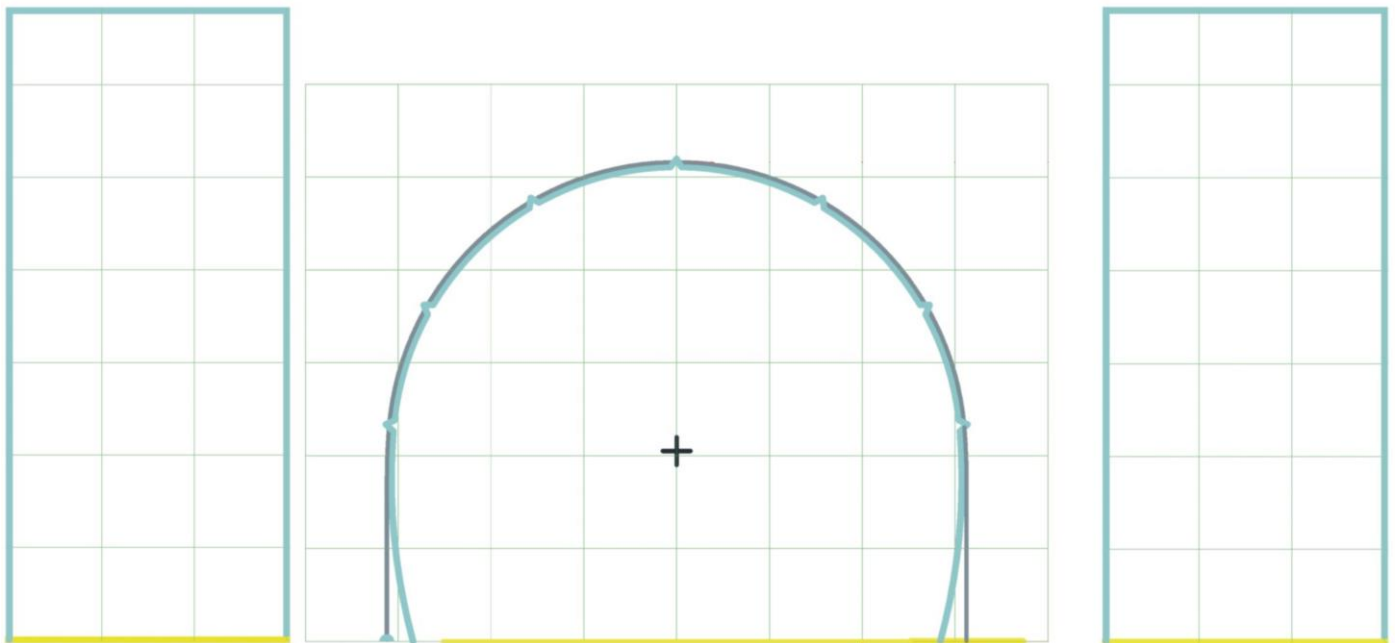
A TAGOLTSÁG ÁLLAPOTA					
FOLYTONOSSÁGA:		1. csoport	2. csoport	3. csoport	4. csoport
Nagyon közeli	< 1 m
Közeli	1 – 3 m
Közepes	3 – 10 m
Messzi	10 – 20 m
Nagyon messzi	> 20 m
ELVÁLTSÁGA:					
Zárt	< 0,1 mm
Közeli	0,1 – 0,5 mm
Kissé nyitott	0,5 – 2,5 mm
Nyitott	2,5 – 10 mm
Szélesen megnyílt	> 10 mm
FELÜLETI ÉRDESSÉGE:					
Nagyon érdes	
Érdes	
Kissé érdes	
Sima	
Csúszós	
KITÖLTÖTTSEGE:					
Típusa	
Vastagsága	
Egyirányú nyomószilárdság, MPa	
Megjegyzés:	
FŐBB TÖRÉSEK ÉS GYŰRŐDÉSEK					
A főbb törések és gyűrődések leírása, azok elhelyezkedésével, irányával és jellemzőikkel.					
ÁLTALÁNOS MEGJEGYZÉSEK ÉS TOVÁBBI ADATOK					

Függelék

F-3. táblázat. Vájvég dokumentációja a bátaapáti feltáró alagútnál

VÁJVÉG GEOTECHNIKAI DOKUMENTÁCIÓJA		K/Ny lejtősakna (21 m²)
Dátum, idő:	Dokumentálta:	Jóváhagyta:
Fogás sorszáma:	Vájvég pozíciója:	Fénykép azonosítója:
Felszíntől számított mélység (m):	Az ép kőzet szilárdsági intervalluma:	A kőzet mállottsági osztálya:
A kőzet(ek) megnevezése, leírása:	Vízbeáramlási viszonyok (l/perc):	Megjegyzés:

Repedés-csoport	Típus	Dőlés-irány	Dőlés-szög	Repedések közti távolság (m)		Síktól való eltérés (planaritás)		Felületi érdesség	Megnyíltság (mm)	Kitöltőanyag	Kitöltőanyag vastagsága (mm)	Felületi mállottság
				Min.	Max.	Max. merőleges távolság (cm)	Hossz (m)					



F-4 táblázat: Vájvég kőzetosztályba sorolásának adatlapja a bátaapáti alagútépítésnél

$RQD = 115 - 3,3 J_v$	véletlenszerű repedések száma (N_r):
$J_v = \sum \frac{1}{S_i} + \frac{N_r}{5} =$	
RQD =	

*Tagoltsági állapot meghatározása (RMR értékhez)

érdesség	nyitottság	folytonosság	Mállottság
Állapot értéke:			

RMR érték		Q-tényező	
	Érték		Érték
Nyomószilárdság		RQD	
RQD		J_n	
Távolság		J_r	
Állapot*		J_a	
Vízbeáramlás		J_w	
Orientáció		SRF	
$RMR = \sigma_c + RQD + \text{távolság} +$ $\quad + \text{állapot} + \text{víz} + \text{irányítottság.}$		$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF}$	
RMR =		Q =	
Osztály:		Osztály:	
Alkalmazott biztosítás/megjegyzés:			

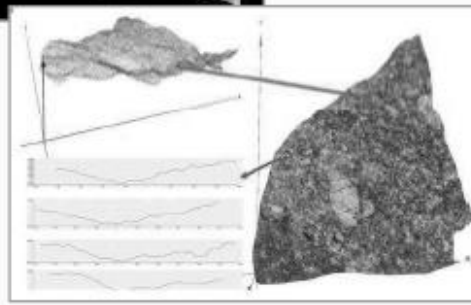
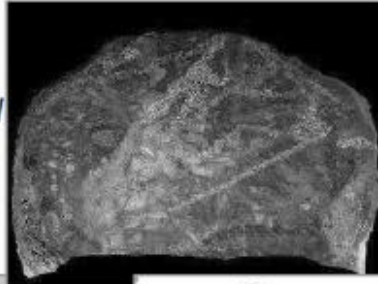
F-5 táblázat: Adatlap a fűrőmag tagoltságának vizsgálatához

Fűrőlyuk jele:		EOV X:	EOV Y:	Z (mBf):										
Sor-szám	Szakasz kezdete (fm)	Szakasz vége (fm)	Szakasz hossza (m)	Fragmentumok származási helye (fm)		Fragmentumok hossza (cm)		Átmérő (mm)	Láda szám	Deere-módszer		Hansági-módszer		
								(mm)		Lp (m)	RQD (%)	Cp (-)	Cm (-)	C (-)
1														
2														
3														
4														
5														
6														
7														
8														
9														
10														

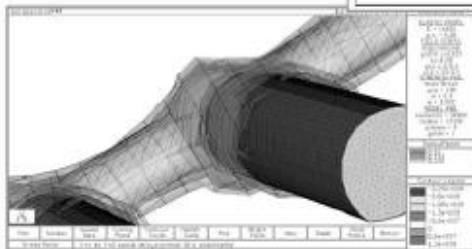
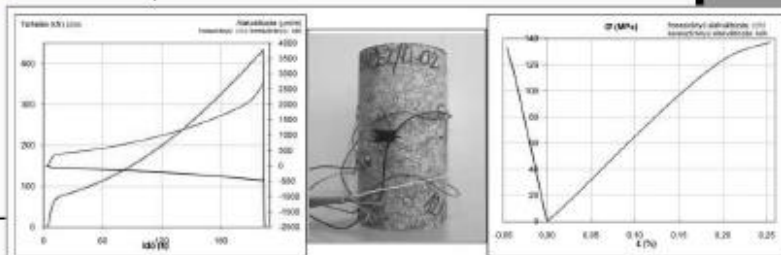
KÖMÉRŐ Kft.

7633, Pécs, Esztergár Lajos u. 19.

✓ Geotechnikai állapotfelmérés és minősítés / *Geotechnical assessment and classification*



✓ In situ geotechnikai és kőzetmechanikai mérések, monitoring / *In situ measurements and monitoring*



✓ Standard és speciális kőzetmechanikai laboratóriumi mérések / *Rock mechanical laboratory services*

✓ Tervezés és szakvéleményezés / *Consulting & Engineering*



Tudomány alapú megoldások gyakorlati problémákra.

Science-based solutions for practical problems.

www.komero.hu / komero@komero.hu

Geotechnika és kőzetmechanika
Geotechnics & rock mechanics

-