

אוניברסיטת בן גוריון בנגב
הפקולטה למדעי הטבע
המחלקה למדעי הגיאולוגיה והסביבה

**יציבות חללים תת-קרקעיים בעלי מפתח רחב
במיוחד בסלע משוכב וסדוק
מקרה חקר: מערת צידקיהו, ירושלים**

חיבור לשם קבלת תואר מוסמך בפקולטה למדעי הטבע

המגישה: קרולה אימרמכר
המנחה: פרופ' יוסף חודרה חצור

20 בפברואר 2005

י"א באדר א' תשס"ה

Ben Gurion University of the Negev
Faculty of Natural Sciences
Department of Geological and Environmental Sciences

Stability of High Span Openings in Discontinuous Rock

Case History: Zedekiah's Cave - Jerusalem

Thesis Submitted for M.Sc.Degree in the Faculty of
Natural Sciences

Student: Carola Eimermacher
Supervisor: Prof. Yossef Hodara Hatzor

20th of February 2005

נושא החיבור :

יציבות חללים תת-קרקעיים בעלי מפתח רחב במיוחד בסלע משוכב וסדוק
מקרה חקר : מערת צידקיהו, ירושלים.

חיבור לשם קבלת תואר מוסמך בפקולטה למדעי הטבע

מאת קרולה אימרמכר

המנחה : פרופ' יוסף חודרה חצור

המחלקה למדעי הגיאולוגיה והסביבה

הפקולטה למדעי הטבע

אוניברסיטת בן-גוריון

חתימת המחבר : _____ תאריך : _____

אישור המנחה : _____ תאריך : _____

אישור יו"ר הועדה המחלקתית : _____ תאריך : _____

Subject of Research:

Stability of High Span Openings in Discontinuous Rock
Case History: Zedekiah's Cave - Jerusalem

Thesis Submitted for M.Sc.Degree in the Faculty of Natural Sciences

By Carola Eimermacher

Supervisor: Prof. Y.H.Hatzor

The Department of Geological and Environmental Sciences

Ben-Gurion University of the Negev

Student's signature _____ Date _____

Supervisor's signature _____ Date _____

Chairman's signature _____ Date _____

תקציר

המחקר הנוכחי עוסק בניתוח יציבות התקרה במערת צידקיהו המהווה מקרה-חקר ייחודי להתנהגותו של סלע משוכב, סדוק ובלתי-תמוך בחללים תת-קרקעיים רחבים במיוחד. כמו כן בוחן המחקר את שיטות הקלסיפיקציה לסיווג איכות מסת הסלע Q ו-RMR. מערת צידקיהו נמצאת בסמוך לשער שכס בעיר ירושלים והיא חצובה בפרט מלכה, גיר בענה, טורון. גיל המחצבה כ-2000 שנה, אורכה כ-250 מ' ורוחבה המירבי הבלתי-תמוך מעל 30 מ'.

הסלע חלש יחסית וחצוי על ידי ארבע מערכות אי-רציפות שיוצרות בלוקים קריטיים, בתקרה ובקירות, העלולים ליפול או להחליק על גבי המישורים הנטויים אל החלל. סבירות הכשל אינה גדולה עקב החיכוך המוגבר הפועל על הבלוקים הלכודים בין שני סדקים מקבילים של מערכת הסידוק הניצבת לציר המנהרה. שטח הכשל הפוטנציאלי שחושב בעזרת Block Theory (Goodman & Shi, 1985) נע בין 0.3% ל-4.8%.

על פי השיטות האמפיריות RMR ו-Q הסלע דורג כבינוני עד טוב ועבור המפתח הקיים צפוי היה כשל מיידי – זאת בניגוד לעובדות בשטח. גם לפי המודל של קורה אלסטית רציפה (Obert & Duvall, 1967) הגג צפוי היה להכנע תחת מאמצי המתחה הגוברים על חוזק הסלע. שלוש השיטות אינן מתייחסות לתופעת ההתקשות (arching) המייצבת את המבנה, כפי שעולה מניתוח יציבות בעזרת מודל Voussoir (Beer & Meek, 1982) ו-DDA (Shi, 1988).

ניתוח ה-DDA בוצע עבור הפעלת עומס גרביטציוני בשני מימדים. בכדי לפצות על המימד השלישי נבדקו שני מצבי סידוק שונים: סידוק אנכי וסידוק אלכסוני. במצב של סידוק אנכי מתפתחת קשת מאמצים אפקטיבית מעל התקרה המייצבת את המבנה לאחר שקיעה של מספר סנטימטרים בודדים בלבד. עבור סידוק אלכסוני לעומת זאת מתקבלות שקיעה של כחצי מטר עבור פרק הזמן שנחקר (כחמש שניות) ונפילת בלוקים בדפנות החלל. מתוצאות הניתוח הנומרי בשיטת DDA עולה כי ככלל גיאומטריית תקרה הבנויה שכבות אופקיות וסדקים אנכיים יציבה יותר מגיאומטריה של תקרה הבנויה שכבות אופקיות וסדקים אלכסוניים.

Abstract :

Stability of High Span Openings in Discontinuous Rock

Case History - Zedekiah's Cave, Jerusalem

This research analyzes roof stability in Zedekiah's Cave, Jerusalem, which provides a unique case for studying the behavior of layered discontinuous and unsupported rock in high span underground openings. Besides, the research examines some frequently used rock mass classification methods (Q and RMR).

Zedekiah's Cave is located near Damascus Gate in the Old City of Jerusalem and is quarried in Bina Limestone of Turonian age. The quarry's approximate age is 2000 years, its length 250 m, and its maximum unsupported span exceeds 30 m.

The rock is relatively weak and is cut by four discontinuity sets which create critical blocks in the roof and in the walls that are likely to fall or slide along inclined joint planes into the space of the excavation..

Block failure probability is low because of high frictional resistance that acts on the blocks. The probable failure area in the roof and side walls, calculated using Block Theory (Goodman & Shi, 1985) varies between 0.3% and 4.8%.

According to the empirical classification methods Q and RMR the rock is classified as medium-good. In contradiction to the facts in the field - immediate failure is expected for the existing span. Also according to the model of a continuous elastic beam (Obert & Duvall, 1967) the roof is expected to fail under the tensile stresses which overcome the rock strength. These methods do not consider the effect of arching which stabilizes the structure, as demonstrated by the application of the discontinuous Voussoir model (Beer & Meek, 1982) and Discontinuous Deformation Analysis (DDA) (Shi, 1988).

DDA was executed for gravitational load in two dimensions. In order to compensate for the third dimension two different joint settings were examined: vertical and diagonal joints. For vertical joints effective arching is created above the roof which stabilizes the structure after deflection of a few centimeters only. On the other hand, for diagonal joints a deflection of nearly half a meter is observed, together with rock falls in the roof and side walls.

נושא המחקר: יציבות חללים תת-קרקעיים בעלי מפתח רחב במיוחד בסלע משוכב וסדוק.
מקרה חקר: מערת צידקיהו, בירושלים.
המחבר: קרולה איימרמכר
עבודה זו הנה עבודת גמר לתואר מוסמך, אוניברסיטת בן-גוריון בנגב, 2003/2004.

תקציר

המחקר הנוכחי עוסק בניתוח יציבות התקרה במערת צידקיהו המהווה מקרה-חקר ייחודי להתנהגותו של סלע משוכב, סדוק ובלתי-תמוך בחללים תת-קרקעיים רחבים במיוחד. כמו כן בוחן המחקר את שיטות הקלסיפיקציה לסיווג איכות מסת הסלע Q ו-RMR. מערת צידקיהו נמצאת בסמוך לשער שכם בעיר ירושלים והיא חצובה בפרט מלכה, גיר בענה, טורון. גיל המחצבה כ-2000 שנה, אורכה כ-250 מ' ורוחבה המירבי הבלתי-תמוך מעל 30 מ'. הסלע חלש יחסית וחצוי על ידי ארבע מערכות אי-רציפות שיוצרות בלוקים קריטיים, בתקרה ובקירות, העלולים ליפול או להחליק על גבי המישורים הנטויים אל החלל. סבירות הכשל אינה גדולה עקב החיכוך המוגבר הפועל על הבלוקים הלכודים בין שני סדקים מקבילים של מערכת הסידוק הניצבת לציר המנהרה. שטח הכשל הפוטנציאלי שחושב בעזרת Block Theory (Goodman & Shi, 1985) נע בין 0.3% ל-4.8%. על פי השיטות האמפיריות RMR ו-Q הסלע דורג כבינוני עד טוב ועבור המפתח הקיים צפוי היה כשל מיידי – זאת בניגוד לעובדות בשטח. גם לפי המודל של קורה אלסטית רציפה (Obert & Duvall, 1967) הגג צפוי היה להכנע תחת מאמצי המתיחה הגוברים על חוזק הסלע. שלוש השיטות אינן מתייחסות לתופעת ההתקשות (arching) המייצבת את המבנה, כפי שעולה מניתוח יציבות בעזרת מודל Voussoir (Beer & Meek, 1982) ו-DDA (Shi, 1988). ניתוח ה-DDA בוצע עבור הפעלת עומס גרביטציוני בשני מימדים. בכדי לפצות על המימד השלישי נבדקו שני מצבי סידוק שונים: סידוק אנכי וסידוק אלכסוני. במצב של סידוק אנכי מתפתחת קשת מאמצים אפקטיבית מעל התקרה המייצבת את המבנה לאחר שקיעה של מספר סנטימטרים בודדים בלבד. עבור סידוק אלכסוני לעומת זאת מתקבלות שקיעה של כחצי מטר עבור פרק הזמן שנחקר (כחמש שניות) ונפילת בלוקים בדפנות החלל. מתוצאות הניתוח הנומרי בשיטת DDA עולה כי ככלל גיאומטריית תקרה הבנויה שכבות אופקיות וסדקים אנכיים יציבה יותר מגיאומטריה של תקרה הבנויה שכבות אופקיות וסדקים אלכסוניים.

הבעת תודה

ברצוני להודות לפרופ' יוסי חצור על הנחיית העבודה בצורה מקצועית, על הסבלנות הרבה והתייחסותו האישית לכל תלמידיו ועל כל הקורסים שלימד אותי!

תודה גם למיכאל צסרסקי על נכונותו לעזור בכל הנדרש, לדירו (דויד קוסשווילי) וד"ר ויאצ'סלב פלצ'יק על הנחיית עבודת המעבדה ולכל תלמידי הקורס "חללים תת-קרקעיים" על עזרתם הרבה באיסוף הנתונים בשטח.

עבודה זו מומנה על ידי "הקרן לשיקום מחצבות", משרד התשתיות הלאומיות. תודה לקרן ולד"ר י. מימרן – יו"ר הקרן על הסיוע במימון המחקר.

ניהול המחקר בוצע על ידי חברת "תיק פרוייקטים". תודה למר טמקין על הסיוע בכל האספקטים הניהוליים הקשורים בביצוע המחקר.

ולבסוף המחקר בוצע עבור "החברה לפיתוח מזרח ירושלים". תודה לגב' מלכה על העזרה הרבה בתיאומים הקשורים לביצוע העבודה בשטח. לכולם – תודה.

תוכן העניינים

i		תקציר	
ii		הבעת תודה	
iii		תוכן עניינים	
v		רשימת תרשימים	
vii		רשימת טבלאות	
1		רקע	1
1.1		נושא המחקר	1.1
1.2		מטרת מחקר	1.2
1.3		יעדי המחקר	1.3
1.4		רקע מדעי	1.4
1.5		אזור המחקר	1.5
1.6		מערת צידקיהו	1.6
2		מבנה גיאולוגי	2
2.1		ליתולוגיה	2.1
2.2		מערכות מישורי אי-רציפות	2.2
2.2.1		מדידת כיווני הסידוק	2.2.1
2.2.2		השלכה סטריאוגרפית של מישורי הסידוק	2.2.2
2.2.3		הגדרת הנטייה הממוצעת של מערכות הסידוק	2.2.3
2.2.4		מרווחים וצפיפויות של מערכות הסידוק	2.2.4
3		התנהגות מכנית של הסלע	3
3.1		תכונות אינדקס וחוזק הסלע	3.1
3.1.1		הערכת חוזק הסלע in situ	3.1.1
3.1.2		חוזק הסלע הרציף	3.1.2
3.2		חוזק הגזירה של מישורי אי-הרציפות	3.2
3.2.1		קביעת זווית החיכוך	3.2.1
3.2.2		חוזק הגזירה	3.2.2
3.3		מסקנות	3.3
4		סיווג אמפירי של איכות מסת הסלע	4
4.2		שיטת RMR	4.2
4.3		שיטת Q	4.3
4.4		GSI	4.4
4.5		מסקנות	4.5
5		ניתוח יציבות	5
5.1		ניתוח מאמץ בסלע רציף	5.1
5.2		ניתוח מאמץ בסלע סדוק (Voussoir)	5.2

36	תיאוריית בלוקים	5.3
36	הגדרת בלוקים ברי תזוזה	5.3.1
46	כוחות וסגנונות כשל	5.3.2
48	סבירות כשל הבלוק	5.3.3
49	פריסת מערכות הסידוק – unrolling	5.3.4
53	DDA	5.4
53	מבוא	5.4.1
54	הבסיס המתמטי של DDA	5.4.2
55	ניתוח יציבות במערת צידקיהו בעזרת DDA	5.4.3
61	מסקנות	5.5
63	מסקנות וסיכום	6
I.....	מקורות	
V.....	Table of Contents	
VII	Abstract	

רשימת תרשימים

3	השלכה של מערת צידקיהו על פני השטח	1.1
3	מפה טופוגרפית של מערת צידקיהו	1.2
4	מישורי שיכוב בנטיה קלה, מחוץ למערה	2.1
4	סדקים אלכסוניים החוצים את הסלע, מחוץ למערה	2.2
5	סדקים אנכיים – מחוץ למערה	2.3
7	השלכה סטריאוגרפית קוטבית, חצי כדור תחתון	2.4
9	מכבש ידני לקביעת תכונות אינדקס	3.1
9	מכבש הידראולי לבדיקת לחיצה חד-צירית	3.2
11	השפעת הנקבוביות על היחס σ_c/I_d	3.3
12	בדיקת לחיצה חד-צירית במדגם U1	3.4
12	בדיקת לחיצה חד-צירית במדגם U2	3.5
13	מודול אלסטיות עבור לחיצה במקביל לשיכוב	3.6
13	מודול אלסטיות עבור לחיצה בניצב לשיכוב	3.7
14	יחס פואסון עבור לחיצה במקביל לשיכוב	3.8
14	יחס פואסון עבור לחיצה בניצב לשיכוב	3.9
16	פרופילים שנאספו בשטח בעזרת פרופילומטר	3.10
17	פרופילים סטנדרטיים של Barton & Choubey, 1977	3.11
18	חלוקת הפרופיל לקטעים שווים	3.12
18	זווית חיכוך (secant) כנגד מרחק בסיס	3.13
18	זווית חיכוך מתוך עקומת ΔV כנגד מרחק בסיס ΔU	3.14
22	מפתח מירבי כנגד זמן עמידה עבור כל קבוצת איכות	4.1
27	התימוך הנדרש בהתאם לאיכות מסת הסלע, גודל המפתח ו-ESR	4.2
30	התנהגות התקרה המיידית כקורה אלסטית רציפה הקבועה בשני קצותיה	5.1
	דיאגרמת כוחות ומומנטים עבור קורה מועמסת בכוח מפולג בצורה אחידה עם קצוות מקובעים	5.2
30		
31	לחיצה ומתיחה בחתך הקורה	5.3
33	תרשים כוחות – מודל Voussoir	5.4
36	חלוקת הבלוקים האפשריים לפי יציבות (Block Theory)	5.5
37	השימוש ב-JP ו-BP	5.6
38	בלוקים בעלי שתי פאות מקבילות	5.7
38	השלכה סטריאוגרפית לניתוח הזזה בתקרה	5.8
39	השלכה סטריאוגרפית לניתוח הזזה בקיר הצפון-מזרחי	5.9
39	השלכה סטריאוגרפית לניתוח הזזה בפינה הצפון-מזרחית	5.10
40	השלכה סטריאוגרפית לניתוח הזזה בקיר הדרום-מערבי	5.11
40	השלכה סטריאוגרפית לניתוח הזזה בפינה הדרום-מערבית	5.12

42	בלוקים ברי תזוזה במערת צידקיהו במרחב הדו-מימדי המופשט	5.13
43	הגיאומטריה של ה-keyblock בתקרה	5.14
43	ה-keyblock בתקרה במרחב המנהרה	5.15
44	הגיאומטריה של ה-keyblock בקיר הצפון-מזרחי	5.16
44	ה-keyblock בקיר הצפון-מזרחי במרחב המנהרה	5.17
45	הגיאומטריה של ה-keyblock בתקרה ובקיר הדרום-מערבי	5.18
45	ה-keyblock בתקרה ובקיר הדרום-מערבי במרחב המנהרה	5.19
46	השלכה סטריאוגרפית UH המראה את סגנונות הכשל	5.20
47	תמונת Pier-Londe עבור כשל בתקרה	5.21
47	תמונת Pier-Londe עבור כשל בקיר הצפון-מזרחי	5.22
48	תמונת Pier Londe עבור כשל בקיר הדרום-מערבי	5.23
50	המנהרה הפרוסה ונציגים של ארבע מערכות הסידוק	5.24
50	המנהרה הפרוסה עם כל הסדקים הנראים על פני השטח	5.25
50	המנהרה התלת-מימדית עם כל הסדקים הנראים על פני השטח	5.26
51	מפה של האזור בתקרה המסוגל להניב בלוקים ברי-תזוזה	5.27
51	תרשים 5.27 לאחר סילוק ענפים עקרים עבור התקרה	5.28
51	מפה של האזור בקיר הצפון-מזרחי המסוגל להניב בלוקים ברי-תזוזה	5.29
51	תרשים 5.29 לאחר סילוק ענפים עקרים עבור הקיר הצפון-מזרחי	5.30
52	מפה של האזור בקיר הדרום-מערבי המסוגל להניב בלוקים ברי-תזוזה	5.31
52	תרשים 5.31 לאחר סילוק ענפים עקרים עבור הקיר הדרום-מערבי	5.32
52	שטח הכשל הפוטנציאלי בתקרה	5.33
52	שטח הכשל הפוטנציאלי בקיר הצפון-מזרחי	5.34
52	שטח הכשל הפוטנציאלי בקיר הדרום-מערבי ובתקרה	5.35
55	מיקום החתכים במערה	5.36
56	נקודות המדידה בחתך	5.37
56	חתך של האולם המרכזי עם סידוק אלכסוני לאחר הפעלת 1g (DDA)	5.38
57	חתך של האולם המרכזי עם סידוק אנכי לאחר הפעלת 1g	5.39
57	חתך 7 עם האולם המרכזי לאחר הפעלת 1g	5.40
58	חתך 8 עם האולם המרכזי לאחר הפעלת 1g	5.41
58	חתך של אולם הכניסה לאחר הפעלת 1g	5.42
59	שקיעת התקרה באולם המרכזי עם סידוק אלכסוני	5.43
59	שקיעת התקרה באולם המרכזי עם סידוק אנכי	5.44
60	השוואת שקיעת התקרה באולם המרכזי עם סידוק אנכי וסידוק אלכסוני	5.45
61	השוואת המאמצים האופקיים שמתפתחים באזור ההתקשות מעל התקרה	5.46

רשימת טבלאות

2.1	ריכוז מדידות דיפ לפי מערכות ולפי שיטות המדידה השונות	6
2.2	נטייה ממוצעת של מערכות הסידוק	8
2.3	ריכוז נתוני מערכות הסידוק	8
2.4	ריכוז נתוני קוי סריקה (scanline)	8
3.1	תוצאות בדיקת Point Load	10
3.2	תוצאות בדיקת Brazilian	10
3.3	תוצאות הבדיקה החד-צירית	11
4.1	פרמטרים לסיווג איכות מסת הסלע לפי שיטת RMR	21
4.2	דירוג מסת הסלע במערת צידקיהו לפי שיטת RMR	23
4.3	פרמטרים לסיווג איכות מסת הסלע בשיטת Q	24
4.4	דירוג מסת הסלע במערת צידקיהו על פי שיטת Q	27
4.5	פרמטרים לסיווג איכות מסת הסלע לפי שיטת GSI	28
5.1	תהליך החישוב לפי Obert&Duvall, 1967	31
5.2	חישוב שקיעה, מאמץ גזירה ומאמץ נורמלי	32
5.3	איתרציות להערכת המאמץ המרבי (מודל Voussoir)	35
5.5	יציבות בלוקים לפי מיקום מניתוח השלכה סטריאוגרפית	41

1 רקע**1.1 נושא המחקר**

יציבות חללים תת-קרקעיים בעלי מפתח רחב במיוחד בסלע משוכב וסדוק. מקרה חקר : מערת צידקיהו, בירושלים.

1.2 מטרת מחקר

- ניתוח יציבות החלל התת-קרקעי במערת צידקיהו
- קביעת זמן העמידה והמפתח המירבי היציב בסלע ללא תימוך
- בדיקת אמינות שיטות הסיווג הקיימות

1.3 יעדי המחקר

- עבודת שדה
 - אפיון מערכות הסידוק (כיוונים, צפיפות, אופי)
 - דיגום גלעינים לבדיקות מכניות
- הגדרת התכונות המכניות של הסלע
 - קביעת חוזק לחיצה חד-צירית בניצב ובמקביל לשיכוב
 - קביעת קבועים אלסטיים (מודול האלסטיות ויחס פואסון)
 - הערכת חוזק הגזירה של מישורי אי-רציפות באמצעות קריטריונים אמפיריים
- ניתוח גיאו-הנדסי
 - סיווג איכות מסת הסלע לפי שיטות אמפיריות (RMR, Q)
 - חישוב יציבות התקרה כנגד כפיפה בשיטות אלסטיות
 - חישוב דפורמציה בגג לאורך מישורי סידוק בשיטות נומריות (DDA)
 - הערכת הבלוקים הקריטיים סביב החלל בשיטת Block Theory

1.4 רקע מדעי

נעשתה עבודה רבה בתחום מכניקת סלע בפיתוח שיטות אנליטיות לחישוב יציבות חללים תת-קרקעיים ובפיתוח שיטות אמפיריות לסיווג איכות מסת סלע. המחקר הגיאו-הנדסי, בכל הנוגע להערכת איכות הסלע, המפתח המירבי הבלתי-תמוך וזמן העמידה של חלל תת-קרקעי ללא תימוך מתבסס כיום במידה רבה על הנסיון של Barton et al., 1974 ו-Bieniawski, 1973. המפתח הרחב בסלע גיר סדוק במערת צידקיהו עם זמן עמידה של אלפי שנים נמצא מחוץ לתחום היציב שהוגדר על פי שיטות הסיווג הקיימות ודורש חקירה מחודשת של הנושא והתאמת השיטות לתנאים

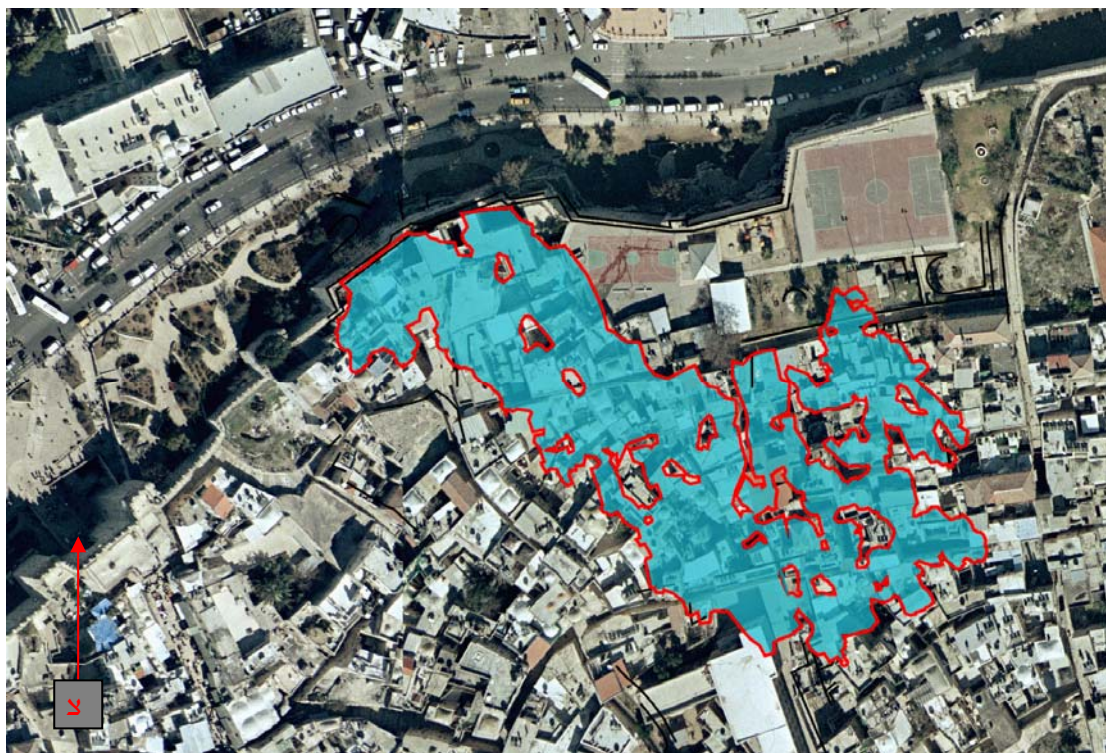
הקיימים בישראל ובמזרח התיכון. קיימות שיטות שונות לחישוב המאמצים המתפתחים סביב החלל – החל במודלים של קורה אלסטית רציפה (Obert & Duvall, 1967) ומודלים בסיסיים של סלע בלתי-רציף כגון מודל ה-Voussoir (Evans, 1941, Beer & Meek 1982) וכלה במודלים נומריים מתקדמים וביניהם DDA (Shi, 1993) ו-FLAC (Itasca, 1995). כלי חשוב ביותר לקביעת הבלוקים ברי-התזוזה בסלע סדוק הינו תיאוריית Block Theory שפותחה על ידי Goodman & Shi, 1985. מחקרים נוספים על יציבות חללים תת-קרקעיים באזור נעשו במנהרת גילה (גביש, 1997), במערת הפעמון בבית גוברין (Hatzor et al., 2002, צרסקי, 1999) ובתל באר-שבע (Hatzor and Benary, 1998, בנארי, 1996).

1.5 אזור המחקר

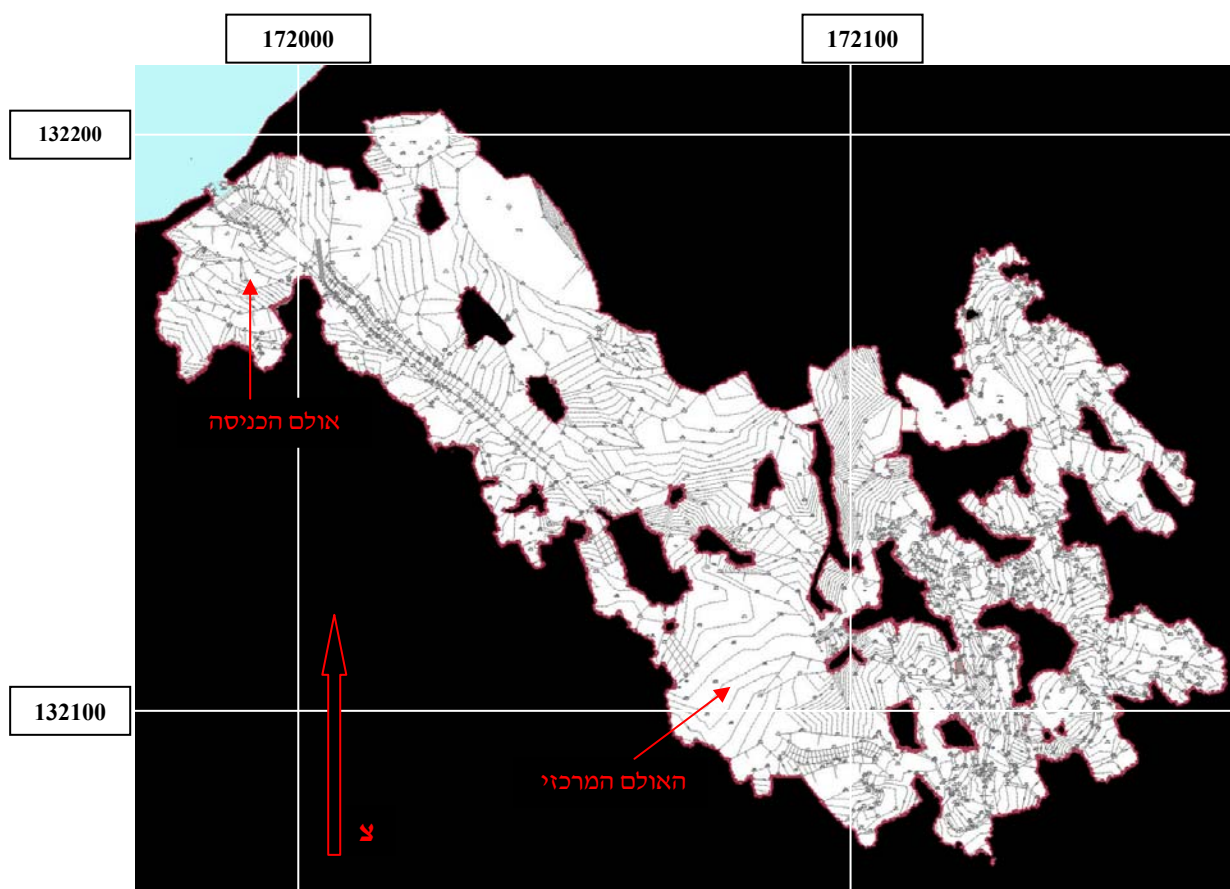
אזור המחקר נמצא בעיר ירושלים ושייך מבחינה גיאולוגית להרי יהודה. הסלעים הבונים את הרי יהודה שייכים לחבורת יהודה – רובם סלעי משקע ימיים, גיר, דולומיט וקירטון מגיל קרטיקון תחתון עד קרטיקון עליון ופליאוקן. רכס הרי יהודה מחולק לשלוש יחידות: הרי חברון בדרום, הרי ירושלים במרכז והרי רמאללה בצפון. הרי ירושלים מהווים את היחידה הנמוכה מתוך שלוש היחידות ורוב פסגותיה מתנשאות לגובה של כ-800 מ'. במזרחו המבנה מופרד מהבקע על ידי סדרת העתקי מדרגות ואינו נחצה על ידי העתקים רגיונליים גדולים. אזור ירושלים ממוקם בין קצהו הצפוני של קמר הר חברון לקצה הדרומי של קמר יהודה ונחשפים בו סלעים צעירים יחסית מגיל קרטיקון עליון.

1.6 מערת צידקיהו

מערת צידקיהו ממוקמת מתחת לחומות העיר העתיקה של ירושלים, מזרחית לשער שכם. המערה, מעשה בני-אדם, חצובה בגיר בענה בגג חבורת יהודה (טורון) ונחצב בה חלל עצום שרוחבו המירבי מעל 30 מ' ללא תימוך. היא שימשה מחצבה לאבני בנייה (אבני מלכה) כנראה החל מתקופת בית ראשון, ומהווה חלק מחפיר גדול שתיכנן הורדוס להגנת העיר מצפון, וממנו הסתעפו מחצבות תת-קרקעיות צפונה ודרומה. בתרשימים 1.1 ו-1.2 מוצגים תרשימים ומפות של המערה.



תרשים 1.1: השלכה של מערת צידקיהו על פני השטח. באדיבות חברת תיק פרויקטים.



תרשים 1.2 : מפה טופוגרפית של מערת צידקיהו. באדיבות תיק פרויקטים.

2 מבנה גיאולוגי**2.1 ליתולוגיה**

המסלע במערת צידקיהו משוכב, סדוק ובעל נטיה מתונה לכיוון מזרח. מעבר לנטיה השיכוב לא זוהה בשטח מבנה גיאולוגי אחר כגון קימוט או העתק משמעותי. התצלומים מס' 2.1-2.3 מראים הופעה אופיינית של המסלע במערה ובו שיכוב, סידוק אלכסוני וסידוק אנכי בהתאמה.



תרשים 2.1: מישורי שיכוב בנטיה קלה וסדקים ניצבים לשיכוב, מחוץ למערה



תרשים 2.2: סדקים אלכסוניים החוצים את הסלע, מחוץ למערה



תרשים 2.3: סדקים אנכיים – מחוץ למערה

תצורת בענה מתחלקת למספר פרטים. השכבה העבה והדומיננטית ביותר בנויה מגיר דטריטי ורך של פרט מלכה המאופיין על ידי גבישי קלציט קטנים, רסק ושברי מאובנים, בעיקר של צדפות רודיסטים בעלי שלד קלציטי רב-חללים. מיעוט שלדים ארגוניטיים במשקע הראשוני מנע ליכוד גירי ומילוי החללים בין הגרגרים. לכן הסלע הטרי בתת-הקרקע פריך וקמחי בדומה לקירטון. כאשר הסלע נחשף מתנדפים המים החוצה והגיר המומס במים יוצר קרום קשה על פני השטח (זאב לוי, 2003).

עובי הפרט כ-40 מ' והוא מונח על גבי גיר ודולומיט של פרט מיזי אחמר שעוביו כ-25 מ'. מעל פרט מלכה מונח פרט קשה יותר לסיתות (ששון, 2002) בשם מיזי חילו הבנוי גיר ונארי.

2.2 מערכות מישורי אי-רציפות

במערת צידקיהו נחשפים מספר סוגים שונים של מישורי אי-רציפות:

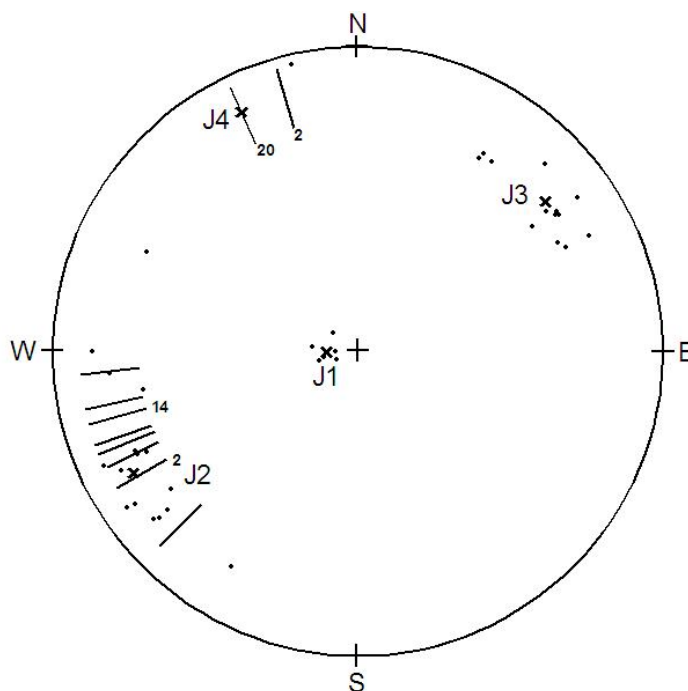
- מישורי שיכוב
- מישורי גזירה
- סדקים.

מישורי השיכוב רציפים, נקיים מחומר מילוי, יבשים, מעט בלויים ונטויים בצורה מתונה מזרחה. מישורי הגזירה מופיעים כ- conjugate set בנטייה ממוצעת של 71/061 ו-67/231 והנם תת-מקבילים לציר המנהרה. המישורים רציפים, נקיים, חסרי בליה ויבשים. מערכת הסידוק ניצבת למישורי הגזירה ונוטה לכיוון דרום-מזרח. גם מישורי הסידוק רציפים, נקיים, יבשים וחסרי בליה.

על סמך המדידות שבוצעו בשטח ועל המפה התקבלו ארבע מערכות אי-רציפות. השיכוב מהווה את המערכת J1 אשר נטויה בנטייה מתונה מאוד לכיוון מזרח. מערכות הסידוק J2 ו-J3 בעלות סטרייק דומה ודיפים מנוגדים – ניתן להגדיר אותן כ-conjugate set. כיוון הסטרייק תת-מקביל לציר המנהרה. מערכת הסידוק J4 ניצבת ל-conjugate set.

2.2.2 השלכה סטריאוגרפית של מישורי הסידוק

השלכה סטריאוגרפית מאפשרת את הצגת המרחב התלת-מימדי במישור דו-מימדי. בהשלכה קוטבית מוצג כל מישור אי-רציפות על ידי הניצב שלו המסומן כנקודה. בהשלכת הנתונים של מערת צידקיהו כל נקודה מייצגת מישור בעל כיוון ודיף ידועים. מדידות סטרייק מוצגות על ידי קוים המראים את טווח הערכים המשוער עבור כמות הדיף. כאשר התקבלו מספר מדידות זהות המספר רשום על יד הקו. הממוצעים של ארבע המערכות מסומנים על ידי X.



תרשים 2.4: השלכה סטריאוגרפית קוטבית, חצי כדור תחתון

2.2.3 הגדרת הנטייה הממוצעת של מערכות הסידוק

ישנן שתי שיטות עיקריות להגדרת הממוצע: חישוב אנליטי והשלכה סטריאוגרפית. Bridges, 1990 מציע קביעה אופטית של השקול בעזרת השלכה הסטריאוגרפית, וגם Priest, 1985 מציע שיטה גרפית להגדרת השקול ולהצגת פיזור הערכים סביבו. שיטה נוספת היא לסכם את רכיבי הוקטורים של אותה מערכת למציאת האורך הסקלרי של השקול ונטייתו. קביעה גרפית באמצעות תוכנת DIPS וחישוב אנליטי בשיטה וקטורית הניבו את התוצאות המוצגות וטבלה 2.2.

טבלה 2.2: נטייה ממוצעת של מערכות הסידוק

מערכת	סוג	נטיה ממוצעת
J1	שיכוב	08/091
J2	מישורי גזירה	71/061
J3	מישורי גזירה	67/231
J4	סידוק	75/155

2.2.4 מרווחים וצפיפויות של מערכות הסידוק

המרחק בין מישורי אי-רציפות סמוכים נקרא מרווח. הדרך המקובלת למדידת המרווח הנה בעזרת קו סריקה (scanline). סרט מדידה מונח בניצב לסטרייק מערכת הסידוק ובניצב למישור וממוצע המרחקים בין שתי נקודות חיתוך נותן ישירות את המרווח הממוצע. במידה וסרט המדידה סוטה מהניצב יש לבצע תיקון לפי Terzaghi, 1965.

התדירות הממוצעת של מערכת סידוק מוגדרת כ- $\lambda = 1/x$ כאשר x הנו המרווח הממוצע. עבור כל מערכת חושב קבוע פישר (Fisher, 1953) המתאר את מידת פיזור הערכים סביב הממוצע. בטבלה 2.3 מרוכזים נתוני מערכות הסידוק, בטבלה 2.4 נתוני קוי הסריקה.

טבלה 2.3: ריכוז נתוני מערכות הסידוק

מערכת	סוג	נטיה ממוצעת	קבוע פישר	מרווח ממוצע (m)	α_{95} (°)
J1	שיכוב	08/091	550.72	0.85	5.98
J2	מישורי גזירה	71/061	29.43	0.79	26.08
J3	מישורי גזירה	67/231	56.51	1.48	18.74
J4	סידוק	75/155	NA ¹	1.39	NA

טבלה 2.4: ריכוז נתוני קוי סריקה (scanline)

מס' קו סריקה	קואורדינטות	מיקום במערה	אורך (m)	תדירות 1 (m ⁻¹)	תדירות 2 (m ⁻¹)	תדירות 3 (m ⁻¹)	תדירות 4 (m ⁻¹)
1	172138/132126	דופן מזרחית	3.60		1.32	0.63	
2	172140/132126	דופן מזרחית	4.10		1.47	0.73	
3	172120/132130	תקרה	13.80		0.87		
4	172145/132125	דופן מערבית	27.90				0.72
5	171985/132190	שער, מחוץ למערה	5.10	1.18			

* בקו סריקה מספר 3 נמדדו סטרייקים ללא אבחנה בין המערכות J2 ו-J3.

קוי הסריקה מס' 3, 4 ו-5 נמתחו בניצב למישורי אי-הרציפות ולכן התקבלה תוצאה מיידיית. עבור קוי הסריקה מס' 1 ו-2 בוצע תיקון Terzaghi.

¹ מכיוון שהתקבלו שתי מדידות בלבד שבהן נמדדו כיוון הדיפ וגם כמות הדיפ לא חושבו קבוע פישר ו- α_{95} עבור J4.

3 התנהגות מכנית של הסלע

3.1 תכונות אינדקס וחוזק הסלע

3.1.1 הערכת חוזק הסלע in situ

חוזק הסלע נבדק in situ בעזרת פטיש שמיט. שיטה זו אינה מדויקת ונותנת ערכי חוזק נמוכים עקב בליית פני השטח, אך לשם הערכה ראשונית היא מספקת. במערת צידקיהו בוצעו כמאה בדיקות בשלושה כיווני הקשה: אופקי, אנכי כלפי מטה, אנכי כלפי מעלה. ממוצע הערכים שהתקבלו לאחר נירמול בהתאם לזווית הבדיקה הנו 10MPa.

3.1.2 חוזק הסלע הרציף

לאחר דיגום גלעינים בשטח המחקר והכנתם במעבדה בוצעו שלוש בדיקות להערכת חוזק הסלע:

- Point Load
- Brazilian
- בדיקה חד-צירית

הגלעינים הוכנו בהתאם לסטנדרטים המחמירים ביותר של תקנים בינלאומיים (ISRM, ASTM) בכל הקשור לחספוס קצה (קטן מ-0.01 מ"מ), ניצבות (עד כדי 0.005 רדיאן) ויחסי אורך קוטר ($L/D=1.3$ Point Load, $L/D=0.56$ Brazilian, לחיצה חד-צירית $D/L=2.0$).

בעזרת מקדח 54 מ"מ הוצאו גלעינים בניצב ובמקביל לשיכוב. הגלעינים נוסרו באורך המתאים ולוטשו בקצוות. לאחר ייבוש הגלעינים בתנור בוצעה שקילה ומדידה מדויקת של אורך וקוטר כדי לחשב את צפיפות הסלע.

בדיקות האינדקס (Point Load ו-Brazilian) בוצעו במכש ידני תקני תוצרת SBEL (תרשים 3.1), בדיקות הלחיצה החד-צירית בוצעו במכש הידראולי המונע בבקרת סרוו במעגל סגור תוצרת TerraTek תחת קצב עיבור קבוע של $1 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ תוך מדידה חשמלית של העיבור הצירי ושני כיוונים ניצבים של עיבור רחבי (תרשים 3.2).



תרשימים 3.1 ו-3.2: מכש ידני לקביעת תכונות אינדקס (מימין) ומכש הידראולי לבדיקת לחיצה חד-צירית (משמאל)

תוצאות הבדיקות מוצגות בטבלאות 3.1-3.3.

טבלה 3.1: תוצאות בדיקת Point Load

דגם	נפח	צפיפות	נקבוביות*	עומס בכשל	חוזק I_d
מספר וזווית**	mm^3	g/cm^3	%	kN	MPa
P1	153444	1.890136	29.99497	2.9	1.059136
P2	140869.2	1.984323	26.50655	5.7	2.071182
P3	146982.2	1.941868	28.07897	3	1.092316
P4	142296.8	1.899902	29.63326	2.3	0.838188
P5	145143.1	2.020075	25.18242	4.6	1.680009
P6	146146.6	1.920606	28.86644	4	1.463674
P7	144794.3	1.967412	27.13288	3.3	1.199715
P8	143818.5	1.91095	29.22409	3.1	1.132902
P9	144988.8	2.008362	25.61623	4.5	1.649787
P10	148076.9	1.91718	28.99333	3.2	1.168404
ממוצע					1.367333
ממוצע					1.287850
ממוצע כללי				3.66	1.335531

* הנקבוביות n חושבה על פי הנוסחה $n = (1 - \rho_d / G_s \cdot \rho_w) \cdot 100\%$ בהנחה ש- $G_s = 2.7$

** הבדיקה בוצעה בניצב לשיכוב , הבדיקה בוצעה במקביל לשיכוב ||

טבלה 3.2: תוצאות בדיקת Brazilian

דגם	נפח	צפיפות	נקבוביות*	עומס בכשל	חוזק σ_t
מספר וזווית**	mm^3	g/cm^3	%	kN	MPa
B1	62943.36	1.971773	26.97138	6.2	2.574166
B2	58012.59	2.014046	25.40572	7.5	3.38224
B3	55949.55	1.990901	26.26293	4.6	2.088858
B4	54335.3	1.975695	26.8261	5.8	2.787279
B5	56543.54	2.014023	25.40654	6.5	3.008965
B6	59518.94	1.97853	26.72111	7.1	3.118036
B7	63608.86	1.96655	27.16482	5.3	2.176502
B8	62976.35	1.9655	27.20371	5.2	2.158535
B9	55640.97	1.95755	27.49814	6	2.819146
B10	62759.55	2.031723	24.75101	6.6	2.750195
B11	55898.66	2.060693	23.67803	8.3	3.881592
ממוצע					2.708075
ממוצע					2.844684
ממוצע כללי				6.281818	2.795047

טבלה 3.3: תוצאות הבדיקה החד-צירית

דגם	נפח	צפיפות	נקבוביות*	עומס בכשל	חוזק σ_c
מספר וזווית**	mm ³	g/cm ³	%	kN	MPa
U1	235585.9	2.050038	24.07267		16.46679
U2	228856.8	1.906738	29.38007		11.26207
ממוצע					13.86443
ממוצע כללי		1.976507	26.79605		

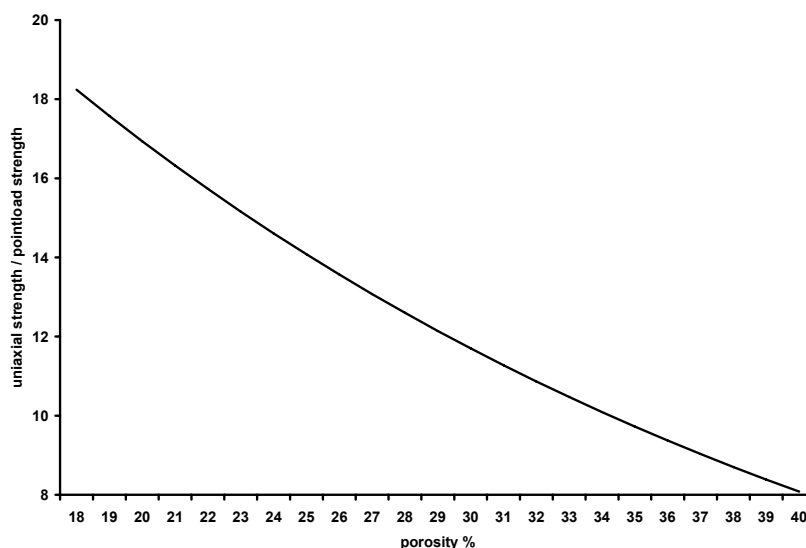
היחס בין חוזק לחיצה חד-צירי σ_c לחוזק עבור עומס נקודתי I_d הנו 12.11 עבור לחיצה במקביל לשיכוב ו- 8.73 עבור לחיצה בניצב לשיכוב. מקובל להסתמך בהערכת החוזק החד-צירי על יחס של 20 עד 25 (ISRM, 1985) – יחס זה היה גורם להערכה מוטעית של חוזק הלחיצה החד-צירי במערת צידקיהו. בקורלציה חדשה שהוצעה על ידי Palchik & Hatzor, 2004 מתקבלת התאמה טובה

יותר. הביטוי שהתקבל בצורה אמפירית תלוי בנקבוביות הסלע והוא נתון על ידי $\frac{\sigma_c}{I_d} = 35.3e^{-0.037n}$

כאשר n מציין את הנקבוביות והמספרים הם מקדמים המאפיינים את הסלע הקרטוני מתצורת עדולם שעליו בוצעו הבדיקות. עבור נקבוביות של 26.7% מתקבל יחס של 13.15 התואם בצורה

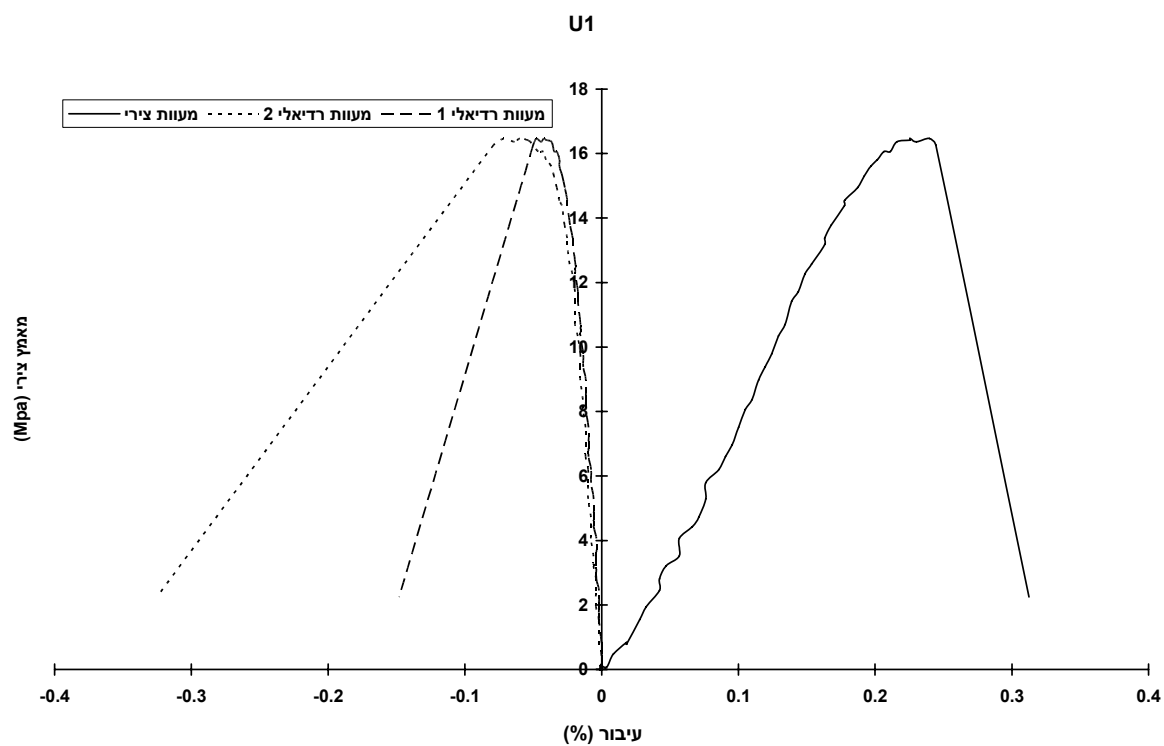
טובה את היחס שהתקבל עבור לחיצה במקביל לשיכוב. תרשים 3.3 מראה את הקשר בין היחס $\frac{\sigma_c}{I_d}$

לנקבוביות n .

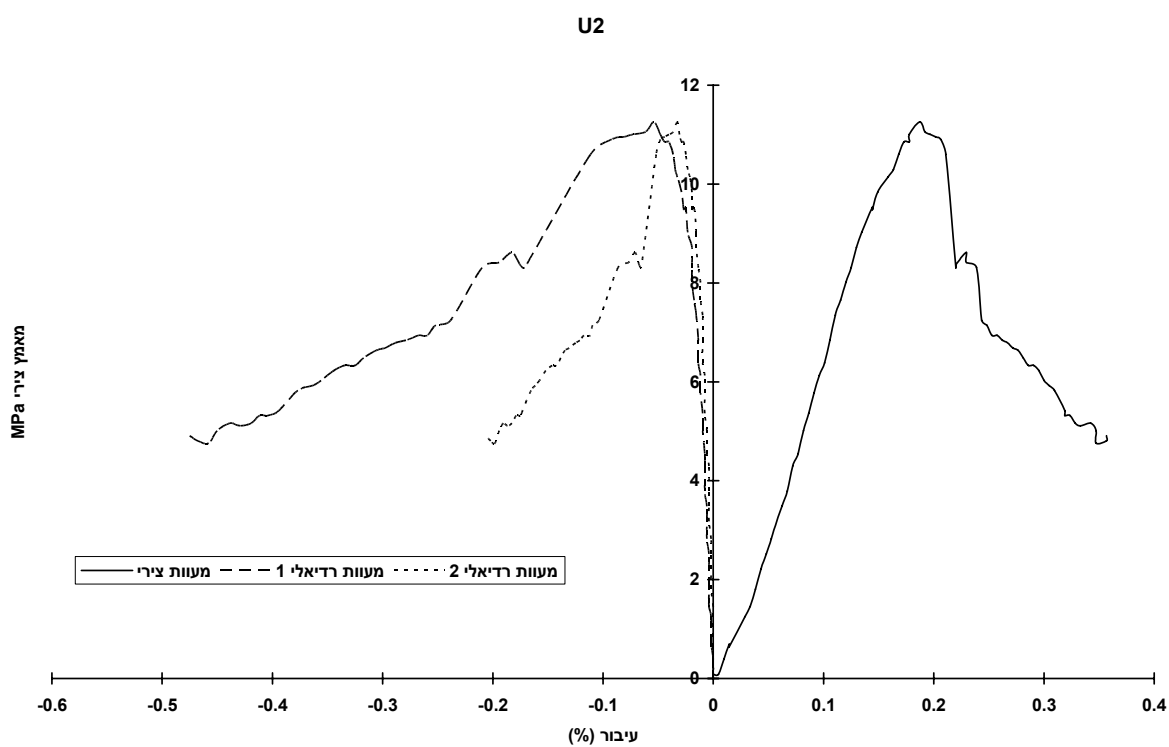


תרשים 3.3: השפעת הנקבוביות על היחס $\frac{\sigma_c}{I_d}$. Palchik & Hatzor, 2004.

במהלך הבדיקות החד-ציריות התקבלו דיאגרמות מאמץ/מעוות שמוצגות בתרשימים 3.4 ו-3.5.

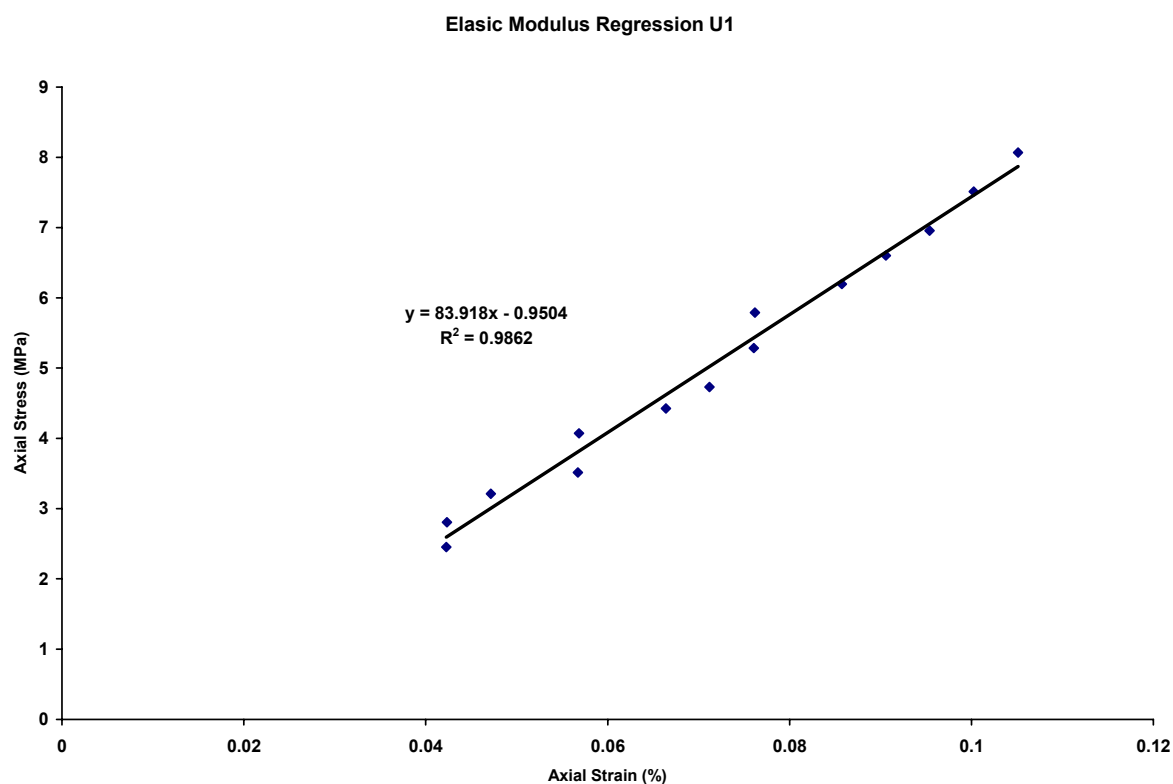


תרשים 3.4: בדיקת לחיצה חד-צירית במדגם U1

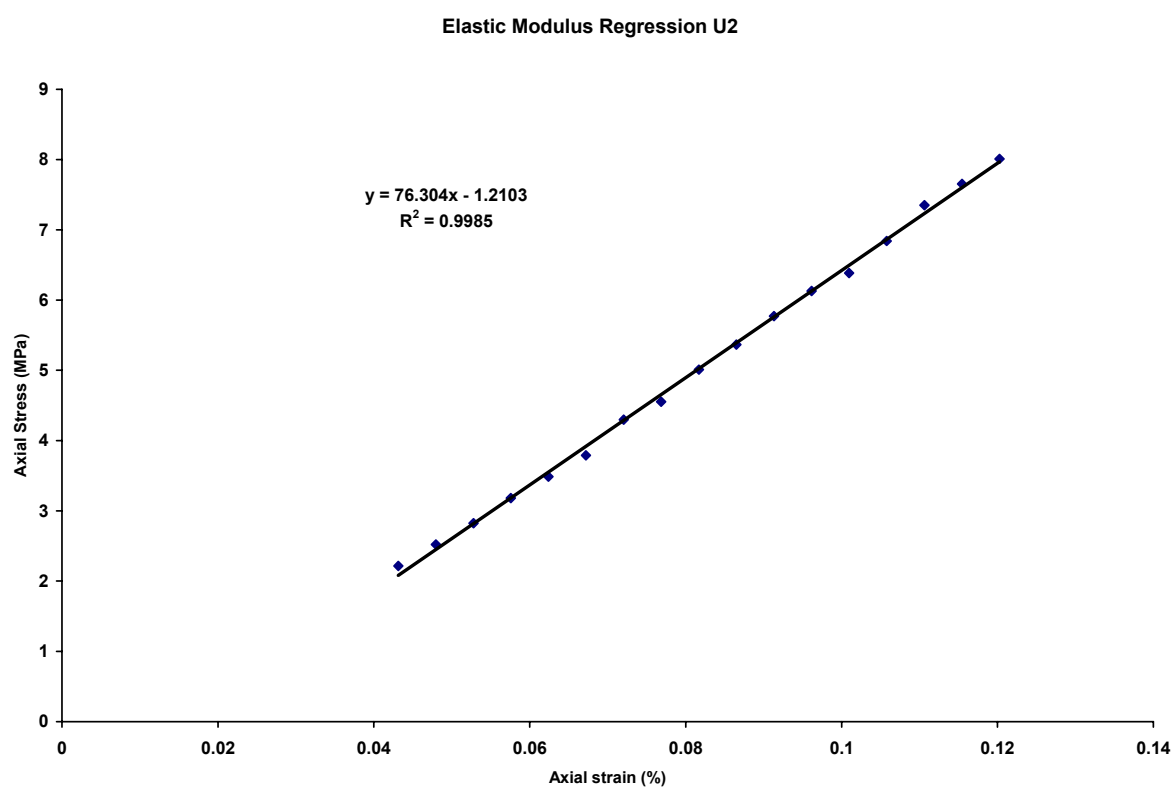


תרשים 3.5: בדיקת לחיצה חד-צירית במדגם U2

הקטע הלינארי של העקומה מייצג את מודול האלסטיות. תרשימים 3.6 ו-3.7.

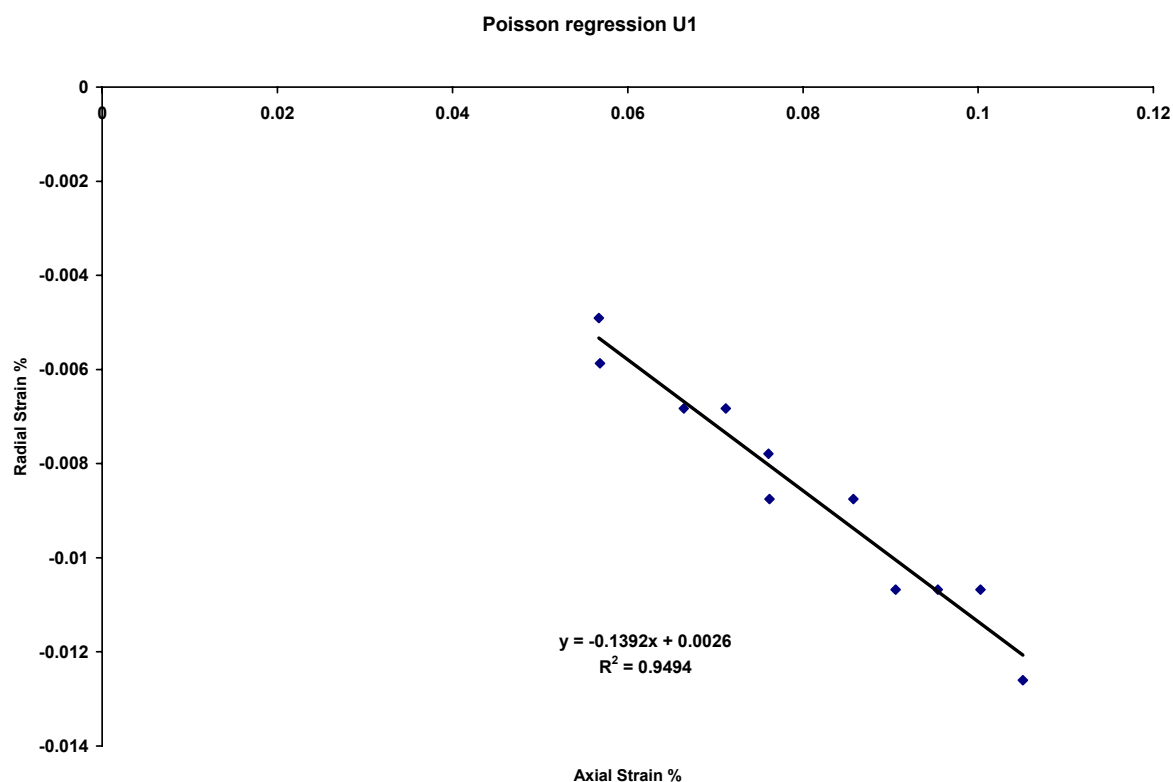


תרשים 3.6: מודול אלסטיות עבור לחיצה במקביל לשיכוב

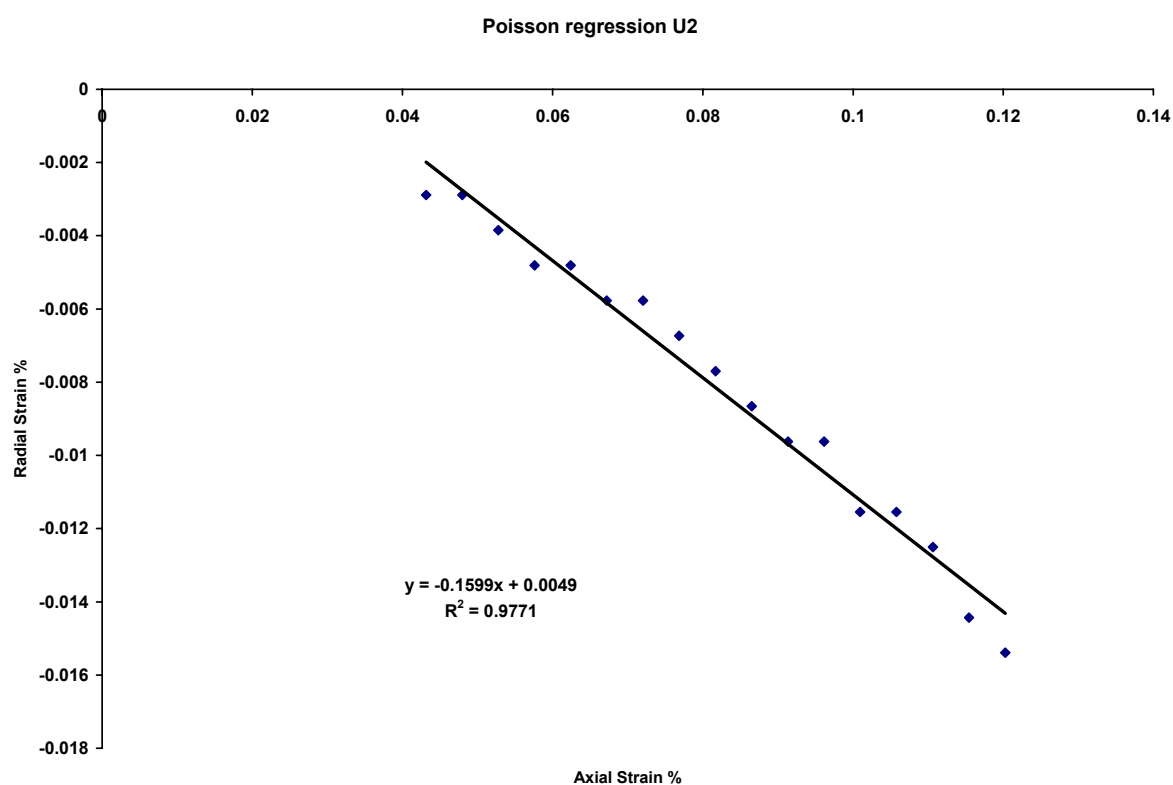


תרשים 3.7: מודול אלסטיות עבור לחיצה בניצב לשיכוב

יחס פואסון התקבל באותו אופן מעקומת מעוות צירי כנגד מעוות רדיאלי. תרשימים 3.8 ו-3.9.



תרשים 3.8: יחס פואסון עבור לחיצה במקביל לשיכוב



תרשים 3.9: יחס פואסון עבור לחיצה בניצב לשיכוב

תוצאות : הצפיפות הממוצעת של הסלע במצב יבש היא 1976 kg/m^3 . נקוביות החומר הממוצעת היא 26.7%.

החוזק הממוצע עבור עומס נקודתי (Point Load) הוא 1.33 MPa ללא אנאיזוטרופיות ברורה. גם חוזק המתיחה של הסלע אשר הוערך בבדיקת Brazilian בצורה בלתי ישירה לא מראה אנאיזוטרופיות והוא 2.79 MPa .

תוצאות הבדיקות החד-ציריות מצביעות על קיום אנאיזוטרופיות בחומר. עבור לחיצה במקביל לשיכוב התקבל ערך של 16.47 MPa , עבור לחיצה בניצב לשיכוב 11.26 MPa .

מקדם האלסטיות של החומר נע בין 8.39 GPa עבור לחיצה במקביל לשיכוב לבין 7.63 GPa עבור לחיצה בניצב לשיכוב.

הסלע קשיח יותר תחת לחיצה במקביל לשיכוב, כצפוי בסלעים משוככים.

Talesnick & Brafman, 1998 ביצעו בדיקות חוזק על סלע קרטוני מתצורות מרישה ועדולם וקיבלו אנאיזוטרופיות ברורה המראה אותה מגמה.

יחס פואסון של הסלע נע בין 0.14 במקביל לשיכוב ל-0.16 בניצב לשיכוב.

בדיקות חוזק שבוצעו על גיר בענה על ידי Palchik & Hatzor, 2000 הניבו ערכים גבוהים יותר של חוזק הסלע. עבור חוזק הלחיצה החד-צירי התקבל טווח של $64\text{--}187 \text{ MPa}$. מודול האלסטיות נע בין 24.8 GPa ל- 60.5 GPa ויחס פואסון נע בין 0.2 ל-0.27. נקוביות הסלע הנבדק הייתה נמוכה יותר, 6-16% לעומת 27% במערת צידקיהו. Palchik & Hatzor, 2000 מצאו כי חוזק הלחיצה החד-צירי של הסלע מושפע ממודול האלסטיות והנקוביות. הקשר מתואר על ידי הביטוי $\sigma_c = \frac{aE^c}{n^b}$ כאשר σ_c הוא חוזק הלחיצה החד-צירי ב-MPa, E הנו מודול האלסטיות ב-MPa, n הוא הנקוביות באחוזים (בין 2% ל-21%) והמקדמים האמפיריים a,b,c חושבו עבור גיר בענה עם $a=0.176$, $b=0.9$ ו- $c=0.8$. עבור מערת צידקיהו מתקבלת התאמה טובה מאוד במקרה של לחיצה בניצב לשיכוב (11.7 MPa מחושב לעומת 11.3 MPa מבדיקות מעבדה) והתאמה בינונית במקרה של לחיצה במקביל לשיכוב (12.6 MPa מחושב לעומת 16.5 MPa מבדיקות מעבדה) עם נקוביות של 27%.

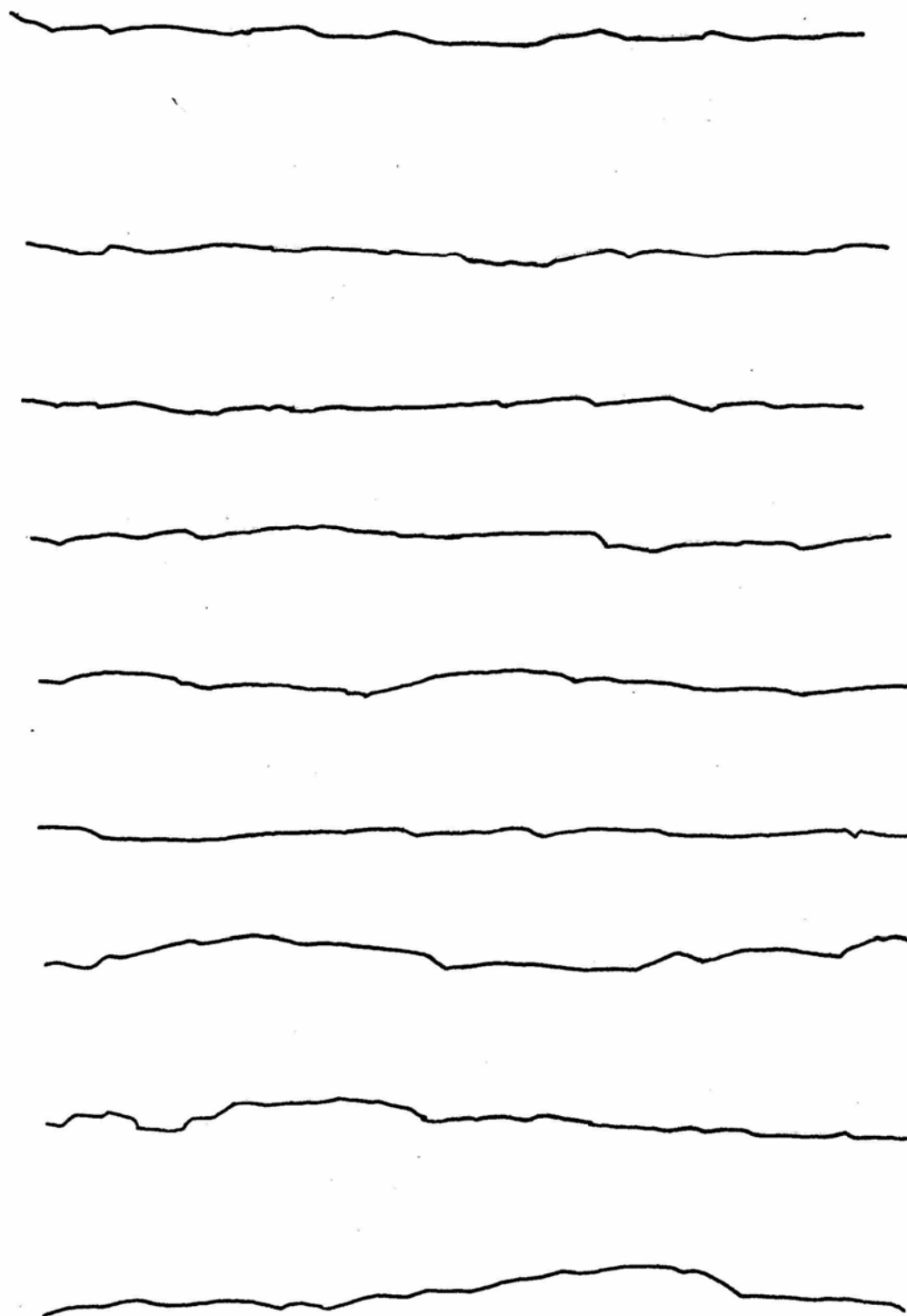
גם חוזק הגירים מתצורת גרופית מגיל טורון עולה על חוזק הסלע שנמדד בגיר בענה במערת צידקיהו. זלצמן, 2001 קיבל ערכים של $40\text{--}50 \text{ GPa}$ עבור מודול האלסטיות, 160 MPa עבור החוזק החד-צירי וכ- 7 MPa עבור חוזק המתיחה כאשר הנקוביות נמוכה יחסית.

3.2 חוזק הגזירה של מישורי אי-הרציפות

3.2.1 קביעת זווית החיכוך

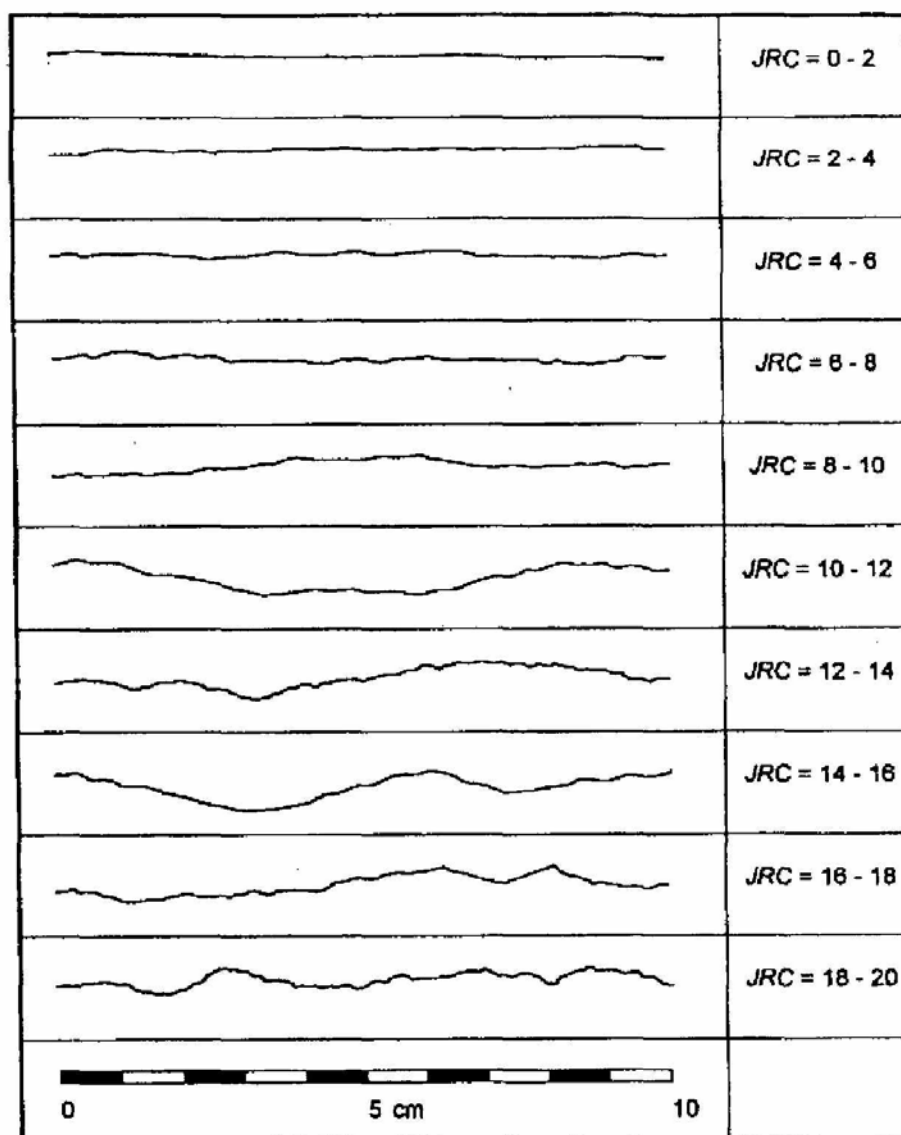
על מנת לקבוע את זווית החיכוך השיורית של הסלע שדוגם במערה בוצע מבחן הטיה במעבדה. לצורך בדיקה זו נוסר דגם של אותו בלוק לשתי פרוסות במידות $15 \times 15 \times 4$ ס"מ בערך. שתי הפרוסות

לוטשו ובעזרת שולחן הטיה נקבעה זווית החיכוך השיורית שבה הפרוסה העליונה החלה להחליק .
 הזווית הממוצעת שהתקבלה בסלע שנבדק במעבדה הייתה 33° .
 זווית החיכוך הכללית מורכבת מהזווית השיורית וזווית החספוס. הערכת חספוס מישור הסדק
 נעשתה בעזרת פרופילומטר. בשדה נאספו פרופילים של מישורי סדק חשופים בהתאמה עם כיוון
 ההחלקה של הסלע (תרשים 3.10). מישורי הסידוק היו נקיים ולא עברו בליה.



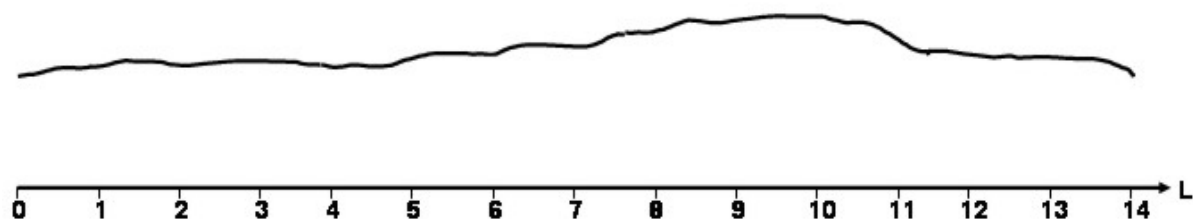
תרשים 3.10 : פרופילים שנאספו בשטח בעזרת פרופילומטר

פרופילים אלו הושאו עם פרופילים סטנדרטיים של Barton & Choubey, 1977 (תרשים 3.11) והתקבל מקדם חספוס JRC (joint roughness coefficient) של 6-10.

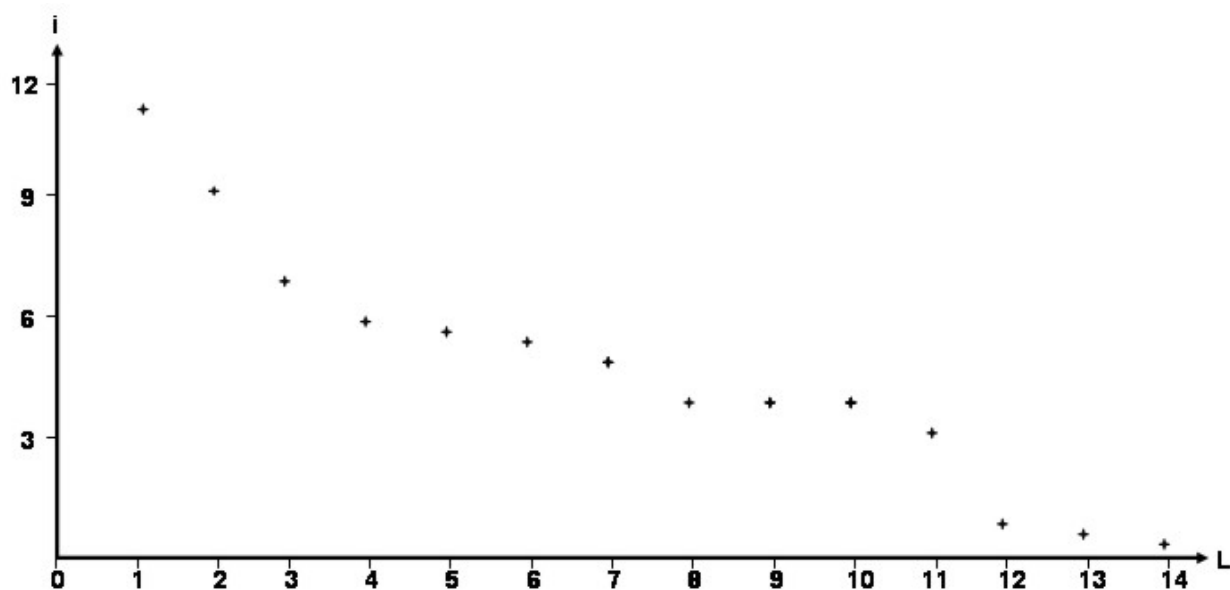


תרשים 3.11: פרופילים סטנדרטיים של Barton & Choubey, 1977

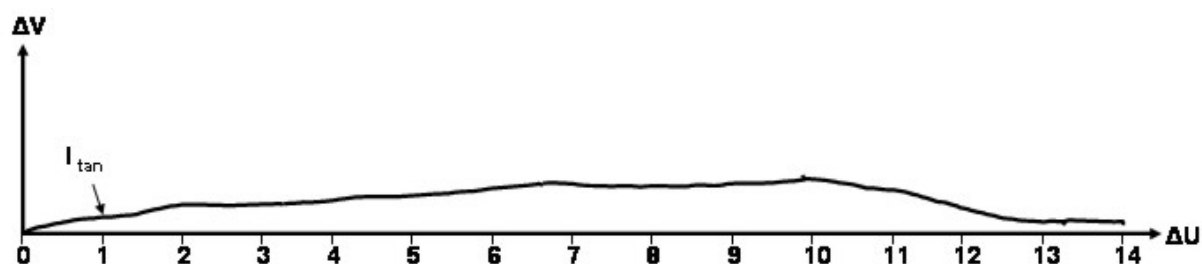
שיטה נוספת להערכת זווית החספוס הנה זו של Rengers, 1971. בשלב הראשון מחולק הפרופיל לקטעים שווים באורך L (תרשים 3.12). בעזרת מד-זווית נמדד השיפוע של הפרופיל בכל אחד מקטעים אלו עבור $1L, 2L, 3L$ וכיו. הערכים מועברים למערכת צירים שבה על ציר ה- y ערכי הזוויות שנמדדו ועל ציר ה- x מרחק הבסיס של הפרופיל ביחידות של L . דרך הנקודות מועבר קו בצורה שתואמת בקירוב הטוב ביותר את כל התוצאות (תרשים 3.13). בשלב השלישי נבנה גרף (תרשים 3.14) שמייצג את התפיחה ΔV (dilation) כנגד מרחק הבסיס ΔU ביחידות של L כאשר $\Delta V = \Delta U \cdot \tan(i_{sec})$. זווית החספוס האופיינית לסלע הנדון הנה שיפוע הגרף המתאים למרחק של 1% מהבלוק הממוצע כאשר ההנחה היא שמאמץ הגזירה המירבי מגויס לאחר החלקה של 1% מאורך הבלוק (Barton & Bandis, 1980). במערת צידקיהו זווית החספוס מוערכת ב- 3-5 מעלות.



תרשים 3.12: חלוקת הפרופיל לקטעים שווים



תרשים 3.13: זווית חיכוך כנגד מרחק בסיס

תרשים 3.14: זווית חיכוך מתוך עקומת התפיחה ΔV כנגד מרחק בסיס ΔU

תוצאות: במבחן הטיה התקבלה זווית חיכוך שיורית של 33 מעלות בממוצע.
 הערכות שדה לפי פרופילים סטנדרטיים של Barton & Choubey, 1977 נתנו JRC בין 6 ל-10.
 זווית החספוס שהתקבלה לפי Rengers, 1970 נעה בין 3 ל-5 מעלות בהנחה שאורך הבלוק הממוצע
 נע סביב ערך של 1 מ', כלומר 1 ס"מ על ציר ה-x. ערך זה נובע מהעובדה שהחלקה מתרחשת על

גבי מישורי הגזירה J2 ו-J3 בעלי מרווח סידוק ממוצע של 0.79 מ' ו-1.48 מ' בהתאמה ועל גבי J4 בעלת מרווח ממוצע של 1.39 מ'.

זווית החיכוך של מישורי החולשה הנה סכום זווית החיכוך השוירית וזווית החספוס, כלומר 36° .

3.2.2 חוזק הגזירה

לצורך הערכת חוזק הגזירה של מישורי אי-הרציפות נעשה שימוש בקשר אמפירי שהוצע על ידי

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left[JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi \right] : \text{Barton, 1976}$$

כאשר σ_n הוא המאמץ הנורמלי האפקטיבי, ה-JCS שווה לחוזק הלחיצה החד צירי של הסלע σ_c , ו- ϕ הוא זווית החיכוך השוירית של מישור החולשה.

במערך צידקיהו המאמץ הנורמלי האפקטיבי מוערך בכ- 0.6 MPa (עבור כיסוי סלע של 30 מ'). חוזק הלחיצה בניצב לשיכוב הנו 11 MPa וזווית החיכוך השוירית 33 מעלות. ה-JRC נע בין 6 ל-10. לאחר הצבה בנוסחה מתקבל ערך של 0.5-0.6 MPa עבור חוזק הגזירה של מישורי אי-הרציפות כאשר ה-JRC הוא 6-10 בהתאמה.

3.3 מסקנות

הסלע אשר נבדק במעבדה חלש יחסית לסלעי הגיר בישראל, ככל הנראה עקב הנקבוביות הגבוהה. קשיחות הסלע אף היא נמוכה למדי כמו חוזקו למתיחה. בבדיקות החד-ציריות התגלתה אנאיזוטרופיות בחומר. כצפוי בסלע משוכב, חוזק הלחיצה גדול יותר במקביל לשיכוב מאשר בניצב לו.

זווית החיכוך המרבית לאורך מישורי אי-הרציפות מוערכת בכ- 36 מעלות.

4 סיווג אמפירי של איכות מסת הסלע

4.1 רקע היסטורי:

שיטת הסיווג הראשונה להגדרת איכות מסת הסלע פותחה על ידי Terzaghi, 1946 והתבססה על הערכת העומס שנוצר בסלע עקב שחרור מאמצים בכרייה ואמצעי התימוך היחיד שהוצע היה תימוך באמצעות קשתות ברזל כפי שהיה מקובל באותה עת. Lauffer, 1958 הציג שיטה שבה הפרמטרים החשובים הם גודל המפתח של המנהרה וזמן העמידה בצורה יציבה, ללא תימוך, כאשר זמן העמידה תלוי בתכונות הסלע. שיטת ה-RQD (Rock Quality Designation) של Deere, 1967 מסתמכת על אינדקס ה-RQD שחושב על ידי סכום אורך גלעיני הקידוח הגדולים מ-10 ס"מ ביחס למרווח דיגום של מטר אחד. ערך זה מראה על מצב הסידוק ורמת הבליה של הסלע וכך נותן אינדיקציה על איכות מסת הסלע. שיטה נוספת הנקראת RSR (Rock Structure Rating) פותחה על ידי Wickham et al., 1972. הדירוג מתבצע על פי שיקול ערכם המספרי שניתן לפרמטרים השונים והתימוך הנדרש נקבע בהתאם. שלושת הפרמטרים העיקריים הם תיאור כללי של הסלע ומבנהו, מישורי אי-הרציפות ביחס לציר המנהרה ומי התהום.

4.2 שיטת RMR

שיטת ה-RMR (Rock Mass Rating) פותחה על ידי Bieniawski, 1974 ועודכנה במשך השנים. בטבלה 4.1 מיוצגים הפרמטרים השונים וערכם הכמותי שנקבע בהתאם לחשיבותם. כמו כן מיוצגים חלוקת הסלע לחמש קבוצות איכות על פי סכום הערכים, זמן העמידה (stand-up time) הממוצע של הסלע עבור כל מפתח וקבוצת איכות, קוהזיה וזווית החיכוך.

טבלה 4.1 : פרמטרים לסיווג איכות מסת הסלע לפי שיטת RMR (Bieniawski, 1989)

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)									
Strike and dip orientations			Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable		
Ratings	Tunnels & mines		0	-2	-5	-10	-12		
	Foundations		0	-2	-7	-15	-25		
	Slopes		0	-5	-25	-50			
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating			100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21		
Class number			I	II	III	IV	V		
Description			Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock		
D. MEANING OF ROCK CLASSES									
Class number			I	II	III	IV	V		
Average stand-up time			20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span		
Cohesion of rock mass (kPa)			> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100		
Friction angle of rock mass (deg)			> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15		
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions									
Discontinuity length (persistence)			< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
Rating			6	4	2	1	0		
Separation (aperture)			None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
Rating			6	5	4	1	0		
Roughness			Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided		
Rating			6	5	3	1	0		
Infiling (gouge)			None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm		
Rating			6	4	2	2	0		
Weathering Ratings			Unweathered 6	Slightly weathered 5	Moderately weathered 3	Highly weathered 1	Decomposed 0		
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**									
Strike perpendicular to tunnel axis					Strike parallel to tunnel axis				
Drive with dip - Dip 45 - 90°			Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°		
Very favourable			Favourable		Very unfavourable		Fair		
Drive against dip - Dip 45-90°			Drive against dip - Dip 20-45°		Dip 0-20 - Irrespective of strike°				
Fair			Unfavourable		Fair				

* Some conditions are mutually exclusive . For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.

** Modified after Wickham et al (1972).

הפרמטר המשמעותי ביותר עבור מקרים של סלע רציף הוא חוזק הלחיצה החד-צירית אשר נמדד בכיוון החלש יותר.

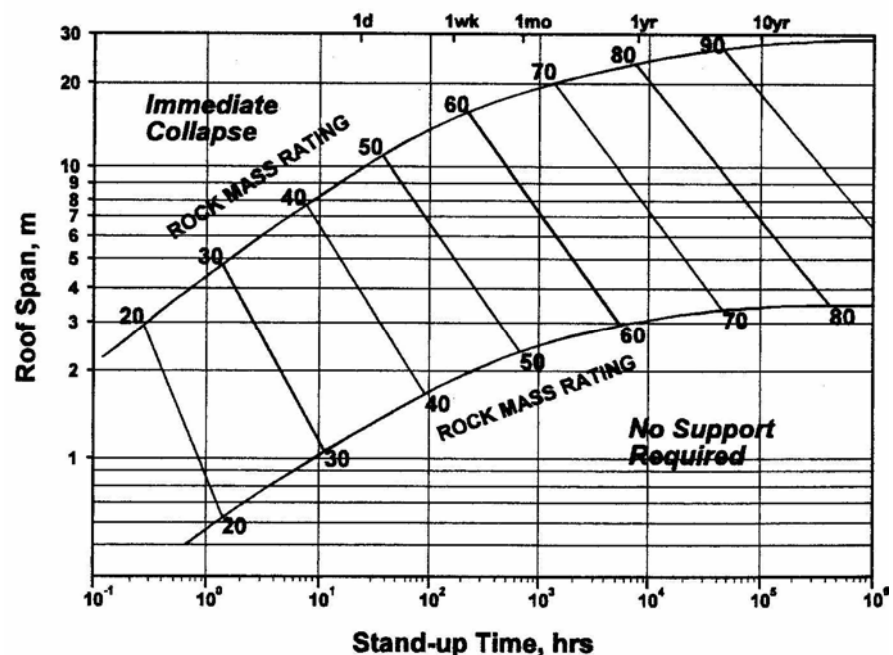
הפרמטר השני, אינדקס ה-RQD שהוגדר על ידי Deere, 1967 מתייחס למצב הסידוק בסלע. אך יש לזכור שהוא מושפע מנתונים טכניים כגון סוג המקדח ומהירות הקידוח, אשר עלולים לגרום ליצירת סדקים חדשים בזמן הקידוח.

גם הפרמטר השלישי מתאר את רמת הסידוק: סלע בעל מרווח סדקים ממוצע הגבוה מ-3 מ' מוגדר מוצק, מ-1-3 מ' מאסיבי, מ-0.3-1 מ' blocky ומתחת ל-30 ס"מ סדוק או מרוסק. סלע בעל חוזק לחיצה גבוה יכול להיכשל לאורך מישורי אי-רציפות אם חוזק הגזירה של המישור נמוך יותר ולכן זהו גורם חשוב ביותר בהערכת איכות מסת הסלע.

הפרמטר הרביעי מתייחס למצב מישורי אי-רציפות, כמות הפתיחה, רציפות הסדקים, חספוס מישורי הסידוק וקיומו או חסרונו של חומר מילוי. סדקים רציפים ופתוחים מורידים את איכות מסת הסלע היות וסדקים אלו יכולים ליצור בלוקים גדולים ומסוכנים מאוד, להוביל מי תהום ולזרז תהליכי בליה.

הפרמטר החמישי מתייחס למי התהום אשר עלולים לגרום לזירוז תהליך הבליה ולהשקעת חומר מילוי בסדקים. כמו כן נוכחות מי תהום משפיעה על משטר המאמצים. בשונה מחמשת הפרמטרים הראשונים המתייחסים לתכונות הסלע הפרמטר השישי מתייחס לסוג המבנה ההנדסי ולוקח בחשבון את כיוון מישורי אי-רציפות ביחס לכיוון ציר המנהרה. מצב שבו הסטרייק של מערכות אי-רציפות מקביל לציר המנהרה ונטיית מישורי הסידוק עולה על זווית החיכוך הנו מסוכן מאוד, מכיוון שהבלוקים שנוצרים לכל אורכה של המנהרה חופשיים להחליק אל החלל.

בנוסף לאיכות מסת הסלע וזמן העמידה של המנהרה ללא תימוך מציעה שיטה זו פתרונות תימוך עבור פרויקטים הנדסיים בהתאם לצורת חתך המנהרה, גודל המפתח, המאמץ האנכי בגג ושיטת הכריה עבור כל קטגוריית איכות. סוגי התימוך שאליהם מתייחסת השיטה הנם קשתות ברזל, בטון מותז וברגי סלע. כמו כן ניתנת הצעה בעבור שיטת התקדמות הכריה. תרשים 4.1 מראה את המפתח המרבי כנגד זמן העמידה עבור כל קבוצת איכות.



תרשים 4.1: מפתח מירבי כנגד זמן עמידה עבור כל קבוצת איכות (Bieniawski, 1989)

טבלה 4.2 מסכמת את הדירוג של מסת הסלע במערת צידקיהו כאשר התוצאה המתקבלת הנה סלע בינוני בעל RMR של 50.

טבלה 4.2: דירוג מסת הסלע במערת צידקיהו לפי שיטת RMR

	Parameter	Description	Rating
A	Strength of intact rock	Uniaxial/Point Load 12-25 MPa	2
	RQD	>90	20
	Spacing of discontinuities	0.6-2m	15
	Condition of disc.	Length >20	0
		Seperation 1-5 mm	1
		Slightly rough	3
		Infilling none	6
		Slightly weathered	5
	Ground water	Damp	10
B	Rating adjustment for disc. orientation	Strike parallel to tunnel axis Dip 45-90 Tunnel	-12
C	Rockmass classification	Fair rock	50

4.3 שיטת Q

Barton et al., 1974 פיתחו שיטה המבוססת על אינדקס ה-RQD שאליו נוספו פרמטרים נוספים משהתגלתה השפעתם על איכות מסת הסלע. שיטה זו נקראת שיטת Q (Quality) והיא מתוארת על ידי הנוסחה

$$Q = (RQD/J_n) \cdot (J_r/J_a) \cdot (J_w/SRF)$$

RQD – אינדקס RQD לפי Deere, 1967

J_n – מספר מערכות הסידוק

J_r – מקדם החספוס של קירות הסדק

J_a – מקדם רמת הבליה של הסדק

J_w – מקדם החלשה עקב נוכחות מים

SRF – (stress reduction factor), מקדם החלשה עקב אזורי חולשה, גזירה ומצב המאמצים.

בטבלה 4.3 מפורטים כל הפרמטרים המשמשים לדירוג בשיטת Q.

טבלה 4.3: פרמטרים לסיווג איכות מסת הסלע בשיטת (Barton et al., 1974) Q

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	RQD	
A. Very poor	0 - 25	1. Where RQD is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate Q.
B. Poor	25 - 50	
C. Fair	50 - 75	
D. Good	75 - 90	2. RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.
E. Excellent	90 - 100	
2. JOINT SET NUMBER	J_n	
A. Massive, no or few joints	0.5 - 1.0	
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15	2. For portals use $(2.0 \times J_n)$
J. Crushed rock, earthlike	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r	
a. Rock wall contact		
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough and irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D. Slickensided undulating	1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	2. $J_r = 0.5$ can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.
c. No rock wall contact when sheared		
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
J. Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ degrees (approx.)
a. Rock wall contact		
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75	1. Values of ϕ , the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0	
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 - 2 mm or less)	4.0	

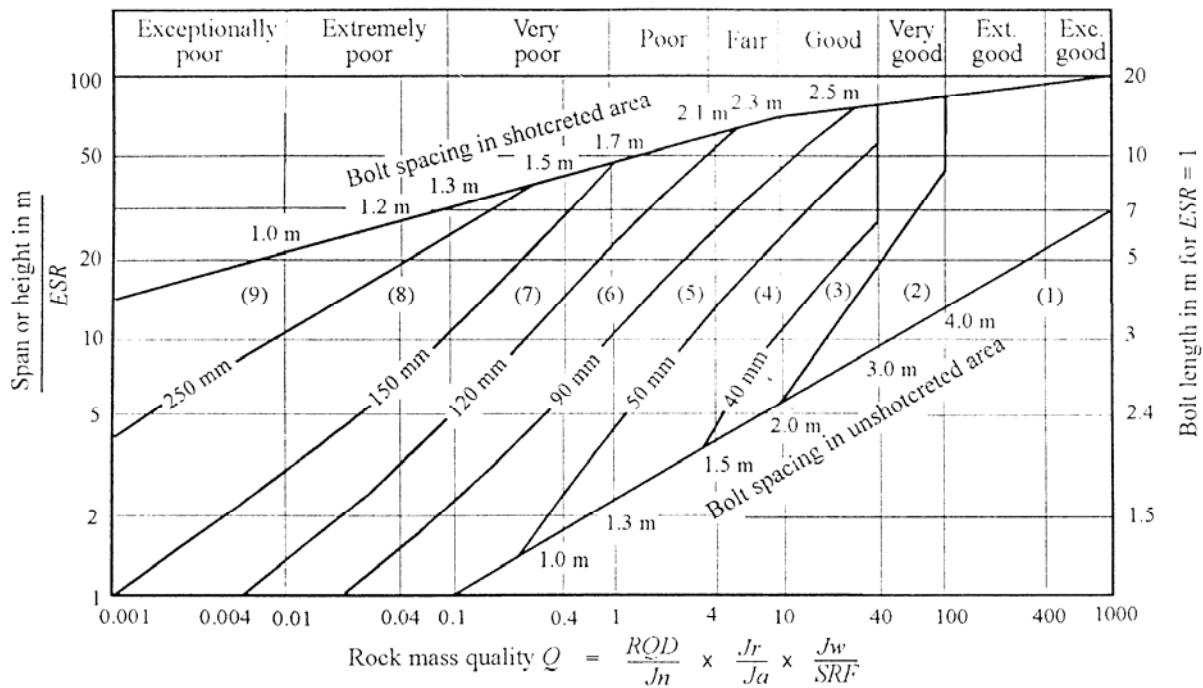
DESCRIPTION	VALUE	NOTES
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕ degrees (approx.)
<i>b. Rock wall contact before 10 cm shear</i>		
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25 - 30
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16 - 24
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12 - 16
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0 - 12.0	6 - 12
<i>c. No rock wall contact when sheared</i>		
K. Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0	
L. rock and clay (see G, H and J for clay	8.0	
M. conditions)	8.0 - 12.0	6 - 24
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0	
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0 - 13.0	
P. & R. (see G,H and J for clay conditions)	6.0 - 24.0	
5. JOINT WATER REDUCTION	J_w	approx. water pressure (kgf/cm²)
A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1.0	< 1.0
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0 - 2.5
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5 - 10.0
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5 - 10.0
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2 - 0.1	> 10
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1 - 0.05	> 10
6. STRESS REDUCTION FACTOR		SRF
<i>a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated</i>		
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10.0	1. Reduce these values of SRF by 25 - 50% but only if the relevant shear zones influence do not intersect the excavation
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)	5.0	
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)	2.5	
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)	7.5	
E. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation < 50 m)	5.0	
F. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation > 50 m)	2.5	
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube', (any depth)	5.0	

DESCRIPTION	VALUE		NOTES
6. STRESS REDUCTION FACTOR			
		SRF	
<i>b. Competent rock, rock stress problems</i>			
	σ_c/σ_1	σ_1/σ_1	2. For strongly anisotropic virgin stress field
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5 (if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c
J. Medium stress	200 - 10	13 - 0.66	1.0 to $0.8\sigma_c$ and σ_1 to $0.8\sigma_1$. When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$,
K. High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable to wall stability)	10 - 5	0.66 - 0.33	0.5 - 2 reduce σ_c and σ_1 to $0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_1$, where σ_c = unconfined compressive strength, and σ_1 = tensile strength (point load) and σ_1 and σ_3 are the major and minor principal stresses.
L. Mild rockburst (massive rock)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10 σ_3 are the major and minor principal stresses.
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10 - 20 3. Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H).
<i>c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock under influence of high rock pressure</i>			
N. Mild squeezing rock pressure			5 - 10
O. Heavy squeezing rock pressure			10 - 20
<i>d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water</i>			
P. Mild swelling rock pressure			5 - 10
R. Heavy swelling rock pressure			10 - 15
ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES			
When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:			
1. When borehole core is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to RQD for the case of clay free rock masses: $RQD = 115 - 3.3 J_v$ (approx.), where J_v = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$).			
2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n .			
3. The parameters J_f and J_a (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_f/J_a is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_f/J_a should be used when evaluating Q. The value of J_f/J_a should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.			
4. When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.			
5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.			

שילוב מרכיבי הנוסחה נועד לתת ביטוי למרכיבים הגיאוטכניים השונים של מסת הסלע. היחס RQD/J_n מגדיר את גודל הבלוק שיכול להיווצר. היחס J_r/J_a מייצג את מצב החספוס, הבליה וחומר המילוי ונותן הערכה טובה לזווית החיכוך השוורית של מישורי אי-הרציפות ולחוזק הגזירה (Barton et al., 1974). היחס J_w/SRF מתייחס למצב המאמצים. נוכחות מים משפיעה על ידי הורדת התנגדות הסלע לגזירה ושטיפת חומר המילוי בסדקים. ככל שלחץ המים עולה, ערכו המספרי בטבלת Q קטן, ולכן ה- J_w מופיע במונה.

פרמטר נוסף בשם ESR (Excavation Support Ratio) משמש לצורך תיכנון התימוך בהתאם למבנה ההנדסי ומקדם הביטחון הדרוש. ערך מספרי של 1.0 מתאים לתיכנון מבנים ציבוריים וכבישים.

תרשים 4.2 מראה את התימוך הדרוש עבור ערכים משתנים של גודל המפתח ואיכות מסת הסלע.

**REINFORCEMENT CATEGORIES**

- 1) Unsupported
- 2) Spot bolting
- 3) Systematic bolting
- 4) Systematic bolting with 40-100 mm unreinforced shotcrete
- 5) Fibre reinforced shotcrete, 50 - 90 mm, and bolting
- 6) Fibre reinforced shotcrete, 90 - 120 mm, and bolting
- 7) Fibre reinforced shotcrete, 120 - 150 mm, and bolting
- 8) Fibre reinforced shotcrete, > 150 mm, with reinforced ribs of shotcrete and bolting
- 9) Cast concrete lining

תרשים 4.2: התימוך הנדרש בהתאם לאיכות מסת הסלע, גודל המפתח ו-ESR (Grimstad & Barton, 1993)

טבלה 4.4 מסכמת את דירוג מסת הסלע במערת צידקיהו לפי שיטת Q. התוצאה שמתקבלת הנה טובה, הערך המספרי 12.7.

טבלה 4.4: דירוג מסת הסלע במערת צידקיהו על פי שיטת Q

RQD	95	95
Jn	4 joint sets	15
Jr	Smooth undulating	2
Ja	Unaltered joint walls	1
Jw	Minor Inflow (<5 l/h)	1
SRF	Medium stress	1
$Q = RQD/J_n \cdot J_r/J_a \cdot J_w/SRF$	Good rock	12.7

GSI 4.4

שיטת ה-GSI (Geological Strength Index) פותחה על ידי Hoek, 1994, ומשמשת להערכת חוזק הסלע תחת השפעתם של פרמטרים גיאולוגיים שונים המופיעים בטבלה 4.5. הסלע מסווג לפי מידת הסידוק וצורת הבלוקים המשפיעה על מידת ה-interlocking ולפי צורת פני השטח של הסלע הכוללת בליה וחספוס. טווח הערכים של ה-GSI נע בין 0 ל-100.

עבור סלע בעל GSI גבוה מ-25 קיים קשר ישיר ל-RMR (Bieniawski, 1989) : $GSI = RMR - 5$

כאשר הפרמטר למי תהום הוא 15 ומקדם ההתאמה לכיווני הסידוק הוא אפס.

טבלה 4.5: פרמטרים לסיווג איכות מסת הסלע לפי שיטת GSI (Hoek, 1994)

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX		SURFACE CONDITIONS					
From the letter codes describing the structure and surface conditions of the rock mass (from Table 4), pick the appropriate box in this chart. Estimate the average value of the Geological Strength Index (GSI) from the contours. Do not attempt to be too precise. Quoting a range of GSI from 36 to 42 is more realistic than stating that GSI = 38.		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces					
		GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces					
		FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces					
		POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings of angular fragments					
		VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings					
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY					
 BLOCKY - very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets		80					
		70					
		60					
		50					
 VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets		40					
		30					
 BLOCKY/DISTURBED- folded and/or faulted with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets		20					
		10					
 DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded rock pieces							

במערת צידקיהו קיימות ארבע מערכות סידוק אשר יוצרות בלוקים עם פאות רבות וניתן להגדיר את הסלע כ-very blocky עד blocky. מידת החספוס והבליה ממקמת את הסלע באזור ה-good עד fair כך שמתקבל ערך סביב $GSI=50$. מהערכות של ה-RMR לאחר התאמת המקדמים של מי התהום וכיווני הסידוק מתקבל $GSI=47$, כלומר ההתאמה טובה מאוד.

4.5 מסקנות

סיווג מסת הסלע בשיטת RMR נותן ערך של 50 וכך צפוי כשל מידי עבור כל מפתח אשר רוחבו עולה על כ-10 מ' ועבור סלע בלתי-תמוך המפתח המירבי הוא כ-2 מ' בלבד. עובדות בשטח מראות שבמערת צידקיהו מתקבל זמן עמידה של מאות ואלפי שנים כאשר המפתח נע סביב 30 מ' והסלע בלתי-תמוך.

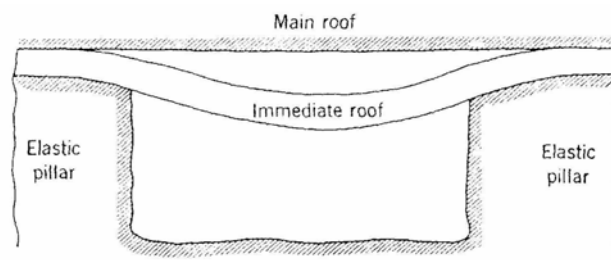
בשיטת Q הסלע מסווג כטוב ומקבל ערך מספרי של 12.7. על פי טבלאות של מפתח כנגד איכות הסלע ניתן להגיע ליציבות עד לאורך מפתח של כ-70 מ' בתנאי שמותקן תימוך. עבור סלע ללא תימוך מוגדר מפתח מירבי של כ-6 מ' בלבד, ואילו במערת צידקיהו מדובר על 30 מ' ומעלה. על פי תרשים 4.2 דרוש תימוך אשר מסופק על ידי בטון מותז בעובי 50 מ"מ וברגיי סלע שאורכם 7 מ' במרווחים של כ-2 מ'.

שיטות הקלסיפיקציה מבוססות על מיצוע של מקרי חקר רבים, שיקלול של פרמטרים שונים המדורגים לפי חשיבותם ועל ערך מספרי סופי שמגדיר את איכות מסת הסלע. במקרה של מערת צידקיהו בולט במיוחד חסרון של שתי השיטות אשר אינן מתייחסות למבנה ההנדסי עצמו. כפי שיתואר בהמשך אופי המבנה דווקא גורם ליציבות על ידי אפקט ההתקשות ונוכחות הסדקים היא חיונית. בשתי השיטות האמפיריות הסידוק מוריד את איכות מסת הסלע – לעומת זאת הפתרון של מודל Voussoir שבו נדון בהמשך מראה שהגיאוטרפיה של מערכות הסידוק הקיימות מאפשרת לתקרה להגיע לשיווי משקל לאחר שקיעה מועטה בלבד.

5 ניתוח יציבות

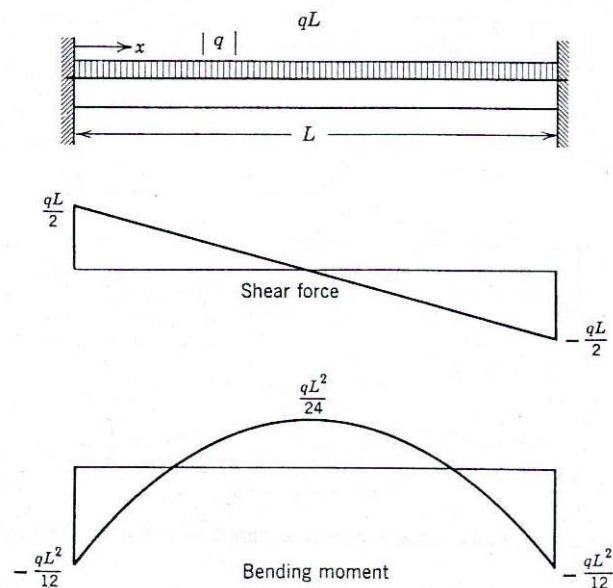
5.1 ניתוח מאמץ בסלע רציף

ניתוח אנליטי של השקיעה המירבית ופיזור המאמצים בתקרה נעשה בהסתמך על מודל קורה אלסטית (Obert & Duvall, 1967), כאשר הקורה² מתנהגת בצורה אלסטית ואיזוטרופית ושני קצותיה מקובעים. העומס q מפולג בצורה אחידה. תרשים 5.1 ממחיש את התנהגות התקרה המיידית כקורה אלסטית רציפה.



תרשים 5.1: התנהגות התקרה המיידית כקורה אלסטית רציפה, הקבועה בשני קצותיה, Obert & Duvall, 1967

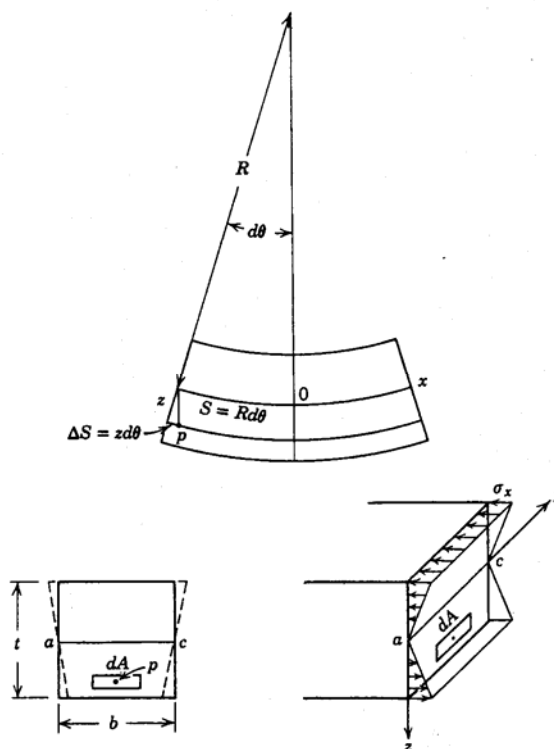
בתרשים 5.2 מתוארת דיאגרמת כוחות ומומנטים עבור המקרה הנדון.



תרשים 5.2: דיאגרמת כוחות ומומנטים עבור קורה מועמסת בכוח מפולג בצורה אחידה עם קצוות מקובעים, Obert & Duvall, 1967

² על מנת לפשט בעיות מורכבות במכניקה של מבנים מקובל להשתמש במודלים. במקרה הנדון הקורה מייצגת שכבת סלע אשר מתנהגת בקירוב טוב כמו הקורה במודל הפשוט.

לחיצה מירבית מתקבלת במרכז הקורה בסיב העליון, ואילו בסיב התחתון המתיחה הנה מירבית. בקצוות לעומת זאת מגמת המאמצים מתהפכת ומתקבלת מתיחה בסיב העליון ולחיצה בסיב התחתון. תרשים 5.3 מראה חתך של הקורה ואת פילוג המאמצים בחתך.



תרשים 5.3: לחיצה ומתיחה בחתך הקורה, Obert & Duvall, 1967

תנאי שפה של קורה שאורכה L הם:

$$\eta = 0 \text{ ב- } x=0 \text{ וב- } x=L$$

$$\frac{d\eta}{dx} = 0 \text{ ב- } x=0 \text{ וב- } x=L$$

כלומר השקיעה והשיפוע של המישור הניטרלי הנם אפס.

תהליך החישוב מסוכם בטבלה 5.1. הפיתוח המלא מופיע ב- Obert&Duvall, 1967.

טבלה 5.1: תהליך החישוב לפי Obert & Duvall, 1967

במרכז הקורה	בקצה הקורה	נוסחה כללית	
$\eta = \frac{qL^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$	$\eta = 0$	$\eta = \frac{qx^2}{24 \cdot E \cdot I_y} (L-x)^2$	שקיעה
$M = \frac{qL^2}{24}$	$M = \frac{-qL^2}{12}$	$M = \frac{-q}{12} (6x^2 - 6Lx + L^2)$	מומנטים
$V = 0$	$V = \frac{q \cdot L}{2}$	$V = q \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right)$	כוח גזירה

$$I_y = \frac{bt^3}{12} \quad \text{מומנט ההתמד נתון על ידי הנוסחה}$$

$$q = \gamma bt \quad \text{והעומס (משקל עצמי) נתון על ידי}$$

לכן ניתן למצוא את השקיעה המירבית במרכז הקורה ואת המאמצים המירביים כפי שמוצג בטבלה 5.2.

טבלה 5.2: חישוב שקיעה, מאמץ גזירה ומאמץ צירי בתקרה

נוסחה כללית	במערת צידקיהו	
שקיעה מרבית	$\eta_{\max} = \frac{\gamma \cdot L^4}{32 \cdot E \cdot t^2}$	$\frac{19.8 \frac{kN}{m^3} \cdot (30m)^4}{32 \cdot \left(8 \cdot 10^6 \frac{kN}{m^2}\right) \cdot (0.85m)^2} = 8.67cm$
מאמץ גזירה מרבי	$\tau_{\max} = \frac{3 \cdot \gamma \cdot L}{4}$	$\frac{3 \cdot 19.8 \frac{kN}{m^3} \cdot 30m}{4} = 445.5KPa$
מאמץ צירי מרבי	$\sigma_{\max} = \frac{\gamma \cdot L^2}{2 \cdot t}$	$\frac{19.8 \frac{kN}{m^3} \cdot (30m)^2}{2 \cdot 0.85m} = 10.5MPa$

מהניתוח עולה כי המאמץ הצירי המרבי שנוצר בתקרה על פי מודל הקורה האלסטית הפשוטה הנו 10.5 MPa. ערך זה קרוב לחוזק הלחיצה החד-צירית של הסלע שהוא 11 MPa ועולה על חוזק המתיחה של הסלע שהוערך על 2.8 MPa. לכן, על פי מודל זה, התקרה תיכשל במתיחה. תופעה זו איננה מתממשת בשטח ולכן מודל זה איננו תקף עבור מדיום בלתי-רציף.

5.2 ניתוח מאמץ בסלע סדוק (Voussoir)

מודל ה-Voussoir מסתמך על עבודה מקורית של Evans, 1941, אשר הורחבה על ידי Beer & Meek, 1982 ותוקנה על ידי Brady & Brown, 1993. המודל מבוסס על ההבנה כי שכבות סלע אינן מתנהגות כקורה אלסטית רציפה אלא נשלטות על ידי סדקים שיוצרים בלוקים. כאשר מרכז התקרה מתחיל לשקוע תחת משקלם העצמי של הבלוקים מופעל לחץ על הקירות ובקורה נוצרת קשת מאמצים המייצבת את המבנה. שקיעה זו מתאפשרת בזכות קיומו של סדק אחד לפחות במרכז התקרה אשר נפתח בחלקו התחתון ונסגר בחלקו העליון בעקבות שקיעת התקרה. בעבר הסתמכו המהנדסים על מודל הקורה האלסטית הפשוטה התמוכה משתי קצותיה, אך כפי שראינו לעיל הוא מספק במקרים בודדים בלבד כאשר הסלע רציף.

Fayol, 1885 הבחין בעובדה שהקורות העליונות בתקרה מעבירות את משקלן לטרלית אל הקירות ואינן גורמות להעמסה ורטיקלית של הקורה התחתונה. פילוג המאמצים הטרללי המלווה בכוח חיכוך בין השכבות נקרא arching (התקשתות) וניתן לנצלו לתיכנון מפתחים בחללים תת-קרקעיים בסלע.

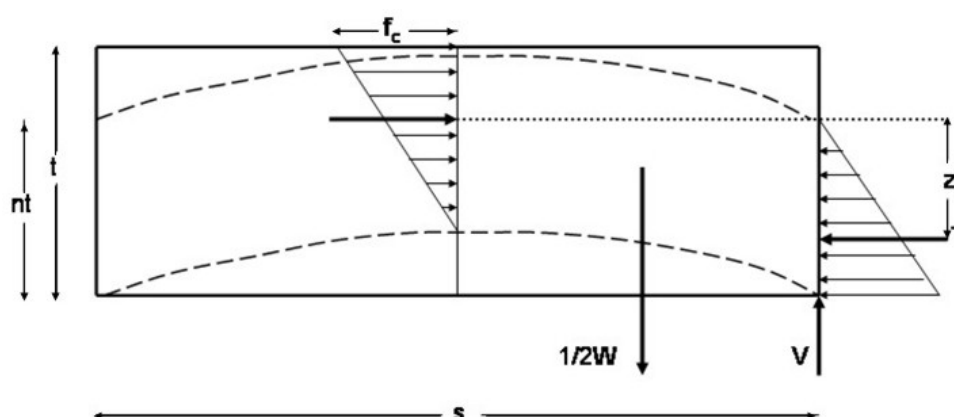
Sterling, 1980 ערך ניסוי והגיע למסקנה שקיימת חוסר-התאמה בין מודל הקורה האלסטית הרציפה לבין מודל ה-Voussoir הבנוי מבלוקים בלתי-רציפים. התנהגות התקרה נקבעת על ידי voussoirs (בלוקים) הנוצרים באופן טבעי או עקב כרייה. הגג מגיב על ידי הפעלת כוח צירי (lateral thrust) הנוצר על ידי כפיפה תחת משקל עצמי כנגד הלחץ המקיף של הדפנות. החומר מתנהג בצורה אלסטית (לינארית והפיכה) עד לקיבולת ההעמסה המירבית של הקורה ומעבר לה, כך מצא Sterling, 1980 בעזרת סדרת ניסויים, החומר נכשל באחד משלושה אופנים: כאשר היחס בין מפתח לעובי השיכוב נמוך מתקבלת גזירה בדפנות, ואילו עבור יחס גבוה בין מפתח לעובי השיכוב צפוי buckling. עבור יחס בינוני מתקבל crushing.

Barker & Hatt, 1972 ערכו בדיקות נומריות עבור גג משוכב וקיבלו שתיאוריית הקורה האלסטית הפשוטה מתארת נכון את מאמץ המתיחה המירבי רק כאשר הסלע רציף. קיימת בעיה בתיאור השקיעה התלויה במעוות הגזירה שהמודל הפשוט לא מתייחס אליו. לטענתם עבור סלע סדוק שיטת האלמנטים הסופיים מתאימה יותר בגלל השפעת השיכוב וחוזק הגזירה התלויים בקוהזיה ובחיכוך.

Stimpson & Ahmed, 1992 הראו על ידי ניסויים פיסיקליים שעבור קורות עבות עומס גדול עלול לגרום ליצירת סדקי מתיחה אלכסוניים המקבילים לקשת הלחיצה.

Diederichs & Kaiser, 1999 הציגו גישה איתרתיבית משופרת לניתוח הקלאסי של Brady & Brown, 1993 אשר כוללת הנחה משופרת עבור פיזור המאמצים הצירי וקשת הלחיצה הפרבולית, ישום של כוח תימוך ועומס, ושיטה פשוטה יותר לקביעת תזוזות. כמו כן הוגדר גבול לינאריות המתאים לתזוזה של כעשרה אחוז מעובי השיכוב ללא תלות במודול הסלע. מעבר לגבול זה לא ניתן לוודא שהסלע יציב. במסגרת עבודה זו יוצג המודל המקורי של Brady & Brown, 1993.

מודל ה-Voussoir (Beer & Meek, 1982, Brady & Brown, 1993) פותח בהנחה של מעוות מישורי. בשיווי משקל המאמץ הטרלי מתפלג בצורה פרבולית ולא בצורה אחידה או צירית. מכיוון שהבעיה בלתי-מסויימת סטטית מניחים שקו ה-thrust הנו קשת פרבולית ושפילוג הכוחות בדפנות ובמרכז המפתח הוא בצורת משולש שגובהו nt . תרשים 5.4 ממחיש את אופן פעולת הכוחות.



תרשים 5.4 : תרשים כוחות (Beer & Meek, 1982)

קו הפעולה של שקול הכוחות אופקי ועובר דרך מרכז הכובד של כל פילוג. הזרוע ההתחלתית של

$$z_0 = t(1 - \frac{2}{3}n) = t - \frac{2}{3}nt$$

מתוך שיווי משקל: צמד הכוחות T , המשקל העצמי W והריאקציה האנכית בדופן מאוזנים על ידי המומנט של הצמד.

הכוח האופקי T מבוטא על ידי שטח המשולש $T = \frac{1}{2}(f_c \cdot n \cdot t)$ כאשר f_c הוא הכוח האופקי המרבי ו- t עובי הקורה. זרוע המשולש z .

המשקל העצמי W נתון על ידי $W = \gamma \cdot t \cdot s$, כאשר γ המשקל המרחבי של החומר ו- s הוא אורך המפתח.

$$M = T \cdot z - \left(\frac{W}{2}\right) \cdot \left(\frac{s}{4}\right) = 0 \quad \text{מכאן ש-}$$

על ידי העברת אגפים והצבה ניתן לקבל כי

$$f_c = \frac{1}{4} \frac{\gamma s^2}{nz} \quad \text{ו-} \quad \gamma \cdot t \cdot \frac{s^2}{8} = \frac{f_c}{2} \cdot n \cdot t \cdot z, \quad W \cdot \frac{s}{8} = T \cdot z$$

כאשר הקורה עוברת דיפלקציה קשת הלחיצה מתקצרת ונוצר lateral thrust. בהנחה שפרופיל הקשת נתון על ידי $s^2 = 4az$ כאשר a הוא פרמטר שמתאר את הגיאומטריה הידועה ניתן לחשב

$$L = s + \frac{16z^2}{3s} \quad \text{את אורך הקשת } L \text{ על פי חוקי הגיאומטריה האנליטית ופונקציות היפרבוליות:}$$

$$z = \left[\frac{3s}{16} \left(\frac{16z_0^2}{3s} - \delta L \right) \right]^{1/2} \quad \text{בתהליך הלחיצה גובה הקשת } z_0 \text{ מתקצר ב- } \delta L \text{ ולכן}$$

ההתקצרות נובעת מלחיצה בקורת הגג ומעיבור אלסטי בדפנות השווה בשתי קצוות הקורה. מכיוון שהשטח המועמס קטן מאוד ביחס לאורך המפתח הלחיצה בקירות זניחה.

מידת ההתקצרות נקבעת על פי ממוצע המאמץ האופקי. מניחים שב- $s/4$ העומס הטרלי מתפלג

$$\delta L = \frac{f_{av} \cdot L}{E} \quad \text{ו-} \quad f_{av} = \frac{f_c}{2} \left(\frac{2}{3} + \frac{n}{2} \right) \quad \text{ולכן } t \text{ העומק}$$

עקב התקצרות הקשת ודיפלקציה פיזור המאמצים בקורה משתנה.

$$Z = Z(z_0) = Z(z_c) = z = \left[\frac{3s}{16} \left(\frac{16z_c^2}{3s} - \delta L \right) \right]^{1/2} \quad \text{מ-}$$

נובע שהיחס n של עומס לעומק עבור פילוג עומס הקצוות הפנימי (lateral depth ratio) הוא

$$n = \frac{3}{2} \left(1 - \frac{z}{t} \right)$$

על ידי הצבה חוזרת מחשבים את הערכים של $\delta L, L, f_c, f_{av}$ ו- z ומקבלים ערך חדש עבור n כאשר z_0

מציין את הערך של z מהחישוב האחרון. החישוב מסתיים כאשר ערכי ה- n וה- f_c מתייצבים.

בטבלה 5.3 מיוצג החישוב עבור מערת צידקיהו, כאשר נלקחו הערכים הבאים:

$$t=0.85m, \gamma=0.02MNm^{-3}, E=8.5GPa, s=30m$$

טבלה 5.3: איתרציות להערכת המאמץ המרבי f_c (Kpa)

n	z_0	f_c	f_{av}	L	ΔL	z
	$t(1 - \frac{2}{3}n)$	$\frac{\gamma s^2}{4nz}$	$\frac{1}{2} f_c \left(\frac{2}{3} + \frac{n}{2} \right)$	$s + \frac{16z^2}{3s}$	$\frac{2 f_{av} L}{3E}$	$\left[\frac{3s}{16} \left(\frac{16z_c^2}{3s} - \delta L \right) \right]^{\frac{1}{2}}$
0.1	0.793333	14180.67	5081.408	30.11189	0.018001	0.726719
0.217555	0.726719	7115.703	2758.914	30.09389	0.009768	0.687878
0.286097	0.687878	5716.466	2314.354	30.08412	0.008191	0.65353
0.346712	0.65353	4964.985	2085.35	30.07593	0.007379	0.620964
0.404182	0.620964	4482.391	1947.055	30.06855	0.006888	0.588942
0.46069	0.588942	4146.396	1859.683	30.06166	0.006577	0.556648
0.51768	0.556648	3904.005	1806.592	30.05509	0.006388	0.523378
0.576391	0.523378	3729.232	1780.452	30.0487	0.006294	0.488385
0.638144	0.488385	3609.703	1779.112	30.0424	0.006288	0.450721
0.704609	0.450721	3542.387	1804.795	30.03612	0.006378	0.408994
0.778246	0.408994	3534.425	1865.805	30.02974	0.006592	0.360829
0.863243	0.360829	3611.753	1983.373	30.02315	0.007006	0.301316
0.968266	0.301316	3855.987	2218.734	30.01614	0.007835	0.216147
1.118565	0.216147	4653.106	2852.235	30.00831	0.010069	#NUM!

סגנון הכשל הקריטי במקרה מסויים נמצא תוך פתרון האנליזה עבור כל מקרה בנפרד:

מקדם הביטחון עבור כשל בלחיצה (F_c (crushing) ניתן על ידי ההשוואה בין f_c לחוזק הלחיצה החד-צירי המינימלי. המעוות המרבי בסיב החיצוני במקומות הקריטיים חייב להיות קטן מהמעוות

$$F_c = \frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{16.5MPa}{3.5MPa} = 4.7 \text{ במערת צידקיהו מתקבל}$$

עבור כשל בגזירה התנאי הוא ש- $F_s = T \tan \varphi = \frac{1}{2} f_c n t \tan \varphi$ יהיה קטן מהריאקציה בקיר

$$V = \frac{1}{2} \gamma s t \text{ כלומר מקדם הביטחון כנגד כשל בגזירה לאורך סדקים אנכיים הוא}$$

$$F_s = \frac{f_c n \tan \varphi}{\gamma s} = 3.1$$

Buckling מתרחש כאשר $z_c < 0$. במקרה זה לא ניתן לפתור את המשוואה עבור Z וכך התוצאה משמשת כאינדיקטור. מהמשוואות עבור δL ו- Z נובע ש- buckling מועדף כאשר E נמוך והמפתח גדול. את E יש למדוד באתר בכיוון המקביל למישורי השיכוב ויש להתחשב במערכות סידוק. במערת צידקיהו מתקבל ערך חיובי עבור z כאשר $0 < n < 1$ ולכן איננו צפוי כשל בסגנון buckling. מהניתוח על פי מודל Voussoir הפשוט עולה כי התקרה יציבה, הן עבור כשל בלחיצה צירית והן עבור כשל בגזירה לאורך הדפנות.

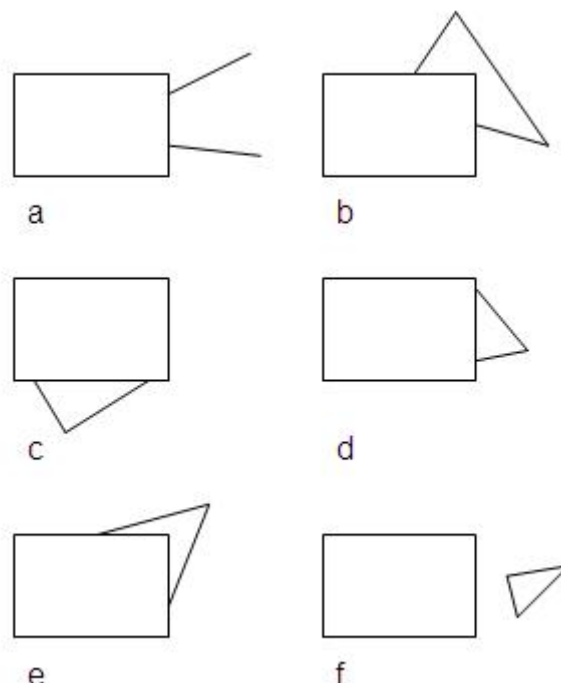
5.3 תיאוריית בלוקים

תיאוריית הבלוקים (Goodman & Shi, 1985) מבוססת על קיום מספר סופי של מערכות מישורי אי-רציפות בעלי השתרעות אינסופית שיוצרות בלוקים על ידי הצטלבותן. זו תיאוריה גיאומטרית תלת-מימדית שמאפשרת לקבוע באם קיימים בסלע בלוקים ברי-תזוזה שיכולים לגרום לכשל. בלוקים ברי-תזוזה אשר נוצרים על ידי חיתוך של מישורי אי-רציפות והמישור החופשי (מישור החציבה) נקראים keyblocks (בלוק מפתח). ההנחה היא שהכשל מתחיל במישור החופשי.

5.3.1 הגדרת בלוקים ברי תזוזה

Goodman, 1989 מחלק את כל הבלוקים האפשריים לשש קבוצות (תרשים 5.5):

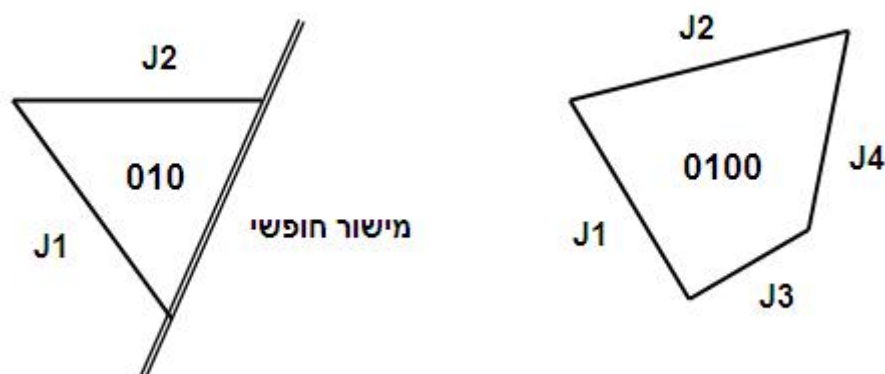
- infinite block – בלוק אשר אינו נסגר על-ידי מישורי אי-רציפות
- tapered block – בלוק הלכוד בין בלוקים שכנים שמונעים ממנו לנוע אל תוך החלל
- stable block – בלוק בעל פוטנציאל קינמטי אך יציב
- potential keyblock – יציבות הבלוק תלויה בכוחות שפועלים עליו (חיכוך וכו')
- keyblock – בלוק בעל פוטנציאל תנועה עקב מפגש עם מישורי חציבה
- depth block – בלוק סופי ללא מגע עם המישור החופשי



תרשים 5.5: חלוקת הבלוקים האפשריים לפי יציבות

(a) infinite block, (b) tapered block, (c) stable block, (d) potential keyblock, (e) keyblock, (f) depth block

הסיווג נעשה על פי התיאורמה של Shi הגורסת כי כל מישור אין סופי מחלק את המרחב לחלל תחתון (המיוצג על ידי הספרה 1) ולחלל עליון (המיוצג על ידי הספרה 0). מאוחר יותר נוספו הספרה 2 עבור מישור שאינו משתתף ביצירת הבלוק ו-3 עבור מישור שתוחם את הבלוק משני צדדים (מקבילים). כך ניתן לייצג כל בלוק אפשרי שנוצר על ידי שילוב ייחודי של חצאי-חללים בעזרת קוד מספרי JP (joint pyramid) כאשר הספרה הראשונה משמאל מייצגת את חצי-החלל של מערכת מס' 1, הספרה השניה את המערכת מס' 2 וכו'. כאשר הבלוק חתוך על ידי מישור חופשי יש להוסיף באותו אופן ספרה עבור המישור החופשי והקוד המספרי נקרא BP (block pyramid). תרשים 5.6 ממחיש את השימוש ב-JP ו-BP.

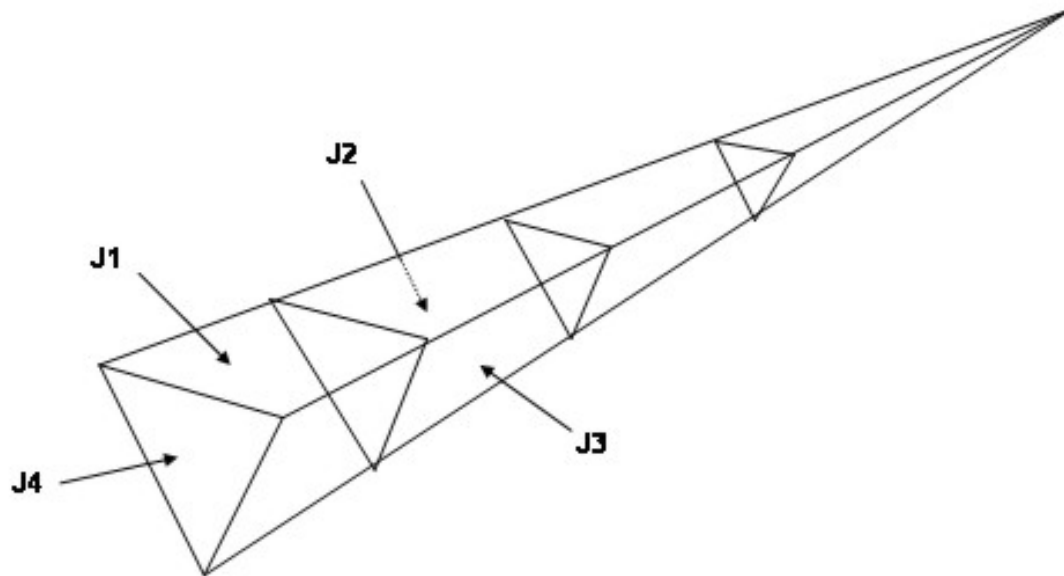


תרשים 5.6: השימוש ב-JP (משמאל) ו-BP (מימין). הבלוק הימני מקבל את הקוד 0100 מכיון שהוא נמצא מעל מישור סידוק של מערכת מס' 1, מתחת למישור סידוק של מערכת מס' 2 ומעל מישורי הסידוק של מערכות מס' 3 ו-4. הבלוק השמאלי מקבל את הקוד 010 מכיון שהוא נמצא מעל J1, מתחת ל-J2 ומעל המישור החופשי. אילו היו שלוש מערכות סידוק, ה-BP של הבלוק השמאלי היה 0120, כאשר הספרה 2 מייצגת את מישור הסידוק של מערכת J3 שאינו משתתף ביצירת הבלוק.

על מנת לקבוע באם בלוק חופשי לנוע מבוצעת השלכה סטריאוגרפית של מישורי אי-הרציפות כולל המישור החופשי, כאשר כל שטח התחום על ידי מישורים אלו מייצג JP מסויים. בהשלכת חצי-כדור עליון, השטח שנמצא בתוך מעגל ההשלכה (המייצג את המישור) מייצג את חצי-החלל שנמצא מעל המישור. המישור החופשי מחלק את המרחב לחצי-חלל של אוויר ("חללי") ולחצי-חלל של סלע. לפי Shi בלוק שכלול כולו בחלל האוויר הנו בר-תזוזה.

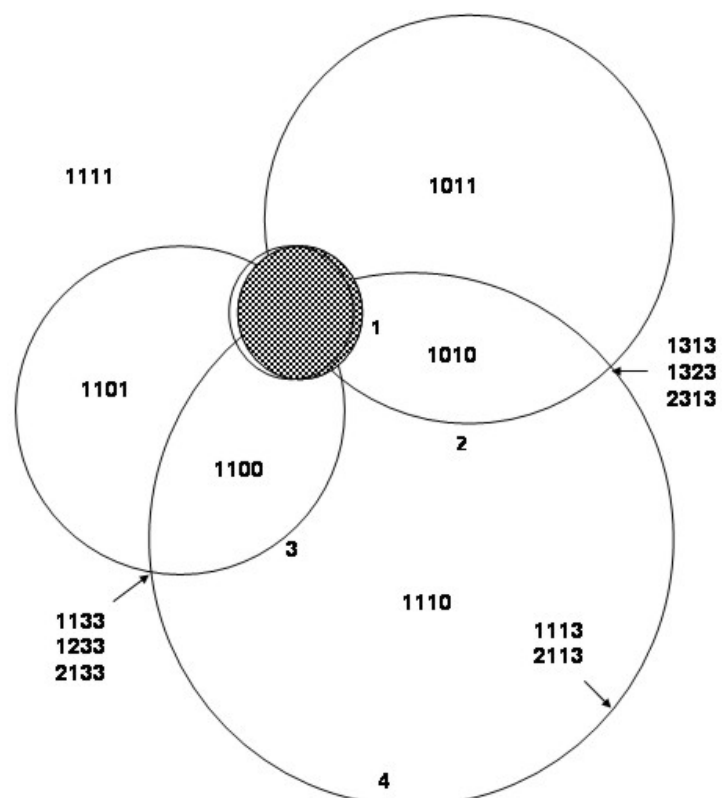
באם ומישור אחד חוזר פעמיים באותו בלוק, ה-JP מיוצג על ידי הקשת של המעגל המייצג את המישור שחוזר. קשת הכלולה כולה בחצי-החלל של אוויר מעידה על בלוק בר-תזוזה. JP שאינו מופיע כלל מתאר בלוק לכוד ויציב. JP שכלול בחצי-החלל של הסלע מייצג בלוק אינסופי. עבור חזרות של שני מישורים ה-JP מיוצג על ידי נקודת החיתוך של אותם מישורים.

ההשלכה הסטריאוגרפית המופיעה בתרשימים 5.8-5.12 בוצעה על גבי רשת סטריאוגרפית עבור חצי-הכדור העליון. במערת צידקיהו דרושה חזרה של מערכת J4 על מנת ליצור בלוק סופי, מכיון ש-J2 ו-J3 כמעט מקבילים. עובדה זו הייתה מובילה ליצירת בלוקים ארוכים מאוד, אך המרווח הקטן יחסית של J4 מחלק את הבלוק – לכן J4 מופיע משני צדי הבלוק כפי שממחיש זאת תרשים 5.7.

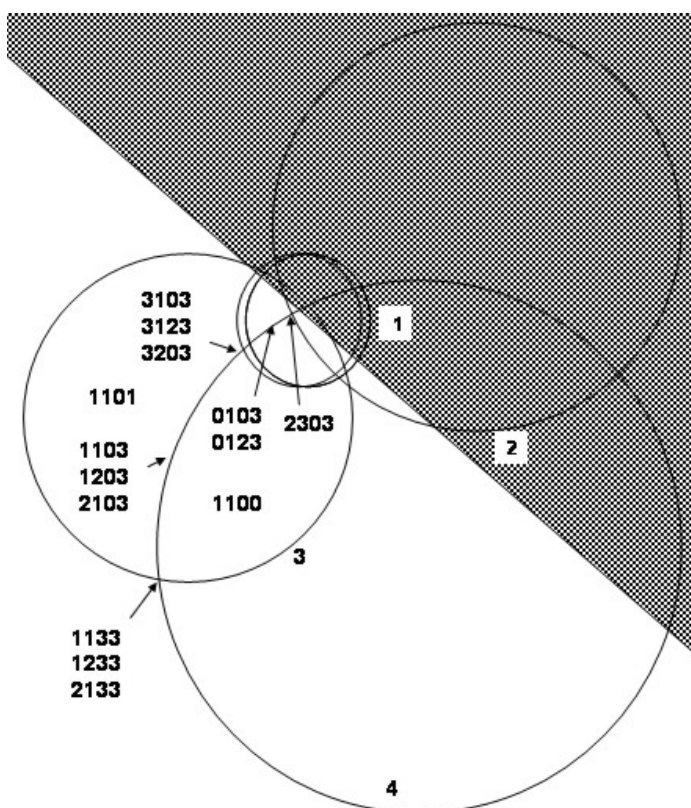


תרשים 5.7: המרווח הקטן יחסית בין מישורי הסידוק השייכים למערכת J4 גורם ליצירת בלוקים בעלי שתי פאות מקבילות.

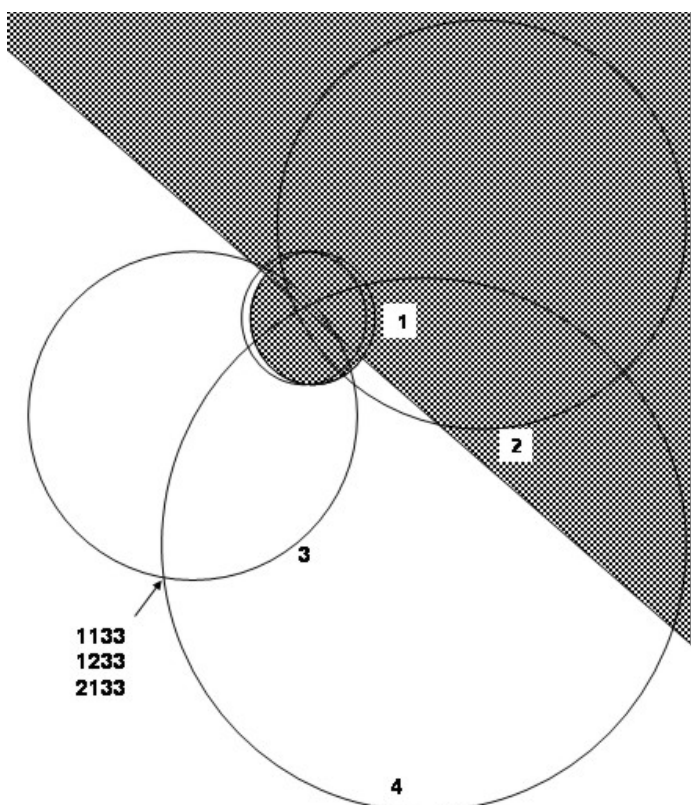
בטבלה 5.4 מרוכזות כל התוצאות.



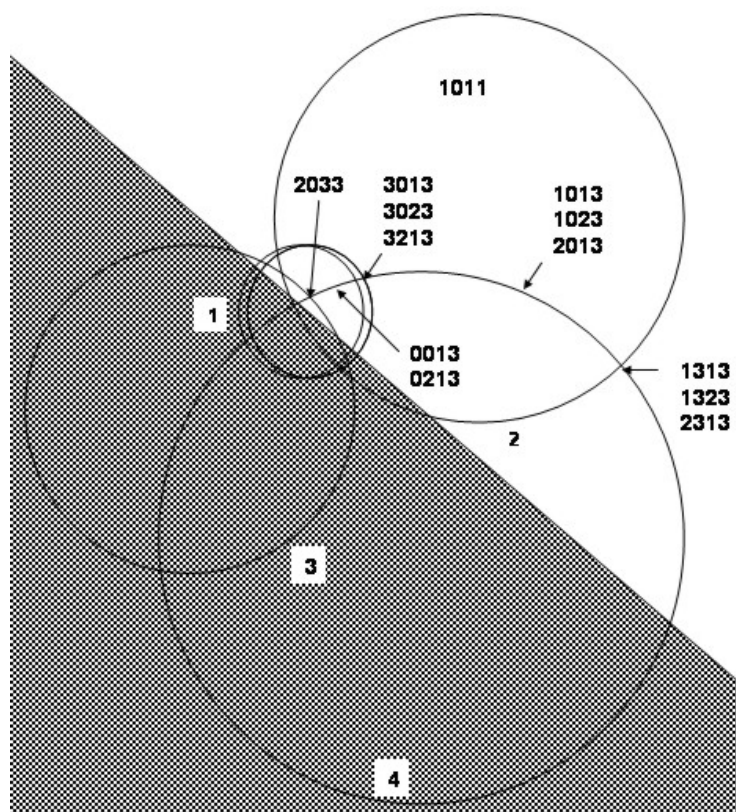
תרשים 5.8 : השלכה סטריאוגרפית לניתוח הזזה בתקרה. השטח הכהה מייצג את חצי חלל הסלע וכל JP הכלול בו הנו יציב. השטח הלבן מייצג את חצי חלל האוויר ומכיל את ה-JP's שאינם יציבים.



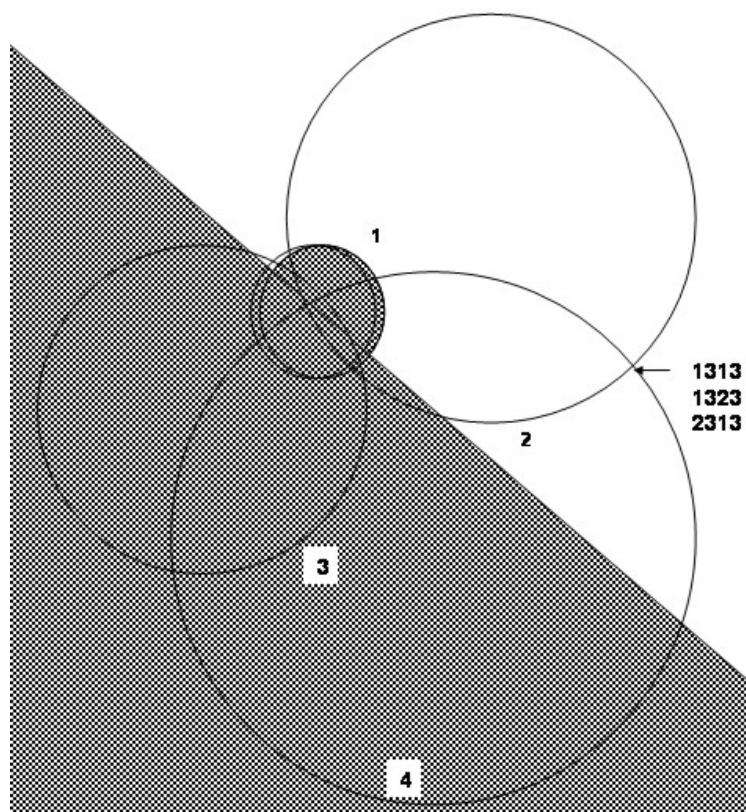
תרשים 5.9 : השלכה סטריאוגרפית לניתוח הזזה בקיר הצפון-מזרחי



תרשים 5.10 : השלכה סטריאוגרפית לניתוח הזזה בפינה הצפון-מזרחית (מפגש תקרה וקיר)



תרשים 5.11 : השלכה סטריאוגרפית לניתוח הזזה בקיר הדרום-מערבי



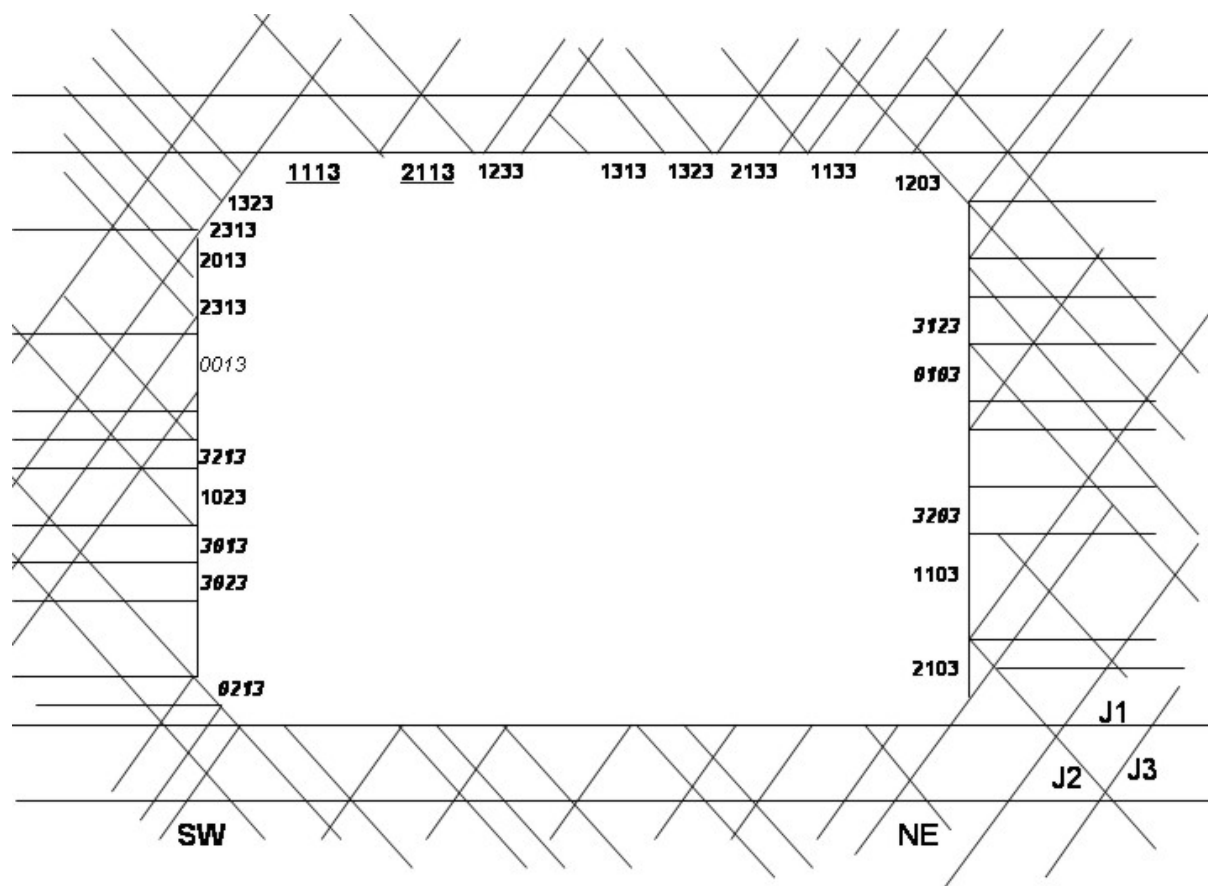
תרשים 5.12 : השלכה סטריאוגרפית לניתוח הזזה בפניה הדרום-מערבית (מפגש תקרה וקיר)

טבלה 5.4: יציבות בלוקים לפי מיקום מניתוח השלכה סטריאוגרפית

פינה דרום-מערבית	קיר דרום-מערבי	פינה צפון-מזרחית	קיר צפון-מזרחי	תקרה	JP
					3333
					3323
					3313
					3303
					3233
					3223
	החלקה על 1				3213
			החלקה על 1		3203
					3133
			החלקה על 1		3123
					3113
			החלקה על 1		3103
					3033
	החלקה על 1				3023
	החלקה על 1				3013
					3003
					2333
					2323
החלקה על 2	החלקה על 2			החלקה על 2	2313
			שליפה		2303
					2233
					2223
					2213
					2203
		החלקה על 3	החלקה על 3	החלקה על 3	2133
					2123
				נפילה	2113
			החלקה על 3		2103
	שליפה				2033
					2023
	החלקה על 2				2013
					2003
					1333
החלקה על 2	החלקה על 2			החלקה על 2	1323
החלקה על 2	החלקה על 2			החלקה על 2	1313
					1303
		החלקה על 3	החלקה על 3	החלקה על 3	1233
					1223
					1213
			החלקה על 3		1203
		החלקה על 3	החלקה על 3	החלקה על 3	1133
					1123
				נפילה	1113
			החלקה על 3		1103
					1033
	החלקה על 2				1023
	החלקה על 2				1013
					1003
					0333
					0323
					0313
					0303
					0233
					0223
	החלקה על 1				0213
					0203
					0133
			החלקה על 1		0123
					0113
			החלקה על 1		0103
					0033
					0023
	החלקה על 1				0013
					0003

ניתן להגדיר שלושה בלוקים קריטיים, אחד בתקרה, אחד בדופן הצפון-מזרחית ואחד בדופן הדרום-מערבית של המנהרה.

תרשים 5.13 ממחיש באופן סכימתי את הבלוקים ברי-התזוזה בכל מישור חופשי.

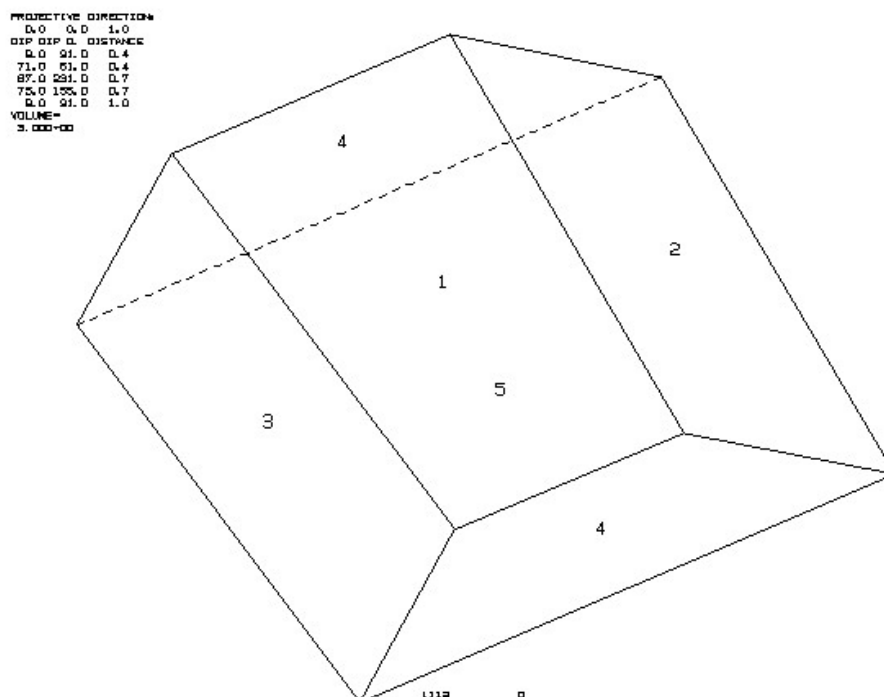


תרשים 5.13: בלוקים ברי תזוזה במערת צידקיהו במרחב הדו-מימדי המופשט. סגנונות הכשל השונים מיוצגים בגופן שונה: כתב מודגש עם קו תחת – נפילה, כתב מודגש – החלקה על גבי מישור נטוי, כתב מודגש ונטוי – החלקה על גבי מישור שיכוב, כתב נטוי – שליפה.

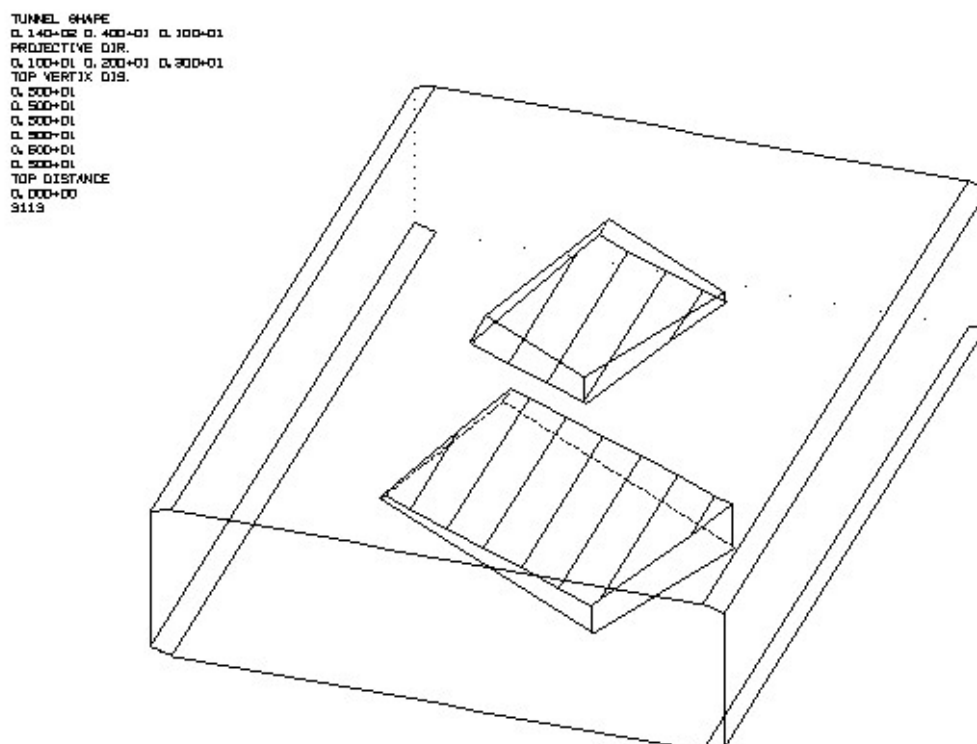
ניתוח הזזה וסגנון הכשל עבור פירמידות סדקים (JP) או פירמידות סדקים שכוללים את המישור החופשי (BP) במערת צידקיהו נעשה בעזרת השלכה סטריאוגרפית ידנית, הצגת צורת הבלוקים הקריטיים בעזרת B03 (גירסת DOS) או Sbl (גירסת Windows) ומציאת הבלוק המירבי במנהרה בוצעה באמצעות B25 (גירסת DOS) או Tbl (גירסת Windows) (Shi, 2002).

• הבלוק הקריטי בתקרה:

הבלוק הקריטי בתקרה נוצר על ידי ה- conjugate set (J2 ו-J3) מלמעלה ונסגר על ידי המערכת הניצבת J4 משני הצדדים ועל ידי המישור החופשי מלמטה (תרשימים 5.14 ו-5.15). לכן ה-BP הוא 11130 שכולל את הבלוק המשני 21130 שאינו חתוך על ידי השיכוב. כל הבלוקים הנוספים בתקרה (לדוגמא 21330) הנם יציבים, מכיוון שהם נוצרים על ידי חזרתיות של J2 או J3, כך שהחיכוך מונע את החלקתם.



תרשים 4.14: הגיאומטריה של ה-keyblock בתקרה בעל BP 11130. תוכנת B03.

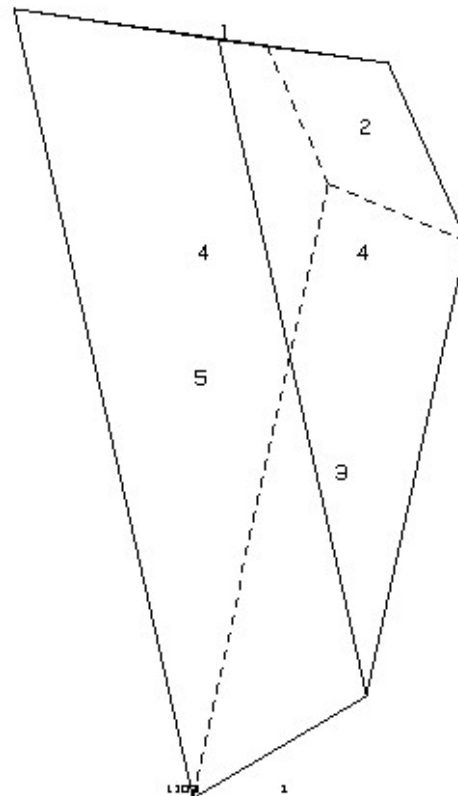


תרשים 4.15: ה-keyblock בתקרה בעל BP 11130 במרחב המנהרה. תוכנת B25.

• הבלוק הקריטי בקיר הצפון-מזרחי :

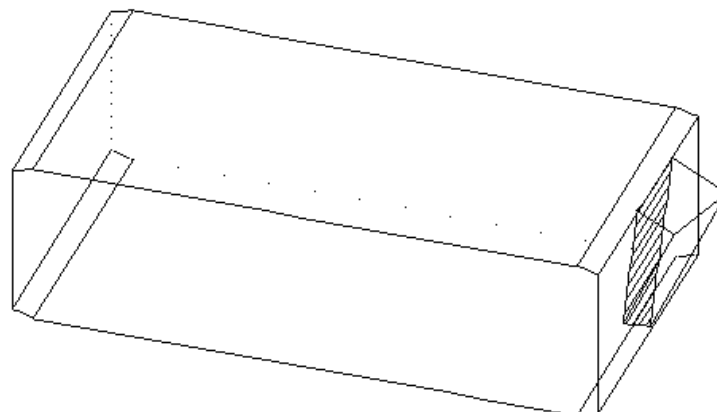
בקיר הצפון-מזרחי הבלוק הקריטי מוגבל על ידי J1 ו- J2 מלמעלה, J3 הנטוי אל המישור החופשי מלמטה, הסט הניצב J4 משני הצדדים והמישור החופשי (תרשימים 5.16 ו-5.17). לכן ה-BP שלו 1103 והוא כולל בתוכו את 21031 ו- 12031 .

```
PROJECTIVE DIRECTION%
D.0 -1.0 D.0
DIP DIP D. DISTANCE
D.0 D1.0 D.4
71.0 51.0 D.4
87.0 231.0 D.7
75.0 155.0 D.7
90.0 220.0 D.1.0
VOLUME=
8.310E+00
```



תרשים 5.16: הגיאומטריה של ה-keyblock בקיר הצפון-מזרחי בעל 11031 BP. תוכנת B03.

```
TUNNEL SHAPE
D.140E+00 D.400E+01 D.100E+01
PROJECTIVE DIR.
D.100E+01 D.300E+01 D.300E+01
TOP VERTIX D19.
D.000E+00
D.500E+01
D.000E+00
D.000E+00
D.000E+00
TOP DISTANCE
D.500E+01
1103
```

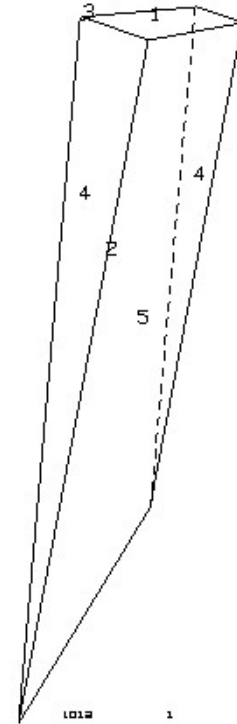


תרשים 5.17: ה-keyblock בקיר הצפון-מזרחי בעל 11031 BP במרחב המנהרה. תוכנת B25.

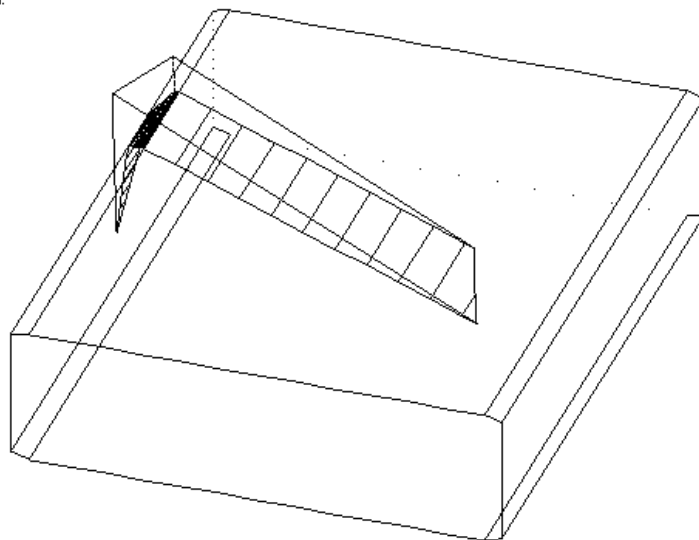
- ```

PROJECTIVE DIRECTION
 1.0 0.0 0.0
DIP DIP D DISTANCE
 0.0 91.0 0.4
 71.0 61.0 0.4
 87.0 291.0 0.7
 75.0 155.0 0.7
 90.0 40.0 1.0
VOLUME=
 7.750+00

```



```
TUNNEL SHAPE
Q.140+02 Q.400+01 Q.100+01
PROJECT(VE DIR).
Q.100+01 Q.200+01 Q.300+01
TOP VERT(X D19.
Q.000+00
Q.000+00
Q.500+01
Q.500+01
Q.000+00
TOP DISTANCE
Q.000+00
1013
```

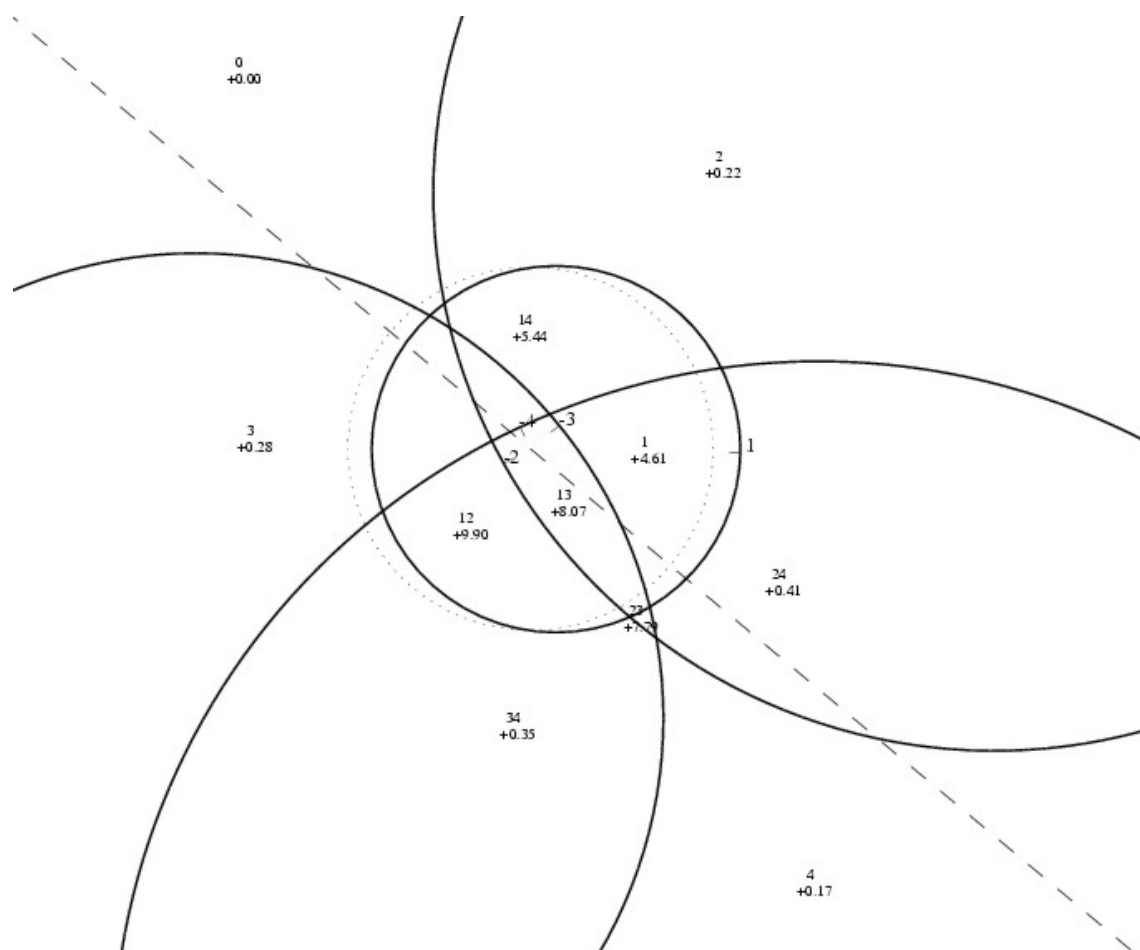


45

בלוקים נוספים ברי-תזוזה בדפנות – מבחינה גיאומטרית – הנם יציבים עקב נטייתם המתונה של מישורי השיכוב ביחס לשקול הכוחות, המשקל העצמי של הסלע. באותה מידה ישנם בלוקים חופשיים ברצפה, אך שלפתם מותנית בהפעלת כוח בכיוון מנוגד למשקל הסלע, כמו לחצי מים או כוחות אינרציה ממקור סייסמי אשר אינם מובאים כאן בחשבון. מקרה מיוחד ניתן למצוא בפינות העליונות של המנהרה המחברות בין הדופן לתקרה. בפינה הצפון-מזרחית מתקבל ה-12030 BP והבלוקים הכלולים בו. בפינה הדרום-מערבית מתקבל ה-10230 BP בהתאם.

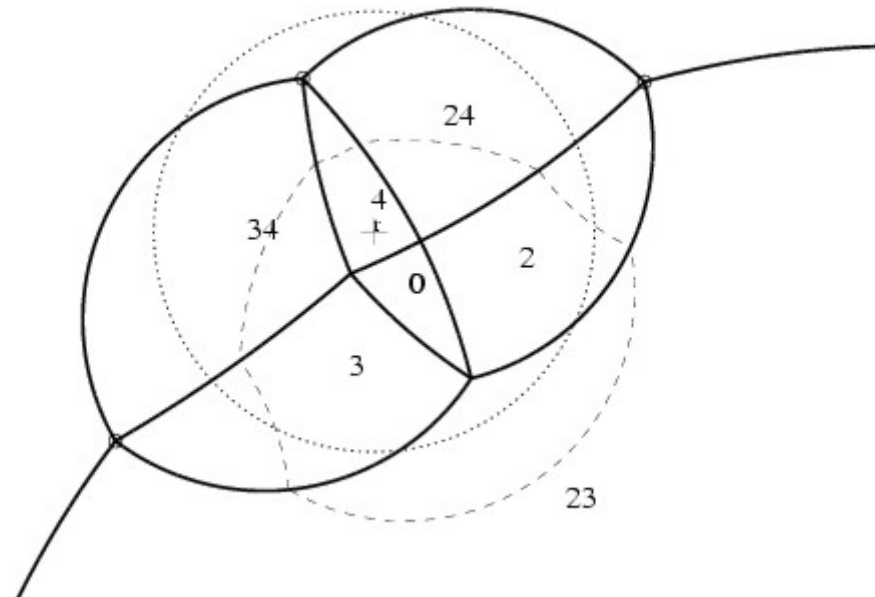
### 5.3.2 כוחות וסגנונות כשל

במקרה של משקל עצמי בלבד שקול הכוחות אנכי כלפי מטה. במידה ומופעל כוח תימוך ובמקרה של רעידת אדמה מצב זה משתנה. בתרשים 5.20 מוצגת השלכה סטריאוגרפית UH המראה את סגנון הכשל עבור כל בלוק תחת משקלו העצמי ואת מקדם הבטחון. מכיוון שיציבות הבלוקים תלויה במישור החופשי מופיעים בתרשים גם בלוקים שאינם ברי-תזוזה בקיר מסויים והנם יציבים. סגנונות הכשל האפשריים הם נפילה, החלקה על גבי מישור אחד, החלקה על גבי שני מישורים ושליפה (no mode) כאשר דרוש כוח על מנת להוציא את הבלוק.

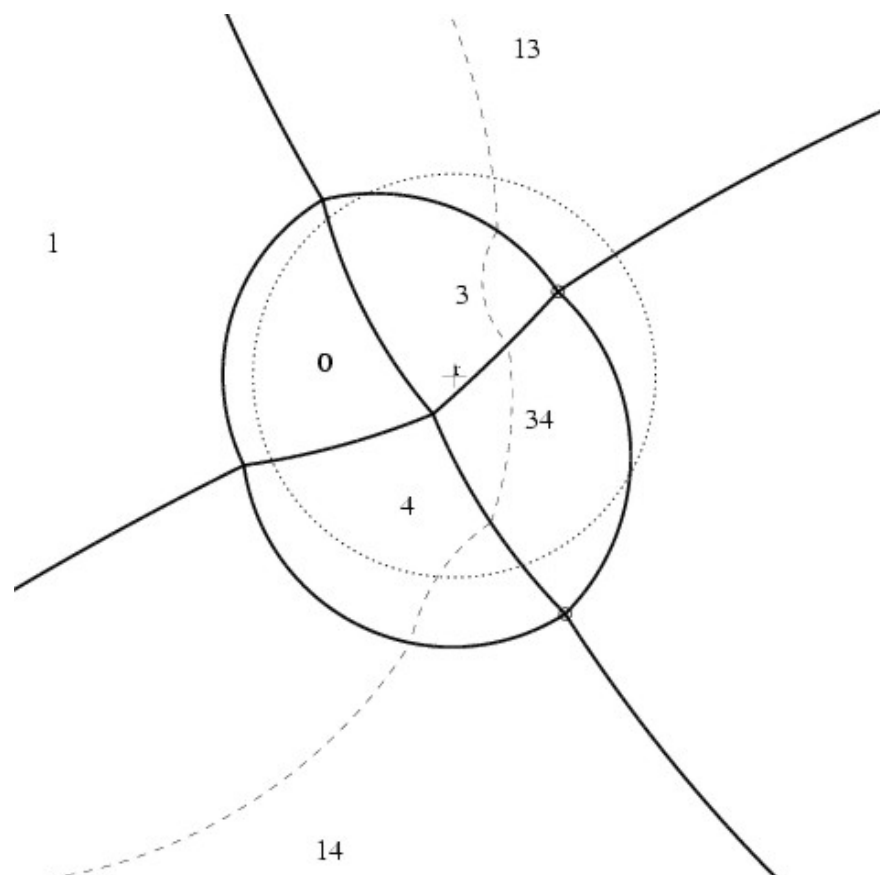


תרשים 5.20 : השלכה סטריאוגרפית UH המראה את סגנונות הכשל. תוכנת SRM. הקירות מיוצגים על ידי הקו האלכסוני, התקרה מיוצגת על ידי J1.

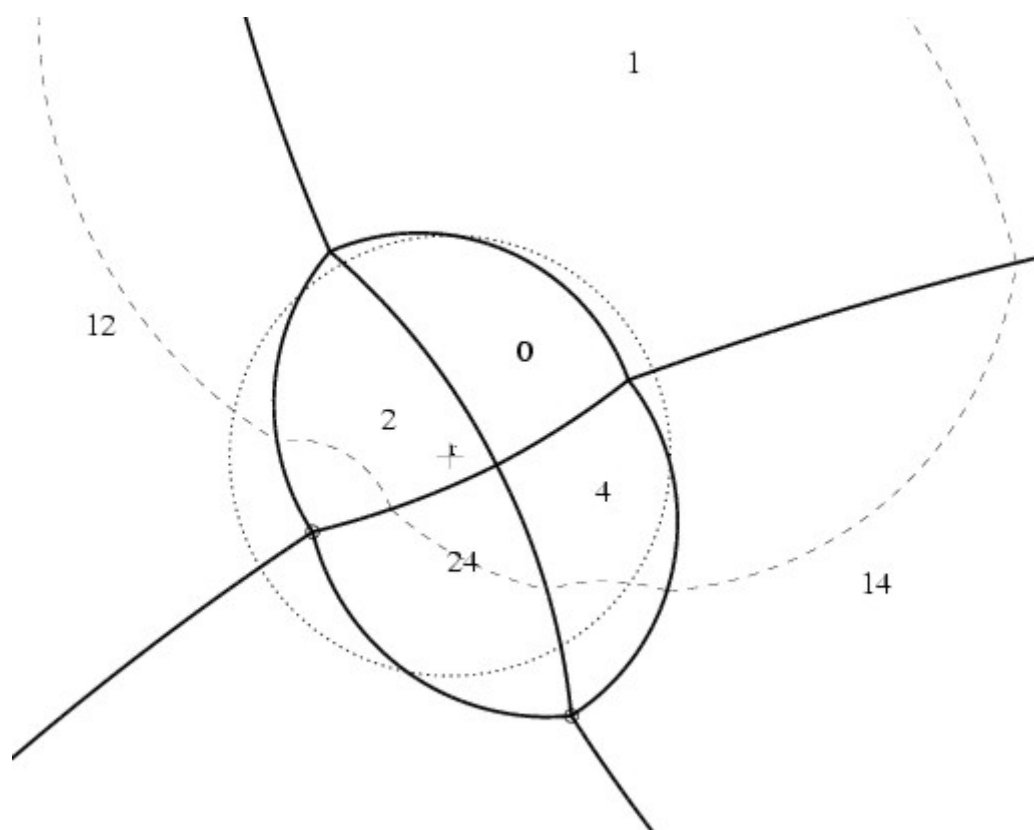
בתרשימים 5.21-5.23 מוצגות תמונות Pier-Londe עבור הבלוקים הקריטיים בתקרה, בקיר הצפון-מזרחי ובקיר הדרום-מערבי בהתאמה. בשלושת המקרים מתקבל כשל כאשר שקול הכוחות הוא כוח הכובד וזווית החיכוך 33 מעלות.



תרשים 5.21: תמונת Pier-Londe בהשלכה של LH עבור כשל בתקרה. JP 1110, החלקה על J4.



תרשים 5.22: תמונת Pier-Londe בהשלכה של LH עבור כשל בקיר הצפון-מזרחי. JP 1101, החלקה על J3.



**תרשים 5.23 : תמונת Pier Londe בהשלכה של LH עבור כשל בקיר הדרום-מערבי. JP 1011, החלקה על J2.**

תוצאות : עבור הבלוק הקריטי בתקרה מתקבלת במודל הדו-מימדי המופשט נפילה. בפועל מתרחשת החלקה על מישור J4 ואילו התאום שלו (J4) לוחץ עליו מלמעלה ומגביר את החיכוך.

בקיר הצפון-מזרחי (כולל הפינה) מתקבלת החלקה על J3, בקיר הדרום-מערבי החלקה על J2. גם כאן הבלוק מוחזק על ידי שני סדקים מקבילים מ-J4 הדרושים ליצירת בלוק סופי. ברצפה מתקבל no mode מכיוון ששקול הכוחות מנוגד לכיוון התזוזה המתאפשר מבחינה קינמטית.

### 5.3.3 סבירות כשל הבלוק

כאמור קיימים בלוקים רבים ברי-תזוזה מבחינה גיאומטרית. אך ישנם גורמים פיסיקליים שונים שמונעים כשל :

- זווית החיכוך הנה גבוהה מנטיית המישור עליו מתרחשת החלקה או קו החיתוך של שני המישורים שעליהם מחליק הבלוק.
- חזרתיות של מישורים מאותה מערכת שמגבירה את החיכוך, כלומר הבלוק לכוד בין שני מישורים מקבילים שמפעילים עליו חיכוך.
- שקול הכוח מנוגד לכיוון התזוזה.

הסבירות לכשל בנפילה הנה גבוהה ביותר, מכיוון שאין השפעה של חיכוך ובמצב בלתי-תמוך הכשל הנו מיידי. הסבירות להחלקה לעומת זאת תלויה בגורמים הנדונים לעיל. כשל ב- no mode דורש הפעלת כוח ואינו סביר. במערת צידקיהו מתקבלת לרוב החלקה על שני מישורים ולעיתים נפילה. היבט נוסף הנו סטטיסטי: ליצירת בלוק בר-תזוזה דרושים לפחות שלושה מישורי אי-רציפות ומישור חופשי אחד. לפי Hatzor & Goodman, 1993 ככל שמספר המישורים הבונים את ה-JP עולה ההסתברות להופעתו קטנה ובלוקים הבנויים מחמישה מישורי אי-רציפות ומישור חופשי כמעט ולא קיימים.

לעומת זאת ההסתברות לקבל יותר מ-keyblock אחד עבור מישור חופשי עולה כאשר הסלע מכיל יותר משלוש מערכות אי-רציפות. תיאורית הבלוקים אינה מטפלת במקרים אלו. Hatzor, 1993 הציג אנליזה סטטיסטית לדירוג של keyblocks לפי הסתברות הופעתם ורמת הסיכון. מסקנה מעניינת שהתקבלה מניתוח סטטיסטי של סבירות הכשל היא שהסתברות הבלוק להשתחרר עולה ביחס ישיר לגודל המשולש הספרי בהשלכה הסטריאוגרפית (Hatzor & Goodman, 1993). כמו כן ההסתברות לכשל עולה ככל שהמרווח בין הסדקים קטן יותר ויציבות הבלוק או מקדם הבטחון נמוכים יותר. במחקר זה לא בוצעה אנליזה של הסתברות כשל.

#### 5.3.4 פריסת מערכות הסידוק – unrolling

מודל ה-unrolling של Shi & Goodman, 1989 מתבסס על טרנספורמציה מערכות הסידוק ממערכת צירים כללית אל מרחב המנהרה וכך מאפשר את ההצגה של קווי החיתוך של מישורי האי-רציפות עם דופן המנהרה. באמצעות התוכנה S2 ניתן לבצע פריסה של דפנות המנהרה עם מבט על הסדקים כפי שהם נראים על פני השטח. בתרשים 5.24 מתוארת המנהרה הפרוסה עם ארבע מערכות הסידוק המיוצגות כל אחת על ידי נציג אחד. בתרשים 5.25 מתוארת אותה מנהרה עם כל הסדקים הנראים על פני השטח ובתרשים 5.26 המנהרה התלת-מימדית עם כל הסדקים. נתוני הקלט לתוכנת unrolling עבור מערת צידקיהו הם:

צורת המנהרה: מרובע עם פינות מעוגלות

מידות המנהרה: רוחב 28 מ', גובה 8 מ', פינות 1 מ'

מערכות סידוק: J1 08/091, J2 71/061, J3 67/231, J4 75/155

כיוון המנהרה: 8/310

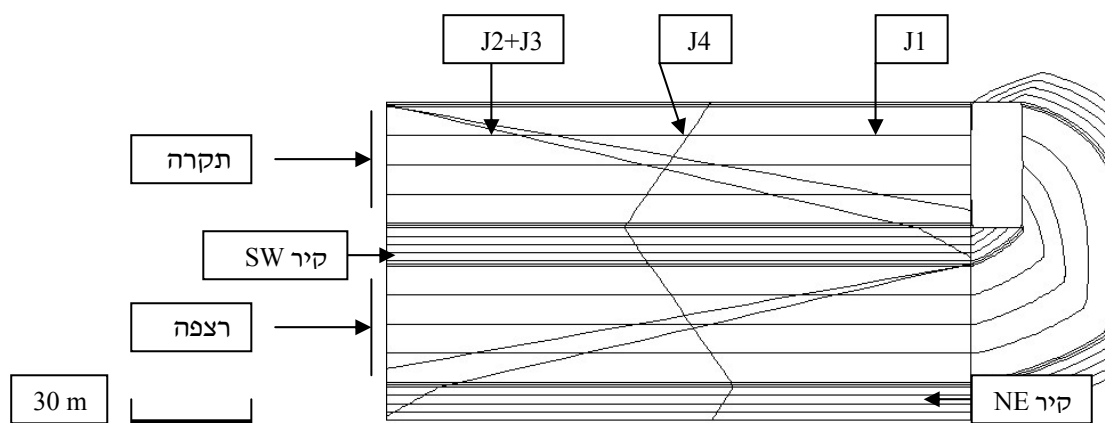
מרווחים של הסדקים<sup>3</sup>: J1 1.7m, J2 1.6m, J3 3m, J4 2.8m

אורך הסדקים: שיכוב 100 מ', J2-J4 10 מ'

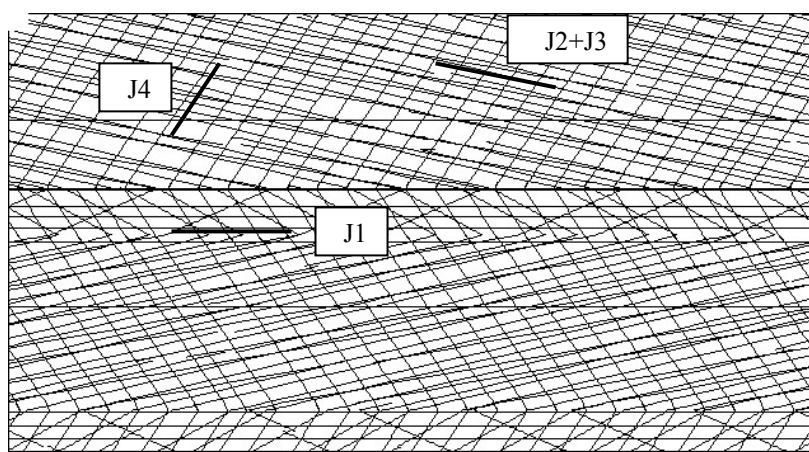
JP: 1113, 1103, 1013

כיוון ההשלכה: 1,2,3

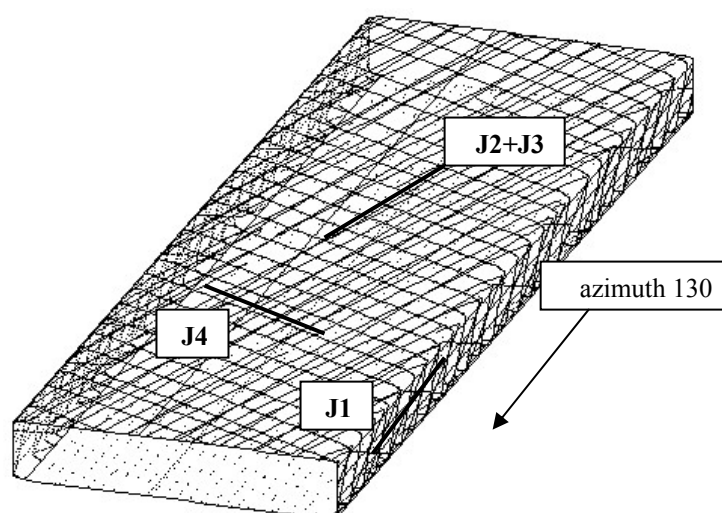
<sup>3</sup> המרווח שמופיע כאן הנו המרווח הנמדד הכפול – זאת על מנת לעקוף את מגבלות החישוב של המחשב וליצור תמונה ריאלית יותר של המצב בשטח על פי ניסיון גיאולוגי.



תרשים 5.24: המנהרה הפרוסה ונציגים של ארבע מערכות הסידוק

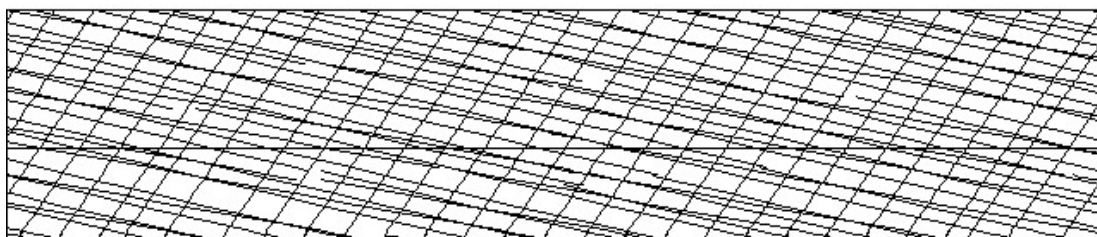


תרשים 5.25: המנהרה הפרוסה עם כל הסדקים הנראים על פני השטח

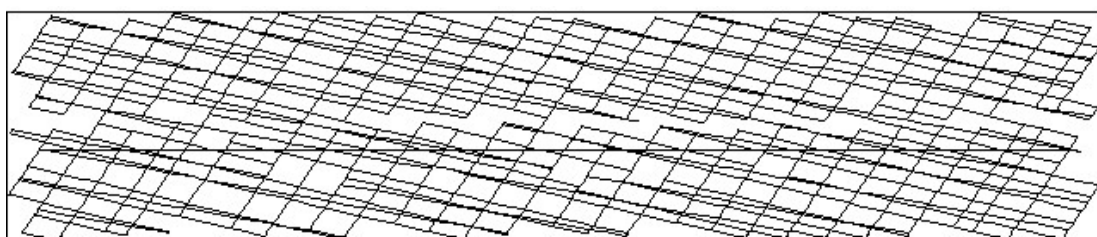


תרשים 5.26: המנהרה התלת-מימדית עם כל הסדקים הנראים על פני השטח.

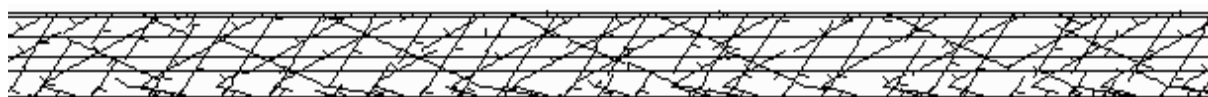
בשלב השני התוכנה S3 מייצרת עבור כל מישור חופשי שני תרשימים נוספים: הראשון מראה מפה של האזור המסוגל להניב בלוקים ברי-תזוזה והשני מראה את אותה מפה לאחר סילוק כל אותם הענפים אשר אינם מניבים בלוקים סופיים. להלן תרשימים עבור התקרה (תרשימים 5.27 ו-5.28), הקיר הצפון-מזרחי (תרשימים 5.29 ו-5.30) והקיר הדרום-מערבי כולל התקרה (תרשימים 5.31 ו-5.32). התוכנה S3 מסתמכת על תיאורית הבלוקים בכדי לזהות בלוקים קריטיים בכל מישור חופשי, לחשב ולהציג בצורה גרפית את השטח המכוסה בבלוקים אלו.



תרשים 5.27: מפה של האזור בתקרה המסוגל להניב בלוקים ברי-תזוזה



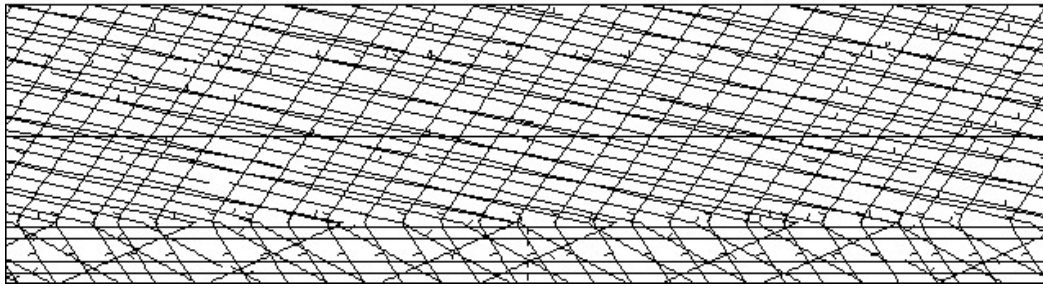
תרשים 5.28: תרשים 5.27 לאחר סילוק ענפים עקרים עבור התקרה



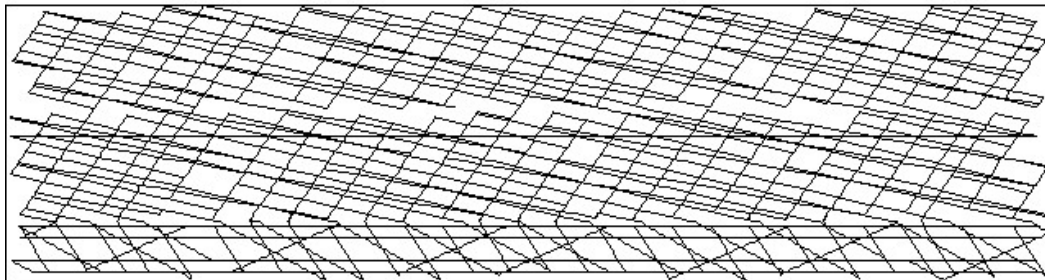
תרשים 5.29: מפה של האזור בקיר הצפון-מזרחי המסוגל להניב בלוקים ברי-תזוזה



תרשים 5.30: תרשים 5.29 לאחר סילוק ענפים עקרים עבור הקיר הצפון-מזרחי



תרשים 5.31: מפה של האזור בקיר הדרום-מערבי המסוגל להניב בלוקים ברי-תזוזה

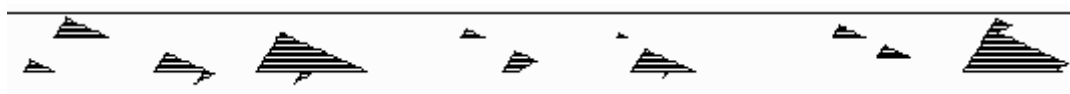


תרשים 5.32: תרשים 5.31 לאחר סילוק ענפים עבור הקיר הדרום-מערבי

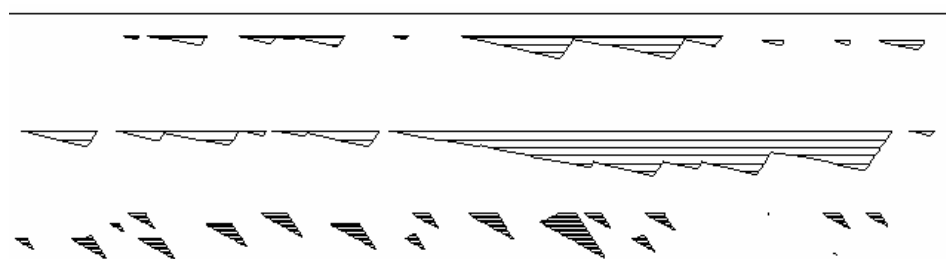
מתוכנה S3 מתקבל עבור כל מישור חופשי והבלוק הקריטי, השטח הפוטנציאלי לכשל שאותו בלוק יוצר. שטחי הכשל הפוטנציאליים מתוארים בתרשימים 5.33-5.35.



תרשים 5.33: שטח הכשל הפוטנציאלי בתקרה עבור JP 1113



תרשים 5.34: שטח הכשל הפוטנציאלי בקיר הצפון-מזרחי עבור JP 1103



תרשים 5.35: שטח הכשל הפוטנציאלי בקיר הדרום-מערבי ובתקרה עבור JP 1013

תוצאות: עבור הבלוק הקריטי 1113 בתקרה שטח הכשל הפוטנציאלי הנו 0.3%, עבור הבלוק 1103 בקיר הצפון-מזרחי השטח הנו 0.85% ועבור- 1013 בקיר הדרום-מערבי מתקבל שטח של 4.8%. ניתן לראות כי למרות הסדקים הרבים שטח הכשל הפוטנציאלי אינו גדול. רק שילוב מסויים של סדקים עם המישור החופשי מניב בלוקים קריטיים. כמו כן יש לזכור כי הניתוח ב- unrolling בוצע עבור JP מסויים, אשר נמצא מסוכן בניתוחים הקודמים. לכן ייתכן ששטח הכשל הפוטנציאלי יגדל מעט (אך לא בצורה משמעותית) אם נבצע את אותו הניתוח עבור JP's נוספים.

## 5.4 DDA

### 5.4.1 מבוא

שיטת ה-DDA (Discontinuous Deformation Analysis) הנה שיטה נומרית שפותחה על ידי Shi, 1988 ומאפשרת ניתוח של יחסי כוחות ומעוותים במערכת סופית של בלוקים בודדים המוגדרים על ידי מישורי אי-רציפות קיימים. עבור הגיאומטריה, העומסים והתכונות האלסטיות של כל בלוק, זוויות חיכוך, קוהזיה ושיכוך במגעים DDA מחשבת מאמצים, מעוותים, החלקה, כוחות מגע ותזוזות כאשר כל בלוק חופשי לעבור העתקה ממקומו המקורי, דפורמציה ועיבור והמערכת כולה חופשית לעבור החלקה, פתיחה וסגירה של מגעים. המודל הנומרי מבוסס על פתרון חוזר של משוואות שיווי משקל עבור מספר רב של מרווחי זמן הן עבור מצב סטטי שבו המהירות ההתחלתית בכל צעד הנה אפס והן עבור מצב דינמי שבו המהירות של כל צעד נובעת ממהירות הצעד הקודם. עם התקדמות הדפורמציה מערכת הכוחות במגעים, צורת המגע וצורת הבלוק עצמו משתנים ושינוי זה מהווה את הבסיס למרווח הזמן הבא. בשלב הראשון DDA מחשבת את המאמצים והמעוותים בבלוק הבודד בעזרת משוואות מתורת האלסטיות ומשוואות אנרגיה כאשר בכל בלוק המאמץ והמעוות קבועים. הנחה זו מתאימה לתנאי מאמץ קטן עד בינוני, אך יכולה להביא לשגיאה נומרית בתנאים של מאמץ גדול. כתוצאה ממעוותים פנימיים נגרמת דפורמציה של כל המערכת המחושבת בשלב השני. ישנם שני אילוצים עבור המגעים בין שני בלוקים: חוזק המתיחה של הסדקים שווה לאפס ולא תיתכן חדירה של בלוק אחד אל תוך השני – הפתרון מושג על ידי הוספת קפיצים קשיחים למערכת ופתרון המשוואות נעשה עם קפיצים אלו תוך התייחסות לסוג המגע ולמרחק הבלוקים אחד מן השני. כיווץ ומתיחת הקפיצים הנם תהליך שדורש אנרגיה ולכן הפתרון שבו האנרגיה מינימלית הוא פתרון ללא חדירה ומתיחה. כאשר המערכת מגיעה לשיווי משקל אנרגית החדירה במגע מאזנת את כוחות המגע וניתן לחשב בעזרתה את הכוח הנורמלי וכוח הגזירה. גזירה לאורך המגעים מחושבת ב-DDA באמצעות קריטריון קולומב-מור. שיטת DDA לינארית ואלסטית לחלוטין ללא מנגנוני איבוד אנרגיה פרט לאיבוד אנרגיה מכנית הדרושה לדפורמציה אלסטית של הקפיצים וחומר המגע ולחיכוך. לעומת זאת נמצא בצורה נסיונית ואנליטית (Tsesarsky, Hatzor, Sitar, 2002) כי הדפורמציות שמתקבלות ב-DDA בצורה זו גדולות בהרבה (עד 80%) מהדפורמציות שהתקבלו בניסוי. יתרה מזו נמצא כי ריסון של 2% נותן

תמונה מציאותית יותר שתואמת את תוצאות הניסוי בדיוק של 5%. ההערכה היא שיש איבוד אנרגיה במגעים כתוצאה משבירת פינות וריסוק הסלע במגעים. השיטה מאפשרת תיכנון הנדסי על ידי הכנסת ברגי סלע או תימוך פסיבי ופתרון הבעיה המלאה בהתאם לתנאים החדשים.

## 5.4.2 הבסיס המתמטי של DDA

הניסוח המתמטי המלא של DDA מופיע אצל Shi, 1988 ו-Shi, 1993. כאן מסוכמות המשוואות הבסיסיות בלבד.

ששת המשתנים המיצגים את הדפורמציות  $(u, v)$  בכל מקום  $(x, y)$  בכל בלוק  $i$  הם:

$$D_i = (u_0, v_0, r_0, \varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy})^T$$

כאשר  $(u_0, v_0)$  הם העתקות של גוף קשיח בנקודה מסויימת בתוך הבלוק,  $r_0$  הנו זווית הרוטציה באותה נקודה ו- $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}$  הם העיבורים בבלוק.

הקירוב מסדר ראשון של המעוותים בכל מקום  $(x, y)$  בתוך הבלוק הוא  $[Ti] \times [Di]$  כאשר

$$[Ti] = \begin{bmatrix} 1 & 0 - (y - y_0) & (x - x_0) & 0 & (y - y_0)/2 \\ 0 & 1 & (x - x_0) & 0 & (y - y_0) & (x - x_0)/2 \end{bmatrix}$$

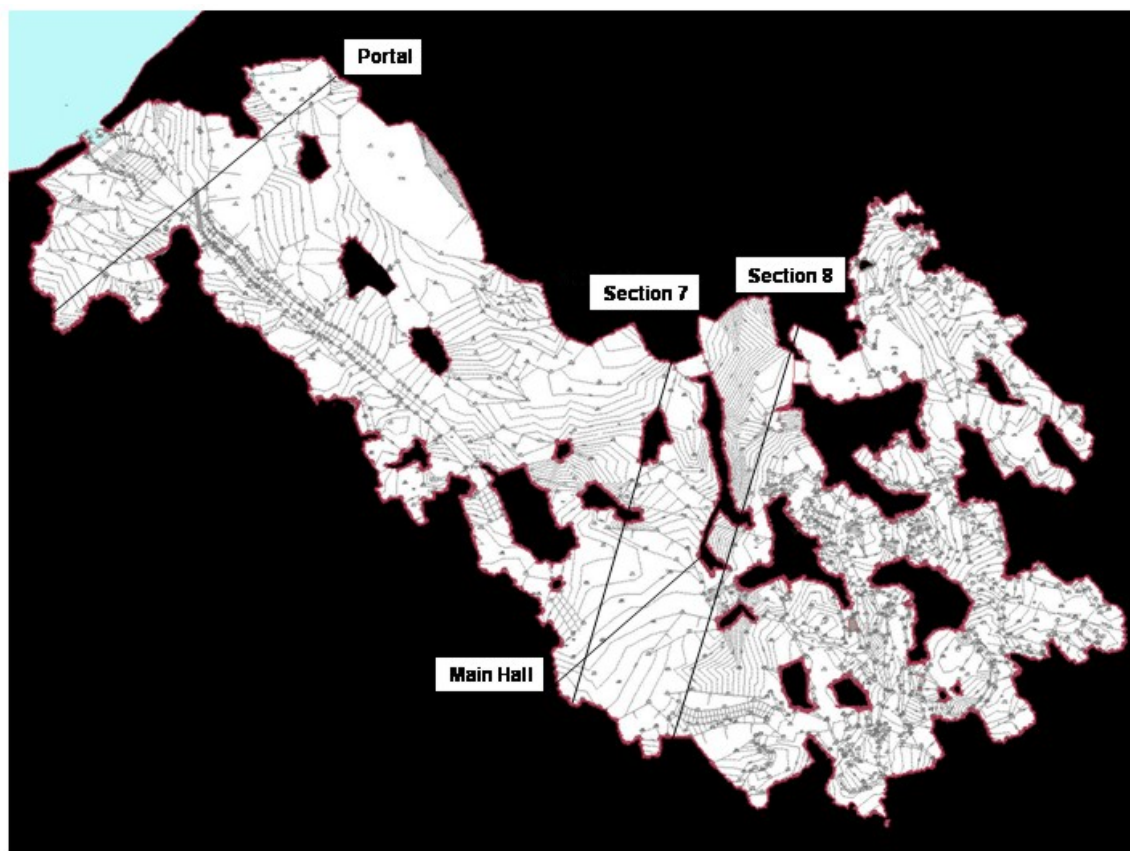
עבור מערכת המורכבת מ- $n$  בלוקים מתקיים הביטוי  $KD=F$  כאשר  $K$  הוא מטריקס של מקדמי הקשיחות של כל המגעים ותלוי בתכונות החומר,  $D$  הוא וקטור הדפורמציות שהוגדר לעיל  $F$  הוא וקטור הכוחות שפועלים על הבלוק.

פתרון מערכת המשוואות מותנה במערכת אי-שוויונות שנובעת מסיבות קינמטיות כגון חדירה, מתיחה וגזירה. הפתרון הסופי עבור משתני הדפורמציה בכל מרווח זמן מתקבל בתהליך איטרטיבי עד שלא מתקבלות חדירה או מתיחה במגע בין שני בלוקים. בתהליך זה יש לשאוף למספר קטן של איטרציות על מנת להגיע לדיוק מרבי - זאת על ידי הקטנת מרווחי הזמן.

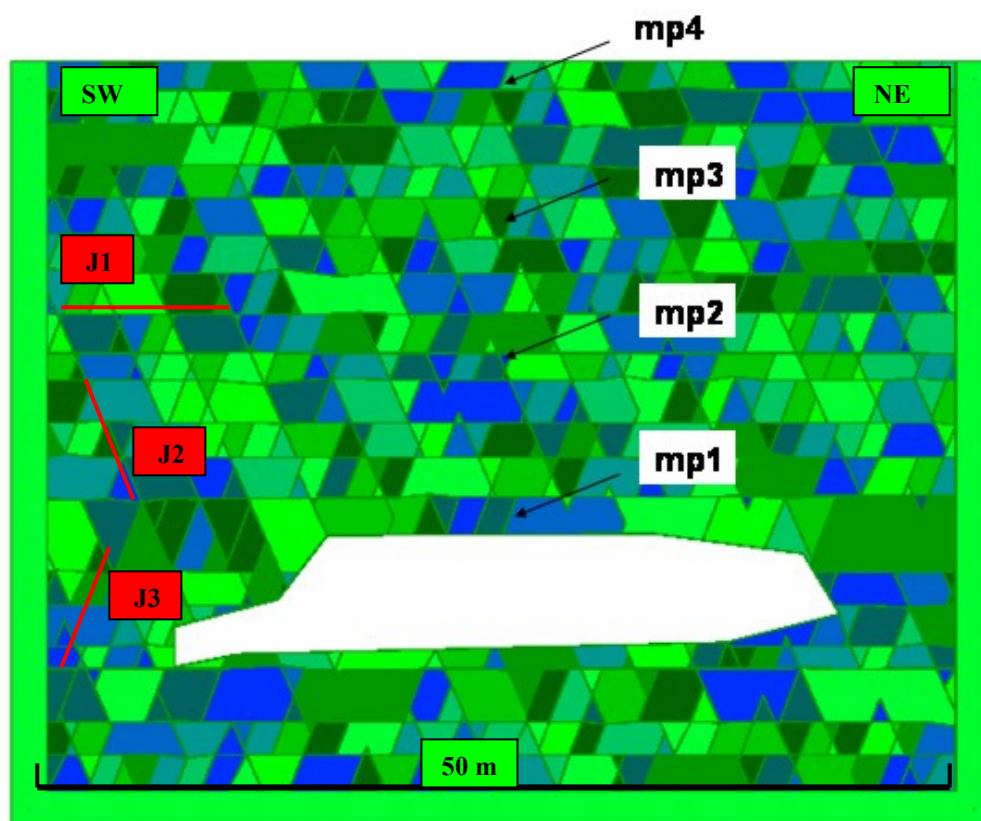
כפי שנאמר, כדי למנוע חדירה של בלוק אחד לבלוק אחר או מתיחה בין שני בלוקים האנרגיה הפוטנציאלית הכללית של המערכת חייבת להיות מינימלית. כל שורה במטריקס  $KD=F$  מורכבת משש משוואות לינאריות  $\delta\Pi/\delta d_{ri}=0$  כאשר  $d_{ri}$  הוא משתנה הדפורמציה של בלוק  $i$ . משוואות אלו מבטאות את שיווי השקל של כל העומסים וכוחות המגע הפועלים על הבלוק  $i$ , את שיווי משקל המומנטים של כל העומסים וכוחות המגע ואת שיווי המשקל של כל המאמצים והכוחות החיצוניים. סכום מקורות האנרגיה הפוטנציאלית הללו נותן את האנרגיה הפוטנציאלית הכללית  $\Pi$  של המערכת.

## 5.4.3 ניתוח יציבות במערת צידקיהו בעזרת DDA

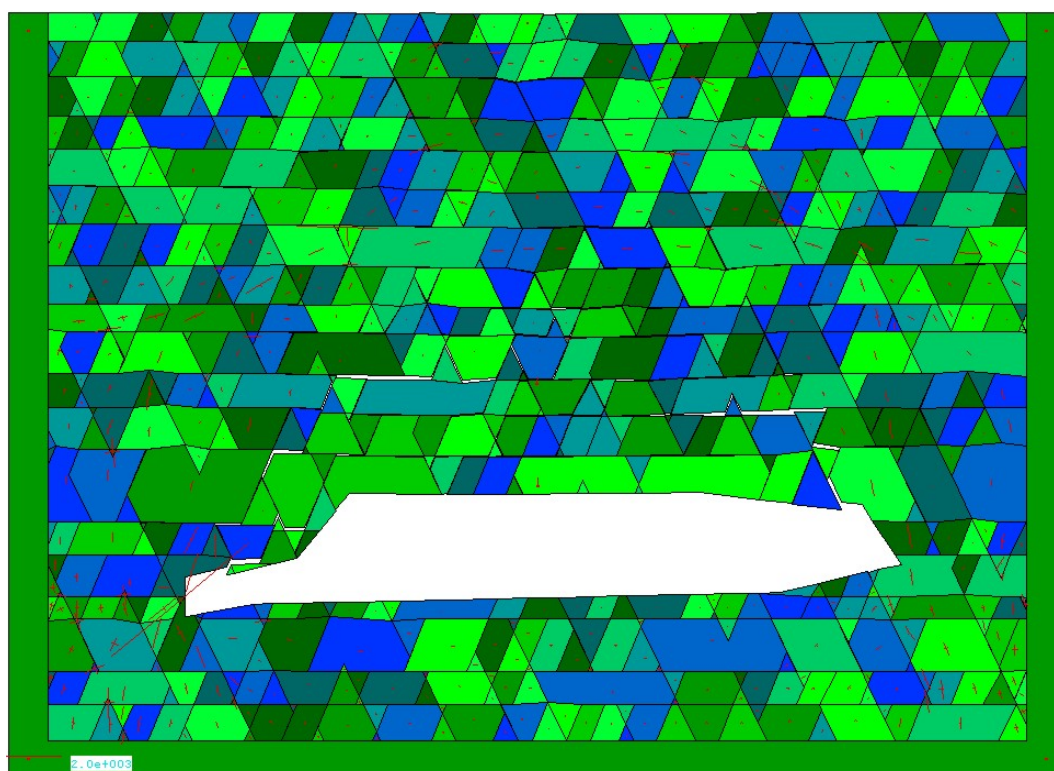
במערת צידקיהו בוצע ניתוח יציבות בעזרת DDA עבור העמסה דינמית של כוח הכובד בלבד. כיוון ששיטת הניתוח היא דו-מימדית חושבו שני מצבים: האחד הנשלט על ידי שכבות אופקיות וסדקים אלכסוניים והשני הנשלט על ידי שכבות אופקיות וסדקים אנכיים. נבחר חתך אחד באולם המרכזי שנותח עבור שני מצבי סידוק ונוספו שלושה חתכים לצורך המחשה: החתכים 7 ו-8 חוצים את האולם המרכזי באלכסון ונמשכים עד לקצה המערה והחתך האחרון חוצה את אולם הכניסה. תרשים 5.36 מראה את מיקום החתכים במערה. שלוש מערכות הסידוק הן J1, J2, J3. המערכת J4 תת-מקבילה לחתך הראשי באולם המרכזי ולחתך שבאולם הכניסה ולכן לא משפיעה על יצירת הבלוקים במימד שנותח. המרווח הממוצע של מערכות הסידוק הוכפל כמו ב-unrolling לצורך החישוב וליצירת תמונה מציאותית יותר של מצב הסדקים במערה. אורך הסדקים לצורך החישוב 10 מ' ו-100 מ' עבור מישורי השיכוב. כיוון ההסתכלות נבחר בהתאם למיקום החתך. לצורך חישוב המאמצים והשקיעה הוכנסו ארבע נקודות מדידה מעל התקרה במרכז המערה ועד לפני השטח כפי שמוצג בתרשים 5.37. תכונות הסלע נבחרו בהתאם לתוצאות המעבדה. החישוב בוצע עבור 20,000 מרווחי זמן שמייצגים פרק זמן של חמש שניות.



תרשים 5.36: מיקום החתכים במערה

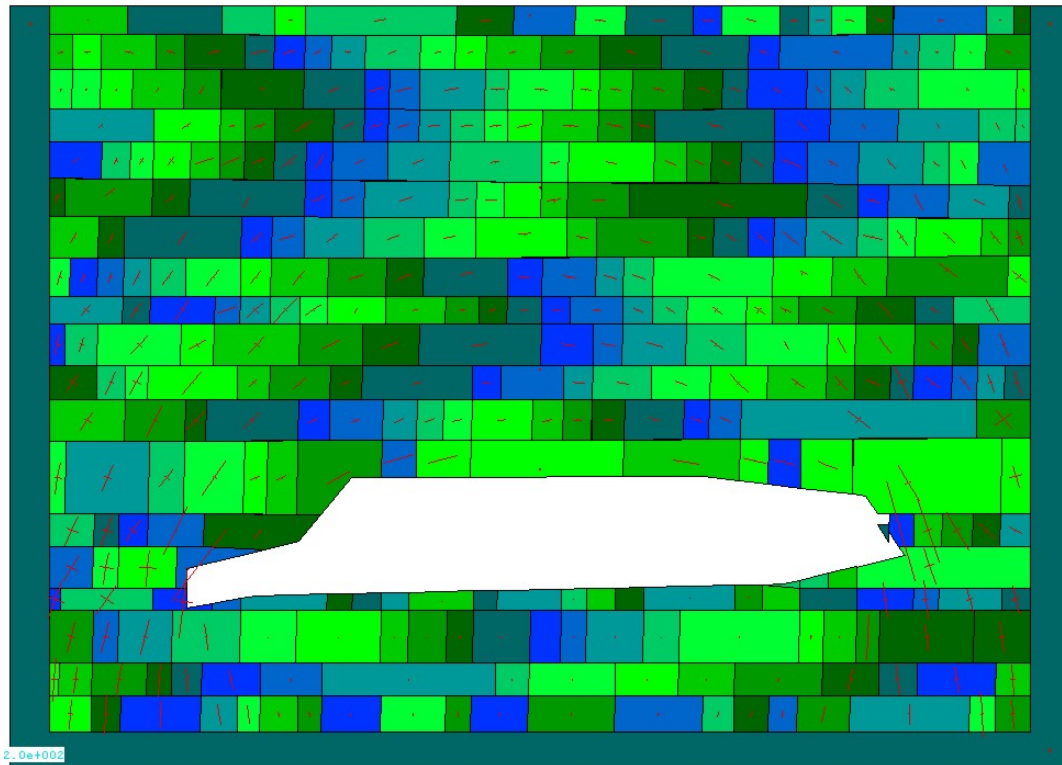


תרשים 5.37: נקודות המדידה בחתך הראשי של האולם המרכזי  
בתרשימים 5.38 ו-5.39 מיוצגים שני מצבי הסידוק בחתך של האולם המרכזי.



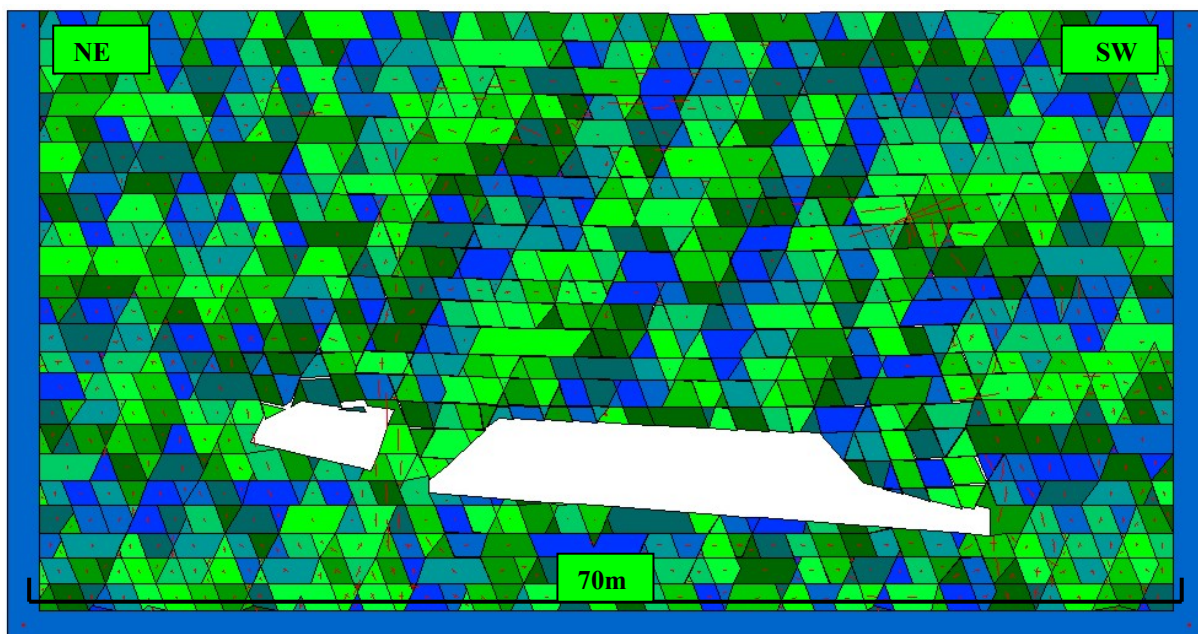
תרשים 5.38: חתך של האולם המרכזי עם סידוק אלכסוני לאחר הפעלת 1g במשך 5 שניות

ניתן לראות כי לאחר העמסה גרביטטבית של 5 שניות התרחשה תזוזה של בלוקים. בפינה השמאלית מתקבלת נפילת בלוקים, כמו כן בחלק הימני של התקרה נוצר בלוק משולש שנופל ולאורך מישורי השיכוב נפתחים מרווחים כתוצאה משקיעת התקרה. קשת המאמצים שמעידה על יציבות נראית במחצית העליונה בלבד.

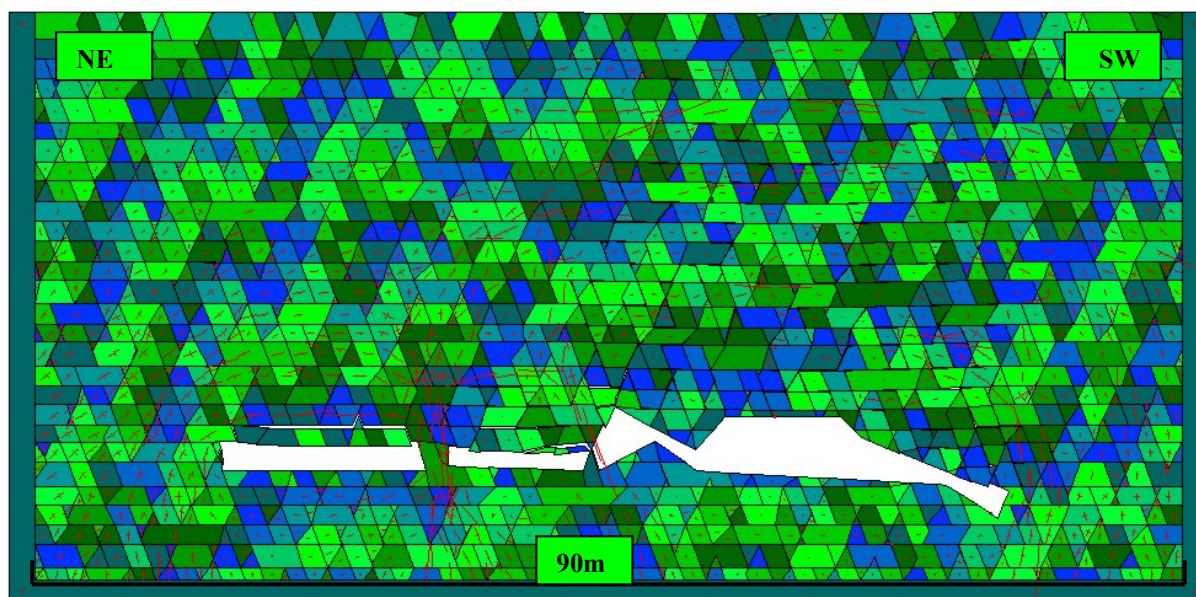


תרשים 5.39: חתך של האולם המרכזי עם סידוק אנכי לאחר הפעלת 1g במשך 5 שניות

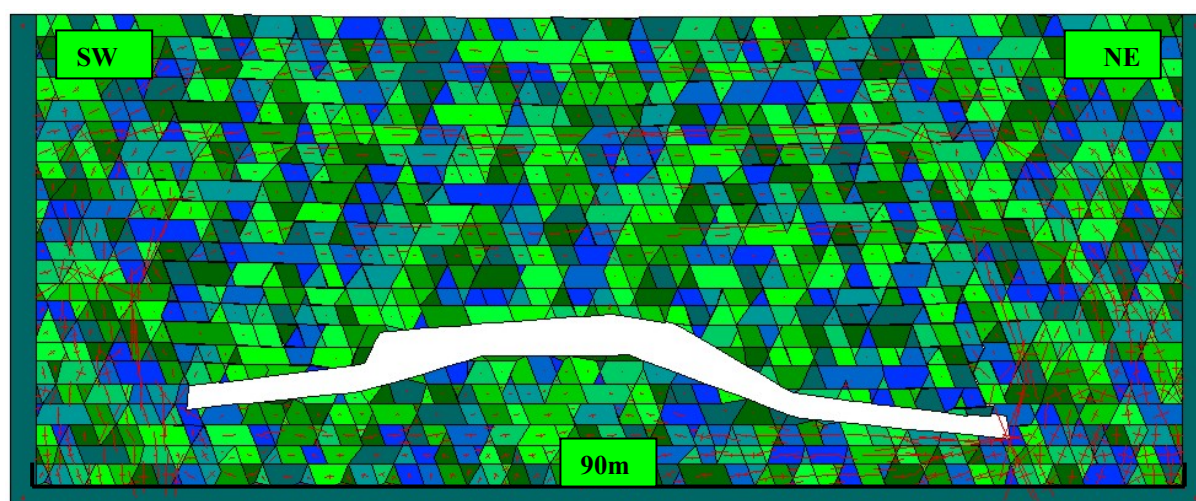
פרט להחלקה של בלוקים קטנים בקירות התקרה יציבה. תופעת ההתקשות כמעט מושלמת. בתרשימים 5.40-5.42 מיוצגים חתכים נוספים לאחר הפעלת כוח גרביטציוני במשך 5 שניות.



תרשים 5.40: חתך 7 עם האולם המרכזי לאחר הפעלת 1g במשך 5 שניות



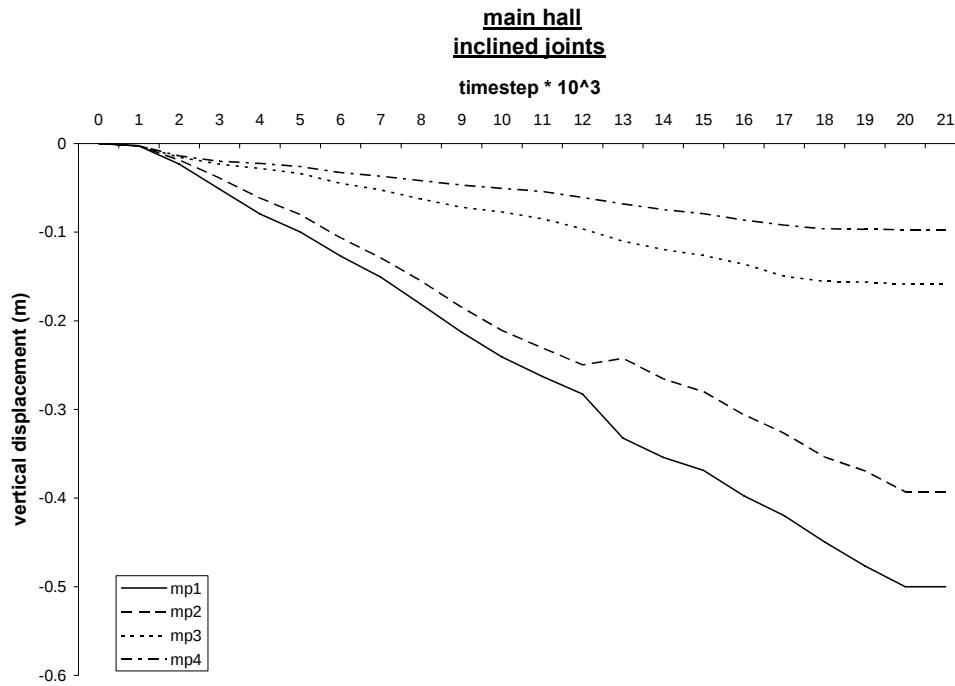
תרשים 5.41: חתך 8 עם האולם המרכזי לאחר הפעלת 1g במשך 5 שניות



תרשים 5.42: חתך של אולם הכניסה לאחר הפעלת 1g במשך 5 שניות

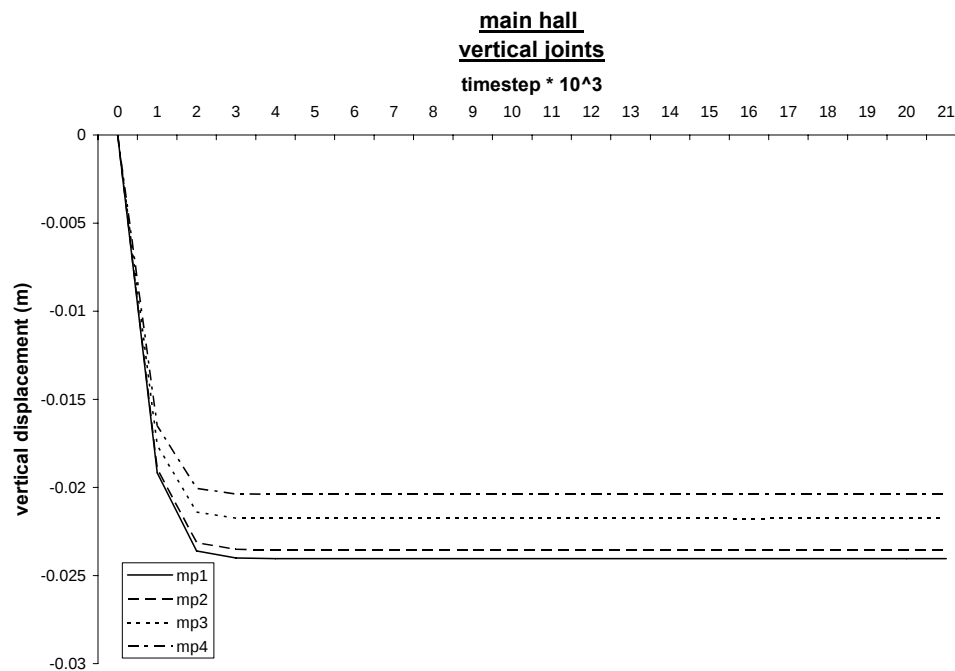
בחתך 7 ניתן להבחין בכפיפת השכבות לכיוון מרכז התקרה וחוסר יציבות בפינה הימנית ובחלל הקטן הצמוד לאולם המרכזי. גם בחתך 8 השכבות כפופות ובשני החללים הימניים קיימים בלוקים חופשיים רבים שמבטיחים כשל. בתקרת החלל השמאלי מתפתחת התקשורת לאחר שקיעה משמעותית של התקרה המיידית. העומס על העמודים גדול. בחתך של אולם הכניסה עדיין לא נראות התמוטטויות לאחר 5 שניות, אך קיימים בלוקים חופשיים רבים בתקרה ובמיוחד בפינות. השכבות כפופות והמאמצים משני צידי המנהרה גדולים.

לצורך השוואה כמותית הוכנסו מספר נקודות מדידה במרכז התקרה, מגג המערה ועד לפני השטח, שבהן נמדדו התזוזות והמאמצים במשך 5 השניות. התוצאות של שקיעת התקרה מופיעות בתרשימים 5.43 ו-5.44 עבור שני מצבי הסידוק.



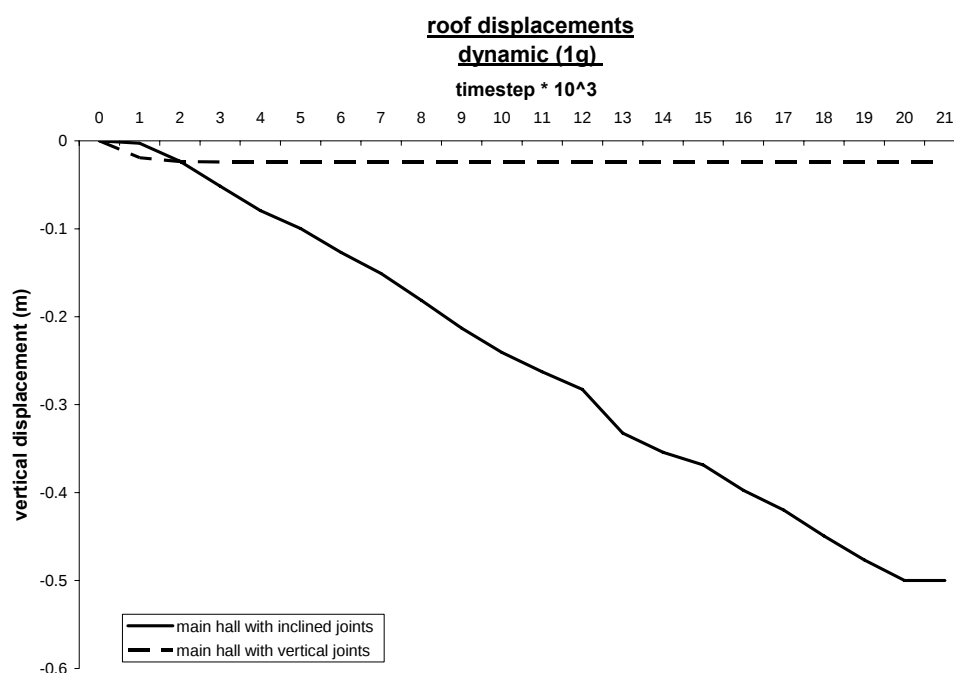
**תרשים 5.43: שקיעת התקרה באולם המרכזי עם סידוק אלכסוני**

בנקודת מדידה מס' 1 הנמצאת במרכז התקרה המיידית נמדדה שקיעה של כחצי מטר בחמש השניות הראשונות והתהליך אינו צפוי להיפסק. נקודת מדידה מס' 4 נמצאת על פני השטח מעל מרכז המערה וגם בנקודה זו מתקבלת שקיעה של כמעט 10 ס"מ.



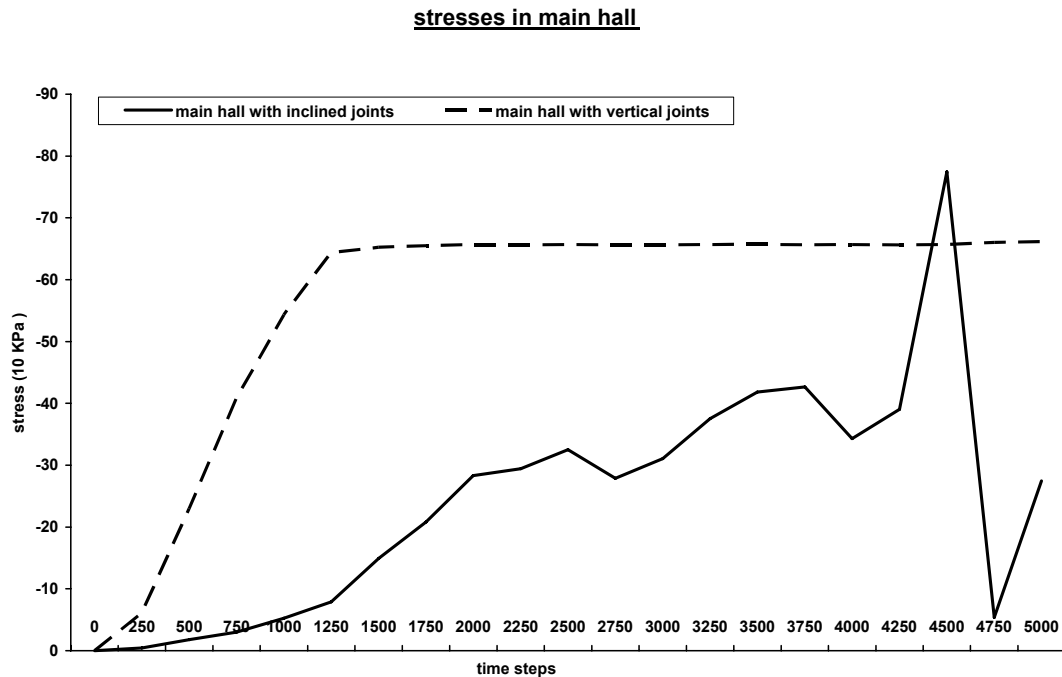
**תרשים 5.44: שקיעת התקרה באולם המרכזי עם סידוק אנכי**

במצב של סידוק אנכי כל ארבע נקודות המדידה מראות התכנסות לערך קבוע באופן מיידי. פני השטח והתקרה שוקעים 2-2.5 ס"מ בלבד ומתייצבים. הגרף מאשר את ההשערות שהתקבלו מבדיקה ויזואלית. שקיעת התקרה מועטה ונעצרת לחלוטין לאחר כשניה אחת עד שתי שניות. הגרף ממחיש בצורה מושלמת את אפקט ההתקשות המייצב את התקרה. בתרשים 5.45 מוצגת השוואה של שקיעת התקרה המיידית בנקודת מדידה מס' 1 עבור סדקים אנכיים ואלכסוניים.



**תרשים 5.45: השוואת שקיעת התקרה באולם המרכזי עם סידוק אנכי (קו מקוקו) וסידוק אלכסוני (קו רציף)**

כמות השקיעה נעה בין פחות מ-5 ס"מ עבור סדקים אנכיים לבין חצי מטר עבור סדקים אלכסוניים. רק במקרה של סידוק אנכי מתקבל ייצוב עקב התקשות. ההשערה שנוצרת התקשות נבדקה בעזרת נקודות מדידה נוספות באזור בו מתרחשת התקשות – כ-1-2 מ' מעל התקרה. בנקודה זו המאמצים האופקיים הולכים וגדלים עם הזמן עד להתייצבות הערכים, כפי שמתואר בתרשים 5.46.



**תרשים 5.46: השוואת המאמצים האופקיים שמתפתחים באזור ההתקשות מעל התקרה עבור סידוק אנכי וסידוק אלכסוני**

התרשים מראה בבירור את התייצבות התקרה במקרה של סידוק אנכי כאשר המאמץ האופקי מגיע ל-660 KPa. במודל Voussoir המאמץ האופקי בהתייצבות הגיע ל-3.5MPa – ערך זה אמנם גבוה יחסית אך נמוך בהרבה מחוזק הלחיצה של הסלע. עבור מצב של סידוק אלכסוני לעומת זאת המאמץ עולה, משתחרר ועולה שוב מבלי להגיע לערך יציב – כלומר אין התכנסות של הפתרון לערך סופי במשך הזמן שנחקר.

## 5.5 מסקנות

ניתוח יציבות התקרה על פי המודל של קורה אלסטית רציפה של Obert & Duvall, 1967 מניב מקדם בטחון  $> 1$  לכשל במתיחה ומקדם בטחון  $< 1$  אך קרוב מאוד לערך הקריטי עבור כשל בלחיצה. כלומר הגג אינו יציב על פי מודל זה.

פתרון מודל ה-Voussoir לעומת זאת נותן מקדמי- בטחון גבוהים יחסית בכל המקרים. מכאן שהתקרה יציבה עקב נוכחות סדקים שמאפשרים לה לנצל את אפקט ההתקשות. מכאן שהסידוק מהווה גורם חיוני ליציבות המערה.

במערת צידקיהו קיימים שלושה keyblocks שעלולים לגרום לכשל.

הבלוק הקריטי בתקרה הוא JP 11130. הוא מחליק על גבי המערכת J4 שנטייתה אמנם גדולה מזווית החיכוך, אך יש להתחשב בכך שהבלוק לכוד בין שני סדקים של אותה מערכת ולכן נמנע מלהחליק חופשית. שטח הכשל הפוטנציאלי הנו 0.3%.

בקיר הצפון-מזרחי מתקבלת החלקה של JP 11031 על גבי המישורים J3 ו-J4 שגם הם נטויים מעבר למותר מבחינת זווית החיכוך. אך גם הוא לכוד באותו אופן בין שני סדקים מקבילים של J4. שטח הכשל הפוטנציאלי הוא 0.7%.

בקיר הדרום-מערבי JP 10131 מחליק על גבי המישורים J2 ו-J4, כאשר J4 חוזר פעמיים. שטח הכשל הפוטנציאלי 4.8%.

הרצת תוכנת DDA עבור מצב של סידוק אלכסוני מראה כי התקרה אינה יציבה כאשר מופעל עליה עומס דינמי של 1g. היא מגיבה על ידי שקיעה ונפילת בלוקים ונדרש תימוך על מנת למנוע התמוטטות. לעומת זאת מתקבלת תוצאה טובה עבור מצב של סידוק אנכי: התקרה שוקעת מספר סנטימטרים בודדים ומתייצבת כתוצאה מהתקשות (arching) הנובעת מהיווצרות מאמצים אופקיים מעל התקרה. מאמצים אלו נמוכים מחוזק הלחיצה ונמוכים מהמאמץ שנוצר במודל Voussoir.

## 6 מסקנות וסיכום

מערת צידקיהו נמצאת בסמוך לשער שכס מתחת לעיר העתיקה בירושלים והיא חצובה בפרט מלכה של גיר בענה, טורון. גיל המערה כ-2000 שנה, אורכה 250 מ' ורוחבה הבלתי-תמוך המירבי מעל 30 מ' באולם המרכזי.

במערה קיימות ארבע מערכות אי-רציפות שיוצרות בלוקים קריטיים בקירות ובתקרה. שטח הכשל הפוטנציאלי אינו גדול אך דורש התייחסות. סוגי הכשל האפשריים הם נפילת בלוקים מהתקרה והחלקה על גבי מישורי גזירה נטויים בקירות. זווית החיכוך שהתקבלה ממבחני הטיה ופרופילים להערכת חיספוס אינה אמורה למנוע החלקה על מישורים אלו, אך העובדה שרוב הבלוקים לכודים בין שני מישורים מקבילים של מערכת הסידוק הניצבת לכיוון ציר המנהרה, מקטינה את סבירות הכשל.

המערה חצובה בגיר רך בעל חוזק נמוך יחסית לגירים אחרים בארץ. סיווג הסלע בעזרת שיטות , Q RMR ו-GSI נותן ערכים של 50 (סלע בינוני), 12.7 (סלע טוב) ו-50 בהתאמה. בשתי השיטות (RMR, Q) אמור להתקבל כשל מיידי עבור מפתח של 30 מ' בסלע בלתי-תמוך, ובשיטת RMR, גם עם תימוך. ה-GSI אינו מתייחס למפתח.

העובדה שהמערה נחצבה לפני אלפי שנים וטרם התמוטטה (פרט לאזורי כשל מצומצמים בהם חלק מהתקרה שמעל לחלל התנתקה מהשכבות שמעליה) מצביעה על בעיה בשיטות סיווג הסלע הקיימות בכל הנוגע לתיכנון הנדסי. בשיטות סיווג אלו אין התייחסות לתופעת ההתקשות שחשיבותה ניכרת ליציבות מערת צידקיהו, ובלעדיה היה מתקבל כשל רחב ביותר.

מערת צידקיהו הנה מקרה חקר אחד מתוך רבים היכולים לתרום לעדכון השיטות האמפיריות – מקרה אחד המצביע על הבעיות בשימוש השיטות הרגילות ככלי בלעדי לתיכנון הנדסי. הערכת זמן העמידה על פי שיטות RMR ו-Q אינה מציאותית כלל – העובדות בשטח מדברות בעד עצמן.

מקדמי הביטחון שהתקבלו עבור מודל של קורה אלסטית רציפה (Obert & Duvall, 1967) נמוכים והתקרה הייתה צפויה להיכשל במתיחה. מכאן שלא ניתן להתעלם ממערכות הסידוק החוצות את הסלע. במודל Voussoir (Beer & Meek, 1982) לעומת זאת התקרה יציבה עקב אפקט ההתקשות ונעילת הבלוקים הנוצרים בסלע בלתי-רציף. לסדקים במערת צידקיהו חשיבות עליונה והם מהווים גורם חיוני ליציבות התקרה.

בהדמיות DDA תופעה זו בולטת במיוחד במקרה של סידוק אנכי: במודל זה, לאחר שקיעה של מספר סנטימטרים בודדים התקרה מתייצבת עקב התקשות (arching). לא כך במצב של סידוק אלכסוני, שם לאחר הפעלת כוח גרביטציוני במשך 5 שניות מרכז התקרה שוקע כחצי מטר ולא ניתן להבחין במגמה של התייצבות. כמו כן מתקבלת נפילת בלוקים והשכבות שמעל לתקרה מתנתקות מן השכבות שמעליהן. כלומר סידוק אלכסוני אינו מסוגל לפתח התקשות ולכן הגג נכשל.

בפועל ישנן עדויות לשני המצבים במערה – אזורי כשל בהם התקרה נכנעה למאמצי המתיחה באחד החללים הקטנים יותר, ואזורים יציבים כדוגמת האולם המרכזי. מצב הסידוק השולט מכריע אם התקרה יציבה או לא, והיכן נדרש תימוך. במסגרת עבודה זו לא נבדקה ההשפעה של עומס דינמי כגון רעידת אדמה על יציבות המערה. כמו כן לא נבדקו פתרונות תימוך במסגרת עבודה זו, אך בפרוייקט הנדסי שבוצע בתקופת המחקר נבדקו מספר אמצעים שחלקם נותנים מענה לבעית היציבות. שיטות תימוך אפשריות הן התקנת ברגי סלע או תימוך פסיבי.

- Barker, R.M. and Hatt, F., 1972. Joint effects in bedded formation roof control. New Horizons in Rock Mechanics, Proc. 14<sup>th</sup> US Symp. Rock Mech. (eds H.R. Herdy and R. Stefanko), ASCE, New York, pp 247-61.
- Barton, N., 1976. The Shear Strength of Rock and Rock Joints. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 13, pp 255-279.
- Barton, N. and Choubey, V., 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics, Vol. 10, pp 1-54.
- Barton, N., Lien, R. and Lunde, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, Vol. 6, No. 4 pp: 183-236.
- Barton, N. and Bandis, S., 1980. Some Effects of Scale on the Shear Strength of Joints. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech., Vol. 17, pp: 69-73.
- Beer, G. and Meek, J.L., 1982. Design curves for roof and hanging walls in bedded rock based on voussoir beam and plate solutions. Trans Instn Min. Metall., 91, A 18-22.
- Bieniawski, Z.T., 1973. Engineering classification of jointed rock masses. Trans S. African Inst. Civ. Eng. Vol. 15, No. 12: pp 335-344.
- Bieniawski, Z.T., 1974. Geomechanics Classification of Rock Masses and its Application in Tunneling. Proceeding of Third Congress, ISRM, Denver. Vol. 2 A, pp: 27-32.
- Bieniawski, Z.T., 1989. Engineering Rock Mass Classifications. John Wiley and Sons, New York.
- Brady, B.H. and Brown, E.T., 1993. Rock Mechanics for Underground Mining. Ed. G. Allen and Unwin, London, pp: 571.
- Bridges, M.C., 1990. Identification and Characterization of Sets of Fractures and Faults in Rock. In: Barton, N., Stephanson, O., eds. Proceedings of the international symposium of rock joints. Baklema, Rotterdam, pp: 19-26.
- Deere, D.U., 1967. Discussion Procd. 1<sup>st</sup> Cong. Of ISRM. Lisbon., pp: 156-158.
- Diederichs, M.S. and Kaiser, P.K., 1999. Stability of Large Excavations in Laminated Hard Rock Masses: The Voussoir Analogue Revisited. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 36, No. 1, pp: 97-117.
- Evans, W.H., 1941. The strength of undermined strata. Trans Instn Min. Metall., 55, pp: 475-532.
- Fayol, M., 1885. Sur les mouvements de terrain provoques par l'exploitation des mines. Bull. Soc. Indust. 14, 818.

- Fisher, R.A., 1953. Dispersion on a sphere. *Proc. Roy. Soc., London, Sec. A*, Vol. 217, pp: 295-305.
- Goodman, R.E. and Shi, G.H., 1985. *Block Theory and its Applications to Rock Engineering*. 1<sup>st</sup> ed., Prentice Hall, London, Englewood Cliffs, NJ, 338 pp.
- Goodman, R.E., 1989. *Introduction to Rock Mechanics*, 2<sup>nd</sup> ed. Wiley, New York.
- Grimstad, E. and Barton, N., 1993. Updating the Q-System for NMT. *Proc. Int. symp. On sprayed concrete – modern use of wet mix sprayed concrete for underground support*. Fagernes (eds Kompen, Opsahl and Berg), Oslo: Norwegian Concrete Assn.
- Hatzor, Y.H., 1993. The block failure likelihood: a contribution to rock engineering in blocky rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 30, pp: 1591-1597.
- Hatzor, Y.H. and Goodman, R.E., 1993. Determination of the “Design Block” for tunnel supports in highly jointed rock. In: Hudson, J.A., eds. *Comprehensive rock engineering*. Pergamon Press, Oxford. Vol. 2, Ch. 11, pp: 263-292.
- Hatzor, Y.H. and Benary, R., 1998. Stability of a Laminated Voussoir Beam: Back Analysis of a Historic Roof Collapse Using DDA. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 35(2), 165-181.
- Hatzor, Y.H., Talesnick, M. and Tsesarsky, M., 2002. Continuous and Discontinuous Stability Analysis of the Bell Shaped Caverns at Bet Guvrin. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 39, 867-886.
- Hoek, E. 1994. Strength of Rock and Rock Masses. *ISRM New Journal* 2(2), 4-16.
- ISRM, International Society of Rock Mechanics, 1985. Suggested method for determining point load strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 35(6), 797-805.
- Itasca, 1995. *FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua*. Itasca Consulting Group, Minneapolis, Minnesota.
- Lauffer, H., 1958. Gebirgsklassifizierung fuer den Stollenbau. *Geologie und Bauwesen*, Wien, 24(1), 46-51.
- Obert, L. and Duvall, W.I., 1967. *Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock*. Wiley, New York.
- Palchik, V. and Hatzor, Y.H., 2000. Correlation between mechanical strength and microstructural parameters of dolomites and limestones in the Judea Group – Israel. *Isr. J. Earth Sci.*, 49, 65-79.
- Palchik, V. and Hatzor, Y.H., 2004. The Influence of Porosity on Tensile and Compressive Strength of Porous Chalks. *Rock Mech. Rock Engng.*, Vol. 37, No.4, pp: 331-341.
- Priest, S.D., 1985. Hemispherical Projection Methods in Rock Mechanics. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 22(5), 139
- Rengers, N., 1970. Influence of Surface Roughness on the Friction Properties of Rock Planes. *Proc. 2<sup>nd</sup> Cong. ISRM (Belgrade)*, Vol. 1, pp.: 229-234.

Shi, G.H., 1988. Discontinuous Deformation Analysis: a New Numerical Model for the Static and Dynamics of Block Systems. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.

Shi, G.H. and Goodman, R.E., 1989. The Key Blocks of Unrolled Joint Traces in Developed Maps of Tunnel Walls. Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.13, pp: 131-158.

Shi, G.H., 1993. Block System Modelling by Discontinuous Deformation Analysis. Computational Mechanics Publications, Southampton.

Shi, G.H., 2002. Single and multiple block limit equilibrium of key block method and discontinuous deformation analysis. Stability of Rock Structures, Hatzor (ed.), Swets and Zeitlinger, Lisse, ISBN 90 5809 519 3.

Sterling, R.L., 1980. The ultimate load behaviour of laterally constrained rock beams. The State of the Art in Rock Mechanics, Proc. 21th US Symp. Rock Mech. Ed. D.A. Summers, University of Missouri, Rolla. Pp: 533-42

Stimpson, B. and Ahmed, M., 1992. Failure of a Linear Voussoir Arch: a Laboratory and Numerical Study. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 29, No.2, pp: 188-194.

Talesnick, M.L. and Brafman, M., 1998. Small strain deformation characteristics of two chalks subjected to varying stress conditions. Quarterly Journal of Engineering Geology, 31, pp. 161-174.

Terzaghi, R. 1946. Rock Defects and Loads on Tunnel Support. Rock Tunneling with Steel Supports, ed. R.V. Proctor and T. White, Commercial Shearing Co., Youngstown, OH, 15-99.

Terzaghi, R., 1965. Sources of Error in Joint Surveys. Geotechnique, 15, pp: 287-304.

Tsesarsky, M., Hatzor, Y.H. and Sitar, N. 2002. Dynamic Block Displacement Prediction – Validation of DDA Using Analytical Solutions and Shaking Table Experiments. In: Stability of Rock Structures: Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference of Analysis of Discontinuous Deformation (ed. Y.H. Hatzor), Balkema Publishers, Lisse, pp. 195-203.

Wickham, G.E., Tiedemann, H.R. and Skinner, E.H., 1972. Support Determination Based on Geologic Predictions. Proc. Rapid Excav. Tunneling Conf., AIME, New York, pp: 43-64

בנארי, ר., 1996. יציבות חללים תת-קרקעיים בסלע קירטוני סדוק – דוגמה ממפעל מים בתל באר-שבע. חיבור לשם קבלת תואר מגיסטר בפקולטה למדעי הטבע, אוניברסיטת בן-גוריון.

גביש, א., 1997. התאמת שיטות סיווג אמפיריות של מאסות סלע (Q, RMR) למנהור במסלע משוכב. לקחים ממנהרת גילה, ירושלים. חיבור לשם קבלת תואר מגיסטר בפקולטה למדעי הטבע, אוניברסיטת בן-גוריון.

זלצמן, ב., 2001. בדיקת השפעת התכונות המכניות של הסלע על צפיפות הסידוק בשכבה מכנית. חיבור לשם קבלת תואר מוסמך בפקולטה למדעי הטבע, אוניברסיטת בן-גוריון.

לוי, ז., 2003. הגורמים הגיאולוגיים לחציבה התת-קרקעית שיצרה את מערת צידקיהו בירושלים. מסקנות ראשוניות מסיוור במערה. המכון הגיאולוגי, ירושלים.

צסרסקי, מ., 1999. יציבות חללים תת-קרקעיים בסלע קירטוני סדוק – דוגמה ממערת הפעמון בגן הלאומי בית גוברין. חיבור לשם קבלת תואר מגיסטר בפקולטה למדעי הטבע, אוניברסיטת בן-גוריון.

ששון, א., 2002. מערת צידקיהו עדויות לשיטות חציבה מסורתיות בארץ-ישראל. מכון המחקר, המכללה האקדמית יהודה ושומרון, אריאל. קובץ י"א.

## Table of Contents

|                                                                  |     |
|------------------------------------------------------------------|-----|
| Abstract .....                                                   | i   |
| Acknowledgement .....                                            | ii  |
| Table of Contents .....                                          | iii |
| Table of Figures .....                                           | v   |
| 1 Introduction .....                                             | 1   |
| 1.1 Research Subject .....                                       | 1   |
| 1.2 Statement of Purpose .....                                   | 1   |
| 1.3 Aims of Research.....                                        | 1   |
| 1.4 Scientific Background .....                                  | 1   |
| 1.5 Research Area .....                                          | 2   |
| 1.6 Zedekiah's Cave .....                                        | 2   |
| 2 Geological Settings .....                                      | 4   |
| 2.1 Lithology .....                                              | 4   |
| 2.2 Joint Sets .....                                             | 5   |
| 2.2.1 Measurement of Joint Directions .....                      | 6   |
| 2.2.2 Stereographic Projection of Joint Sets .....               | 7   |
| 2.2.3 Definition of Average Joint Set Directions .....           | 7   |
| 2.2.4 Joint Spacing and Distribution .....                       | 8   |
| 3 Mechanical Behavior of the Rock .....                          | 9   |
| 3.1 Index Properties and Strength .....                          | 9   |
| 3.1.1 In Situ Strength of the Rock .....                         | 9   |
| 3.1.2 Strength of the Continuous Rock .....                      | 9   |
| 3.2 Shear Strength of Joints .....                               | 15  |
| 3.2.1 Friction Angle .....                                       | 15  |
| 3.2.2 Shear Strength .....                                       | 19  |
| 3.3 Conclusions .....                                            | 19  |
| 4 Empirical Rockmass Classification Methods .....                | 20  |
| 4.1 Historical Background .....                                  | 20  |
| 4.2 RMR (Bieniawski, 1974) .....                                 | 20  |
| 4.3 Q (Barton, 1974) .....                                       | 23  |
| 4.4 GSI (Hoek, 1994) .....                                       | 28  |
| 4.5 Conclusions .....                                            | 29  |
| 5 Stability Analysis .....                                       | 30  |
| 5.1 Stress Analysis in Continuous Rock (Obert&Duvall,1967) ..... | 30  |
| 5.2 Stress Analysis in Discontinuous Rock (Voussoir Model) ..... | 32  |
| 5.3 Block Theory (Goodman&Shi,1985) .....                        | 36  |
| 5.3.1 Definition of Removable Blocks .....                       | 36  |
| 5.3.2 Forces and Failure Modes .....                             | 46  |
| 5.3.3 Probability of Failure .....                               | 48  |
| 5.3.4 Unrolling of Joint Sets .....                              | 49  |
| 5.4 Discontinuous Deformation Analysis (Shi,1988) .....          | 53  |
| 5.4.1 Introduction .....                                         | 54  |
| 5.4.2 Mathematical Background of DDA .....                       | 55  |
| 5.4.3 Stability Analysis in Zedekiyah's Cave Using DDA .....     | 55  |
| 5.5 Conclusions .....                                            | 61  |
| 6 Conclusions and Summary .....                                  | 63  |

|                         |    |
|-------------------------|----|
| Bibliography .....      | I  |
| Table of Contents ..... | IV |
| Abstract .....          | VI |

## **Abstract**

Stability of High Span Openings in Discontinuous Rock,. Case History - Zedekiah's Cave, Jerusalem.,  
Written by Carola Eimermacher.

The current research analyzes roof stability in Zedekiah's Cave, Jerusalem. This cave provides a unique case for studying the behaviour of layered discontinuous and unsupported rock in highspan underground openings.

Besides, the research examines the rock mass classification methods Q and RMR.

Zedekiah's Cave is located near Damascus Gate in the Old City of Jerusalem and is quarried in the Meleke member of Bina Limestone of Turonian age. The quarry's approximate age is 2000 years, its length 250 m, and its maximum unsupported span exceeds 30 m.

The rock is relatively weak and is cut by four discontinuity sets which create critical blocks in the roof and in the walls that are likely to fall or slide along inclined joint planes into the space of the excavation..

Block failure probability is low because of high frictional resistance that acts on the blocks which are trapped between two parallel planes of discontinuity which are perpendicular to the tunnel axis. The probable failure area in the roof and side walls, calculated using Block Theory (Goodman & Shi, 1985) varies between 0.3% and 4.8%.

According to the empirical classification methods Q and RMR the rock is classified as medium-good. In contradiction to the facts in the field - immediate failure is expected for the existing span. Also according to the model of a continuous elastic beam (Obert & Duvall, 1967) the roof is expected to fail under the tensile stresses which overcome the rock strength. These methods do not consider the effect of arching which stabilizes the structure, as demonstrated by the application of the Voussoir model (Beer & Meek, 1982) and DDA (Shi, 1988).

DDA analysis was executed for gravitational load in two dimensions. In order to compensate for the third dimension two different joint settings were examined: vertical and diagonal joints. For vertical joints effective arching is created above the roof which stabilizes the structure after deflection of a few centimeters only. On the other hand, for diagonal joints and for the analyzed time interval (5 seconds) a deflection of nearly half a meter is observed, together with rock falls in the roof and side walls.

From numeric DDA analysis it can be concluded that a geometry of a horizontally layered roof with vertical joints is more stable in general than a roof geometry with diagonal joints.