

תיסבולת כלונסאות בחיכוך במסות סלע סדוקות

מחקר לשם מילוי חלקי של הדרישות לקבלת תואר "דוקטור לפילוסופיה"

מאת

איליה ויינשטיין

הוגש לסינאט אוניברסיטת בן גוריון בנגב

03/05/2009

ט'/אייר/תשס"ט

באר שבע

תיסבולת כלונסאות בחיכוך במסות סלע סדוקות

מחקר לשם מילוי חלקי של הדרישות לקבלת תואר "דוקטור לפילוסופיה"

מאת

איליה ויינשטיין

הוגש לסינאט אוניברסיטת בן גוריון בנגב

אישור המנחה: _____

אישור דיקן בית הספר ללימודי מחקר מתקדמים ע"ש קרייטמן: _____

03/05/2009

ט"/אייר/תשס"ט

באר שבע

עבודה זו בוצעה בהדרכתו של

פרופ' יוסף חודרה חצור

במחלקה למדעי הגיאולוגיה והסביבה

הפקולטה למדעי הטבע

תיסבולת כלונסאות בחיכוך במסות סלע סדוקות

מאת

ויינשטיין איליה

המחלקה למדעי הגיאולוגיה והסביבה

אוניברסיטת בן גוריון בנגב

תקציר

כלונסאות הינם הסוג הנפוץ ביותר של ביסוס בסלע ותפקידם להעביר את העומס ממבנים הנדסיים שונים, אותם הם תומכים, אל מסת הסלע. מעבר העומס מהכלונס לסלע נעשה באמצעות חיכוך בממשק כלונס/סלע, והערכת תסבולת כלונסאות בחיכוך מצריכה מידע אודות מאמץ חיכוך ממוצע בכשל על גבי ממשק זה. בהיעדר מודל אנאליטי להערכת החיכוך הממוצע, גישות התכנון הקיימות הנמצאות כיום בשימוש הנדסי רחב, הינן, על פי רוב, אמפיריות ומקשרות בין מאמץ חיכוך ממוצע בכשל לחוזק הלחיצה החד צירי של הסלע הרציף. לאחרונה הראו מחקרים כי מאמץ חיכוך זה מושפע בפועל לא רק מחוזק הלחיצה החד צירי של הסלע הרציף, אלא גם מגורמים נוספים אשר העיקריים ביניהם הם חספוס דפנות הקידוח, מאפיינים מכאניים וסטרוקטוראליים של מסת הסלע, קוטר הכלונס ושיטות הביצוע. כתוצאה מכך, יכולות החיזוי של גישות אמפיריות קיימות הינן נמוכות וטעויות שיפור. היות ומרבית הגורמים המשפיעים על תסבולת כלונסאות בחיכוך קשורים במישרין או בעקיפין לאיכות מסת הסלע, השיפור המיוחל בחיזוי תסבולת כלונסאות בחיכוך עשוי להתקבל ע"י התחשבות במכלול של מרכיבים ולא רק בחוזק הלחיצה החד צירי של הסלע הרציף. לפיכך, מטרת המחקר היא הבנה עמוקה יותר של השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך.

חקירת השפעת איכות מסת הסלע התרכזה בשלושה כיוונים נפרדים:

1. בנייה וניתוח של קטלוג ניסיונות העמסה בשטח בהם קיים תיעוד כלשהו של איכות מסת הסלע.
2. ביצוע ניסיונות העמסה מעבדתיים בקנה מידה גדול.
3. יישום ביקורתי של שיטות חישוביות Rocket, המבוססת על המודל המיקרו מכאני של מונש (Seidel, 1993) ושיטת האלמנטים הדיסקרטיים (DDA) Discontinuous Deformation Analysis (Shi, 1993) למחקר מסוג זה.

במסגרת המחקר נבנה קטלוג של ניסיונות העמסה הכולל 92 תוצאות, בהם איכות מסת הסלע תועדה בעזרת אחת משיטות הסיווג המקובלות: RQD, RMR ו-GSI וגם באמצעות מודול האלסטיות של מסת הסלע. ניתוח תוצאות של ניסיונות העמסה מהקטלוג הראה כי קיימת תלות בין איכות מסת הסלע המבוטאת במונחים של GSI ו-RMR לתסבולת כלונסאות בחיכוך. ניתוח מפורט של השפעת RQD על תסבולת זו גילה כי היא אינה חד ערכית ושינוי בערכי RQD משפיע במקביל ובאופן מנוגד על שני גורמים: חספוס דפנות הקידוח מחד ומודול האלסטיות של מסת הסלע מאידך, המשפיעים כל אחד בנפרד על תסבולת הכלונס בחיכוך. ממצא זה סלל דרך לשילוב מעשי של מרכיב איכות מסת הסלע לפי שיטת RQD, בתהליך הערכת חספוס דפנות הקידוח. כמו כן, בחינת הקשרים האמפיריים בין RMR ו-GSI לבין מודול האלסטיות של מסת הסלע העלתה כי הם אינם מדויקים מספיק לניתוח התנהגות כלונסאות תחת העמסה צירית ונוטים לתת הערכה גבוהה מדי.

במסגרת המחקר בוצעו ניסיונות העמסה מעבדתיים בקנה מידה גדול במתכונת דו ממדית. ניסיונות ההעמסה בוצעו במסת סלע מלאכותית, העשויה בטון, בארבע קונפיגורציות שונות:

1. מסת סלע מלאכותית רציפה.
2. מסת סלע מלאכותית סדוקה ע"י שתי מערכות סדקים ניצבות בנטייה אופקית ואנכית ללא חומר סיכה בסדקים.
3. אותה קונפיגורציית סדקים עם חומר סיכה בממשקים, המדמה מילוי חרסיתי רך
4. מסת סלע סדוקה בעלת שתי מערכות סדקים ניצבות בנטייה של $\pm 45^0$ ביחס לאופק ללא חומר סיכה בממשקים.

המטרה העיקרית של ניסיונות העמסה המעבדתיים הייתה לבחון את ההשפעה של נטיית מערכות הסדקים וחומר המילוי שבהם על תסבולת כלונסאות בחיכוך. מניתוח התוצאות עולה כי לנטיית מישורי הסדקים ישנה השפעה על מאמץ החיכוך הממוצע בכשל, המופחת בשיעור של כ- 150% בקונפיגורציית סדקים אלכסונית ביחס למסת סלע עם מערכות סדקים אופקית ואנכית. ירידה זו בתסבולת הכלונס מוסברת על-ידי החופש הקינמטי שקיים לבלוקים לנוע לאורך מישורי אי רציפות נטויים. חופש התנועה של הבלוקים גורם לריכוך תגובת מסת הסלע להעמסה ובכך מפחית את מאמץ החיכוך הממוצע בכשל. תופעת הריכוך מתרחשת אפוא במסות סלע עם סדקים אלכסוניים, בהם קיים החופש הקינמטי, להבדיל ממסות סלע עם אוריינטציית סדקים אופקית-אנכית, בה לא קיים חופש תנועה בין הבלוקים. עוד נמצא כי חומר סיכה בין ממשקים, במסת סלע עם קונפיגורציית סדקים אופקית-אנכית, מוריד את ערך מאמץ החיכוך הממוצע בכשל בכ- 1200% ביחס לאותה קונפיגורציית סדקים נקייה מחומר מילוי. לבסוף, כצפוי, ניסיונות העמסה מעבדתיים העלו כי תסבולת הכלונס במסת סלע רציפה גבוהה יותר מזו שבמסות סלע סדוקות.

חלקו האחרון של המחקר התמקד בבדיקת היכולות של השיטות החישוביות Rocket ו-DDA לחזות את השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך. בעוד ששיטת Rocket קיימת ומיושמת בהצלחה בתחום זה של ביסוס בסלע מזה שני עשורים, שימוש בשיטת ה-DDA למטרה זו הינו חדש ולא נבחן מעולם. יכולות החיזוי של שיטת Rocket נבחנה מול תוצאות ניסיון העמסה בשטח אשר בוצע בסלע חוואר קרטוני סדוק, ומול ניסיונות העמסה מעבדתיים אשר בוצעו במסות סלע מלאכותיות. תוצאות התיקופים הראו יכולת חיזוי גבוהה של השיטה במידה ומודול האלסטיות של מסת הסלע, הנחוץ לביצוע האנליזות, מתקבל תחילה בהליך איטרטיבי תוך התאמה של התגובה המחושבת לזו שהתקבלה בפועל. אולם, נמצא כי הערך האופטימאלי של מודול האלסטיות המתאים לשיטת Rocket אינו תואם תמיד לערכים אשר נמדדו בשטח או אשר התקבלו באמצעות פתרונות אנאליטיים במיוחד במסות סלע בעלות קונפיגורציות סדקים אלכסוניות. יחד עם זאת נמצא כי הגדרת מודול האלסטיות במסות סלע בעלות קונפיגורציות סדקים פשוטות בנטייה אופקית-אנכית יכולה להתבסס על פתרונות אנאליטיים ולכן השימוש במודל המיקרו מכאני של מונש, העומד מאחורי שיטת Rocket, הינו יעיל בניתוח התנהגות כלונסאות במסות סלע אלו.

תיקופים של ניסיונות העמסה מעבדתיים במסות סלע סדוקות באמצעות שיטת DDA הראו שהשיטה מסוגלת למדל בדיוק סביר מאוד הן את התהליכים המתרחשים לאורך ממשק כלונס/סלע מחוספס והן את תהליכי הדפורמציה בתוך מסת הסלע עצמה. מידול הבעיה בשיטת DDA אינו מצריך הערכת מודול האלסטיות של מסת הסלע ומתבסס על תכונות ממשק בסיסיות ובכך גם יתרונה הגדול של השיטה. דיוק הפתרון במקרה זה תלוי בבחירה נכונה של פרמטרי השליטה הספרתיים ביישום הממוחשב של DDA וניתן להשגה באמצעות תהליך

מיטוב פשוט יחסית. יחד עם זאת, מגבלות השיטה ובראשן קירוב הזזות מסדר ראשון, המתבטא בחוסר מידול פיזור מאמצים בתוך כל אלמנט בודד, והיעדר אפשרות למדל כשל חומרי, קרי במקרה כאן גזירת גבשושית, מצמצמות את אפשרות יישום שיטת DDA למסות סלע רכות, בהן מירב הדפורמציה במהלך העמסת הכלונס מתקבלת מהזזות לאורך מישורי אי רציפות ולאורך גבולות הגבשושיות בממשק. הגדרה ראשונית יעילה של מסות סלע מסוג זה יכולה להתבסס על יחס המודולוסים (E_m/E_r) , כאשר, לפחות על בסיס תיקופים מוצלחים של ניסיונות העמסה מעבדתיים, על יחס זה להיות קטן מ-0.10. במקרים אלו שימוש בשיטת DDA יכול לספק פתרונות מעשיים לבעיות אשר עד היום לא נמצא להן פתרון הולם, למשל התנהגות כלונסאות במסות סלע עם חללים קרסטיים או בקרבת מדרונות ואף חיזוי התנהגות של כלונסאות בשליפה. עם זאת, לאור החדשנות ביישום שיטת DDA בתחום מחקר זה, נדרשים מקרי חקר נוספים להגדרת התנאים הגיאוטכניים בהם פתרון השיטה אכן תקף.

תרומת המחקר להבנת נושא השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך היא כלהלן:

- נבנה קטלוג גדול של ניסיונות העמסה בשטח אשר יכול לשמש כבסיס לחקירות עתידיות בנושא זה.
- הוצעה דרך מעשית לשלב את ערך איכות מסת הסלע בשיטת RQD בתהליך הערכת חספוס דפנות הקידוח, כאחד הגורמים המשפיעים על תסבולת כלונסאות בחיכוך.
- לראשונה בוצעו ניסיונות העמסה מעבדתיים בקנה מידה גדול במסות סלע סדוקות. ניסיונות העמסה אלו אפשרו כימות ראשוני של השפעת נוכחות מישורי סדקים, נטייתם וחומר המילוי שבהם על תסבולת כלונסאות בחיכוך. כמו כן, הניסיונות אפשרו לבחון את יישום שיטת DDA לניתוח בעיות מסוג זה.
- נמצאה דרך יעילה לשלב את שיטת Rocket בניתוח השפעת איכות מסות סלע בעלות קונפיגורציות סדקים פשוטות על תסבולת כלונסאות בחיכוך.
- לראשונה, הוכנסה שיטה ספרתית ממשפחת האלמנטים הדיסקרטיים (DDA) לתחום זה של מכאניקת סלע, אשר עשויה ליעל את ניתוח התנהגות כלונסאות במסות סלע סדוקות.
- כל הנקודות שצוינו לעיל עשויות להפוך את תהליך התכנון של כלונסאות במסות סלע סדוקות ליעיל וכלכלי יותר ולהקטין את מידת אי הוודאות הטמונה בהסתמכות על גישות תכנון אמפיריות הנהוגות כיום.

עבודה זו מוקדשת באהבה לאמי היקרה ז'אנה ולאשתי האהובה אולגה

תוכן עניינים

I.....	תקציר
i.....	תוכן עניינים
iii.....	רשימת תרשימים
vii.....	רשימת תמונות
vii.....	רשימת טבלאות
viii.....	תודות
x.....	סמלים ומינוחים
1.....	1 מבוא
1.....	1.1 כללי
2.....	1.2 מטרת המחקר והיקפו
2.....	1.3 מבנה העבודה
4.....	2 אפיון גיאוטכני של מסת סלע
4.....	2.1 שיטות לדירוג איכות סלע
4.....	2.1.1 שיטת דירוג Rock Quality Designation (RQD)
5.....	2.1.2 שיטת דירוג Rock Mass Rating (RMR)
6.....	2.1.3 שיטת דירוג The Rock Mass Quality (Q)
7.....	2.1.4 שיטת דירוג Geological Strength Index (GSI)
8.....	2.2 חוזק של מסת סלע
9.....	2.2.1 קריטריון כשל Mohr-Coulomb
11.....	2.2.2 קריטריון כשל Hoek-Brown
13.....	2.3 אלסטיות של מסת סלע
13.....	2.3.1 כללי
14.....	2.3.2 בדיקות שדה למדידת מודול אלסטיות של מסת סלע
17.....	2.3.3 שיטות אמפיריות להערכת מודול אלסטיות של מסת סלע
20.....	2.3.4 שיטות אנאליטיות להערכת מודול אלסטיות של מסת סלע
23.....	3 התנהגות כלונסאות יצוקים בסלע בהעמסה צרית
23.....	3.1 כללי
23.....	3.2 מבוא
24.....	3.3 סקירה היסטורית
26.....	3.4 שיטות אמפיריות
29.....	3.5 שיטות אמפיריות משודרגות
32.....	3.6 שיטות חישוביות
38.....	3.7 שיטות מיקרו מכאניות
44.....	3.8 שילוב איכות מסת סלע בתהליך תכנון כלונסאות
48.....	4 קטלוג ניסיונות העמסה בשטח
48.....	4.1 כללי

48	4.2 שיטות שונות של ניסיונות העמסה בכלונסאות
49	4.3 שיטות לקביעת עומסי הרס
52	4.4 בניית קטלוג ניסיונות העמסה
53	4.5 תוצאות
53	4.5.1 תוצאות ראשוניות
55	4.5.2 בחינת השפעת איכות מסת הסלע
62	5 בדיקות מעבדה
62	5.1 כללי
62	5.2 ניסיונות העמסה מעבדתיים
62	5.2.1 כללי
63	5.2.2 הכנת כלונסאות ובלוקים של סלע מלאכותי
64	5.2.3 ביצוע ניסיונות העמסה מעבדתיים
67	5.3 אפיון מכני של דוגמאות בטון
68	5.4 אפיון מכני של ממשקים
70	5.5 תוצאות
70	5.5.1 אפיון מכני של דוגמאות בטון
71	5.5.2 אפיון מכני של ממשקים
77	5.5.3 ניסיונות העמסה מעבדתיים
83	6 חקירה השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת הכלונס בחיכוך: שיטות חישוביות
83	6.1 כללי
84	6.2 תוכנת Rocket
84	6.2.1 כללי
86	6.2.2 ניסיון העמסה בחוואר גירי
90	6.2.3 ניסיונות העמסה מעבדתיים
92	6.3 שיטת ה-DDA
92	6.3.1 עקרונות השיטה
95	6.3.2 יישום ממוחשב של שיטת ה-DDA
96	6.3.3 תיקוף של שיטת ה-DDA
102	7 דיון
102	7.1 כללי
102	7.2 היבטים בשימוש בשיטות אמפיריות לתכנון כלונסאות בסלע
105	7.3 השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך
106	7.4 שיקולים בשימוש משולב של תוכנת Rocket ושיטת ה-DDA לחקירת השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך
110	7.5 ניסיונות העמסה ספרתיים
114	8 סיכום
114	8.1 בחינת השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך בהתבסס על ניסיונות העמסה בשטח ובמעבדה
115	8.2 בחינת השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך בהתבסס על ניתוח באמצעות שיטות חישוביות Rocket ו-DDA
116	8.3 המלצות להמשך המחקר
118	נספח א' – קטלוג ניסיונות העמסה
121	ביבליוגרפיה

רשימת תרשימים

- תרשים 1. שיטה לקביעת RQD (בעקבות Deere, 1989).....5
- תרשים 2. הערכה ויזואלית וכמותית של GSI (בעקבות Hoek and Karzulovic, 2001; Cai et al., 2004).....9
- תרשים 3. מעטפת כשל של מוהר במרחב מאמצים σ - τ10
- תרשים 4. הערכת חוזק גזירה של מסת סלע באמצעות גישת רצף אקווילנטי, כולל דוגמה מספרית (בעקבות Jaeger and Cook, 1969).....11
- תרשים 5. עקומת מאמץ-מעוות אופיינית של מסת הסלע הסדוק יחד עם הגדרות שונות של מודול האלסטיות (בעקבות American Society of Civil Engineers (ASCE), 1996).....14
- תרשים 6. מודל תיאורטי של מסת סלע סדוק, המועמסת בניצב למערכת סדקים.....21
- תרשים 7. בסיס נתונים של Thorne, 1977 יחד עם המלצות לקביעת f_{su} בממשק כלונס סלע (בעקבות Thorne, 1977).....27
- תרשים 8. השוואה בין מאמצי חיכוך בכשל שהתקבלו בניסיונות העמסה (בסיס נתונים של Rowe and Armitage, 1984) לחזויים על פי קשר אמפירי.....28
- תרשים 9. עקומות ניסיוניות למציאת מקדם הפחתה להשפעת איכות מסת הסלע MMF (בעקבות O'Neill and Reese, 1999; Rowe and Armitage, 1984; Williams and Pells, 1981).....30
- תרשים 10. קורלציות אמפיריות להערכת מאמץ חיכוך בכשל (בעקבות Kulhawy and Phoon, 1993).....31
- תרשים 11. תיאור גרפי של פרמטרים שונים במודל של Horvath et al., 1983.....32
- תרשים 12. הצגת כלונס מועמס צירית באמצעות שיטת הקפיצים ותגובות קפיץ שונות להעמסה.....33
- תרשים 13. צד ימין - פיזור מאמץ גזירה מנורמל במאמץ גזירה ממוצע לאורך הכלונס עבור גיאומטריית כלונס נתונה, צד שמאל – הערכת מקדם השפעה I_p כתלות ביחס המודולוסים K ובגיאומטריית הכלונס (Mattes and Poulos, 1969).....35
- תרשים 14. אידיאליזציה של תהליך הרחבה רדיאלית של בור קידוח והדמיית הבעיה כהתרחבות רדיאלית של צילינדר בעל עובי אינסופי (Johnston et al., 1987 ו-Seidel, 1993).....39
- תרשים 15. שלבים בגזירת הממשק(משמאל לימין): החלקה ע"ג הגבשושיות, גזירת הגבשושיות, החלקה לאחר הכשל.....40
- תרשים 16. כשל מדרון נטוי בחומר קוהזיבי חסר משקל לפי Sokolovsky, 1960.....41
- תרשים 17. המרת פני שטח מחוספסים של דפנות הקידוח למספר מקטעים ישרים והערכת גובה חספוס ממוצע.....42
- תרשים 18. התנהגות כוללת בגזירה של ממשק בעל חספוס מורכב (בעקבות Collingwood, 2000).....42
- תרשים 19. הערכת מקדם אדהזיה α_q באמצעות מקדם SRC (בעקבות Seidel and Collingwood, 2001).....43

- תרשים 20. הערכת גובה חספוס ממוצע בהתאם לחוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף (בעקבות Seidel et al., 1996 ו-Seidel and Collingwood, 2001)..... 43
- תרשים 21. עקומת f-w תלת ליניארית לפי Seol et al., 2008..... 47
- תרשים 22. צורות אופייניות של עקומות עומס – שקיעה (בעקבות Hirany and Kulhawy, 2002)..... 50
- תרשים 23. שיטת Chin מעודכנת להערכת תסבולת כלונסאות חיכוך - קצה לפי Chin and Vail, 1973..... 51
- תרשים 24. פונקציה f-w היפרבולית..... 52
- תרשים 25. ריכוז תוצאות מקטלוג של ניסיונות העמסה, אשר נבנה במסגרת המחקר..... 53
- תרשים 26. השפעת שיטות להערכת מאמץ החיכוך בכשל (צד ימין) ושיטות הביצוע (צד שמאל) על הקשר האמפירי שבין מקדם האדהזיה לחוזק לחיצה של סלע..... 55
- תרשים 27. בחינת השפעת מקדם החוזק הגיאולוגי על תסבולת כלונסאות בחיכוך..... 56
- תרשים 28. השוואת ערכי מודול אלסטיות מדודים ומוערכים לפי שיטות אמפיריות שונות (צד ימין), בחינת השפעת של בחינת השפעת מודול אלסטיות של מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך (צד שמאל)..... 56
- תרשים 29. שחזור של שני ניסיונות העמסה מתוך Horvath et al., 1983 באמצעות תוכנת Rocket..... 58
- תרשים 30. בחינת השפעת RQD על תסבולת כלונסאות בחיכוך ע"י חלוקת תוצאות של ניסיונות העמסה לשתי קבוצות: $RQD=0-50\%, 51-100\%$ (צד שמאל), ולארבע קבוצות $RQD=0-25\%, 26-50\%, 51-75\%, 76-100\%$ (צד ימין)..... 58
- תרשים 31. בחינת השפעת ערכי RQD על גובה חספוס ממוצע..... 60
- תרשים 32. סכמת כללית של ניסויי העמסה, כולל תיאור מסת הסלע המלאכותית..... 63
- תרשים 33. סכמה כללית של מסגרת הניסוי בשלבי תכנון (צד ימין) ותמונתה במציאות (צד שמאל)..... 65
- תרשים 34. מיקום סכמאטי של ציוד מדידה בניסוי העמסה (צד ימין) ותמונת מדי עיבור מודבקים על מוטות הידוק (צד שמאל)..... 66
- תרשים 35. קריטריון הכשל Coulomb – Mohr של בטון לכלונסאות ולבלוקים של סלע מלאכותי..... 71
- תרשים 36. תהליך סכמאטי למציאת מאפייני ממשק עיקרים בכל סגמנט של בדיקת גזירה ישירה..... 71
- תרשים 37. תוצאות בדיקת גזירה ישירה של ממשק בטון – בטון מנוסר: (צד שמאל) מאמץ גזירה (τ) כנגד תזוזת גזירה (u) והערכת קשיחות הגזירה (k_s), (צד ימין) מאמץ נורמאלי (σ_n) כנגד תזוזה נורמאלית (v) והערכת קשיחות נורמאלית של הממשק (k_n)..... 72
- תרשים 38. השתנות של זווית החיכוך (ϕ_j) ומאמץ גזירה (τ) (צד ימין) ושל קשיחות גזירה (k_n) ונורמאלית (k_s) והיחס ביניהן (k_s/k_n) (צד שמאל) של ממשק בטון – בטון מנוסר כתלות במאמץ נורמאלי (σ_n) אשר פעל במהלך סגמנטי הגזירה של הממשק..... 72
- תרשים 39. השתנות של תזוזה נורמאלית (v) כנגד תזוזת גזירה (u) בבדיקת גזירה ישירה בתנאים של מאמץ נורמאלי קבוע..... 73

- תרשים 40. סכמת מעודכנת של ניסוי לחיצת הבלוקים (צד שמאל) ומידולה הסטטי (צד ימין). 74
- תרשים 41. עקומות מאמץ-תזוזה מוערכות של מערכת המורכבת משלושה בלוקי בטון עם וללא גרזי ביניהם (צד שמאל), השוואת קשיחויות נורמאליות, אשר התקבלו בבדיקות לחיצה של בלוקים ובבדיקת גזירה ישירה (צד ימין). 75
- תרשים 42. תוצאות בדיקת גזירה ישירה של ממשק מחוספס תחת תנאים של קשיחות נורמאלית קבועה: השתנות של מאמץ נורמאלי ומאמץ גזירה כתלות בתזוזת גזירה (צד שמאל), השתנות של מאמץ נורמאלי כנגד תזוזה אנכית (צד ימין). 76
- תרשים 43. השתנות של תזוזה נורמאלית (v) כנגד תזוזת גזירה (u) בבדיקת גזירה ישירה בתנאים של קשיחות נורמאלית קבועה. 77
- תרשים 44. עקומות t-z שהתקבלו בניסיונות העמסה מעבדתיים בסלע מלאכותי רציף (צד שמאל למטה) ובסלע מלאכותי סדוק בנטיית מישורי הסדקים אופקית – אנכית (צד שמאל למעלה), $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק (צד ימין למעלה) ואופקית – אנכית עם גרזי בממשקים (צד ימין למטה). 79
- תרשים 45. עקומות t-z שהתקבלו בניסיונות העמסה מעבדתיים (צד שמאל), שקיעת נקודות מדידה, אשר ממוקמות על פני סלע מלאכותי בעלת נטיית מישורי סדקים אופקית אנכית (צד ימין חלק עליון) ו- $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק (צד ימין חלק תחתון). 80
- תרשים 46. סכמת מיקום של מוטות הדריכה (צד שמאל למעלה), השתנות של כוחות הדריכה במוטות (N) כנגד כוח שהופעל על הכלונס (P) בסלע מלאכותי רציף (צד ימין למעלה) ובמסת סלע מלאכותי בעלת נטיית מישורי סדקים אופקית אנכית (צד שמאל למטה) ו- $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק (צד ימין למטה). 81
- תרשים 47. מאמצים ראשיים ונטייתם כפי שהוערכו בנקודת המדידה שבניסיון העמסה מס' 4. 82
- תרשים 48. יישום סכמתי של שיטת Steinbrenner, 1934 עבור כלונסאות בסלע לצורך הערכת דפורמציה אלסטית נורמאלית של אזור הגבשושיות (בעקבות Seidel and Haberfield, 1994). 85
- תרשים 49. פירוט כלונסאות הניסוי. 87
- תרשים 50. עקומות עומס-שקיעה: כללית, של מעטפת הכלונס ושל קצהו (צד ימין), ועקומת t-z ממוצעת (צד שמאל) כפי נמדדו בשטח כנגד אלו שהתקבלו בהדמיה של תוכנת Rocket 3.0Beta. 88
- תרשים 51. תיקוף ניסיונות העמסה של כלונס A (צד שמאל) ו-B (צד ימין) באמצעות תוכנת Rocket 3.0Beta. 89
- תרשים 52. עקומות t-z כפי שנמדדו בניסיונות העמסה מעבדתיים מס' 4, 5, 6, 7 ו-8 כנגד אלו החזויים באמצעות תוכנת Rocket. 91
- תרשים 53. סכמת גזירה של פונקציונל האנרגיה של בלוק בודד ושילובו הסכמאטי בתוך משוואות שיווי משקל סימולטניות. 94
- תרשים 54. סוגי המגעים שבין הבלוקים בשיטת ה-DDA (בעקבות Shi, 1993). 94

- תרשים 55. החלקת בלוק על ממשק מחוספס: סקיצת הבעיה, כולל מידות בס"מ (צד ימין), מידול הבעיה באמצעות שיטת ה-DDA (אמצע), תזוזה אופקית של נקודת המדידה בזמן כתלות בזווית החיכוך הבסיסית (צד שמאל). 97
- תרשים 56. עקומות מאמץ-מעוות אשר התקבלו בהדמיית בדיקות לחיצה חד צירית באמצעות שיטת ה-DDA (צד שמאל), השוואת קשיחויות נורמאליות אקווילונטיות, אשר התקבלו בהדמיות אלו לקשיחויות שהתקבלו בבדיקות מעבדה (צד ימין). 98
- תרשים 57. תרשים סכמאטי של ניסיונות העמסה מעבדתיים כפי שנותחו באמצעות שיטת ה-DDA. 99
- תרשים 58. תמונת הדפורמציה המתקבלת כולל כיוון וגודל יחסי של מאמצים ראשיים בהרצת DDA בה הכלונס הגיע לכשל (שמאל) כנגד זו בה הוא נשאר יציב (ימין). 99
- תרשים 59. תוצאות שחזור של ניסיונות העמסה מעבדתיים מס' 4 (צד ימין) ו-5 (צד שמאל) באמצעות ה-DDA. 100
- תרשים 60. תוצאות שחזור של ניסיון העמסה מעבדתי מס' 8 באמצעות ה-DDA. 100
- תרשים 61. בחינת יכולות חיזוי של שיטות אמפיריות שונות. 103
- תרשים 62. עקומות ניסיוניות למציאת מקדם הפחתה להשפעת איכות מסת הסלע MMF כנגד זו שהתקבלה בניסיונות העמסה מעבדתיים. 104
- תרשים 63. השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך על בסיס ניסיונות העמסה מעבדתיים ... 105
- תרשים 64. הערכת מודול אלסטיות של מסת הסלע בעלת שתי מערכות סדקים ניצבות לפי Wei and Hudson, 1986 (צד ימין), השוואה בין ערכי מודול אלסטיות מחושבים לפי משוואה (98) לאלו שהתקבלו בניתוח לאחר של ניסיונות העמסה מעבדתיים באמצעות תוכנת Rocket (צד שמאל). 109
- תרשים 65. השתנות תגובה אופקית של דפנות הקידוח, כפי שהתקבלה בשיטת ה-DDA במהלך שחזור של ניסיון העמסה מעבדתי במסת סלע בעלת מישורי סדקים בנטייה אופקית-אנכית (צד שמאל) ו- $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק (צד ימין). 110
- תרשים 66. ניסיון העמסה ספרתי בקנה מידה אמיתי במסת סלע מלאכותית: מידול הבעיה באמצעות שיטת DDA (צד ימין), עקומות עומס-שקיעה כפי שהתקבלו בשיטות חישוביות Rocket ו-DDA (צד שמאל). 111
- תרשים 67. הצגה סכמאטית של גישה שונה להערכת דפורמציות במסת הסלע מסביב כלונס: שיטת DDA (צד ימין), שיטת Rocket (צד שמאל). 112
- תרשים 68. בחינת השפעה של ציפוף מישורי הסדקים וזווית החיכוך על מקדם האדהזיה המתקבל באמצעות שיטת DDA. 113

רשימת תמונות

1. תמונה 1. הדגמה ויזואלית של פרופילי דפנות קידוח, המתקבלים במסות סלע המתאפיינות בערכי RQD שונים (תמונה באדיבותו של Professor R. Finno)..... 59
2. תמונה 2. פלטות תותבות מ-PVC בתוך התבניות ליציקת בלוקים (צד ימין) ותבנית ליציקת כלונס (צד שמאל). 64
3. תמונה 3. מסת סלע מלאכותית רציף: לפני (צד ימין) ואחרי יציקה (צד שמאל). 64
4. תמונה 4. תהליך הכיול של מדי העיבור. 66
5. תמונה 5. גושי בטון בגודל 40/12/10 ס"מ (צד ימין) ותהליך הוצאת הגלעינים (צד שמאל). 67
6. תמונה 6. מכבש הידראולי לגזירה ישירה מתוצרת Terra Tek Inc. דגם DS – 4520 (צד ימין), ממשק מחוספס כלונסלע מלאכותי לפני הבדיקה (צד שמאל). 68
7. תמונה 7. בדיקת הטיה על גושי בטון בגודל 5/10/10 ס"מ (צד ימין) ובדיקת לחיצה חד צירית של שלושה בלוקים בגודל 10/10/10 ס"מ (צד שמאל). 69
8. תמונה 8. השוואה ויזואלית בין כשל בגבשושיות שבבדיקת גזירה ישירה תחת קשיחות נורמאלית קבועה (צד ימין) לבין כשל זה שהתקבל בניסיונות העמסה מעבדתיים (צד שמאל). 77

רשימת טבלאות

1. טבלה 1. הקשר האמפירי בין RQD ליחס המודולוסים לפי O'Neill et al., 1996. 18
2. טבלה 2. ערכי מאמץ חיכוך מומלצים עבור סלעים שונים מאזור צפון אמריקה לפי Freeman et al., 1972. 24
3. טבלה 3. ערכי מאמץ חיכוך בכשל עבור סלעים שונים לפי Tomlinson, 1977. 25
4. טבלה 4. ערכי מאמץ גזירה מותרים של ממשק כלונסלע (מתוך חוברת של חברה "עפר וסלע", 19—). 25
5. טבלה 5. ערכי מאמץ חיכוך בכשל עבור סלעים שונים בארץ לפי Amir, 1983. 25
6. טבלה 6. מקדמי התאמה אמפיריים לפי חוקרים שונים (לפי O'Neill et al., 1996). 27
7. טבלה 7. הערכת מאמץ חיכוך ממוצע בהרס על בסיס RQD (בעקבות Neoh, 1998). 45
8. טבלה 8. מתכונים של תערובות בטון עבור מסת סלע מלאכותית ועבור כלונסאות. 63
9. טבלה 9. תוצאות האפיון המכאני של בטון לכלונסאות ולסלע מלאכותי. 70
10. טבלה 10. ריכוז תוצאות בדיקת גזירה ישירה של ממשק בטון-בטון מנוסר תחת תנאים של מאמץ נורמלי קבוע. 72
11. טבלה 11. מטריצת ניסיונות העמסה מעבדתיים. 78
12. טבלה 12. רשימת פרמטרי קלט בסיסיים של תוכנת Rocket (מעודכן אחרי Seidel, 2002). 86

תודות

מחקר זה בוצע בהנחיית פרופ' יוסף חודרה חצור ועלי להודות לו במלוא עומק ליבי על כך שהאמין בי לכל אורך הדרך עוד מתחילת לימודי לתואר שני. חוכמתו, מקצועיותו, תמיכתו ברמה מקצועית ואישית, דלת פתוחה ואוזן קשבת הם אלו שבלעדיהם המחקר הזה לא היה קם ועל כך תודתי נתונה לו.

ברצוני להודות ל- Dr. Gen-hua Shi, היוצר של שיטת DDA על זכות שניתנה לנו לעבוד בה, ולגלות יכולות חדשות בשימושיה. פגישתי הקצרה איתו בסן-פרנסיסקו בקיץ 2008 הייתה מאוד משכילה ומועילה עבורי.

ברצוני להודות גם ל- Dr. Julian Seidel, על זכות שניתנה לנו לעבוד עם שיטת Rocket אותה פיתח. הנני אסיר תודה ל- Dr. Seidel על רצונו לעזור לקידום המחקר, נכונותו לענות על כל שאלה, ולשליחת העותק הקשיח היחידי של עבודת הדוקטורט שלו בדואר אלינו.

במסגרת המחקר היה צורך לפנות לחוקרים רבים ברחבי העולם על מנת לבנות קטלוג ניסיונות העמסה בשטח. היענותם החיובית של רבים מהם, וביניהם בעלי שם עולמי בתחום של מכאניקת הסלע והביסוס Prof. Fred H. Kulhawy, Prof. Herbert Einstein, Prof. Samuel G. Paikowsky, Dr. Chris Haberfield, Dr. Bengt H. Fellenius, תרמה רבות לבניית הקטלוג ולעיצובם של פני המחקר ועל כך תודתי נתונה להם. ברצוני להודות גם ל- Prof. Antonio Bobet, Dr. Lianyang Zhang, Dr. Mike Long, Dr. Hoonil Seol, Prof. M.R. Madhav, Prof. Miguel A. Pando, Robert K. Muganga, Dr. Joshua Omer, Prof. Paolo Carrubba, Prof. Rich Finno, Prof. D. M. Dewaikar, Dr. M. Sagong על תרומתם לבניית קטלוג של ניסיונות העמסה והפניה למקורות מידע נוספים שתרמו אף הם לא מעט למחקר הזה.

ברצוני להודות גם לאינג' מייק דוקטופסקי, אינג' דוד דוד, ואינג' אסף שדה על הזמן שהוקדש לנו ועל תרומתם להרחבת קטלוג ניסיונות העמסה בשטח בבדיקות שבוצעו בארץ. עבודתנו המשותפת עם אינג' מייק דוקטופסקי אף הניבה פרסום של שני מאמרים בכנסים שונים בארץ ובחו"ל.

ברצוני להודות מקרב לב לד"ר מיכאל צרסקי על הקדשת זמנו ועל עזרתו האישית והמקצועית בכל שלבי המחקר.

עבודה זו ממונה בחלקה ע"י משרד הבינוי והשיכון ועל כך תודתי, ובמיוחד למנהל תחום ביסוס וקרקע במשרד זה - אינג' משה סוקולובסקי.

ברצוני להודות לפרופ' סם פרידמן ופרופ' אורן וילנאי על כך ששימשו חברים בוועדה בוחנת בבחינת המועמדות שלי. הבחינה לא הייתה קלה, אך בהחלט מועילה והיא תרמה לא מעט לעיצוב פני המחקר. לפרופ' אורן וילנאי מגיע תודה מיוחדת על מעורבותו המקצועית במחקר זה ובכל מה שקשור לביצוע ניסיונות העמסה במעבדה. הדלת הפתוחה שלו וכישוריו המקצועיים תרמו לא מעט לתכנון וביצוע מוצלח של ניסיונות העמסה אלו.

ביצוע ניסיונות העמסה במעבדה וההכנות הרבות שקדמו להם לא היו מתאפשרים ללא עזרתם המקצועית של אנשי הסגל הטכני הרבים באוניברסיטת בן גוריון, וביניהם אינג' אדוארד מריאנצ'יק ומר ניסים אלימלך מהמחלקה להנדסת בניין ומר טביבאן אהרון, מר ספוז'ניקוב אבי, מר נודל אלכסנדר, מר פלדמן דוד מבית מלאכה של פקולטה למדעי הטבע.

עבודה זו מסיימת את התקופה הנפלאה של כמעט שמונה שנים בהם שהיתי במחלקה למדעי הגיאולוגיה והסביבה. ברצוני להודות לכל אנשי הסגל האקדמי של המחלקה ובמיוחד לפרופ' יהודה אייל, פרופ' שמעון

פיינשטיין ודר' אלון זיו. תודתי המיוחדת נתונה גם לממונה על המינהל במחלקה גב' רבקה עיני אשר עזרה ותמכה בי, ופתרה סוגיות בירוקרטיות שונות במהירות מדהימה לאורך כל לימודיי במחלקה זו.

ברצוני להודות לטכנאי מעבדת שקפים מר' דוד קוסשווילי על עזרתו העצומה בהכנת מדגמי סלע ובטון לבדיקות מעבדה שונות ולדר' ויאצ'סלב פלצ'יק, אשר בלעדיו בדיקות אלו לא היו מתבצעות.

תודתי המיוחדת נתונה לחבריי ל"קבוצה ההנדסית" במחלקה והם דגן בקון-מזור, עומר בירן, גוני יגודה ואלחנן לבנה על עזרתם הרבה, במיוחד לקראת סוף המחקר. ברצוני להודות גם לחברי הטוב והוותיק אמנון חדד, אשר ללא עזרתו בהכנת תבניות וביציקת בטון, ניסיון העמסה במסת סלע מלאכותית רציפה לא היה מתבצע.

להוריי האהובים ז'אנה ואדוארד אני מודה על כל מה שנתנו לי ועל מה שחינכו אותי. בלי תמיכתם ועזרתם לא הייתי מגיע להיכן שהגעתי. תודתי המיוחדת נתונה גם לאחותי אירינה, לאחי אולג ולאחייני דמיטרי.

תודה מיוחדת אחרונה מגיעה לאשתי האהובה אולגה ולילדיי האהובים ליאור ורון. תקופה זו של ארבע השנים האחרונות הייתה קשה מאוד עבור כולנו ולא יכולתי לבצע ולסיים את המחקר הזה ללא עזרתם, תמיכתם ואהבתם.

סמלים ומינוחים

$[D_i]$	- מטריצת נעלמים של בלוק i
$[K]$	- מטריצת קשיחות גלובלית
$[T_i]$	- מטריצת הזזות של בלוק i
$\{F\}$	- וקטור כוחות
$1/a$	- שיפוע ראשוני של עקומת מאמץ-תזוזה
$1/m$	- שיפוע של גרף תזוזות ראש כלונס-תזוזות ראש כלונס מנורמלת לעומס מופעל
$1/n$	- מקדם חיכוך פנימי במשוואה של Coulomb, 1776
a	- שטח חתך במשוואה של Coulomb, 1776
a	- מקדם אמפירי בקריטריון כשל Hoek-Brown
A, B	- מקדמים אמפיריים בעקומת מאמץ-תזוזה תלת ליניאריים של Seol et al., 2008
A_b	- שטח קצה של כלונס
A_s	- שטח מעטפת של כלונס
c	- קוהזיה
c	- קבוע מעבדתי במשוואה להערכת מודול אלסטיות של מסת הסלע באמצעות מגבה שטוח
C	- קבוע במשוואה להערכת מודול אלסטיות של מסת הסלע באמצעות פלטת העמסה
c'	- קוהזיה אפקטיבית
c_j	- קוהזיה של סדק
c_r	- קוהזיה של סלע רציף
C_1	- קבוע בגרף תזוזות ראש כלונס-תזוזות ראש כלונס מנורמלת לעומס מופעל
C_u	- חוזק גזירה של קרקע קוהזיבית בתנאים בלתי מנוקזים
D	- מקדם הפרה של מבנה סלע טבעי בקריטריון כשל Hoek-Brown
D	- קוטר של כלונס
Δl	- התקצרות צירית כוללת
Δr	- גובה ממוצע של חספוס
Δr_h	- גובה ממוצע של חספוס לפי Horvath et al., 1983
Δr_s	- גובה ממוצע של חספוס במודל מיקרו מכני של מונש
Δt	- גודל של צעד הזמן
Δz	- דפורמציה שמתקבלת בעומק z מתחת למרכז של פלטת העמסה
E_m	- מודול אלסטיות של מסת סלע
E_p	- מודול אלסטיות של חומר הכלונס
E_r	- מודול אלסטיות של סלע רציף
F	- כוח שמפעילה בוכנה נורמאלית בבדיקת גזירה ישירה
f_{bu}	- מאמץ מגע ממוצע בכשל
$f_{s\ res.}$	- חוזק שיורי של סלע בממשק
f_{sa}	- מאמץ חיכוך מותר
f_{su}	- מאמץ חיכוך ממוצע בכשל

F_i	-	עומסים הפועלים על בלוק i
$f-w$	-	עקומות מאמץ - תזוזה בשיטת מעבר עומס
F_x, F_y	-	עומסים נקודתיים הפועלים על בלוק i
f_x, f_y	-	כוחות גוף הפועלים על בלוק i
g_0	-	קשיחות ספרתית של קפיצי מגע ביישום ממוחשב של DDA
g_1	-	אורך פסיעת זמן מרבית ביישום ממוחשב של DDA
g_2	-	מידת התזוזה היחסית המכסימלית שבין פסיעת זמן ביישום ממוחשב של DDA
G_m	-	מודול גזירה של מסת סלע
G_r	-	מודול גזירה של סלע רציף
GSI	-	שיטה לדירוג איכות מסת הסלע Geological Strength Index לפי Hoek et al., 1995
h_c	-	גובה יציקה מעל לנקודת אמצע של כלונס
h_w	-	גובה מי תהום מעל לנקודת אמצע של כלונס
i	-	זווית שיפוע של גבשושית החספוס
I_p	-	מקדם השפעה בפתרון אלסטי של Pells and Turner, 1979 ו-Mattes and Poulos, 1969
I_p	-	חוזק בדיקת Load Point
J_a	-	דרגת הבליה בסדק
J_c	-	מקדם תנאי סדק
J_l	-	מקדם השפעת אורך הסדק
J_n	-	מספר סדרות סדקים
J_r	-	דרגת חספוס בסדק
J_v	-	מדד סדקים נפחי
J_w	-	מקדם השפעת מים
K	-	יחס בין מודול אלסטיות של מסת הסלע למודול אלסטיות של חומר הכלונס
k_0	-	פרמטר שליטה דינאמי ביישום ממוחשב של DDA
K_{ij}	-	תת מטריצה של משוואות שווי משקל
K_m	-	מודול נפח של מסת הסלע
k_n	-	קשיחות נורמאלית של סדק
k_s	-	קשיחות גזירה של סדק
l	-	עובי של סלע מלאכותי בצידי הכלונס המעבדתי
l_a	-	אורך של מקטע החספוס
L_s	-	אורך של כלונס
L_t	-	אורך מצטבר של גבשושיות החספוס
M	-	מסה ליחידת שטח
m_i	-	מקדם חומר אמפירי עבור סלע רציף
m_b	-	מקדם חומר אמפירי עבור מסת סלע
MMF	-	מקדם הפחתה להשפעת איכות מסת הסלע
N	-	כוח נורמאלי
n	-	נקבוביות

מקדם תסבולת	- N_c
שגיאה מנורמלת של השורש של ממוצע ריבועי הסטיות	- NRMSD
לחץ פרוס שווה המופעל על פני השטח	- p
תסבולת של כלונס בהעמסה צירית	- $P_{ult.}$
שיטה לדירוג איכות מסת הסלע The Rock Mass Quality לפי Barton et al., 1974	- Q
דירוג איכות מסת הסלע בשיטת Q ללא פרמטר המבטא את השפעת המאמץ האפקטיבי	- Q'
עומס פרוס במודל של Sokolovsky, 1960	- q
רדיוס של פלטת העמסה	- r
זווית הסיבוב של הבלוק	- r_0
רדיוס של כלונס	- r_s
מקדם חספוס	- RF
שיטת לדירוג איכות מסת הסלע לפי Palmstrom, 1996	- RMi
שיטה לדירוג איכות מסת הסלע Rock Mass Rating	- RMR
שיטת RMR בהתאם ל- Bieniawski, 1976	- RMR_{76}
שיטת RMR בהתאם ל- Bieniawski, 1989	- RMR_{89}
שגיאת השורש של ממוצע ריבועי הסטיות	- RMSD
שיטה לדירוג איכות מסת הסלע Rock Quality Designation לפי Deere and Miller, 1966	- RQD
כוח גזירה במשוואה של Coulomb, 1776	- S
מרווח סדקים ממוצע	- S
שטח של בלוק i בניסוח של שיטת DDA	- S
פונקציות אמפיריות במודל של Serrano and Olalla, 2004	- $S(\phi), T(\phi)$
מרחק מפסגת המדרון ועד ליציאה של מישור הכשל במודל של Sokolovsky, 1960	- S_0
מקדם אמפירי בקריטריון כשל Hoek-Brown	- s
מקדם התנגדות אמפירי של Seidel and Collingwood, 2001	- SRC
מקדם השפעת המאמץ בסלע	- SRF
עקומות מאמץ - תזוזה בשיטת מעבר עומס	- $t-z$
תזוזת גזירה ותזוזה אנכית בבדיקת גזירה ישירה	- u, v
תזוזות של נקודה במישור	- u, v
נפח ממוצע של בלוק סלע	- V_b
מהירות גלי לחיצה	- V_p
מרחק שלאורכו פועל עומס פרוס במודל של Sokolovsky, 1960	- w
קואורדינטות של נקודה	- x, y
קואורדינטות של מרכז הכובד	- x_0, y_0
מיקום נוכחי של בוכנה נורמאלית בבדיקת גזירה ישירה	- $x_{ave.}$
מיקום יעד אנכי חדש של בוכנה נורמאלית בבדיקת גזירה ישירה	- x_k
עומק במשוואה להערכת מודול אלסטיות של מסת הסלע באמצעות פלטת העמסה	- z
זווית נטיית מישור מנותח ביחס למאמץ ראשי מרבי במשוואה של Jaeger and Cook, 1969	- α
מקדם התאמה אמפירי במשוואה להערכת מאמץ חיכוך ממוצע בכשל	- α

α_E	-	מקדם הפחתה
α_q	-	מקדם אדהזיה
β	-	זווית נטיית מישורי סדקים ביחס למאמץ ראשי מרבי במשוואה של Jaeger and Cook, 1969
β	-	מקדם התאמה אמפירי במשוואה להערכת מאמץ חיכוך ממוצע בכשל
δ	-	מידת התרחקות של שפות החרץ במגבה שטוח
δ	-	שקיעת ראש כלונס
δ_n	-	מידת סגירת הסדק בניצב למישור
δ_s	-	מידת סגירת הסדק במקביל למישור
$\Delta\sigma_n$	-	תוספת מאמץ לאטרלי
ε_{axial}	-	עיבור אורכי
ε_x	-	עיבור בכיוון x
ε_y	-	עיבור בכיוון y
ϕ	-	זווית חיכוך
ϕ'	-	זווית חיכוך אפקטיבית
ϕ_j	-	זווית חיכוך של סדק
ϕ_r	-	זווית חיכוך של סלע רציף
ϕ_f	-	זווית חיכוך זמינה בתחתית כלונס לפי Serrano and Olalla, 2004
ϕ_i	-	זווית חיכוך זמינה בראש כלונס לפי Serrano and Olalla, 2004
ϕ_{peak}	-	זווית חיכוך מרבית של סלע רציף
ϕ_b	-	זווית חיכוך בסיסית של הממשק
$\phi_{residual}$	-	זווית חיכוך שורית של סלע רציף
γ	-	זווית נטיית מדרון במודל של Sokolovsky, 1960
γ_c	-	משקל מרחבי של בטון טרי
γ_w	-	משקל מרחבי של מים
γ_{xy}	-	עיבור גזירה
η_c	-	מקדם הפחתה עקב שיטות ביצוע ורמת הפיקוח באתר
η_{ij}	-	מרחק בין שני בלוקים סמוכים
κ	-	זווית נטיית העומס הפרוס במודל של Sokolovsky, 1960
λ	-	תדירות ממוצעת של סדקים במשוואה של Priest and Hudson, 1976
λ	-	אורך של בסיס גבשושית חספוס במודל מיקרו מכני של מונש
μ	-	זווית יציאת מישור הכשל במודל של Sokolovsky, 1960
ν	-	מקדם פואסון
ν_m	-	מקדם פואסון של מסת הסלע
ν_r	-	מקדם פואסון של סלע רציף
Π	-	אנרגיה פוטנציאלית כללית
Π_e	-	אנרגיית עיבורים אלסטיים של בלוק
Π_i	-	אנרגיה פוטנציאלית של כוחות אינרציה
Π_p	-	אנרגיה פוטנציאלית של עומס נקודתי

- Π_v	אנרגיה פוטנציאלית של כוחות גוף
- θ	זווית שיפוע של גבשושית
- θ'	זווית שיפוע של מישור הכשל
- θ_p	זווית נטיית מאמצים ראשיים ביחס לאופק
- ρ	זווית נטיית מאמצים ראשיים במודל של Sokolovsky, 1960
- ρ	תזוזה מכסימלית של בלוק בניסוח של שיטת DDA
- ρ_{dry}	צפיפות יבשה
- σ_{ci}	חוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף
- $\sigma_{cr.}$	מאמץ נורמאלי קריטי במודל מיקרו מכני של מונש
- σ_1	מאמץ ראשי מרבי טוטלי
- σ'_1	מאמץ ראשי מרבי אפקטיבי
- σ_3	מאמץ ראשי מזערי טוטלי
- σ'_3	מאמץ ראשי מזערי אפקטיבי
- σ'_{3max}	מאמץ כליאה מכסימלי
- σ'_{3n}	יחס בין מאמץ כליאה מכסימלי לחוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף
- σ_n	מאמץ נורמאלי טוטלי הפועל בניצב למישור
- σ'_n	מאמץ נורמאלי אפקטיבי הפועל בניצב למישור
- σ_{no}	לחץ נורמאלי התחלתי ממוצע על גבי הממשק טרם תחילת ההעמסה
- σ_t	חוזק מתיחה של סלע רציף
- τ	מאמץ גזירה
- $\tau_{cr.}$	מאמץ גזירה קריטי במודל מיקרו מכני של מונש
- $\tau_{ult.}$	מאמץ גזירה בכשל
- ξ_0	אורך יחסי של כלונס מתחתיתו, אשר פועל בתחום האלסטי
- ψ	זווית תפיחת הממשק

1 מבוא

1.1 כללי

סלע, במידה ונמצא בטווח עומקי הביסוס הקונבנציונלי, נחשב בדרך כלל שתית חזקה ויציבה למבנים. חלופות הביסוס שעומדות בפני המתכננים במקרה זה תלויות בעיקר בעומק הסלע מפני השטח, איכותו וגודל העומסים שיש להעביר אליו. במידה ושתית סלעית נמצאת קרוב מאוד לפני השטח, ביסוס רדוד היושב על פניה (כדוגמת פלטת יסוד) נחשב על פי רוב כחלופה עדיפה וכלכלית יותר. ככל שעומק הסלע מפני השטח הולך וגדל, החלופה של כלונסאות, בין אם מוחדרים או קדוחים, הופכת להיות לכדאית וכלכלית יותר. כלונסאות מוחדרים חודרים עד לפני הסלע או מעט לתוכו, ומעבר העומס באינטראקציה זו מתבצע דרך קצה הכלונס. במידה וחוזק הסלע או קשיחותו בקצה הכלונס אינם מספיקים או, במקרה של שליפה, אינם תורמים דבר לתסבולתו הכללית, נהוג להשתמש בכלונסאות קדוחים ויצוקים בסלע. במקרה זה חוזק לגזירה של ממשק כלונסוסלע הינו על פי רוב גבוה והוא מאפשר להגדיל באופן ניכר את תסבולת הכלונס הן ללחיצה והן לשליפה. יש לציין, כי למרות שבעברית מושג "כלונס" הינו אוניברסאלי ומשמש כשם כללי לכל סוגי הביסוס העמוק, באנגלית ישנה טרמינולוגיה שלמה עבור התחום הזה. בדרך כלל, מילה pile לבדה מוזכרת בהקשר לכלונסאות מוחדרים, בעוד שמושג rock socket או rock socketed piles מתאים יותר לכלונסאות קדוחים ויצוקים בסלע. תחום ביסוס בסלע באמצעות כלונסאות קדוחים הינו תחום צעיר יחסית, במיוחד בהשוואה לכלונסאות מוחדרים, כאשר עד לאחרונה לא נעשו ניסיונות ממשיים להבין את התהליכים הפיזיקאליים המורכבים העומדים מאחורי התנהגות של כלונסאות אלו בהעמסה צירית. רוב המחקרים הסתפקו בפיתוח קשרים אמפיריים בין חוזק לחיצה של סלע רציף (σ_{ci}) לתסבולת כלונס בחיכוך (f_{su}) ככל הנראה עקב המורכבות ההנדסית של הבעיה ובכדי לתת קריטריון תכן מעשי מהיר וקל למהנדסי ביסוס. חלק מן הגישות האמפיריות אף אומצו ע"י תקני בנייה שונים בעולם, כולל תקן ישראלי 1378 "ביסוס כלונסאות בסלע בקדיחת הקשה" משנת 1994 (S.I.I. 1378, 1994). הסתמכות על קורלציות אלו לא תמיד מבטיחה רמת בטחון גבוהה בתכנון כלונסאות. יתרה מזאת, לא ניתן להעריך קריטריוני תכנון בסיסים של הנדסת הביסוס: מהו מקדם הביטחון בפועל של הכלונס ומהי רמת הדפורמציה של הכלונס תחת העומס המופעל. גישות אנליטיות, אשר החלו להתפתח מאוחר יותר, התבססו בעיקר על אינטראקציה בין מוט אלסטי למדיום אלסטי חצי אינסופי. ככלל, גישות אלו עובדות רק במסות סלע חזק ורציף ואינן מתאימות לסלעים חלשים או סדוקים. יתרה מזאת אין בהן קריטריון כשל אנליטי ממשי, מה שלא מאפשר להפוך אותם לכלי תכנון יעיל.

למרות שלא מעט עבודות מחקר הוקדשו בעבר ללימוד האינטראקציה שבין כלונס לסלע (Koutsoftas, 1981; Rowe and Pells, 1980; Pells and Turner, 1979; Haberfield and Collingwood, 2006), לפי Seidel, 1993 מאוניברסיטת Monash למשל, נותנת חיזוי די טוב לתסבולת כלונסאות בסלע ואף קיבלה חיזוקים מניסיונות העמסה בסוגי סלעים שונים בעולם. יחד עם זאת גישתו של Seidel, 1993 אינה מתחשבת מפורשות בהשפעת איכות מסת הסלע, כגון מאפייני סדקים שונים. השפעה זו אובחנה ע"י מספר חוקרים (O'Neill and Reese, 1999; Rowe and Armitage, 1987a; Sagong et al., 2007; Seol et al., 2008; Serrano and Olalla, 2004; Tomlinson, 1995; Williams et al., 1980 ואחרים, אך עדיין במרבית המקרים הפתרון המוצע לשילוב איכות מסת סלע היה הפעלת קשרים אמפיריים נוספים על הגישות האמפיריות הקיימות, אשר הוזכרו מקודם. ברור כי הכפלת אי וודאות הנדסית, אשר טמונה בגישות אמפיריות קיימות, באי וודאות נוספת של קשרים אמפיריים, האמורים לבטא את השפעת איכות מסת

סלע, אינה תורמת לפתרון בעיה הנדסית זו ודרושה גישה שונה לשילוב איכות מסת סלע בתהליך הערכת תסבולת הכלונס.

1.2 מטרת המחקר והיקפו

מטרת המחקר היא ניתוח מקיף של השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך בהתבסס על תוצאות של ניסיונות העמסה בשטח, ניסיונות העמסה מעבדתיים וניתוח הבעיה באמצעות אחד המודלים המקובלים כיום בתחום זה, המודל המיקרו מכני של מונש (Seidel, 1993). מטרת מחקר נוספת היא בחינת אפשרות יעול החיזוי של התנהגות כלונסאות במסות סלע סדוקות ע"י הכנסת אנליזה ספרתית חדשה לתחום זה והיא (Shi, 1993) (DDA) Discontinuous Deformation Analysis. אפשרות זו תיבדק מול ניסיונות העמסה מעבדתיים בקנה מידה גדול, אשר יבוצעו במסגרת המחקר.

הערכת תסבולת כלונסאות יצוקים בסלע תחת העמסה צירית הינה בעיה הנדסית מורכבת. תסבולת הכלונס בפועל הינה תוצאה של גיוס מאמצי גזירה לאורך שטח המעטפת של הכלונס במהלך העמסה צירית, ולפיכך, היא מוכתבת על ידי התנגדות הגזירה של הממשק. זו האחרונה תלויה במאפיינים של פני השטח של הממשק כלונס/סלע, בפיזור מאמצי הגזירה לאורך פני השטח של הכלונס, בפיזור המאמצים הנורמאליים לממשק, ובתכונות האלסטיות של הבטון ושל סלע הסביבה. פתרון מלא של בעיית התסבולת מוכרח לפיכך לשלב בתוכו עקרונות מתורת האלסטיות ומצריך אפיון מכני מלא של הממשק עצמו כמו גם של הבטון ושל סלע הסביבה. במחקר זה יעשה ניסיון להתקדם מעט לכיוון פתרון תסבולת המבוסס יותר על המכאניקה של התהליך, ופחות על ניצול קורלציות אמפיריות.

חשיבותו המדעית של המחקר המוצע היא בחקירה מקיפה ויסודית של השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך תוך התחשבות מפורשת בפרמטרים אשר זוהו ע"י חוקרים שונים כבעלי השפעה. חשיבותו הנוספת של המחקר הינה בהכנסת שיטה ספרתית ממשפחת האלמנטים הדיסקרטיים לתוך תחום זה של מכאניקת סלע, אשר תאפשר לתת מגוון פתרונות מעשיים לבעיות בניתוח התנהגות הכלונס במסות סלע סדוקות, דבר שלא נעשה עד כה לעולם. לאיכות מסת הסלע ישנה ללא ספק חשיבות בהערכת התנהגות ממשק כלונס/סלע ולכן הבנת השפעתה והתחשבות בה, בנוסף לפרמטרים האחרים, יכולה לתת חיזוי מדויק יותר להתנהגות הכלונס תחת העמסה צירית.

1.3 מבנה העבודה

עבודת מחקר זו מורכבת מ-8 פרקים ונספח אחד. פרק 1 הינו פרק מבוא, אשר בו יוצגו בקצרה שאלת המחקר ומטרתו. פרקים 2 ו-3 מהווים, במידה רבה, סקירת ספרות, כאשר פרק 2 יתרכז באפיון גיאומטרי של מסת סלע והוא כולל סקירה של שיטות לקביעת חוזק ומודול אלסטיות של מסת סלע ושיטות לדירוג איכותה. פרק 3 יציג סקירה של שיטות תכנון קיימות של כלונסאות בסלע, כולל דגש מיוחד על שילוב של איכות מסת סלע בתהליך זה. בפרק 4 של עבודה זו ייבנה קטלוג של ניסיונות העמסה בשטח תוך ניצול נתונים מן הארץ ומחולל. פרק זה יכלול בין היתר סקירה קצרה של סוגי ניסיונות העמסה, שיטות לקביעת עומס הרס ויצג עיבוד סטטיסטי ראשוני של תוצאות בהקשר לאיכות מסת הסלע. השפעת אחת השיטות לדירוג איכות הסלע RQD על תסבולת כלונסאות תיבדק לעומק תוך הצעה מעשית לשילובה היעיל בתהליך התכנון. פרק 5 יתרכז בחלק ניסיוני של מחקר זה ויחולק לשלושה חלקים עיקריים והם תכנון וביצוע סדרת ניסיונות העמסה מעבדתיים במסת סלע מלאכותית סדוקה, אפיון מכני של דוגמאות בטון וסלע רציף, ואפיון מכני של ממשקי בטון-סלע בלתי רציפים. תוצאות בדיקות מעבדה אלו וניתוח ראשוני שלהן ירוכזו בסוף הפרק. פרק 6 של עבודת מחקר זו יעסוק בהיבטי ניתוח השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת הכלונס בחיכוך באמצעות שיטות חישוביות שונות. בפרק זה יינתן רקע

כללי לשיטת DDA ולראשונה ייבחנו שימוש בשיטה זו לצורכי הערכת תסבולת כלונסאות במסות סלע סדוקות. במקביל בפרק זה תינתן סקירה כללית של אחת התוכנות המקובלות כיום לחיזוי התנהגות כלונסאות בסלע, אשר מבוססת על המודל המיקרו מכני של מונש, תוכנת Rocket. יכולת החיזוי של תוכנה זו תיבדק כנגד ניסיונות העמסה אמיתי ומעבדתיים. פרק 7 ידון, בהתבסס על ממצאי המחקר, בהשפעה האמיתית של איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך, תוך ניתוח בסיסי נתונים ובדיקת שיטות תכנון קיימות. סוף הפרק יתרכז בדיון על שילוב אפשרי בין גישות חישוביות שונות כמו Rocket ו-DDA לייעול הליך התכנון. לבסוף, פרק 8 יסכם את ממצאי המחקר העיקריים תוך המלצות לכיווני מחקר עתידיים בתחום זה.

2 אפיון גיאוטכני של מסת סלע

2.1 שיטות לדירוג איכות סלע

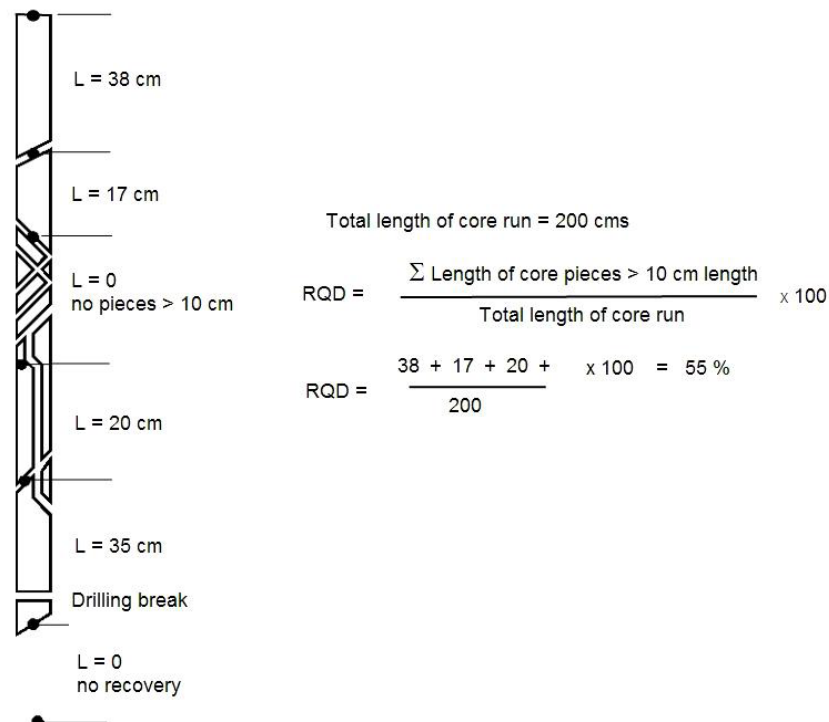
מרבית שיטות לדירוג איכות סלע בנויות על עקרון של מתן ציון למסת סלע בהתאם למכלול תכונותיה השונות, אשר מלווה גם בד"כ בתיאור מילולי של מידת התאמת מסת סלע זו לפרויקטים הנדסיים שונים. לפי Hoek, 2006 שיטות אלו ישימות בד"כ בשלבי בדיקת היתכנות ותכנון מוקדם, כאשר קיים עדיין מחסור בנתונים אודות תכונות פיזיקאליות והידרולוגיות של מסת סלע. כמו כן, שיטות אלו יכולות לשמש כדף בידוק בשדה על מנת לוודא שכל המאפיינים הרלוונטיים של מסת סלע נלקחו בחשבון. כמו כן, במספר מקרים שיטות אלו יכולות לתת הערכות בנוגע לסוג תימוך שדרוש בעבודות מנהור או בנוגע לחוזק ותכונות אלסטיות של מסת סלע. מרבית השיטות לדירוג איכות הסלע פותחו מתוך ראיית מבט הנדסית והן נועדו להקל על מהנדסים בתכנון עבודות מנהור ותימוך, כאשר הניסיון הראשון לעשות זאת נעשה מלפני למעלה מ-100 שנה ע"י Ritter, 1879 (Hoek and Diederichs, 2006). מכלול תכונות מסת הסלע לשקלול, כפי שהוזכר מקודם, משתנה על פי רוב משיטה לשיטה, אך יחד עם זאת מרבית התכונות שנלקחות בחשבון קשורות למאפיינים של סדקים (מספר מערכות סדקים, נטייתן, צפיפותן וכד'), לתנאים הידרולוגיים, ולעיתים גם לחוזק סלע רציף ולמשטר מאמצים קיים. יש להזכיר כי מהצד השני, קיימת לא מעט ביקורת על פישוט יתר של שיטות אלו (Riedmüller and Schubert, 1999) אשר מתארות איכות מסת סלע באמצעות מספר אחד, שבפועל אינו מסוגל לבטא את מידת אנאיזוטרופיות והתנהגות תלוית זמן של מסת סלע, כמו גם מנגנון הכשל תחת הטרדות שונות. יחד עם זאת, שיטות אלו מספקות שפה משותפת בין גיאולוגים למהנדסים, וכן הצלבה בין שיטות אלו לתצפיות בשטח יכולה לתרום להבנה עמוקה יותר של הבעיה ההנדסית וקבלת החלטות נכונות ומתאימות יותר.

קיימות למעלה מ-20 שיטות לדירוג איכות הסלע (Edelbro, 2003), אך יחד עם זאת ניתן להצביע אולי על מספר בודד של שיטות, אשר נמצאות בשימוש גאוהנדסי רחב וביניהם: RQD (Deere and Miller, 1966), RMR (Bieniawski, 1976), Q (Barton et al., 1974) ו-GSI (Hoek et al., 1995). המשך פרק זה יעסוק בסקירה קצרה של שיטות אלו.

2.1.1 שיטת דירוג Rock Quality Designation (RQD)

שיטה זו הוצגה לראשונה ע"י Deere and Miller, 1966 והיא נועדה לקבוע את איכות הסלע, שמגיע מקידוחים. RQD מוגדר כיחס בין אורך מצטבר של חלקי גלעין שלמים (באורך של לפחות 100 מ"מ כל אחד), אשר הוצאו מקידוח בקוטר 54 מ"מ, לאורך הכולל של הקידוח. בתרשים 1 מוצגת דרך סכמתית להערכת ערך של RQD. לפי Deere, 1968 ישנם חמישה דירוגים לאיכות סלע בהתאם לערך RQD: איכות ירודה מאוד ($RQD < 25\%$), איכות ירודה ($RQD = 25-50\%$), איכות סבירה ($RQD = 50-75\%$), איכות טובה ($RQD = 75-90\%$) ואיכות מצוינת ($RQD = 90-100\%$). קבלת ערכי RQD דרך הקידוח אינה הדרך היחידה, במיוחד כאשר קבלת הגלעין אינה אפשרית, וניתן להעריך אותם באמצעות עקבות סדקים על גבי מחשוף. כך למשל, Priest and Hudson, 1976, על בסיס סדרת מחקרים לאפיון גיאוסטטיסטי של מרווחי סדקים בסלעים, הציעו להעריך את ערכי RQD דרך תדירות ממוצעת של סדקים λ , אשר שווה בקירוב לאחד חלקי מרווח סדקים ממוצע:

$$RQD(\%) = 100e^{-0.1\lambda}(0.1\lambda + 1) \quad (1)$$



תרשים 1. שיטה לקביעת RQD (בעקבות 1989, Deere)

Palmslrom, 1982 הציע דרך אמפירית נוספת להערכת ערכי RQD, שלא באמצעות מדידות בקידוח, והיא דרך פרמטר J_v (Joint volumetric count) שהוא סה"כ סדקים מכל מערכות סדקים ליחידת אורך. לאחר עדכנו ע"י Palmstrom, 2005 הקשר האמפירי המוצע נראה כך:

$$RQD(\%) = 110 - 2.5 J_v \quad (2)$$

ערכי RQD, אשר מתקבלים מקידוח, רגישים מאוד למספר גורמים וביניהם מרווח סדקים ממוצע (במיוחד עבור סלעים בהם מרווח סדקים ממוצע נע סביב 100 מ"מ), חוזק סלע, כיסי חרסית, כיוון הקידוח ביחס לכיוון של מערכות סדקים ואפילו מיומנות הקודח. כמו כן, הערכת איכות מסת סלע באמצעות RQD בלבד איננה מקובלת כיום והוא משמש יותר כחלק אינטגרלי בתוך שיטות אחרות לדירוג איכות הסלע, כגון RMR ו-Q. יחד עם זאת יש לזכור כי RQD הינו אולי המאפיין המספרי היחיד לתיאור איכות מסת סלע, אשר נרשם באופן קבוע במרבית חקירות שתית. כמו כן, נעזרים ב-RQD בלא מעט סוגיות גיאוטכניות נוספות, כגון הערכת מודול אלסטיות של מסת סלע, תסבולת יסודות וכו'.

2.1.2 שיטת דירוג (RMR) Rock Mass Rating

שיטת RMR אשר פותחה ע"י Bieniawski, 1976, התבססה בעיקר על ניסיונו האישי של המחבר בעבודות מנהור רדודות בסלעי משקע. במקור שיטת RMR התבססה על למעלה מ-110 מקרי חקר היסטוריים. במהלך השנים, ככל שנוספו מקרי חקר חדשים, השיטה המשיכה להתעדן ובשנת 1979 אף אומצה ע"י ISRM כשיטה לתיאור מסת סלע. העדכון החשוב של שיטה זו נעשה בשנת 1989 ע"י Bieniawski, 1989, אשר התבסס כבר על יותר מ-268 מקרי חקר היסטוריים, כולל מנהרות, מכרות, מדרונות ויסודות בסלע. פשטות השימוש מצד אחד והתאמה למגוון יישומים הנדסיים בסלע מצד שני הן שני הנימוקים העיקריים של Bieniawski, 1989 בעד השימוש בשיטה זו.

בשלב ראשון מחלקים את מסת סלע למספר אזורים סטרקטורליים שונים, כאשר בהמשך לכל איזור ישויד ערך RMR נפרד. בבסיס השיטה שישה פרמטרים של הסלע: חוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף, מרווח ממוצע בין הסדקים, מצב הסדקים (כולל אורך, מפתח, חספוס, מילוי ובליה), מצב מי תהום ונטיית הסדקים. כל אחד מתוך שישה פרמטרים מקבל ערך מספרי מתאים וסכום של כל הערכים הללו, שנע בין 0 ל-100, מוגדר כ RMR עבור אותו איזור של מסת סלע. לפי Bieniawski, 1978 ישנם חמישה דירוגים לאיכות סלע בהתאם לערך של RMR: איכות ירודה מאוד ($RMR < 20\%$), איכות ירודה ($RMR = 21-40\%$), איכות סבירה ($RMR = 41-60\%$), איכות טובה ($RMR = 61-80\%$) ואיכות מצוינת ($RMR = 81-100\%$).

שיטת RMR הינה שיטה מאוד ישימה בעיקר בתחום של עבודות כרייה, אך לא רק. במקרים רבים קריטריוני כשל אמפיריים של מסת סלע, כדוגמת Hoek and Brown, 1980; Sheorey et al., 1989; Yudhbir et al., 1983 משתמשים בערך של RMR כנתון קלט.

2.1.3 שיטת דירוג (Q) The Rock Mass Quality

שיטת Q או בשמה המלא The Rock Mass Quality פותחה ע"י Barton et al., 1974 על בסיס ניתוח של 212 מקרי חקר. מרבית מקרי חקר אלו הינם פרויקטי כרייה גדולים בסקנדינביה, כאשר מדובר בעיקר על עבודות כרייה תמוכות (180 מקרי חקר) בטווח של עומקי כרייה בין 5 ועד ל-2500 מטר. השיטה אף היא עודכנה מספר פעמים במהלך השנים וכבר בשנת 1993 התבססה על יותר מ-1050 מקרי חקר (Grimstad and Barton, 1993). העדכון האחרון של השיטה פורסם ע"י Barton, 2002.

הערך של Q תלוי בשישה פרמטרים ומשתנה לוגריתמית בסקאלה של בין 0.001 עד 1000 בהתאם למשוואה הבאה:

$$Q = \left[\frac{RQD}{J_n} \right] \cdot \left[\frac{J_r}{J_a} \right] \cdot \left[\frac{J_w}{SRF} \right] \quad (3)$$

כאשר, J_n - מספר סדרות סדקים (Joint set number), J_r - דרגת החספוס בסדק (Joint roughness factor), J_a - דרגת הבליה בסדק (Joint alternation factor), J_w - מקדם השפעת המים (Joint water reduction factor), SRF - מקדם השפעת המאמץ בסלע (Stress reduction factor).

ניתן להניח כי ששת הפרמטרים בשיטת Q מגדירים שלושה פרמטרים עיקריים של מסת סלע והם: מדד גס של גודל הבלוק (RQD/J_n), חוזק הגזירה של מישורי אי רציפות (J_r/J_a) והמאמץ האפקטיבי (J_w/SRF).

אחד החסרונות של השיטה הוא חוסר התייחסות לנטיית הסדקים, אשר לטענת Barton et al., 1974 נמצא כפרמטר שאין לו חשיבות מיוחדת והכנסתו לתוך השיטה רק יפגע בכלליותה. לפי Barton et al., 1974 בשיטה זו ישנם 9 דירוגים לאיכות מסת הסלע החל מאיכות טובה באופן יוצא דופן ($Q = 400-1000$) ועד לאיכות ירודה באופן יוצא דופן ($Q = 0.01-0.001$).

יישום של שיטת Q הוא בעיקר בתחום המנהור בסלע ועם השנים פותחו לא מעט קשרים אמפיריים בתחום זה בכל הנוגע למפתחי המנהרות ולסוגי התימוך הנדרשים. כמו כן, שיטת Q ישימה גם בלא מעט סוגיות גיאוטכניות

כגון הערכת מודול אלסטיות וחוזק לחיצה של מסת סלע וכו'. לפי Barton, 2002 ניתן לדוגמה להעריך את מהירות גלי לחיצה בסלע על בסיס שיטת Q:

$$V_p \approx 3.5 + \log \left[Q \cdot \frac{\sigma_{ci}}{100} \right] \quad (4)$$

כאשר σ_{ci} הינו חוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף.

Bieniawski, 1976, בהתבסס על 111 מקרי חקר שמרביתם בסקנדינביה, הציע לראשונה לקשור אמפירית בין RMR ל-Q:

$$RMR = 9.0 \cdot \ln Q + 44 \quad (5)$$

Abad et al., 1984; Cameronclarke and Budavari, 1981; Rutledge and Preston, 1978 פיתחו קשרים אמפיריים במתכון דומה. יחד עם זאת, Goel et al., 1996, על סמך 115 מקרי חקר, קבע כי כל הקורלציות הללו אינן מספיק אמידות, כיוון ששתי השיטות RMR ו-Q אינן לוקחות בחשבון בדיוק את אותם הפרמטרים בזמן הערכת איכות הסלע ולכן אינן יכולות להיות שוות ערך.

2.1.4 שיטת דירוג (GSI) Geological Strength Index

Hoek et al., 1995, במסגרת עדכנו של קריטריון כשל Hoek-Brown עבור מסות סלע, הציגו מקדם חדש ושמו "מקדם החוזק הגיאולוגי" (GSI). מקדם זה לא בא במקורו כשיטה חדשה לדירוג איכות הסלע אלא כתחליף ל-RMR במשוואות מקוריות של קריטריון כשל זה, בעיקר עקב אי התאמת הקריטריון למסות סלע חלשות. ערך המקדם משתנה מ-10 עבור סלעים מאוד ל-100 עבור סלע רציף. שיטת GSI מספקת הערכת ירידת חוזק הסלע עבור תנאים גיאולוגיים שונים. ניתן להעריך את GSI בשלוש קורלציות אמפיריות שונות, כדלקמן:

1. באמצעות RMR_{76} (גרסת 1976) או RMR_{89} (גרסת 1989):

$$\begin{aligned} GSI &= RMR_{76} \quad (for \ RMR_{76} > 18) \\ or \quad GSI &= RMR_{89} - 5 \quad (for \ RMR_{89} > 23) \end{aligned} \quad (6)$$

כאשר בשני המקרים יש להניח תנאים יבשים בהערכת RMR ובנוסף לא לבצע שום תיקון בנוגע לנטיית הסדקים, קרי לבחור נטייה רצויה מאוד (very favorable). כמו כן, Hoek and Brown, 1997 ממליצים להשתמש בערכי RMR לצורך הערכת GSI רק עבור מסות סלע בעלות איכות טובה, כאשר ערכים גבוליים של RMR מופיעים בסוגריים במשוואה (9).

2. עבור מסות סלע באיכות ירודה Hoek et al., 1995 ממליצים להשתמש בדרך השנייה להערכת GSI והיא דרך שיטת דירוג Q:

$$GSI = 9.0 \cdot \ln Q' + 44 \quad (7)$$

כאשר Q' הינו ערך מעודכן של Q בו היחס בין מקדם השפעת המים (J_w) למקדם השפעת מאמץ בסלע (SRF) שווה ל-1.

3. אינטרפרטציה של תצפיות גיאולוגיות של סלע בשטח (Hoek and Brown, 1997), כאשר דרך זו ויזואלית מאשר כמותית. הרחבות ועדכונים נוספים להערכת GSI בדרך זו פורסמו ע"י Hoek and Karzulovic, 2001. Cai et al., 2004 הציעו, על בסיס ניתוח לאחור של מקרי חקר שונים, לעדכן את התרשים להערכת GSI של Hoek and Karzulovic, 2001 ע"י הוספת מאפייני מסת סלע הבאים: מרווח סדקים ממוצע, נפח ממוצע של בלוק V_b ומקדם תנאי סדק J_c (תרשים 2). מקדם תנאי סדק אומץ בעצם מתוך שיטת דירוג איכות סלע שמקראת RMI (Palmstrom, 1996), אשר די מקבילה לשיטת Q. בהערכת J_c נעזרים בדרגת הבליה בסדק (J_a) משיטת Q ובשני מקדמים אמפיריים נוספים, אשר מבטאים את מידת הגליות של פני הסדק J_l ו- J_r :

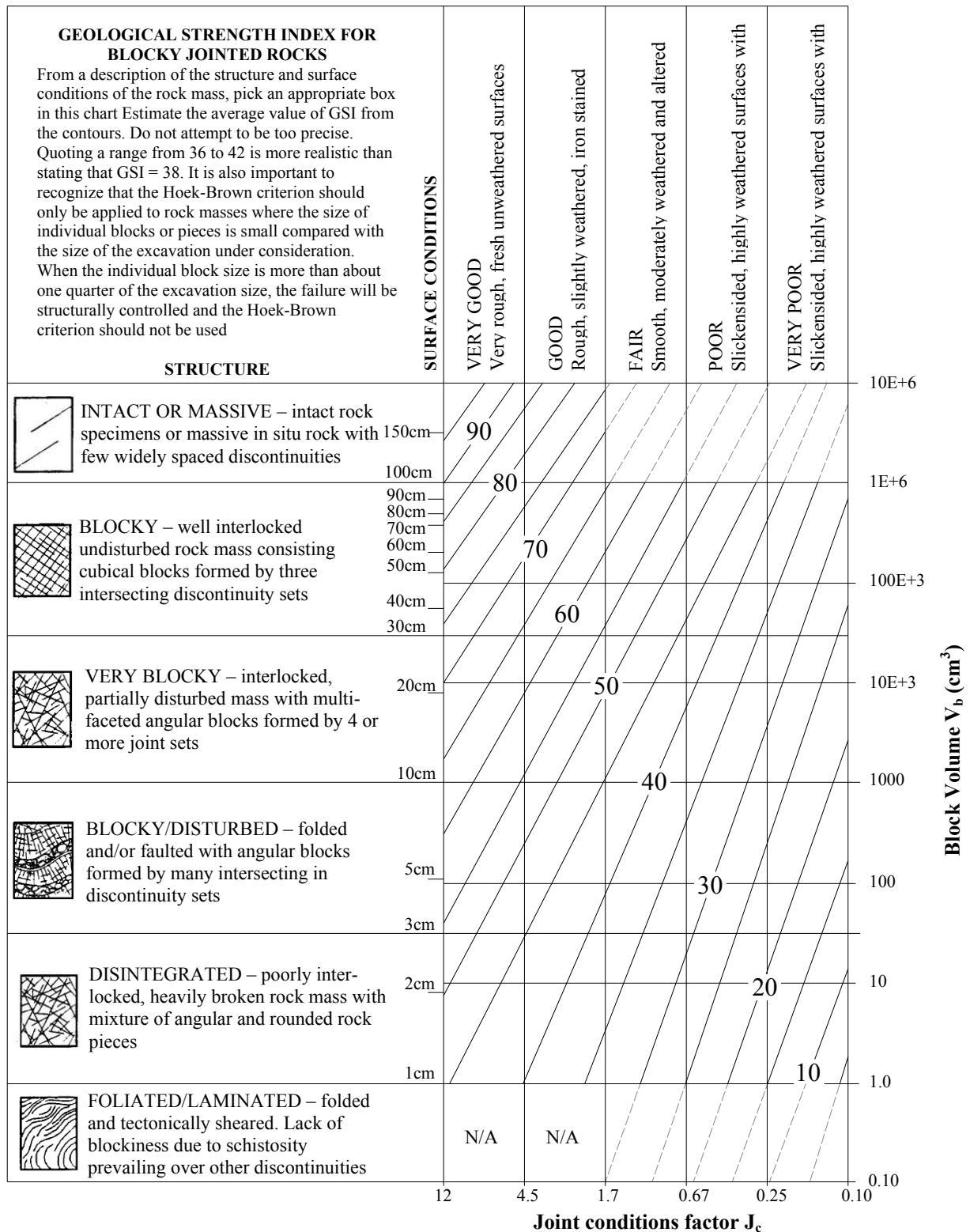
$$J_c = \frac{J_r \cdot J_l}{J_a} \quad (8)$$

לפי Palmstrom, 2001 יחס בין מקדמים J_r ל- J_a תואם יחס זה בשיטת Q, אשר בתורו מהווה לפי Barton et al., 1974 קירוב גס של טנגנס זווית החיכוך של סדקים במסת הסלע. מקדם J_l מבטא את ההשפעה של אורך הסדק, מידת המשכיותו ואופיו ומשתנה לפי Palmstrom, 1995 בין 1.5 ל-6.0 עבור סדקים חוצים (נמשכים) מישורי סדקים אחרים ובין 0.75 ל-3 עבור סדקים נעולים (מקוטעים) בין מישורי סדקים אלו.

2.2 חוזק של מסת סלע

מסת סלע בשדה בדרך כלל סדוקה, שבורה ועל פי רוב איננה רציפה ולכן לא ניתן להעריך את תיסבולתה להטרחות שונות במונחים של חוזק הסלע הרציף בלבד. במרבית המקרים עיקר הכשל והדפורמציה במסות סלע טבעיות מתרכזים לאורך מישורי חולשה או לאורך מישורי אי רציפות שבסלע, וכמות הדפורמציה מוכתבת במידה רבה גם ע"י נטייתם של מישורי חולשה אלו. פיזור אקראי של מישורי חולשה במסת הסלע, נטייתם והתנהגותם פיזיקאלית שונה מחייבים במרבית המקרים להיעזר בקריטריוני כשל אמפיריים לצורכי הערכת חוזק של מסת סלע עבור פרויקטים הנדסיים שונים.

ישנם מספר קריטריוני כשל אמפיריים עבור מסות סלע וביניהם: Mohr-Coulomb, Hoek and Brown, 1980, Ramamurthy, 1995, Sheorey et al., 1989, Yudhbir et al., 1983. מרבית קריטריוני כשל אלו קשורים אמפירית לשיטות לדירוג איכות סלע, אשר מתוארות בתת הפרק 2.1. תת פרק זה יתרכז בשני קריטריוני כשל שימושיים והם Mohr-Coulomb ו-Hoek-Brown.



תרשים 2. הערכה ויזואלית וכמותית של GSI (בעקבות Hoek and Karzulovic, 2001; Cai et al., 2004).

2.2.1 קריטריון כשל Mohr-Coulomb

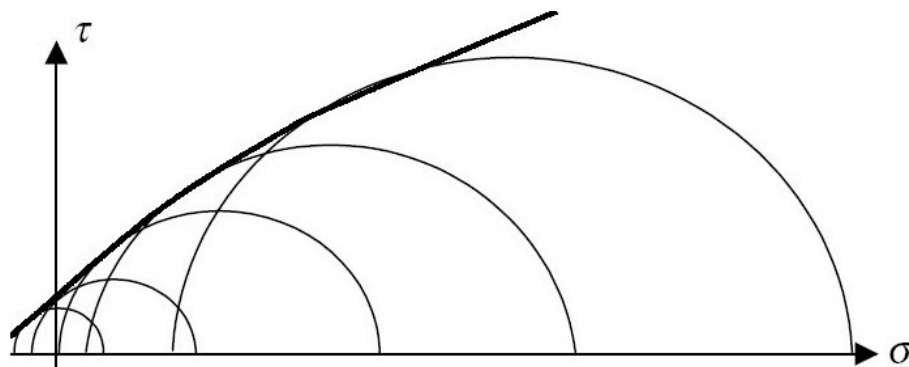
קריטריון כשל Mohr-Coulomb הינו אחד הקריטריונים השימושיים ביותר להערכת חוזק גזירה הן של סלע רציף, הן של מסת סלע והן של מישורי אי רציפות. אחת הסיבות שבגללן שימוש בקריטריון זה הינו כה נפוץ במכאניקת קרקע והן במכאניקת סלע היא שביטוי מתמטי פשוט, עליו מתבסס הקריטריון, קל להבנה ולשימוש ונותן קירוב טוב לחוזקו של חומר בגזירה.

בשנת 1773, הציג Coulomb קריטריון כשל בגזירה, אשר התבסס על תוצאות מחקרו על זכוכית. הוא מצא כי חוזק גזירה של זכוכית תלוי בקוהזיה ובמספר פעמים קבוע של מאמץ נורמאלי, אשר מופעל בניצב לחתך (Edelbro, 2003). בהמשך, 1776, Coulomb פרסם קריטריון כשל בגזירה עבור קרקעות, אשר נראה כך:

$$S = ca + \frac{1}{n}N \quad (9)$$

כאשר, c – הינה קוהזיה של חומר ליחידת שטח, a – שטח החתך, N – כוח נורמאלי ו- $1/n$ הינו מקדם חיכוך פנימי.

בשנת 1882, Otto Mohr הציג שיטה גרפית לחישוב מאמצים בנקודה באמצעות מעגלים, אשר נקראים על שמו מעגלי מוהר (Timoshenko, 1953). לפי תיאוריה של Mohr עקומה, אשר תשיק למספר מעגלי מאמצים שהתקבלו בכשל, הינה מעטפת כשל של החומר (תרשים 3).



תרשים 3. מעטפת כשל של מוהר במרחב מאמצים σ - τ .

לפי כך, חומר כלשהו ייכשל במצב שבו מעגל מאמצים יחצה את מעטפת הכשל. למרות שמניעים של Coulomb ו-Mohr לפתח קריטריון כשל היו די שונים ועבור חומרים שונים, התוצאה היא שבשני המקרים התקבל קריטריון כשל תלוי מאמצים (Edelbro, 2003). נכון להיום צורת כתיבה מקובלת של משוואת Coulomb היא:

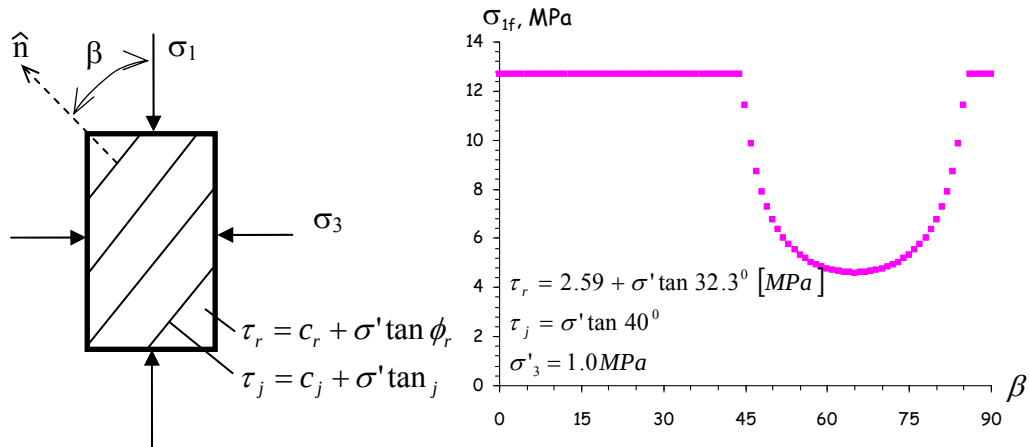
$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \phi \quad (10)$$

כאשר, τ_f – מאמץ גזירה בכשל, c – קוהזיה, σ_n – מאמץ נורמאלי הפועל בניצב למישור הכשל, ϕ – זווית חיכוך. משוואה זו לעיתים קרובות מוזכרת בשם קריטריון כשל Mohr-Coulomb, ובמונחים של מאמצים ראשיים σ_1 ו- σ_3 היא נראית כך:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{2c \cdot \cos \phi}{\sigma_3 (1 - \sin \phi)} + \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (11)$$

יש לזכור כי קריטריון זה מניח כי כשל החומר יתרחש בגזירה בלבד וכי יחס בין מאמצי גזירה למאמצים נורמאליים בכשל הינו ליניארי. הנחה אחרונה זו איננה תואמת במרבית המקרים את התנהגותו האמיתית של יחס זה, אשר בד"כ אינו ליניארי. כמו כן, קריטריון זה לא לוקח בחשבון דליטציה שדגם עובר תוך כדי הגזירה והוא גם אינו תקף עבור החלק המתחתית של דיאגרמת מאמצים.

גישת רצף אקווילנטי להערכת חוזק גזירה של מסת סלע, על בסיס קריטריון כשל Mohr-Coulomb, הוצגה ע"י Jaeger בשנת 1960 ופורסמה מאוחר יותר אצל Jaeger and Cook, 1969. בתרשים 4 (צד שמאל) מתוארת דוגמת מסת סלע בעלת סט אחד של סדקים, אשר נטויים בזווית β ביחס למאמץ ראשי מרבי σ_1 , כאשר חוזקי גזירה הן של גושי סלע רציפים והן של מישורי חולשה כפופים לקריטריון כשל Mohr-Coulomb.



תרשים 4. הערכת חוזק גזירה של מסת סלע באמצעות גישת רצף אקווילנטי, כולל דוגמה מספרית (בעקבות Jaeger and Cook, 1969).

מאמץ נורמאלי ומאמץ גזירה, הפועלים על מישור כלשהו, הנטוי בזווית α ביחס ל- σ_1 , יהיו שווים ל:

$$\sigma'_n = \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) - \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)\cos 2\alpha \quad \tau_f = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)\sin \alpha \quad (12)$$

במידה וגזירת הדגם תתרחש דרך הסדקים, במקום זווית α שבמשוואה (12) תוצב זווית β , ומכאן, עבור המקרה הזה, ניתן לקבל ביטוי ל- σ'_1 בכשל:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \frac{2(c_j + \sigma'_3 \tan \phi_j)}{\sin 2\beta (1 - \tan \phi_j \cot \beta)} \quad (13)$$

במידה וגזירת הדגם תתרחש דרך סלע רציף, מאמץ σ'_1 בכשל יהיה ערך קבוע והוא:

$$\sigma'_1 = 2c_r \tan \left(45 + \frac{\phi_r}{2} \right) + \sigma'_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_r}{2} \right) \quad (14)$$

שילובן של משוואות (13) ו-(14) ייתן התנהגות של σ'_1 בכשל עבור מסת סלע בכללותה כתלות בזווית נטייה של מישורי סדקים β ולחץ כליאה σ'_3 . התנהגות זו מוצגת בצורה סכמטית בתרשים 4 (צד ימין). פיתוח פשוט זה מדגים את תרומתם ההדדית של חוזקי גזירה הן של סלע רציף והן מישורי חולשה לחוזק גזירה כללי של מסת סלע. יש לציין כי ניתן לפתח ביטויים דומים גם עבור מקרים בהם ישנו יותר מסט סדקים אחד.

2.2.2 קריטריון כשל Hoek-Brown

ניסיון ראשון לתאר בצורה מעשית יותר חוזק גזירה של מסת סלע באמצעות קריטריון כשל אמפירי נעשה ע"י Hoek and Brown, 1980. קריטריון זה מתאים גם להערכת חוזק של סלע רציף, ובמתכונתו המקורית, הוא לא

היה חדש, כיוון שהיה זהה לקריטריון כשל אמפירי להערכת חוזק של בטונים, אשר ידוע בשימוש עוד משנת 1936 (Hoek, 2002). תרומתם הבלעדית של Hoek and Brown, 1980 הייתה קשירתו של קריטריון אמפירי זה לתצפיות גיאולוגיות ולשיטת דירוג איכות סלע RMR. מאז 1980, קריטריון זה עבור מסת סלע עבר לפחות שבעה עדכונים על מנת להתאימו לממצאים חדשים ולמציאות בשטח, אך עבור סלע רציף הוא נשאר ללא שינוי:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (15)$$

כאשר, σ_{ci} – חוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף, m_i – מקדם חומר אמפירי עבור סלע רציף, אשר תלוי בין השאר במינרלוגיה, מרקם וגודל של גרגירי הסלע. ערך של m_i ניתן לקבל באמצעות סדרת בדיקות גזירה מרחביות או להעריכו מתוך תוצאות שהתפרסמו אצל Hoek, 1983, Hoek et al., 1991, Doruk, 1992, Hoek et al., 1995, Hoek and Karzulovic, 2001. עבור מסת סלע קריטריון כשל Hoek-Brown בצורתו הכללית נראה כך:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \cdot \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (16)$$

כאשר m_b הינו מקדם אמפירי של מסת סלע המקביל ל- m_i ממשוואה (15), a ו- s הינם מקדמים אמפיריים אשר תלויים במאפייניה של מסת סלע (על פי רוב $a = 0.5$). ניתן לקבל ערכים של מקדמים אמפיריים ממשוואה (16) על בסיס סדרת בדיקות גזירה ישירה בשדה, אך הדבר יקר ומסורבל לביצוע, או ע"י ניתוח מקרי כשל היסטוריים במסות סלע. על מנת להתגבר על קושי מעשי בהערכת מקדמים אמפיריים אלו Hoek and Brown, 1988 פיתחו סדרת קשרים אמפיריים בין מקדמים אלו לשיטת דירוג איכות הסלע RMR. הערכת מקדמים אמפיריים אלו עבור מסות סלע בלתי מופרות (Undisturbed) או "נעולות" (Interlocking), כהגדרת המחברים, מתבצעת לפי:

$$m_b = m_i e^{\frac{RMR_{76}-100}{28}} \quad s = e^{\frac{RMR_{76}-100}{9}} \quad (17)$$

עבור מסות סלע מופרות (Disturbed) לפי:

$$m_b = m_i e^{\frac{RMR_{76}-100}{14}} \quad s = e^{\frac{RMR_{76}-100}{6}} \quad (18)$$

לפי Hoek et al., 1992 קריטריון כשל Hoek-Brown נותן הערכות סבירות של חוזק מסת סלע עבור מקרים בהם מאמץ ראשי מינימאלי אפקטיבי הינו מאמץ לחיצתי בעל ערך שאינו זניח. ב-1995 קריטריון כשל זה עבר שדרוג נוסף שבו הוא הותאם למסות סלע באיכות סבירה עד ירודה מאוד, כאשר GSI החליף את RMR בקשרים אמפיריים למציאת מקדמים m_b ו- s :

$$m_b = m_i e^{\frac{GSI-100}{28}} \quad s = e^{\frac{GSI-100}{9}} \quad a = 0.5 \quad \text{for } GSI > 25$$

$$s = 0 \quad a = 0.65 - \frac{GSI}{200} \quad \text{for } GSI < 25 \quad (19)$$

הפעם ההבחנה בין מסות סלע מופרות לבלתי מופרות הוחלפה בערך גבולי של $GSI=25$, שלפי Edelbro, 2003 נבחר יותר בצורה שרירותית, מאשר מעשית.

בגרסת עדכון אחרונה להערכת מקדמים אמפיריים עבור קריטריון כשל Hoek-Brown, אשר הוצעה ע"י Hoek et al., 2002, הועלמה ההבדלה בין המשוואות בהתאם לערכי GSI , ובמקומה הוכנס פרמטר חדש - מקדם הפרה של מבנה סלע טבעי D , אשר ערכו נע בין 0 ל-1:

$$m_b = m_i e^{\frac{GSI-100}{28-14D}} \quad s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (20)$$

מרבית תוכנות מחשב לאנליזת גיאומכניות שונות נכתבות במונחים של קריטריון כשל Mohr-Coulomb ולכן Hoek et al., 2002 פרסמו סדרת משוואות מעבר אשר עוזרות להמיר את קריטריון כשל Hoek-Brown לפרמטרים ϕ' ו- c' :

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (21)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + \frac{6a \cdot m_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}}$$

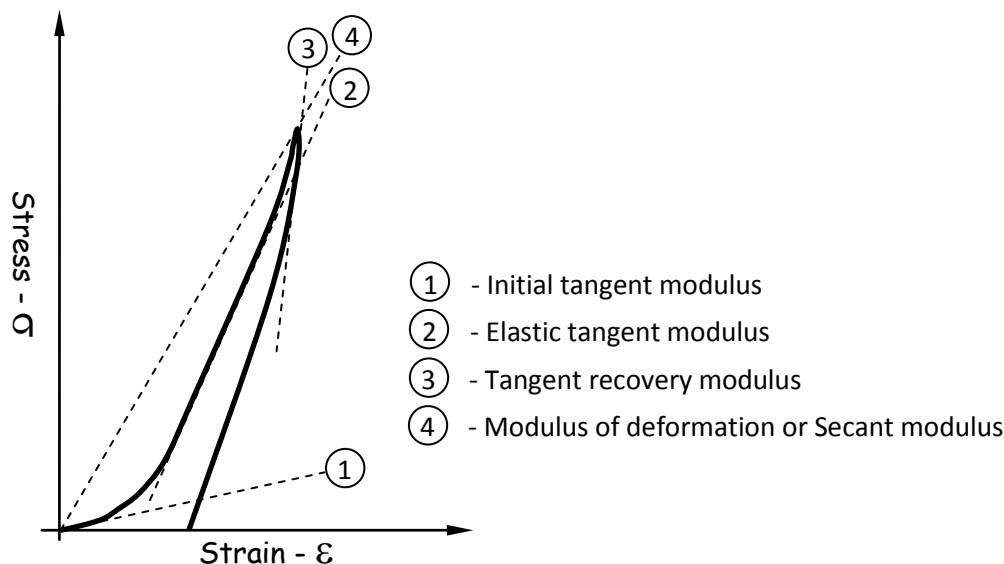
כאשר, σ'_{3n} מוגדר כיחס בין מאמץ כליאה מכסימלי σ'_{3max} עבורו משוואה (21) תקפה לבין חוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף σ_{ci} . הנחיות מפורטות להערכת σ'_{3max} ניתן למצוא אצל Hoek et al., 2002.

2.3 אלסטיות של מסת סלע

2.3.1 כללי

מודול אלסטיות הינו במרבית המקרים המאפיין הפיזיקאלי היחיד שמייצג את מסת סלע במודלים אנאליטיים ואמפיריים שונים לחיזוי התנהגות כלונסאות תחת העמסה צרית. יתרה מזאת, חילוף מודול אלסטיות של מסת סלע בניתוח לאחר של ניסיונות העמסה היסטוריים יכול לתרום רבות לשחזור דירוג איכות הסלע, במיוחד עבור מקרים בהם לא נעשה תיעוד גיאוטכני נאות.

כידוע מודול אלסטיות של חומר פיזיקאלי כלשהו מקשר בין שינוי במאמץ המופעל על החומר לבין שינוי במעוות המתקבל כתוצאה מכך. במונחים מתמטיים משמעותה של הגדרה זו הינה שיפוע של עקומת מאמץ-מעוות. על פי רוב מסות הסלע אינן מציגות התנהגות אלסטית ליניארית תחת העומס, אשר ניתן לאפיינה באמצעות ערך אחד קבוע של מודול האלסטיות. לכן במקרה זה נהוג להגדיר יותר ממודול אלסטיות אחד, אשר יאפינו את התנהגותה של מסת הסלע במקטעים השונים של עקומת מאמץ-מעוות. מודולי אלסטיות אלו הם: מודול אלסטיות התחלתי (Initial tangent modulus), מודול אלסטיות משיקי (Elastic tangent modulus), מודול אלסטיות בפריקה (Tangent recovery modulus) ומודול דפורמציה (Modulus of deformation) או מודול אלסטיות סקאנטי (Secant modulus). תרשים 5 מציג סכמטית עקומת מאמץ-מעוות אופיינית למסות סלע סדוק והגדרות של מודולי האלסטיות השונים.



תרשים 5. עקומת מאמץ-מעוות אופיינית של מסת הסלע הסדוק יחד עם הגדרות שונות של מודול האלסטיות (בעקבות American Society of Civil Engineers (ASCE), 1996).

לפי American Society of Civil Engineers (ASCE), 1996 מודול אלסטיות התחלתי מוגדר כשיפוע של קו המשיק לקטע קעור התחלתי של עקומת מאמץ-מעוות (קו 1 בתרשים 5). קטע זה מייצג את שלב הסגירה של מישורי אי רציפות והידוק המגעים. לאחר סגירה זו התנהגות עקומת מאמץ-מעוות הופכת להיות ליניארית יותר ושיפוע של מקטע זה מוגדר כמודול אלסטיות משיקי (קו 2 בתרשים 5). לעיתים, מודול אלסטיות משיקי מוגדר כשיפוע של קו המשיק לעקומת מאמץ-מעוות ברמת מאמצים מסוימת (בדרך כלל מחצית החוזק). מודול אלסטיות בפריקה מוגדר כשיפוע של קו המשיק למקטע ההתחלתי של שלב פריקת העומס (קו 3 בתרשים 5). שלושת מודולי האלסטיות אלו מתייחסים למקטעים ספציפיים של עקומת מאמץ-מעוות. מודול דפורמציה לעומתם מוגדר כשיפוע הקו שמחבר בין ראשית הצירים לנקודה מסוימת על גבי העקומה עצמה, בדרך כלל מאמץ מרבי (קו 4 בתרשים 5). עבור מסות סלע כלואות ולא מופרות ערכיהם של מודול אלסטיות ומודול דפורמציה מאוד קרובים אחד לשני (Hoek and Diederichs, 2006). רצוי עוד לציין כי בד"כ בפרסומים מייחסים מושג "מודול אלסטיות של מסת סלע" למודול דפורמציה.

בהמשך הפרק תינתן סקירה של בדיקות מקובלות למדידת מודול אלסטיות של מסת סלע בשדה והערכתו דרך שיטות אנאליטיות ואמפיריות שונות.

2.3.2 בדיקות שדה למדידת מודול אלסטיות של מסת סלע

קיימות מספר בדיקות שדה למדידת מודול אלסטיות של מסת סלע. בדיקות אלו בנויות על עקרון דומה והוא הפעלת לחץ בניצב למשטח הסלע הנבדק ומדידת דפורמציות שמתקבלות כתוצאה מכך. הערכת מודול אלסטיות של מסת סלע בכל בדיקה מבוססת, במרבית המקרים, על מודל אנליטי מתורת האלסטיות, אשר פותר את בעיית פיזור מאמצים במרחב. להלן סקירה קצרה של בדיקות שדה אלו.

2.3.2.1 בדיקות בור קידוח

בדיקות דילטומטר גמיש, פרסיומטר ו"בוכנת קידוח" (borehole jack) הינן שלושת הבדיקות הנפוצות לקביעת מודול אלסטיות של מסת סלע בבור קידוח. בדיקות אלו מאפשרות לקבוע E_m בכל עומק רצוי, הן מהירות לביצוע וזולות יחסית. בדיקות דילטומטר (Ladanyi, 1987) ופרסיומטר (Ménard, 1956) הינן בדיקות מקבילות, כאשר הראשונה משמשת בדרך כלל לבדיקת סלעים והשנייה לבדיקת קרקעות וסלעים רכים. עקרון הבדיקות זהה והוא

הפעלת לחץ רדיאלי אחיד על דפנות הקידוח תוך מעקב אחרי עיבור רדיאלי של הדפנות. ניתן להעריך עיבור זה באמצעות שינויי נפח של אוויר או גז, אשר מוזרם תחת לחץ לתוך שרוול גמיש, אשר בתורו מפעיל לחץ זה על דפנות הקידוח. לחילופין, ניתן למדוד עיבורים רדיאליים אלו ישירות באמצעות מדידי LVDT, המותקנים בתוך השרוול. תיאור טכני מפורט של בדיקות אלו ניתן למצוא לדוגמה אצל Das, 1993 (פרסיומטר) ואצל Ladanyi, 1987 (דילטומטר).

הערכת E_m בבדיקות אלו מבוססת על פתרון בעיית פיזור מאמצים אקסי-סימטרי סביב צילינדר בעל דופן עבה מתורת האלסטיות (Timoshenko and Goodier, 1970). הנעלם שמחולץ מהפתרון הוא מודול גזירה של מסת סלע G_m ומעבר למודול אלסטיות נעשה, תוך הנחת מקדם פואסון מתאים (ν_m), באופן הבאה:

$$E_m = 2(1 + \nu)G_m \quad (22)$$

מכשירי דילטומטר מסחריים מסוגלים להפעיל על דפנות הקידוח לחץ עד 10MPa ומתאימים למדידות במסות סלע בעלות מודול אלסטיות עד 25GPa.

בסלעים קשים יותר נהוג להשתמש בבדיקה שנקראת "בוכנת קידוח" (borehole jack) או דילטומטר קשיח, אשר בה ניתן להפעיל לחצים גדולים יותר. מכשיר זה מפעיל לחץ הידראולי על דפנות הקידוח דרך שני פלטות פלדה חצי או רבע גליליות, כאשר תזוזת הפלטות נמדדת באמצעות מדידי LVDT. תהליך החילוץ של E_m בבדיקה זו דומה לזה של בדיקת דילטומטר. אחת המודיפיקציות של borehole jack נקראת Goodman jack והיא מסוגלת להפעיל לחץ הידראולי עד 70MPa ומתאימה למדידות במסות סלע בעלות מודול אלסטיות עד 100GPa.

שטחי מסת סלע יחסית קטנים שנחשפים להפעלת לחץ כמו גם מדידת E_m בכיוון ניצב לציר קידוח בלבד הינם חסרונות עיקריים של בדיקות אלו.

2.3.2.2 בדיקת הפעלת לחץ היקפי על דפנות מנהרה

הפעלת לחץ היקפי על דפנות מנהרה הינה דרך נוספת למדידת E_m והיא יכולה להתבצע בשתי דרכים. בדרך הראשונה (Radial jacking test) הלחץ מופעל באמצעות אוסף של בוכנות שטוחות (flat jack), אשר מפוזרות בהיקף המנהרה. היצמדות הבוכנות לדפנות המנהרה מובטחת ע"י סט של קורות פלדה עגולות, אשר מספקות להן את הריאקציה הנגדית הנדרשת. תזוזות של דפנות המנהרה נמדדות באמצעות מדי תזוזה. בדרך השנייה (Pressure tunnel test) הפעלת הלחץ על דפנות מנהרה מתבצעת באמצעות מים, אשר מוזרמים בלחץ גבוה לתוך סגמנט מנהרה אטום ומבוטן בקצוות. הערכת מודול אלסטיות של מסת סלע באמצעות בדיקות אלו מבוססת על פתרון של Boussinesq לפיזור מאמצים סביב חור מעגלי במדיום אלסטי חצי אינסופי. תיאור טכני מפורט של בדיקות אלו ניתן למצוא לדוגמה אצל Golze, 1977; International Society of Rock Mechanics (ISRM), 1981; Misterek et al., 1969; Wallace et al., 1969.

בדיקות אלו יקרות לביצוע ודורשות לא מעט זמן והכנות מוקדמות בהשוואה לבדיקות אחרות. מצד שני, שטחי מסת סלע יחסית גדולים שנחשפים להפעלת לחץ ואפשרות למדידת מידת אנאיזוטרופיות של סלע דרך מדידת תזוזות של דפנות המנהרה בכיוונים רדיאליים שונים הינם בהחלט יתרונות של בדיקות אלו.

2.3.2.3 בדיקת מגבה שטוח

בבדיקה זו (Flat-Jack Tests) מנסרים חריץ בדפנות מנהרה באמצעות דיסק יהלום או סידרת קידוחים רציפים ומכניסים לתוכו מגבה פלדה שטוח. חלל שנוצר בין דפנות המגבה לשפות החריץ מבוטן לצורך הבטחת אחידות המגע. מגבה שטוח במידות 1.00\1.25 מטר מסוגל להפעיל לחץ עד 10MPa. מדי תזוזה מודדים את מידת ההתרחקות של שפות החריץ. מידת האנאיזוטרופיות של מסת הסלע ניתן לבדוק ע"י הצבת המגבה בחריצים בעלי אוריינטציה שונה. בניסוי זה הערכת E_m מתבצעת באופן הבא:

$$E_m = \frac{c \cdot p}{\delta} \quad (23)$$

כאשר p – לחץ מופעל, δ – מידת התרחקות של שפות החריץ, c – קבוע שנקבע עבור כל מגבה במעבדה.

Bieniawski, 1978 טען כי בדיקה זו פחות אמינה מבדיקות שדה אחרות בעיקר בגלל קשיים באינטרפרטציה של תוצאות. Hoek and Diederichs, 2006 הציגו טענה הפוכה על מידת אמינות הבדיקה, אך ציינו כי עקב צריכת זמן לא מבוטלת בהכנת הבדיקה ומחירה הגבוה יחסית לא משתמשים בה בשנים אחרונות.

2.3.2.4 בדיקת פלטת העמסה

בבדיקה זו לחץ, שמיוצר ע"י בוכנות הידראוליות, מופעל בניצב למשטח סלע נבדק באמצעות פלטה. ביצוע הבדיקה על פני השטח כרוך ביצירת מערכת לקליטת עומסים (קורות נגדיות או משקולות כבדות), אשר מאריכות עוד יותר את משך ביצועה. כאשר הבדיקה מתבצעת בתוך מנהרה, דופן נגדית של מנהרה יכולה לספק ריאקציה נגדית נדרשת. דפורמציה, כתוצאה מהפעלת הלחץ, נמדדת ע"י מדי תזוזה במרכז הפלטה (Plate loading test) או בנוסף לכך גם במקומות נוספים לאורך קידוח שממוקם מתחת למרכז הפלטה (Plate jacking test). תיאור מפורט יותר של בדיקות אלו ניתן למצוא ב- ASTM Standard D4719-07, 2007; ASTM Standard D4395-08, 2008.

הערכת מודול אלסטיות בבדיקה זו מבוססת על פתרון בעיית פיזור מאמצים במדיום אלסטי חצי אינסופי תחת עומס פרוס שווה p , אשר מפוזר על פני השטח בצורה מעגלית בעלת רדיוס r (Timoshenko and Goodier, 1970). מתוך דפורמציה (Δ_z) שמתקבלת בעומק z , מתחת למרכז הפלטה, ניתן להעריך את E_m בצורה הבאה:

$$E_m = \frac{C(1-\nu^2)p}{\Delta_z} \left[\sqrt{r^2 + z^2} - z \right] - \frac{z(1+\nu)p}{\Delta_z} \left[z \frac{1}{\sqrt{r^2 + z^2}} - 1 \right] \quad (24)$$

כאשר C הינו קבוע, אשר באופן תיאורטי עבור פלטה קשיחה אינסופית שווה ל- $\pi/2$ (1.57). לפלטות שאינן קשיחות אינסופית הערך המקובל של C הוא 2 (Wyllie, 1999).

2.3.2.5 ניסיונות העמסה של כלונסאות בסלע

ניסיונות העמסה של כלונסאות בסלע הינן דרך נוספת למדידת מודול אלסטיות של מסת סלע. הערכת E_m מבוססת על פתרון אלסטי של כלונס מועמס צירית במדיום אלסטי (Mattes and Pells and Turner, 1979). שקיעת ראש כלונס δ בעל רדיוס r , תחת עומס נתון P שווה בפתרונות אלו לביטוי כללי זה: (Poulos, 1969).

$$\delta = \frac{P \cdot I_p}{2r \cdot E_m} \quad (25)$$

כאשר I_p הינו מקדם השפעה והוא תלוי בגיאומטריית הכלונס (קוטר/אורך), ביחס מודולי אלסטיות כלונס לסלע ובמנגנון העברת עומס מכלונס לסלע (כלונס קצה או כלונס חיכוך). מעקומת עומס-שקיעה (קטע אלסטי ליניארי התחלתי) ניתן לקבל עבור כל עומס נתון שקיעה שמתאימה לו ובכך דרך הצבת הנתונים הללו לתוך משוואה (25) לחלץ את ערך של E_m .

2.3.2.6 השוואה בין שיטות שדה שונות

ערכי E_m הנמדדים ישירות בשדה באותה מסת סלע, אך באמצעות בדיקות שונות, יכולים להיות שונים זה מזה בסדר גודל. יתרה מזאת, Bieniawski, 1989 מציין כי אפילו שימוש בשיטת מדידה אחת במסת סלע יחסית אחידה מניבה תוצאות בעלות סטיית תקן עד כדי 25%. אנאיזוטרופיות של מסת סלע בעיקר, אך גם הפרעות שמוכנסות למבנה סלע טבעי ע"י פיצוצים בתהליך כריית מנהרות, אי דיוקים בהכנה ובביצוע בדיקות וחסרונות פרטניים של כל בדיקה הינם הסיבות לפיזור לעיתים כה גדול של תוצאות המדידות, אפילו במסות סלע יחסית אחידות.

הבדיקות הפופולאריות כיום למדידת מודול אלסטיות של מסת סלע הן Plate loading test, Plate jacking test ו- Goodman jack test, ולכן מרבית ההשוואות המתפרסמות בספרות מתייחסות לבדיקות אלו בלבד. Palmstrom and Singh, 2001, על בסיס עבודות מחקר רבות בנושא, הגיעו למסקנה כי מתוך שלושת הבדיקות הנ"ל הבדיקה האמינה ביותר למדידת מודול אלסטיות של מסת סלע היא Plate jacking test. הסיבה העיקרית לכך היא שמדידת העיבורים מתבצעת בבדיקה זו בתווך שמרוחק מספיק מאזור העמסה מיידי, אשר במרבית המקרים מופר ע"י פיצוצים או עבודות כרייה אחרות. כמו כן, לפי Palmstrom and Singh, 2001, ערכי המודולוס המתקבלים בשני הבדיקות האחרות Goodman jack test ו- Plate loading test נמוכים בממוצע פי 2.5 מערכים שמתקבלים בבדיקת Plate jacking test. לפי Dixit et al., 2003 יחס זה נע בין 2 ל-3.

הערכת E_m דרך ניסיונות העמסה חשובה מאוד בהקשר לשחזור איכות מסת סלע. ישנן מעט מאוד עבודות מחקר, אשר מחלצות את E_m מתוך עקומת שקיעה-עומס ומשוואות אותו ל- E_m שהתקבל בבדיקות שדה אחרות. Horvath et al., 1983, קבעו על סמך 6 ניסיונות העמסה בפצלים כי היחס בין E_m המוערך מתוך ניסיונות העמסה לבין E_m שנמדד בעזרת Goodman jack test נע בין 0.2 ל-0.3.

2.3.3 שיטות אמפיריות להערכת מודול אלסטיות של מסת סלע

במקביל לבדיקות שדה, קיימות גם שיטות אמפיריות להערכת מודול אלסטיות של מסת סלע. שיטות אלו במרביתן מבוססות על קשירה אמפירית של E_m ליחס המודולוסים (E_m/E_r) או לדירוג מספרי של איכות הסלע (כגון Q, RMR ו-GSI) או לחוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף. Palmstrom and Singh, 2001 אף ממליצים על שילוב בין שיטות אלו לבדיקות שדה בתהליך בחירת הערך התכנוני של E_m .

2.3.3.1 הערכת E_m מתוך RQD

הקשירה האמפירית בין RQD ליחס המודולוסים הוצעה לראשונה ע"י Deere et al., 1967, בעבודתם על סכר Dworshak, אשר הורחבה מאוחר יותר ע"י Coon and Merritt, 1970. בהמשך Gardner, 1987 הגדיר יחס

המודולוסים כמקדם הפחתה α_E ותחם את גבולו התחתון של הקשר האמפירי שהוצע ע"י Coon and Merritt, 1970 ל-0.15:

$$\alpha_E = \frac{E_m}{E_r} = 0.0231 \cdot RQD(\%) - 1.32 \geq 0.15 \quad (26)$$

משוואה (26) מתבססת ברובה על מדידות E_m בסלעים בעלי איכות טובה ($RQD > 60\%$) ואינה מייצגת כראוי סלעים בעלי איכות ירודה יותר. כמו כן, היא כוללת בתוכה הנחה מובנת, שעל פי רוב אינה נכונה, שעבור $RQD = 100\%$ מודול אלסטיות של מסת סלע משתווה למודול אלסטיות של סלע רציף.

Bieniawski, 1978 הציע שני קשרים אמפיריים נוספים להערכת מקדם הפחתה α_E : הראשון עבור סלעים בעלי RQD גדול מ-70% והשני עבור סלעים בעלי RQD נמוך מ-70%.

$$\alpha_E = \frac{RQD}{350} \quad \text{for } RQD < 70$$

$$\alpha_E = 0.2 + \frac{RQD - 70}{37.5} \quad \text{for } RQD > 70 \quad (27)$$

O'Neill et al., 1996 הציעו להשתמש בקשר אמפירי הבא בהקשר לכלונסאות בסלע, אשר לוקח בחשבון את מידת פתיחת הסדקים (טבלה 1).

טבלה 1. הקשר האמפירי בין RQD ליחס המודולוסים לפי O'Neill et al., 1996.

יחס המודולוסים		RQD, %
סדקים פתוחים	סדקים סגורים	
0.60	1.00	100
0.10	0.70	70
0.10	0.15	50
0.05	0.05	20

Zhang and Einstein, 2004 פרסמו עבודה מקיפה בנושא זה, אשר כללה בין השאר הרחבה משמעותית של בסיס הנתונים בכל הנוגע למדידות בסלעים בעלי איכות ירודה, והקשר האמפירי המוצע נראה כך:

$$\alpha_E = 0.2 \cdot 10^{0.0186RQD - 1.91} (\text{lower}); \alpha_E = 10^{0.0186RQD - 1.91} (\text{mean}); \alpha_E = 1.8 \cdot 10^{0.0186RQD - 1.91} (\text{upper}) \quad (28)$$

לשימוש בשיטת הערכת E_m דרך RQD , למרות נוחיותה וזמינותם של ערכי RQD כמעט בכל חקירת שתית, ישנן לא מעט חסרונות. חסרונות אלו עלולים להתבטא בסטיות משמעותיות בין ערכי מודול אלסטיות מוערכים לאלו שקיימים בפועל. למסת סלע, כגוש אנאיזוטרופי, ישנם מספר מודולי אלסטיות בהתאם לכיוון מדידה וכך, בפועל, עבור ערכי RQD זהים צפוי להתקבל טווח רחב של יחסי המודולוסים. כמו כן, RQD אינו רגיש למידת פתיחת הסדקים ולחומר המילוי שבסדקים, אשר להם השפעה עצומה על E_m .

2.3.3.2 הערכת E_m מתוך שיטות לדירוג איכות הסלע

פרק זה יתרכז בעיקר בקשרים אמפיריים, אשר פותחו בין E_m לבין שלוש שיטות מקובלות לדירוג איכות הסלע: GSI - Q , RMR .

Bieniawski, 1978, על בסיס 7 מקרי חקר, הציע קשר אמפירי בין מודול אלסטיות של מסת סלע לבין דירוג מספרי של שיטת RMR :

$$E_m = 2 \cdot RMR - 100 \quad [GPa] \quad (29)$$

כפי שמשמע ממשוואה (29), היא לא מתאימה לחזות ערכי מודול אלסטיות במסות סלע בעלות $RMR < 50$. Palmstrom and Singh, 2001 ממליצים להשתמש במשוואה זו עבור ערכי RMR בין 55 ל-90. Serafim and Pereira, 1983 על בסיס מחקר נוסף, שכלל מגוון רחב יותר של איכויות מסת סלע, הציעו קשר אמפירי הבא:

$$E_m = 10^{(RMR-10)/40} \quad [GPa] \quad (30)$$

Palmstrom and Singh, 2001 ממליצים להשתמש במשוואה (30) עבור ערכי RMR בין 30 ל-55 ומציינים כי גם משוואה (29) וגם משוואה (30) אינן מתאימות להערכת מודול אלסטיות של מסות סלע מסיביות או סדוקות קל. משוואה (30) נמצאה כאמינה גם עבור מסות סלע באיכות טובה. כך לדוגמה, Clerici, 1993 מצא כי סטיות שהתקבלו בין ערכי E_m מדודים למוערכים לפי משוואה (30) לא עלו על 15%. עבור סלעים בעלי חוזק לחיצה נמוך יחסית קשרים אמפיריים אלו נותנים הערכת יתר מופרזת (Hoek and Brown, 1997). כך, למשל, אצל Johnston et al., 1980 מודול אלסטיות מוערך של סלע חלש בשם Melbourne Mudstone לפי משוואה (30) היה גבוה פי 63 מהערך המדוד. Hoek and Brown, 1997, בהתבסס על התצפיות בשטח וניתוח לאחור של מספר מקרי חקר היסטוריים במסות סלע באיכות ירודה, הציעו לשפר את הקשר האמפירי של Serafim and Pereira, 1983 עבור סלעים בעלי חוזק לחיצה עד 100MPa:

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{(GSI-10)/40} \quad [GPa] \quad (31)$$

יש לשים לב כי מקומו של RMR במשוואה (31) תפס מקדם חוזק גיאולוגי (GSI).

הערכת מודול אלסטיות של מסת סלע לפי שיטת קלסיפיקציה Q מקובל לבצע בד"כ דרך קשר אמפירי שהוצע ע"י Grimstad and Barton, 1993:

$$E_m = 25 \cdot \log_{10} Q \quad [GPa] \quad (32)$$

למרות שבמקור Grimstad and Barton, 1993 המליצו להשתמש בקשר זה עבור ערכי Q גדולים מ-1, Palmstrom and Singh, 2001 מצאו סטייה משמעותית בין ערכי E_m מוערכים לפי קשר אמפירי זה לבין אלו שנמדדו במסות סלע בעלות $Q > 30$. לכן עבור טווח זה של ערכי Q הם הציעו קשר אמפירי חילופי:

$$E_m = 8 \cdot Q^{0.40} \quad [GPa] \quad (33)$$

כמו כן, Palmstrom and Singh, 2001 מציינים כי משוואת (32) ו-(33) ישימות גם עבור מסות סלע מסיביות או סדוקות קל בתנאי שחוזק לחיצה של סלע רציף עולה על 150MPa.

בנוגע לקשירה אמפירית של E_m למקדם חוזק גיאולוגי כדאי להזכיר את עבודתם המקיפה של Hoek and Diederichs, 2006, אשר לאחר בחינה מחודשת של 10 קשרים אמפיריים קיימים ועל בסיס ניתוח של 494 בדיקות שדה (מרביתן בשיטת פלטת העמסה), הציעו שני קשרים חדשים. הקשר הראשון נועד להערכת יחס המודולוסים והשני להערכת מודול אלסטיות של מסת סלע:

$$\alpha_E = 0.02 + \frac{1}{1 + e^{\frac{60-GSI}{11}}} \quad (34)$$

$$E_m = 100 \cdot \left(\frac{1}{1 + e^{\frac{75-GSI}{11}}} \right) [GPa] \quad (35)$$

2.3.3.3 הערכת E_m מתוך חוזק לחיצה של סלע רציף

הערכת E_m בשיטה זו מתבססת על יחס מודולארי, אשר מוגדר כיחס בין מודול אלסטיות של חומר לחוזקו בלחיצה חד צירית (E_r/σ_{ci}). Deere, 1968 מצא כי יחס מודולארי עבור סלע רציף נע בין 100 (נמוך) לבין 500 (גבוה), כאשר היחס הממוצע הוא 200. ערכים אלו יכולים לשמש כגבול עליון ליחס המודולארי של מסות סלע, אשר בעיקר עקב סדקים עלולים להיות קטנים יותר. Hobbs, 1974 מצא כי יחס מודולארי עבור מסות סלע יכול לנוע בין 50 לבין 200, כאשר היחס הממוצע הוא 100. עבודתו התבססה על מדידות בקרקעות חרסיות ובסלעי משקע בלויים ובלתי בלויים כאחד, כאשר חוזק לחיצה חד צירי של קרקעות ושל סלעים אלו נע בין 300 kPa ל-100 MPa.

Rowe and Armitage, 1984 פיתחו קורלציה בין מודול אלסטיות של מסת סלע, אשר נמדד בניסיונות העמסה של כלונסאות בסלע, לבין חוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף:

$$E_m = 215 \cdot \sqrt{\sigma_{ci}} [MPa] \quad (36)$$

Radhakrishnan and Leung, 1989 מצאו את המשוואה (36) כמספיק אמינה עבור סלעי משקע בלויים. למרות זאת ברור מעבר לכל ספק כי אי התחשבות בסדקים על כל מאפייניהם בתוך קשרים אמפיריים אלו הופכת אותם לפחות רלוונטיים עבור כלל המקרים.

2.3.4 שיטות אנליטיות להערכת מודול אלסטיות של מסת סלע

שיטות אלו פותחו על מנת להמיר סלע סדוק, בעיקר לצורכי אנליזות בשיטת אלמנטים סופיים, למדיום אקוויוולנטי בעל תכונות אלסטיות, אשר ישקפו התנהגות פיזיקאלית הן של סלע רציף והן של מישורי סדקים. ביטויים אנליטיים לתכונות אלו, בעיקר עבור מסות סלע בעלות מבנה סדקים סדור, פותחו ע"י מספר חוקרים Goodman and Duncan, 1971, Singh, 1973, Kulhawy, 1978, Fossum, 1985 ואחרים. המכנה המשותף של עבודות אלו הוא עקרון של מיצוע מאמץ בתוך מסת סלע והנחה שדפורמציה כולל מורכבת מדפורמציה של גושי סלע רציפים הן מדפורמציה שנובעת מסגירת סדקים. גושי סלע במקרה זה מוצגים כחומר איזוטרופי ואלסטי ליניארי באמצעות קבועים אלסטיים E ו- ν . תכונות מכאניות של סדקים נגזרות מקשיחות נורמאלית (k_n)

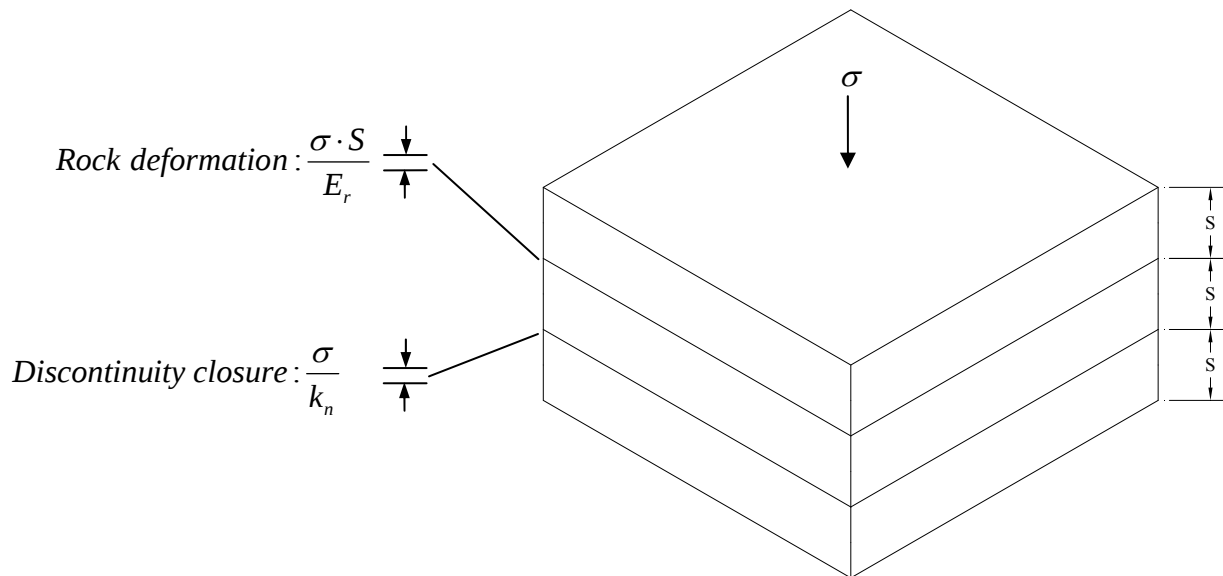
וקשיחות גזירה (k_s) של מישור הסדק והן ממרווח סדקים ממוצע S . קשיחות נורמאלית של סדק מוגדרת כמידת סגירת הסדק δ_n תחת מאמץ נורמאלי כלשהו σ_n ונתונה כ:

$$k_n = \frac{\sigma_n}{\delta_n} \quad (37)$$

קשיחות נורמאלית נוטה להיות מאוד לא ליניארית בסגמנט בו עיקר סגירת הסדק מתרחש תחת מאמצים נורמאליים נמוכים (Wyllie, 1999). בדומה לקשיחות נורמאלית ניתן להגדיר גם קשיחות גזירה של סדק באמצעות τ ו- δ_s , שהם בהתאמה מאמץ ותזוזת גזירה:

$$k_s = \frac{\tau}{\delta_s} \quad (38)$$

בתרשים 6 מתואר מקרה פשוט בו מאמץ נורמאלי מופעל בניצב למערכת סדקים אחת.



תרשים 6. מודל תיאורטי של מסת סלע סדוק, המועמסת בניצב למערכת סדקים.

דפורמציה כוללת של שכבה בעובי S תהיה שווה ל:

$$\delta = \frac{\sigma_n \cdot S}{E_m} = \frac{\sigma_n \cdot S}{E_r} + \frac{\sigma_n}{k_n} \quad (39)$$

ומכאן מודול אלסטיות אקוויוולנטי של מסת סלע במקרה זה יהיה שווה ל:

$$\frac{1}{E_m} = \frac{1}{E_r} + \frac{1}{k_n S} \quad (40)$$

בדומה למשוואה (40) ניתן לפתח ביטוי מתמטי דומה גם עבור מודול גזירה של מסת סלע (G_m):

$$\frac{1}{G_m} = \frac{1}{G_r} + \frac{1}{k_s S} \quad (41)$$

פיתוח נוסף של משוואות (40) ו- (41) יכול להניב ביטויים מתמטיים עבור מודול אלסטיות ומודול גזירה אקווילנטיים של מסות סלע בעלות מספר מערכות סדקים. כך Kulhawy, 1978 הצגה פיתוח כזה עבור מסת סלע בעלת 3 מערכות סדקים אורטוגונליות, כאשר מרווח סדקים בכל מערכת זהה:

$$\frac{1}{E_{mi}} = \frac{1}{E_r} + \frac{1}{k_{ni} S_i} \quad (42)$$

$$\frac{1}{G_{mij}} = \frac{1}{G_r} + \frac{1}{k_{si} S_i} + \frac{1}{k_{sj} S_j} \quad (43)$$

$$v_{mij} = v_{mik} = v_r \frac{E_{mi}}{E_r} \quad (44)$$

כאשר, $k=z,x,y$ ו- $j=y,z,x$, $i=x,y,z$.

מתוך משוואה (42) ניתן לקבל גם ביטוי אנאליטי עבור מקדם הפחתה α_E :

$$\alpha_E = \frac{E_m}{E_r} = \left(1 + \frac{E_r}{k_{ni} S_i} \right)^{-1} \quad (45)$$

הנחת פיזור אחיד של מערכות סדקים במרחב ואורך סדקים אינסופי, אשר עליה מתבססת שיטה אנאליטית שהוצגה לעיל, איננה תואמת במרבית המקרים את המציאות. Fossum, 1985 הציע מודל קונסטיטויבי להערכת קבועים אלסטיים של מסת סלע בעלת מערכות סדקים רנדומאליות, בהנחה שקשיחות נורמאלית וקשיחות גזירה של סדקים הינן קבועות. הוא הניח שאם פיזור הסדקים רנדומאלי אזי מרווח הסדקים הממוצע אמור להיות זהה בכל כיוון. בטענה שתכונות מכאניות של מסת סלע בכללותה אמורות להיות איזוטרופיות, Fossum, 1985 הציע ביטויים מתמטיים עבור מודול נפח K_m ומודול גזירה G_m של מסת סלע:

$$K_m = \frac{E_r}{9} \left[\frac{3(1+v_r)Sk_n + 2E_r}{(1+v_r)(1-2v_r)Sk_n + (1-v_r)E_r} \right] \quad (46)$$

$$G_m = \frac{E_r}{30(1+v_r)} \left[\frac{9(1+v_r)(1-2v_r)Sk_n + (7-5v_r)E_r}{(1+v_r)(1-2v_r)Sk_n + (1-v_r)E_r} \right] + \frac{2}{5} \left[\frac{E_r Sk_s}{2(1+v_r)Sk_s + E_r} \right] \quad (47)$$

ממשוואות (46) ו- (47) ניתן לחלץ מודול אלסטיות ומקדם פואסון אקווילנטיים של מסת הסלע:

$$E_m = (9K_m G_m) / (3K_m + G_m) \quad (48)$$

$$v_m = (3K_m - 2G_m) / 2(3K_m + G_m) \quad (49)$$

Zhang, 1999 מציין כי הפיכת מסת סלע לגוש רצף אקווילנטי, בכל השיטות שהוזכרו לעיל, תוך מיצוע מאמצים דורשת התייחסות למדגם סלע גדול יחסית עם מספר רב של סדקים. מאידך, התייחסות למסת סלע בנפח גדול יותר, תוך המשך התעלמות מפיזור מאמצים בתוך גושי סלע רציפים, שמה בסימן שאלה את נכונות השימוש בתהליך מיצוע עצמו.

3 התנהגות כלונסאות יצוקים בסלע בהעמסה צירית

3.1 כללי

תכנון של כל אלמנט קונסטרוקטיבי בבניין, כולל כלונסאות, מבוסס על שני מצבי תכן בסיסיים והם הערכת תסבולת האלמנט (מצב גבולי של הרס) ואבטחת תיפקודו התקין בתנאי שירות יום יומיים, קרי הגבלת דפורמציות שלו לערכים מותרים (מצב גבולי של שרות). בהמשך הפרק שני מצבי התכן הגבוליים האלו יטופלו במקביל.

3.2 מבוא

בהתאם לאופן בו מועבר העומס מן הכלונס למדיום שסביבו (קרקע או סלע), ניתן לחלק את הכלונסאות לשלושה סוגים: כלונס חיכוך (צף), כלונס קצה, וכלונס חיכוך-קצה. בכלונס חיכוך העומס עובר לקרקע או לסלע באמצעות חיכוך המתפתח לאורך מעטפת הכלונס ובכלונס קצה העומס עובר לקרקע או לסלע דרך קצה הכלונס. שילוב בין שתי השיטות הראשונות להעברת העומס מכונה כלונס חיכוך-קצה. הגישה המפושטת לתכנון כלונסאות קובעת כי במידה וידוע מאמץ חיכוך ממוצע בכשל בממשק כלונס-קרקע/סלע (f_{su}) ומאמץ מגע בכשל של קרקע/סלע בקצה הכלונס (f_{bu}) ניתן להעריך את תסבולת הכלונס בהעמסה צירית (Q_{ult}) ע"י:

$$Q_{ult} = f_{su} \cdot A_s + f_{bu} \cdot A_b \quad (50)$$

כאשר, A_s ו- A_b הינם בהתאמה שטחי מעטפת וקצה הכלונס.

יש לציין שמשוואה זו מניחה כי מאמצי החיכוך ומאמצי המגע מגיעים לערכם המרבי בו זמנית. בפועל כשל בו זמני זה אשפרי רק במקרים בודדים, כגון כלונסאות מאוד קשיחים במדיום רך, ועל פי רוב מאמצי החיכוך מגיעים לערכם המרבי בכשל בשלבי העמסה מוקדמים יותר מאשר מאמצי המגע. כך לפי עבודות מחקר שונות (Gill, 1980; Whitaker, 1976), גיוס מאמץ חיכוך מרבי מתרחש בתזוזות הרבה יותר קטנות מהתזוזות הנדרשות לגיוסו של מאמץ מגע בכשל. מקובל להניח כי מאמץ חיכוך בכשל מתקבל בשקיעת ראש כלונס בשיעור של כ- 0.5% עד 1.5% מקוטרו (Whitaker, 1979; Horvath and Kenney, 1979; Gill, 1980; Erol et al., 2005; Whitaker and Cooke, 1966). לעומת זאת, מאמץ מגע בכשל מתקבל בד"כ בשקיעות של כ- 10-20% מקוטר הכלונס (Whitaker and Cooke, 1966). יש לציין כי שקיעות ראש כלונס יחסית גדולות אלו, אשר נדרשות לצורכי גיוס מאמץ מגע מרבי, הופכים אותו לפחות רלוונטי בתהליך התכנון עקב מגבלת הדפורמציות. כמו כן, פתרונות אלסטיים שונים של חלוקת העומס בין קצה הכלונס למעטפת (Osterberg and Gill, 1973; Pells and Turner, 1979; Poulos and Davis, 1980) מראים שככל שסלע קשיח יותר ביחס לבטון ויחס בין אורך הכלונס לקוטרו גדל, העומס שמגיע לקצה הכלונס הולך ומתאפס. תצפיות אלו הובילו לתפיסת תכנון חדשה, אשר סתרה לגמרי את הנטיות ההיסטוריות הראשונות בתכנון כלונסאות בסלע, והיא התעלמות, במרבית המקרים, מתרומת קצה הכלונס בהערכת תסבולתו והפיכתה במובן מסוים לתוספת נסתרת למקדם ביטחון. בהתאם לכך גם המאמץ המחקרי לאורך השנים הוכוון למציאת מודלים ושיטות לחיזוי תסבולת הכלונס בחיכוך. לפי Seidel and Collingwood, 2001 במידה ובכל זאת רוצים להסתמך על תרומת קצה הכלונס לתסבולתו הכללית, יש להקפיד, בראש ובראשונה, על ניקיון תחתית בור הקידוח, מה שמצריך טכנולוגית קידוח בהתאם ופיקוח צמוד. הדבר קשה להשגה, במיוחד עבור כלונסאות בסלע רך ובלוי, עבור כלונסאות ארוכים, או עבור ביצוע כלונסאות ללא פיקוח נאות.

חשוב לבחון משוואה (50) גם מהיבט עקרוני נוסף. להתפתחות החיכוך על ממשק כלונסלע, בצורה בה הוא מופיע במשוואה זו, דרושה תנועת החלקה יחסית בין הכלונס לפיר הקידוח. חשוב לציין כי עיקר עבודת המחקר הזו מוקדש בעצם לחקירת השפעה של איכות מסת הסלע על חיכוך זה בלבד. יש לזכור כי ישנם גם מקרים אחרים בהם החלקה זו אינה קורת בפועל ומעבר העומס מכלונס לסלע הסביבה מתרחש בקומפטיביליות מלאה בין השניים.

3.3 סקירה היסטורית

כפי שכבר צוין לעיל, תחילה, הייתה נטייה לתכנן כלונסאות בסלע על בסיס תסבולת הקצה בלבד, תוך הזנחת החיכוך (לדוגמה Chapman, 1929). גישה זאת מתחילה להתקרב למציאות, כאשר מדובר על כלונסאות קצרים או כלונסאות, אשר חודרים דרך שכבות קרקע רכות ונכנסים מעט לתוך סלע השתית. במקרים אלו בד"כ תסבולת הקצה מהווה מרכיב עיקרי בהעברת העומס. פרט למקרים אלו, הסתמכות על תסבולת הקצה בלבד מביאה לתכנון יתר מוגזם, אשר אינו יכול להיחשב כלל כיעיל וחסכוני. נכון להיום, סוגיית העברת העומס דרך קצה הכלונס או דרך החיכוך במעטפת הינה יותר שיקול של מגבלות הדפורמציה ושיטות הביצוע. כך, כפי שצוין לעיל, הניסיון מראה כי תסבולת הגזירה של ממשק כלונסלע מושגת בתזוזות ראש כלונס הרבה יותר קטנות, מאשר תסבולת הקצה. לכן, עקב מגבלת הדפורמציה, נטיית המתכננים במקרה זה תהיה להסתמך יותר על תסבולת הגזירה של הממשק. בנוסף לכך, הסתמכות על תסבולת הקצה אפשרית רק במידה ובוצע ניקיון נאות של תחתית בור הקידוח לפני יציקת הכלונס. לדוגמה, שימוש בתמיסות תימוך תקניות נגד מפולות (כגון בנטונייט) אינו מאפשר ביצוע של ניקיון כזה וכתוצאה מכך נוצרת "חציצה רכה" בין קצה הכלונס לסלע, אשר אינה מאפשרת את גיוסה המלא של תסבולת הקצה. התייחסות ראשונה לחיכוך בממשק כלונס-סלע מתחילה להופיע בספרות מאמצע שנות ה-60 (Seidel, 1993), כאשר הנטייה הראשונית הייתה לסווג את ערכי מאמץ חיכוך בכשל, אשר התקבלו מניסיונות העמסה, לפי סוג סלע ובהתאם לכך גם להשתמש בהם לתכנון. כך לדוגמה, Thorburn, 1966, בהתבסס על תוצאות של ניסיונות העמסה, הציע ערכי מאמץ חיכוך מותרים (f_{sa}). לדוגמה, עבור פצלים הוגדר כ $100\text{kPa} \sim$ ועבור אבן חול כ 400kPa . אף על פי שערכים אלו הוצגו כבסיס לתכנון כלל כלונסאות בסלעים מסוגים אלו, ברור שהם מתאימים יותר למיקום ספציפי, מאשר למקרה כללי יותר. Freeman et al., 1972 הציע ערכי f_{sa} עבור פצלים ואבני גיר מאזור צפון אמריקה (טבלה 2).

טבלה 2. ערכי מאמץ חיכוך מומלצים עבור סלעים שונים מאזור צפון אמריקה לפי Freeman et al., 1972.

סוג סלע	מאמץ חיכוך מותר
Manhattan schist	1300 KPa
Black Utica shale (Montreal)	1100 KPa
Black Billings shale (Ottawa)	1100 KPa
Dubdas shale (Toronto)	1100 KPa
Limestone (Chicago)	1700 KPa

Tomlinson, 1977 ריכוז ערכי מאמץ חיכוך מדוחות טכניים ומאמרים שונים (טבלה 3). יש לציין עם זאת, כי קיימים לא מעט פרסומים נוספים, אשר כוללים ריכוז ערכי f_{su} בהתאם לסוג סלע מאזורים גיאוגרפיים שונים. מרבית העבודות שפורסמו מתייחסות לניסיון מקומי שהצטבר בצפון אמריקה, אוסטרליה, אנגליה ודרום אפריקה (Woodward et al., 1972; Williams and Pells, 1981; Horvath and Kenney, 1979 ואחרים).

טבלה 3. ערכי מאמץ חיכוך בכשל עבור סלעים שונים לפי Tomlinson, 1977.

סוג סלע	מאמץ חיכוך בכשל
Chalk	36-279 KPa
Keuper Marl	120-280KPa
Shale	279-3000 KPa
Cretaceous mudstone (weathered, weak, clayey)	120-184 KPa
Diabase (highly weathered, weak, clayey)	122 KPa

בשנים האחרונות ישנה גם עלייה בהצגת נתונים מאזור הודו, אסיה והמזרח הרחוק (Basarkar and Dewaikar, 2001; Jeong et al., 2007; Ng et al., 2006 ואחרים). בהקשר לכך כדאי להזכיר גם כמה דוגמאות מהניסיון המקומי שהצטבר בארץ בתחום זה. חוברת של חברת "עפר וסלע" ריכזה ערכי מאמץ חיכוך מותר עבור סלעים שונים בעיקר מאזור ירושלים (טבלה 4).

טבלה 4. ערכי מאמץ גזירה מותרים של ממשק כלונס\סלע (מתוך חוברת של חברה "עפר וסלע", —19).

סוג סלע	מאמץ חיכוך מותר מרבי
דולומיט או גיר קשה. אחוז החזר הגלעין בתנאי הקדיחה טובים 70%-100%. שיעור קרסט נמוך. תצורות "מיני יהודי", "עמינדב"	500 KPa
דולומיט או גיר קשה שיעור קרסט גבוה. אחוז גלעין בתנאי קדיחה טובים 30%-70%. תצורת "מיזי אחר" או "מיזי יהודי" עם קרסט מפותח	250 KPa
קרטון צפוף בעל חוזק בלא כלוא מעל 5 ק"ג/סמ"ר	50 KPa
קרקע חול או חרסית. ערך ממוצע	0.02-0.04 KPa

Amir, 1983 פרסם ערכים של מאמצי חיכוך בכשל, אשר התקבלו בניסיונות העמסה מסוג Osterberg Cell בסלעים שונים בארץ (טבלה 5).

טבלה 5. ערכי מאמץ חיכוך בכשל עבור סלעים שונים בארץ לפי Amir, 1983.

סוג סלע	כיוון העמסה	מס בדיקות	מאמץ חיכוך ממוצע בכשל	מקדם השונות
קרטון וחזיר	מעלה	11	610kPa	39%
	מטה	9	970kPa	64%
אבן גיר	מעלה	9	1450kPa	95%
	מטה	6	1450kPa	46%
צור	מעלה	3	2890kPa	28%
	מטה	2	2560kPa	18%
בולדרים מלוכדים וקונגלומרטים	מעלה	5	580kPa	66%
	מטה	3	1020kPa	67%

התבוננות בטווח רחב של ערכי מאמץ חיכוך בכשל או במקדמי השונות עבור סלעים זהים, אשר הוצגו בהתאמה עי"י Tomlinson, 1977 ו-Amir, 1983, מרמזת כי עקרון הגדרת מאמץ חיכוך מותר לצורכי תכנון בהסתמכות על בסיס נתונים מצומצם ומקומי ללא התחשבות בגורמים נוספים, שמשפיעים על תסבולת הכלונס, מלבד המרכיב הפטרוגרפי, הינה חסרת משמעות תכנונית ומעשית. אך יחד עם זאת, הניסיון המצטבר יכול רק לתרום למתכננים ולשמש להם כאמת מידה משנית בתהליך קביעת ערכי מאמץ חיכוך תכנוניים.

3.4 שיטות אמפיריות

החל מאמצע שנות ה-70 נעשו ניסיונות לפתח גישות תכנוניות חדשות, המבוססות על שיטות אמפיריות קיימות בתכנון כלונסאות בקרקעות קוהזיביות, כגון חרסית. בקרקעות אלו נהוג להעריך את תסבולת הקצה (f_{bu}) ותסבולת החיכוך (f_{su}) בהתאם לחוזק הגזירה בתנאים בלתי מנוקזים C_u (קוהזיה):

$$f_{bu} = N_c \cdot C_u \quad (51)$$

$$f_{su} = \alpha \cdot C_u \quad (52)$$

כאשר N_c - הינו מקדם תסבולת, α - הינו מקדם התאמה אמפירי, שנקבע על סמך ניתוח לאחור של ניסיונות העמסה.

משוואות אלו שימשו כבסיס לגישה אמפירית חדשה להערכת מאמץ חיכוך בכשל בממשק כלונס/סלע, בה הקוהזיה של הקרקע (C_u) הוחלפה בחוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף. סביר להניח כי הדבר נעשה כיוון ש- σ_{ci} נחשב כאחד הפרמטרים המאפיינים של סלע וככל הנראה גם כיוון שבקרקעות קוהזיביות בגזירה בלתי מנוקזת קיים קשר בין חוזק לחיצה חד צירי לקוהזיה: $\sigma_{ci} = 2C_u$.

בצורתה הכללית, המשוואה להערכת מאמץ חיכוך ממוצע בכשל עבור כלונסאות יצוקים בסלע נראית כך:

$$f_{su} = \alpha \cdot \sigma_{ci}^\beta \quad (53)$$

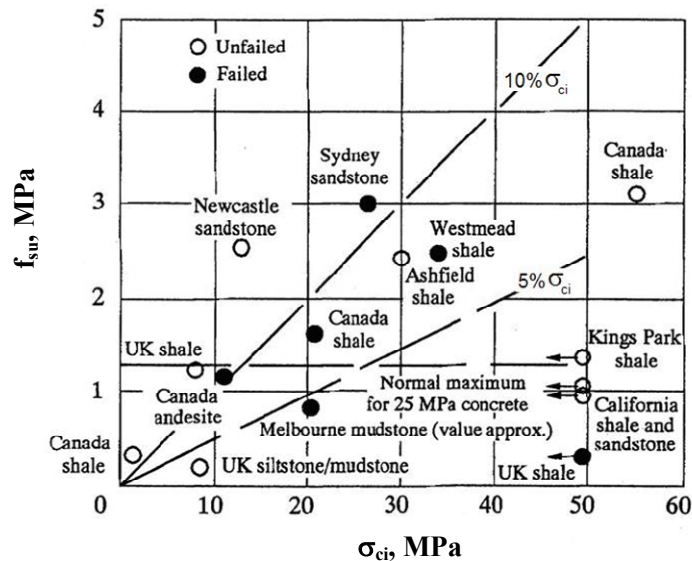
כאשר, α ו- β הינם מקדמי התאמה אמפיריים, המחולצים מתוך תוצאות של ניסיונות העמסה, והמשוואות, על פי רוב, נבנות ביחידות של MPa וכך גם תוצגנה בהמשך הפרק.

צורה נוספת, המקובלת לא פחות, להצגת הקשר האמפירי בין מאמץ חיכוך ממוצע בכשל לחוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף, היא באמצעות מקדם אדהזיה α_q , אשר מוגדר כ:

$$\alpha_q = \frac{f_{su}}{\sigma_{ci}} = \alpha \cdot \sigma_{ci}^{\beta-1} \quad (54)$$

Poulos and Davis, 1980 הציעו, על סמך בסיס נתונים מצומם של ניסיונות העמסה, כי מאמץ חיכוך ממוצע בכשל בממשק כלונס-סלע יהיה לכל היותר 5% מחוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף או של בטון (הקטן שמביניהם), כאשר במונחים של משוואה (53) מדובר על $\alpha=0.05$ ו- $\beta=1.0$. החוקרים אף הציבו מגבלה נוספת והיא שמאמץ חיכוך ממוצע בכשל בסלעים בעלי סידוק מסיבי לא יעלה על 75-150 kPa, Day, 1974, אשר בדק כלונסאות בסלע Mudstone שבאזור מלבורן ו-Pells et al., 1978, אשר בדק כלונסאות בפצלים ובאבני חול שבאזור סידני, הגיעו להערכה דומה.

המלצה של Poulos and Davis, 1980 מוצגת גרפית בתרשים 7 יחד עם בסיס נתונים של Thorne, 1977.



תרשים 7. בסיס נתונים של Thorne, 1977 יחד עם המלצות לקביעת f_{su} בממשק כלונס סלע (בעקבות Thorne, 1977)

אף על פי ש-Thorne, 1977 בעצמו הציע לקחת ערכי מאמץ חיכוך ממוצע בכשל בין 5% ל-10% מחוזק לחיצה של סלע רציף, הרי שבפועל, מתוך בסיס הנתונים שלו, מתקבלים ערכים שבין 0.6% ל-20%. יש לציין כי לקשרים ליניאריים אלו ($f_{su}=0.05\div0.10\sigma_{ci}$) ישנו הגיון מכני חזק במידה וקיימת קומפטיביליות מלאה בין כלונס לסלע. אך ספק גדול אם הוא ממשיך להתקיים בצורתו הליניארית (אם בכלל), כאשר החיכוך המתפתח באינטראקציה בין כלונס לסלע בא כתוצאה מתנועת החלקה יחסית על גבי הממשק. מתרשים 7 עולה בבירור כי הערכת f_{su} על סמך המלצה זו אינה תמיד מוצדקת ומאוחר יותר Thorne, 1980 גם קבע כי היא אינה מבטיחה מקדם ביטחון נאות. יחד עם זאת, Haberfield and Collingwood, 2006 טוענים כי השיטה נמצאת עדיין בשימוש יחסית רחב.

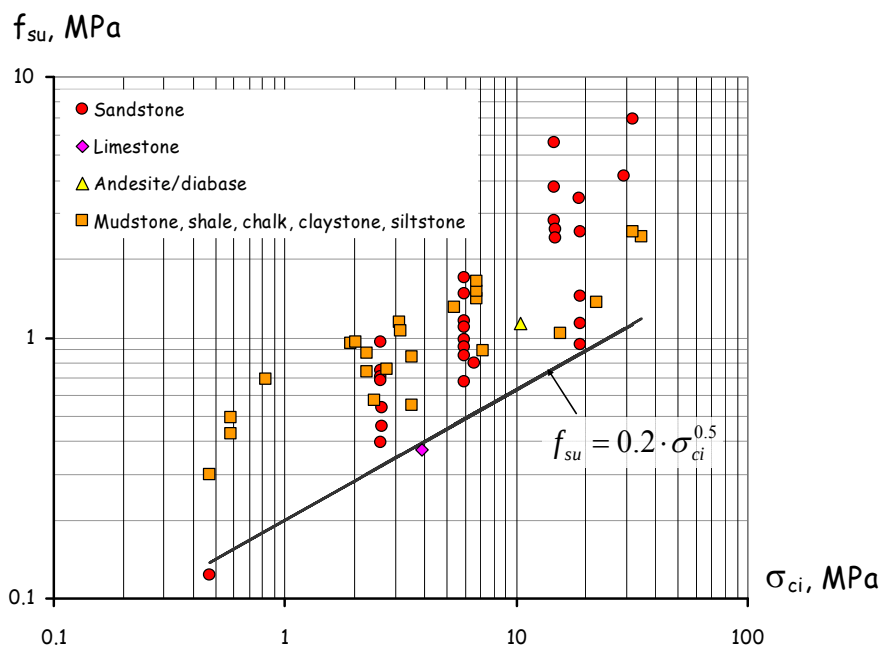
מאז שנות ה-80 המוקדמות הוצעו לא מעט קשרים אמפיריים, כאשר בבסיסם משוואה (53) וחלקם הגדול הסתמך על בסיס נתונים מצומצם ומקומי. O'Neill et al., 1996 ריכו חלק ממקדמי התאמה אמפיריים α ו- β , אשר הוצעו ע"י חוקרים שונים (טבלה 6), והשוואה אותם לתוצאות של 137 ניסיונות העמסה בסלע בעל חוזק בינוני, בניסיון למצוא את הקשר המתאים למטרות התכנון.

טבלה 6. מקדמי התאמה אמפיריים לפי חוקרים שונים (לפי O'Neill et al., 1996).

מקור	α	β
Horvath and Kenney, 1979	0.21	0.50
Carter and Kulhawy, 1988	0.20	0.50
Williams et al., 1980	0.44	0.36
Rowe and Armitage, 1984	0.40	0.57
Rosenberg and Journeaux, 1976	0.34	0.52
Reynolds and Kaderbeck, 1980	0.30	1.00
Gupton and Logan, 1984	0.20	1.00
Reese and O'Neill, 1988	0.15	1.00
Toh et al., 1989	0.25	1.00

תוצאות ההשוואה העלו כי אף אחת מתוך הקשרים האמפיריים שנבדקו לא הצליחה לתת תחזית פחות או יותר אמינה של תסבולת הכלונסאות בפועל. יתרה מזאת, תסבולת של אותו כלונס, אשר מוערכת לפי קשרים אמפיריים שונים, משתנה לפעמים אף בסדר גודל בין קשר לקשר. O'Neill et al., 1996 סבורים כי סטיות אלו נובעות בעיקר מהסתמכות על בסיס נתונים מצומצם ומקומי בבניית הקורלציות ואי התחשבות בגורמים נוספים, אשר משפיעים על תסבולת הכלונסאות.

קשרים אמפיריים, אשר הוצעו ע"י Horvath and Kenney, 1979 ו-Carter and Kulhawy, 1988 ומוזכרים בטבלה 6, הינם אולי בין הקשרים האמפיריים הבודדים שקיבלו לא מעט חיזוקים בעבודות מחקר שונות. כך לדוגמה, Ng et al., 2001 קבעו, על בסיס ניתוח תוצאות של 79 ניסיונות העמסה, כי הקשרים הללו (עם $\alpha=0.20$ ו- $\beta=0.50$), הם המתאימים ביותר עבור מגוון סלעי משקע וסלעים מגמטיים ווולקניים שונים מאזור הונג-קונג. ת"י 1378 "ביסוס כלונסאות בסלע בקדיחת הקשה" משנת 1994 אימץ את הקשרים האמפיריים הללו ואף החמיר בכך שדרש להשתמש בחוזק לחיצה חד צירי של סלע במצב רווי לצורכי הערכת מאמץ חיכוך ממוצע בכשל. בחינה אקראית של הקשר האמפיריים הללו על בסיס תוצאות של ניסיונות העמסה שפורסמו ע"י Rowe and Armitage, 1984 (תרשים 8) מעלה כי הם משמשים בפועל כגבול תחתון עבור מרבית ניסיונות העמסה (כ-96%), אך יחד עם זאת בכ-81% מהבדיקות תסבולת הממשק בחיכוך שנמדדה הייתה גבוהה לפחות פי 1.5 ממה שצפה הקשר האמפירי ולכ-44% מהכלונסאות התסבולת הייתה לפחות פי 2.5, כאשר במקרים בודדים סטייה זו הגיעה עד כדי פי 7.5!



תרשים 8. השוואה בין מאמצי חיכוך בכשל שהתקבלו בניסיונות העמסה (בסיס נתונים של Rowe and Armitage, 1984) לחזויים על פי קשר אמפירי.

בין עבודות מחקר שונות שנעשו בתחום זה לאחרונה, ניתן להזכיר את עבודתם המקיפה של Kulhawy et al., 2005, אשר בדקו עשרה קשרים אמפיריים שונים על סמך כ-120 תוצאות של ניסיונות העמסה. ניסיונות העמסה אלו סוננו ביסודיות, ולאנליזה נבחרו רק אלו שבהם הכשל הושג בפועל במהלך הניסוי ולא הוערך על פי שיטות שונות (ראה תת הפרק 4.3). Kulhawy et al., 2005 טענו, על סמך ניתוח התוצאות, כי הקשר האמפירי המתאים ביותר להערכת תסבולת כלונסאות הינו קשר עם $\alpha=0.30$ ו- $\beta=0.50$, אך יחד עם זאת, בחירת ערך של $\alpha=0.20$ תשמש כגבול תחתון לכ-90% מתוצאות של ניסיונות העמסה.

הערכת תסבולת של כלונס בחיכוך, בהסתמך על קשרים אמפיריים, נראית לכאורה כמעשית, מהירה ופשוטה, עם צורך בהגדרת מאפיין אחד של סלע – חוזק לחיצה חד צירי. אך למעשה, חוסר יכולת להגדיר מקדם ביטחון בפועל עבור מקרה כללי יאלץ את המתכננים לבחור בקשר אמפירי שמרני יותר למטרות התכנון, כדוגמת Horvath and Kenney, 1979, Poulos and Davis, 1980 או Carter and Kulhawy, 1988. בחירת זו במרבית המקרים תגרום לתכנון לא כלכלי ולא יעיל, ויחד עם זאת גם לא תבטיח תכנון בטוח עבור כלל המקרים. יש לזכור עוד כי מדובר על הערכת מאמץ חיכוך בכשל (f_{su}) שעליו מפעילים בד"כ מקדמי ביטחון נוספים על מנת לקבל את הערך התכנוני (f_{sa}). פיתוח קשרים אמפיריים על בסיס ניסיונות העמסה עבור אתרים ספציפיים, ושימוש בהם באותם האתרים לאחר מכן, יכול לשפר במידת מה את כושר החיזוי ואת האמינות שלהם, אך יחד עם זאת, כפי שדווח למשל ע"י Kulhawy and Phoon, 1993, סטיות בערכי f_{su} מניסיונות העמסה שבוצעו באותם האתרים יכולות להגיע לפעמים עד כדי סדר גודל.

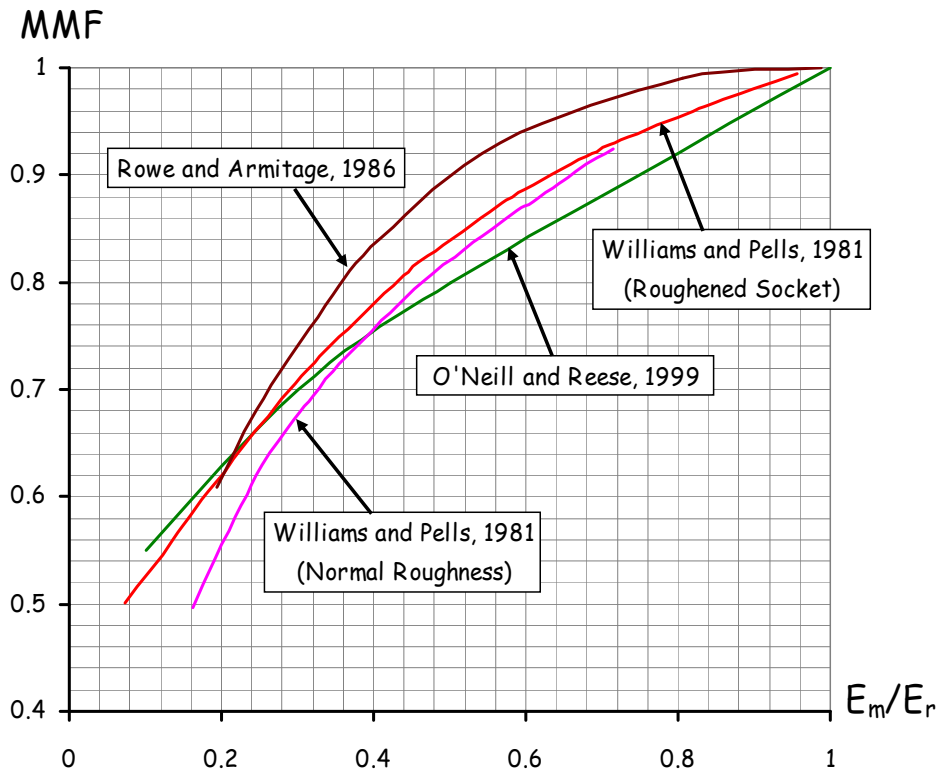
3.5 שיטות אמפיריות משודרגות

במקביל להתפתחות שיטות אמפיריות להערכת f_{su} על בסיס חוזק לחיצה חד צירי של סלע בלבד, נעשו ניסיונות להבין יותר לעומק את המנגנון המכאני העומד מאחורי התופעה ולשדרג בהתאם לכך גם את הקשרים האמפיריים.

Williams et al., 1980 הציעו להפעיל מקדם הפחתה אמפירי, אשר אמור היה לבטא את השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת הכלונס. בעבודתם המקורית Williams et al., 1980 סימנו את המקדם כ $\beta \sim$ והגדירו אותו כיחס בין f_{su} בסלע סדוק ל- f_{su} באותו סלע, אך רציף. כיוון שמקדם β כבר הוגדר מקודם במשוואה (53) כמקדם התאמה אמפירי, מכאן ואילך מקדם הפחתה להשפעת איכות מסת הסלע יסומן כ- Mass Modulus Factor (MMF) – מינוח אשר Williams and Pells, 1981 השתמשו בו. הדרך שהוצעה להערכת MMF, היא באמצעות עקומות ניסיוניות, אשר קשרו בין מקדם זה ליחס המודולוסים (E_m/E_r). תרשים 9 מציג עקומות ניסיוניות למציאת MMF שהוצעו ע"י Williams and Pells, 1981 יחד עם עקומות של Rowe and Armitage, 1984 ושל O'Neill and Reese, 1999, שהוצעו מאוחר יותר. ההתחשבות באיכות מסת הסלע על תסבולת הכלונס לפי Williams et al., 1980 הייתה אמורה להתבצע באופן הבא:

$$f_{su} = MMF \cdot \alpha \cdot \sigma_{ci}^{\beta} \quad (55)$$

מרבית החוקרים, אשר אימצו גרסה משודרגת זו, המליצו להעריך את יחס המודולוסים, אשר נחוץ להערכת MMF, דרך קשריו האמפיריים עם RQD (כפי שתואר בתת הפרק 2.3.3.1). יש להבהיר עם זאת, כי בהתבסס על הגדרתו המקורית של מקדם MMF, משוואה (55) יכולה להיות תקפה אך ורק במקרים בהם מקדמי α ו- β חולצו מתוך ניסיונות העמסה בסלעים מסיביים בלבד ללא סדקים או, בקירוב גס, בסלעים בעלי $RQD=100\%$. על פי רוב, מקדמי התאמה אמפיריים אלו, אשר חלקם הוצגו בטבלה 6, מחולצים מתוך ניסיונות העמסה בסלעים בעלי מגוון רחב של ערכי RQD ולכן הפעלת מקדם הפחתה MMF על הקשרים האמפיריים המתקבלים נראית כלא נכונה. יחד עם זאת, שיטה זו עדיין נשאר אחת השיטות הפופולאריות להכללת אפקט של איכות מסת הסלע בהערכות של תסבולת הכלונס.



תרשים 9. עקומות ניסיוניות למציאת מקדם הפחתה להשפעת איכות מסת הסלע MMF (בעקבות O'Neill and Reese, 1999; Rowe and Armitage, 1984; Williams and Pells, 1981).

כמו כן, Williams et al., 1980 מדדו חספוס של דפנות הקידוח, בניסיונות העמסה שהם ביצעו, ואף פיתחו שיטה סטטיסטית לתיאורו הכמותי. למרות זאת, החספוס לא נכלל מפורשות בתוך המודל האמפירי שלהם והונה כי הוא מסתתר "בצורה לא מוגדרת ממש" בתוך מקדם הפחתה MMF (Williams and Pells, 1981). רמת חספוס של דפנות הקידוח זוהתה גם ע"י חוקרים אחרים (Horvath and Kenney, 1979; Horvath et al., 1983; Kulhawy and Phoon, 1993; Pells et al., 1980; Rowe and Armitage, 1987b) כגורם משפיע על תסבולת הכלונס בחיכוך. לפי Haberfield and Collingwood, 2006, הבחנה ראשונית בחשיבות החספוס הייתה ניסיונית, כאשר מניסיונות העמסה עלה באופן ברור כי תסבולת כלונסאות יצוקים בבורות קידוח מחוספסים יותר עלתה, לפעמים אף בסדר גודל, מעל לאלו שהיו יצוקים באותם האתרים, אך בבורות קידוח יותר חלקים.

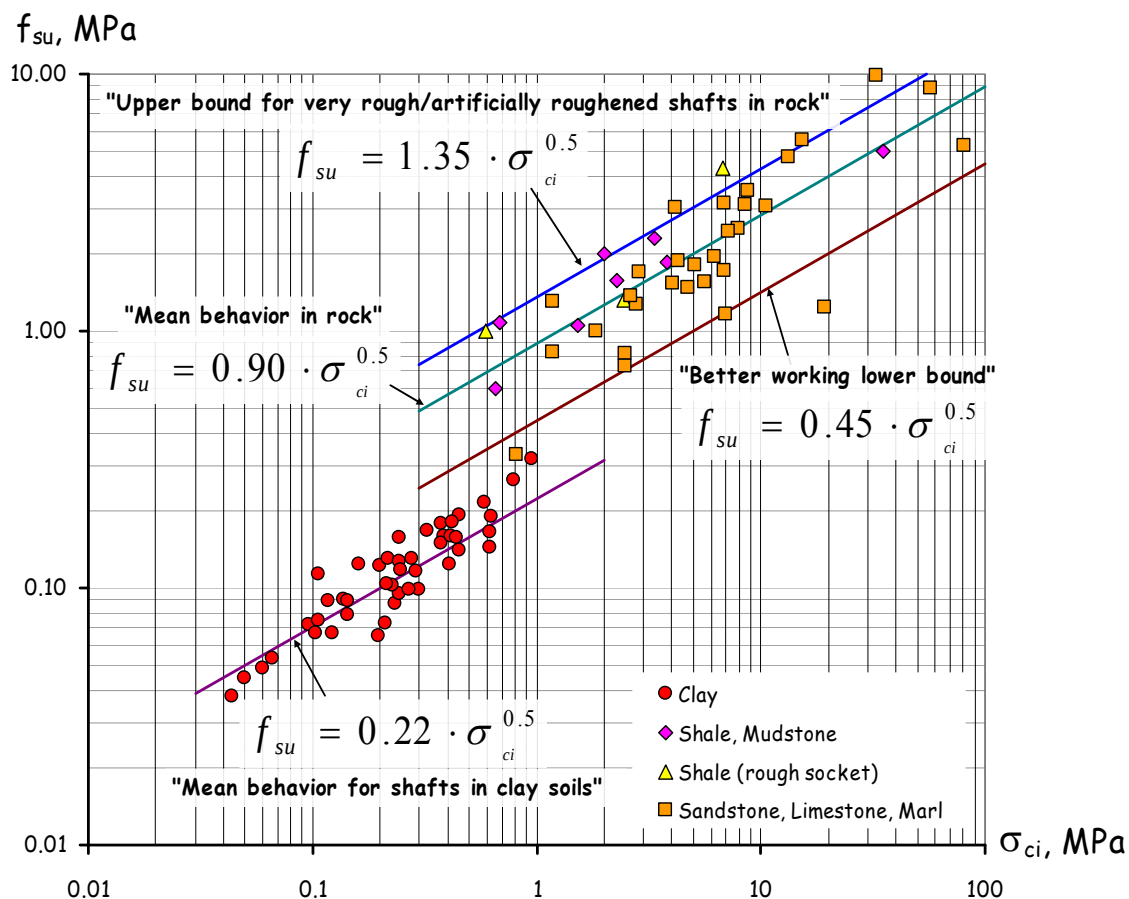
Pells et al., 1980 חקרו, על בסיס תוצאות של שישה ניסיונות העמסה באבני חול מאזור סידני, את נושא השפעת ניקיון ורמת החספוס של דפנות הקידוח על תסבולת הכלונס. הם פיתחו, על בסיס מדידת גיאומטריית החספוס, שיטת מיון הכוללת ארבע רמות חספוס שונות מ-R1 (דפנות קידוח חלקים) עד R4 (דפנות קידוח מאוד מחוספסים). שיטה זו נמצאת עד היום בשימוש רחב, למרות שלטענת Seidel and Collingwood, 2001 היא איננה מתאימה לתאר את סוגי החספוס האפשריים ולכן אינה מתאימה לכלל מטרות התכנון. בנוסף לכך, Pells et al., 1980 הציעו לראשונה להפריד בין קשרים אמפיריים להערכת f_{su} עבור בורות קידוח חלקים ובורות קידוח מחוספסים. ערכי מקדמי התאמה אמפיריים, שהוצעו עבור בורות קידוח מחוספסים, היו קבועים והם $\alpha=0.20$ ו- $\beta=1.00$. עבור בורות קידוח חלקים מקדם β נשאר ללא שינוי, ומקדם α ירד ליניארית (בסקלה לוגריתמית) מ-0.18 המתאים ל- $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$ עד ל-0.10 המתאים ל- $\sigma_{ci}=60\text{MPa}$.

Rowe and Armitage, 1984 פיתחו שני קשרים אמפיריים נפרדים להערכת f_{su} עבור רמות חספוס שונות של בורות קידוח בהתבסס על שיטת המיון של Pells et al., 1980 ותוצאות של 67 ניסיונות העמסה במגוון סלעים מ-18 אתרים שונים:

$$\begin{aligned} f_{su} &= 0.40 \cdot \sigma_{ci}^{0.57} & R1-R3 \\ f_{su} &= 0.55 \cdot \sigma_{ci}^{0.611} & R4 \end{aligned} \quad (56)$$

Rowe and Armitage, 1987b עדכנו את הקשרים האמפיריים הללו, כאשר מקדמי התאמה שנבחרו היו $\beta=0.50, \alpha=0.45$ (רמות חספוס R1-R3) ו- $\beta=0.50, \alpha=0.60$ (רמת חספוס R4).

Kulhawy and Phoon, 1993 ניסו אף הם לפתח סדרת קורלציות לחיזוי אמפירי של f_{su} הן עבור קרקעות קוהזיביות והן עבור סלעים, תוך דגש על רמת חספוס של דפנות קידוח. הם השתמשו בתוצאות של 127 ניסיונות העמסה בקרקעות ו-114 ניסיונות העמסה בסלעים שונים, לדוגמה באבני גיר מאזור פלורידה. תוצאות של ניסיונות העמסה אלו יחד עם כל הקורלציות שהוצעו ע"י Kulhawy and Phoon, 1993, כולל משוואות והגדרות מקוריות של כל אחת מהן, מוצגות בתרשים 10.



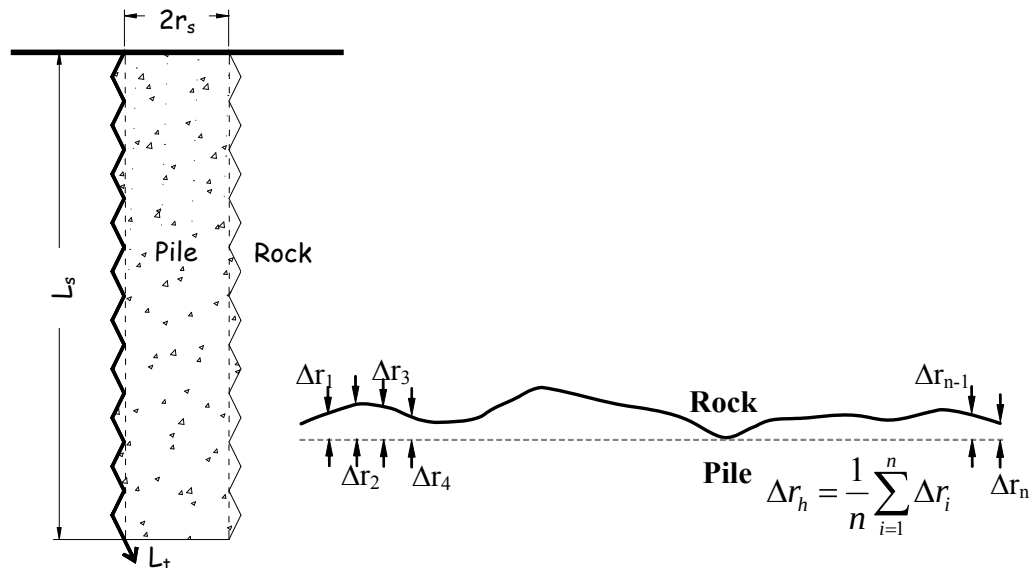
תרשים 10. קורלציות אמפיריות להערכת מאמץ חיכוך בכשל (בעקבות Kulhawy and Phoon, 1993)

יש לציין כי קורלציות מקוריות של Kulhawy and Phoon, 1993 כללו איבר של לחץ אטמוספרי (p_a) על מנת לעשותן בלתי תלויות ביחידות והונח גם כי חוזק גזירה של חרסיות בתנאים בלתי מנוקזים (C_u) שווה למחצית מחוזקן ללחיצה צירית (σ_{ci}).

עבודתם של Horvath et al., 1983 הייתה הראשונה שהציעה לכלול כמותית את אפקט החספוס של דפנות קידוח בתוך משוואה אמפירית להערכה של מאמץ חיכוך בכשל:

$$f_{su} = 0.8 \cdot RF^{0.45} \cdot \sigma_{ci} \quad \text{where} \quad RF = \Delta r_h \cdot (r_s)^{-1} \cdot L_t \cdot (L_s)^{-1} \quad (57)$$

כאשר, RF – מקדם חספוס, Δr_h – גובה ממוצע של חספוס, r_s – רדיוס של כלונס, L_t – אורך מצטבר של גבשושיות החספוס ו- L_s – אורך של כלונס (תרשים 11).



תרשים 11. תיאור גרפי של פרמטרים שונים במודל של Horvath et al., 1983.

כפי שניתן לראות מתרשים 11, גובה ממוצע של גבשושיות החספוס לפי המודל של Horvath et al., 1983 מוגדר כממוצע מרחקים בין דופן הקידוח לבין גליל דמיוני הגדול ביותר שקידוח זה יכול להכיל. יש לציין כי קורלציה אמפירית שהוצעה ע"י Horvath et al., 1983 התבססה על שישה ניסיונות העמסה בסלע מאוד חלש (Queenston shale) בעל חוזק לחיצה 4-1 MPa ודפנות של חלק מבורות קידוח חוספסו באופן מלאכותי.

הניסיונות לשדרג קשרים אמפיריים תוך דגש על איכות מסת סלע וחספוס דפנות קידוח נבעו מהבנת החוקרים, בעיקר דרך תוצאות של ניסיונות העמסה, כי גורמים נוספים, מלבד חוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף, משפיעים על תסבולת כלונסאות בחיכוך. ניסיונות אלו סללו ללא ספק את הדרך לפיתוח שיטות חישוביות המתארות את האינטראקציה בין כלונס לסלע, אך יחד עם זאת ספק אם הצליחו לשפר במידה ניכרת את כושר החיזוי של השיטות האמפיריות בכללותן.

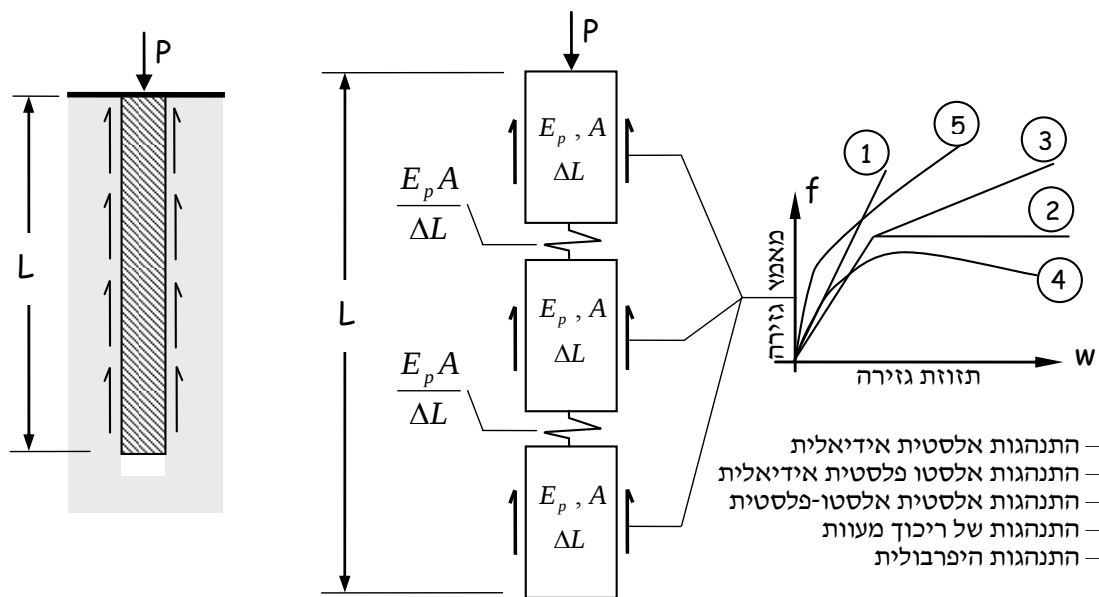
3.6 שיטות חישוביות

השיטות האמפיריות שנסקרו לעיל, בנוסף לבעייתיותן בכל הנוגע למידת הוודאות בדיוק הערכת f_{su} , אינן מספקות קריטריון תכנוני חשוב נוסף והוא דפורמציה של כלונס תחת עומס או, במילים פשוטות, עקומת עומס – שקיעה של ראש כלונס, הנדרשת להערכת תקינות תפקוד המבנה.

החל משנות ה-70 של המאה הקודמת מספר חוקרים הציגו פתרונות הן אנליטיים והן מבוססים על אנליזת אלמנט סופי על מנת להעריך שקיעה של ראש כלונס ופיזור של עומס לאורכו במדיום אלסטי (Donald et al., 1980; Osterberg and Gill, 1973; Pells and Turner, 1979; Poulos, 1968; Poulos and Davis, 1968;

פתרונות (Poulos and Davis, 1974; Randolph and Wroth, 1978a; Rowe and Armitage, 1987a). פתרון המבוסס על שיטת הקפיצים, פתרונות המבוססים על אינטגרציה ספרתית של משוואת Mindlin, 1936 ופתרונות המבוססים על שיטת אלמנטים סופיים.

שיטת הקפיצים, אשר נקראת לעיתים קרובות בספרות גם כ"שיטת מעבר עומס" (Load transfer method), הינה אחת השיטות הראשונות, שהשתמשו בה לצורכי הדמיית אינטראקציה בין מבנה לשתי (Terzaghi, 1943). מערכת קפיצים עם קשיחות מוגדרת היא זו שמייצגת בשיטה זו את המגע בין מבנה לקרקע או לסלע. תגובת הקפיץ להעמסה, קרי שינוי אורכו בהשפעת כוח חיכוך, יכולה להיות אלסטית (ליניארית) או אלסטו-פלסטית (לא ליניארית). מידול של כלונס חיכוך מועמס צירית באמצעות שיטת הקפיצים, כמו גם תגובות קפיצים שונות, המכונות בד"כ עקומות f-w או t-z, מוצגות באופן סכמאטי בתרשים 12.



הערכת תגובת הכלונס להעמסה צירית בשיטה זו ניתן לבצע במספר דרכים. כך, Poulos and Davis, 1980, בספרם מציגים פתרון איטרטיבי לבעיה זו, בו כלונס מתחלק למספר סגמנטים. עבור כל סגמנט, החל מתחתון ותוך התקדמות כלפי מעלה, נפתרות בצורה איטרטיבית משוואות שיווי משקל תוך הנחת פיזור ליניארי של כוחות לאורך הסגמנט. דיוק של פתרון כזה הוא כמובן תלוי במספר סגמנטים אליהם מחולק הכלונס. יחד עם זאת, פתרון זה מאוד ישים במקרים בהם תגובת הקפיץ אינה ליניארית או כלונס חודר דרך מספר שכבות בעלות תכונות פיזיקאליות שונות. עבור מקרים פרטיים של תגובת הקפיץ, ישנם פתרונות אנאליטיים סגורים. כך למשל, Amir, 1986 מציג בספרו, פתרון כזה עבור קפיצים ליניאריים, לפיו תזזות ראש כלונס δ בעל קוטר D ואורך L_s תחת עומס P שווה ל:

$$\delta = \frac{P}{\lambda E_p A_b \tanh(\lambda L_s)} \quad \text{where} \quad \lambda = \frac{1}{D} \sqrt{\frac{E_m}{E_p}} \quad (58)$$

כאשר, E_p ו A_b – הינם מודול אלסטיות ושטח חתך של כלונס בהתאמה. יש לציין עוד כי בפתרון זה קשיחות הקפיצים בממשק כלונס-סלע מונחת כי שווה ל:

$$k_s = \frac{E_m}{4D} \quad (59)$$

Misra and Chen, 2004 הציגו בעבודתם פתרון כללי יותר עבור התנהגות אלסטו פלסטית אידיאלית של הקפיצים (תרשים 12). פרמטר ξ_0 בפתרון שלהם מגדיר אורך יחסי של כלונס מתחתיתו, אשר פועל בתחום האלסטי של התנהגות הקפיצים, והוא מחולץ, בהנחה ומדובר על כלונס חיכוך, מתוך המשוואה הבאה:

$$(\xi_0 - 1) - \frac{\tanh(\omega \xi_0)}{\omega} + \frac{P}{P_{ult.}} = 0 \quad \text{where} \quad \omega = \sqrt{\frac{k_s \cdot L_s^2}{k_{n \text{ pile}}}} \quad (60)$$

כאשר, $k_{n \text{ pile}}$ הינה קשיחות נורמאלית של כלונס בהעמסה צירית.

תזוזת ראש כלונס בתחום עבודה אלסטי של הקפיצים, קרי $\xi_0=1$, שווה ל:

$$\delta = \frac{PL_s}{k_{n \text{ pile}} \cdot \omega \cdot \tanh(\omega)} \quad (61)$$

תזוזת ראש כלונס בתחום עבודה אלסטו-פלסטי של הקפיצים, קרי $0 \leq \xi_0 \leq 1$, שווה ל:

$$\delta = \frac{q_0 L_s^2}{2k_{n \text{ pile}}} (1 - \xi_0^2) - \frac{L_s (q_0 L_s - P)}{k_{n \text{ pile}}} (1 - \xi_0) + \frac{f_{su}}{k_s} \quad (62)$$

תזוזת ראש כלונס בתחום עבודה פלסטי של הקפיצים, קרי $\xi_0=0$, שווה ל:

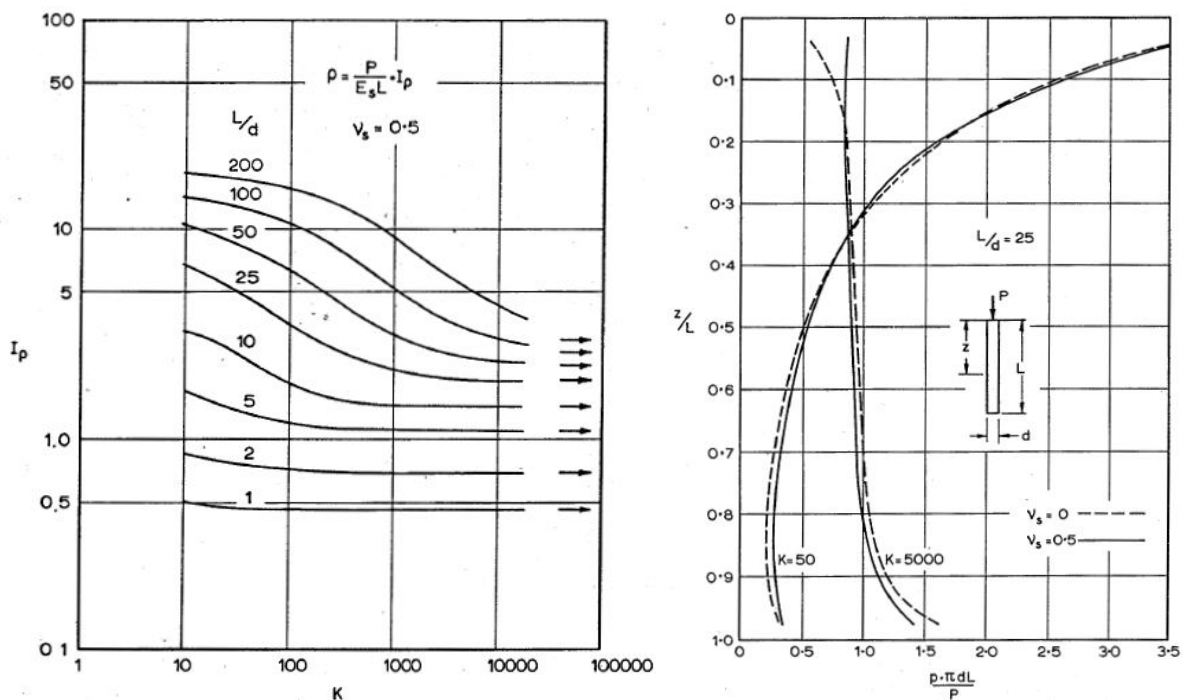
$$\delta = \frac{P_{ult.} L_s}{k_{n \text{ pile}}} \left(0.5 + \left(\frac{P}{P_{ult.}} - 1 \right) \right) \quad (63)$$

כאשר תסבולת הכלונס בחיכוך $P_{ult.}$ מחושבת במקרה זה כ:

$$P_{ult.} = f_{su} \cdot \pi D L_s \quad (64)$$

עקומות f-w או t-z מחולצות בד"כ מתוך ניסיונות העמסה, בהם נמדדת התפלגות הכוח לאורך הכלונס, או מתוך בדיקות מעבדתיות. לפי Poulos and Davis, 1980, עקומות ניסיונות הוצגו לראשונה ע"י Seed and Reese, 1957 והוצעו לשילוב בתוך מודל של כלונס בהעמסה צירית ע"י Coyle and Reese, 1966. שיטת הקפיצים הינה שיטה מאוד מקובלת להערכת תגובה כוללת של כלונס להעמסה צירית, אך יחד עם זאת יש לה מספר חסרונות וביניהם חוסר טיפול נאות ברציפות של מסת קרקע או סלע וצורך בביצוע ניסיונות העמסה לחילוץ עקומי f-w. לפי Poulos and Davis, 1980, הערכת תגובת כלונסאות על בסיס עקומות f-w, שהתקבלו באתרים אחרים, אינה תמיד מוצלחת. יש לציין כי לשיטת הקפיצים ישנו יישום חשוב נוסף, מעבר להערכת תגובת הכלונס בהעמסה צירית, והוא הערכת מאמצי חיכוך בכשל (באקסטרפולציה) עבור אותם ניסיונות העמסה שלא הגיעו לכשל במהלך הניסוי.

פתרונות המבוססים על תורת האלסטיות הינם משפחת פתרונות שנייה להערכת תגובת הכלונס להעמסה צרית. פתרונות אלו הוצעו ע"י מספר חוקרים (D'Appolonia and Romualdi, 1963; Mattes and Poulos, 1969; Poulos, 1968; Randolph and Wroth, 1978b; Thurman and D'Appolonia, 1965) המקרים הכלונס מחולק לסגמנטים בודדים, כאשר כל אחד מהם מועמס באופן אחיד. התייחסות למסת קרקע או סלע בפתרונות אלו היא כאל גוש חצי אינסופי, אלסטי, איזוטרופי והומוגני, בעל קבועי חומר E_m ו- ν_m , אשר אינן מושפעים מנוכחות הכלונס. הפתרון מתקבל מעקרון קומפטיביליות של תזוזות, בד"כ אנכיות ולעיתים גם רדיאליות, בין סגמנטי הכלונס ולבין קרקע או סלע שמסביב. תזוזת הכלונס מחולצת מתוך שיקולי דחיסות תחת עומס צירי (חוק הוק) ותזוזת קרקע או סלע מחולצת, במרבית המקרים, מתוך אינטגרציה ספרתית של משוואת Mindlin, 1936 לחישוב דפורמציות בתוך אלסטי חצי אינסופי כתוצאה מעומס נקודתי הפועל בתוכו. ההבדל העיקרי בין הפתרונות של החוקרים השונים הוא בהנחת צורת פיזור של מאמץ חיכוך לאורך סגמנט בודד של כלונס. יחד עם זאת, לפי Poulos and Davis, 1980, עבור כלונסאות תמירים לא צפוי להתקבל כל שוני מהותי בתוצאות. תוצאות של ניתוחים ספרתיים אלו עבור מקרה כללי כוללות בד"כ שקיעת ראש כלונס, חלוקת עומס בין מעטפת לקצה הכלונס ופיזור מאמץ חיכוך לאורך הכלונס ומוצגות כסדרת גרפים חסרי ממדים. נתוני הקלט הנדרשים הם: גיאומטריית הכלונס (יחס אורך לקוטר), מודול אלסטיות של מסת הסלע, ויחס בין מודול אלסטיות של מסת הסלע (E_m) למודול אלסטיות של חומר הכלונס (E_p) המוגדר כמקדם K . תרשים 13, מעבודתם של Mattes and Poulos, 1969, מציג דוגמאות אופייניות של גרפים כאלו והוא מתייחס לכלונס חיכוך בלבד.



תרשים 13. צד ימין - פיזור מאמץ גזירה מנורמל במאמץ גזירה ממוצע לאורך הכלונס עבור גיאומטריית כלונס נתונה, צד שמאל -

הערכת מקדם השפעה I_p כתלות ביחס המודולוסים K ובגיאומטריית הכלונס (Mattes and Poulos, 1969)

החלק הימני של התרשים מציג התפלגות של מאמץ גזירה, מנורמל במאמץ גזירה ממוצע, לאורך הכלונס, בעל יחס אורך לקוטר של 25. באמצעות חלקו השמאלי של תרשים זה ניתן להעריך את מקדם ההשפעה I_p , אשר נדרש לחישוב שקיעת ראש כלונס לפי משוואה (25).

לא מעט מהפתרונות הכלליים הנ"ל פותחו תוך שלילה של כל החלקה אפשרית בין כלונס לסלע, למרות שהכללה של אפשרות זו בתוך הניתוח הספרתי הייתה יכולה לספק בסיס יותר מתאים להערכת תגובת הכלונס להעמסה

צירית (Poulos and Davis, 1980). Mattes and Poulos, 1969 פיתחו סדרת פתרונות גם עבור החלקה אפשרית של סגמנטי הכלונס, במידה ומאמץ החיכוך בינם לבין קרקע או סלע היה מגיע לערכו המשווער בכשל. עקרון קומפטיביליות של תזוזות באותם הסגמנטים, שעברו החלקה, היה מאבד את תוקפו ובהמשך האנליזה היו מניחים כי מאמץ החיכוך (בכשל) בין אותם הסגמנטים לקרקע או לסלע נשמר קבוע. כיוון שעקומות עומס-שקיעה של כלונסאות כאלו הופכות להיות לא ליניאריות גם מקדם השפעה I_p בעבודתם של Mattes and Poulos, 1969 הפך להיות מנקודה (תרשים 13 – צד שמאל), אשר מייצגת גיאומטריית כלונס מסוימת, לעקומה תלוית היחס בין העומס המופעל לעומס משוער בכשל.

פתרונות המבוססים על אנאליזת אלמנט סופי הינם משפחת פתרונות נוספת להערכת תגובת הכלונס להעמסה צירית. ניסיונות ראשוניים לשלב שיטת אלמנט סופי, בעיקר בתחום של כלונסאות בקרקע, נעשו עוד בשנות ה-70 המוקדמות (Balaam et al., 1975; Desai, 1974; Ellison et al., 1971; Lee, 1973; Osterberg and Gill, 1973 ואחרים). האפשרות לטפל במדיום רב שכבתי, היכולת להכניס אלמנטים מיוחדים (אלמנטי סדק), אשר ידמו את התנהגות הממשק, ואפשרות לטפל בחומרים בעלי התנהגות מכאנית לא ליניארית היוו יתרונות ברורים של משפחת פתרונות זו.

עבודתם של Pells and Turner, 1979 נחשבת אולי כאחת העבודות הקלאסיות והמצוטטות בתחום זה. בהסתמך על אינטגרציה ספרתית של משוואת Mindlin, 1936 ואנליזת אלמנט סופי, החוקרים פיתחו סדרת גרפים חסרי ממדים, בדומה לתרשים 13, להערכת התנהגות כלונסאות חיכוך, קצה, וחיכוך-קצה. ניתוח שלהם כלל יחס E_m/E_p בין 0.5 ל-10, אשר לא כוסה בעבודתם של Mattes and Poulos, 1969, אך מצד הניתוח התרכז בכלונסאות קצרים יחסית בעלי יחס D/L_s קטן מ-9 (Amir, 1986). בהיעדר קריטריון כשל אנליטי ברור, Pells and Turner, 1979 הציעו להשתמש בכללים האמפיריים הבאים של מאמץ חיכוך בכשל ($0.05\sigma_{ci}$), מאמץ מגע בכשל ($0.5\sigma_{ci}$) בתחתית הכלונס וערך תזוזת ראש כלונס של 1% מקוטרו, התואם בממוצע את ערכי המאמצים הללו, על מנת להפוך את הפתרון המוצע לשיטת תכנון של כלונסאות באבני חול של סידני.

Donald et al., 1980 השתמשו בשיטת אלמנט סופי על מנת לפתח פתרונות אלסטיים עבור כלונסאות במדיום דו שכבתי, כאשר קצה הכלונס מונח על שכבה שנייה. הפתרון עבור מקרה כללי הוצג בעבודה זו גם כסדרת גרפים חסרי ממדים. כמו כן, נעשה ניסיון לחקור התנהגות כלונסאות בסלעים אלסטו פלסטיים בעלי $\phi=0$ וגם בעלי $c-\phi$ שונים. עקב מספר רב של משתנים לא ניתן היה להציג פתרון עבור המקרה הכללי. כמו כן, Donald et al., 1980 הניחו במקרה האלסטו פלסטי כי הכשל יתרחש בתוך הסלע ולא על גבי הממשק, שבפתרונם נשאר רציף.

עבודתם התיאורטית של Rowe and Pells, 1980 התבססה על הרצות תוכנת אלמנט סופי בשם ROSOC וכללה בין השאר התייחסות לסלע ולחומר הכלונס כחומרים אלסטו פלסטיים. חוזק הגזירה של ממשק כלונס – סלע הוצג בעבודה זו באמצעות קריטריון הכשל Mohr-Coulomb. התנהגות הכלונס והסלע תחת עומסים קטנים הונחה כאלסטית ללא החלקות על גבי הממשק. כאשר מאמץ גזירה בממשק היה מגיע לערכו המרבי לפי קריטריון הכשל Mohr-Coulomb, c ו- ϕ של הממשק היו יורדים בהדרגה מערכם המרבי לערכם השיורי כתלות במידת ההחלקה. חספוס של דפנות הקידוח הוכנס למודל במונחים של זווית תפיחה ψ ומידת תפיחה מכסימלית, כמו כן, נלקח בחשבון ריכוך מעוות (Strain Softening) של הממשק תוך כדי הגזירה. כפי שמציין Turner, 2006, מידול התנהגות של ממשק בצורה כה מפורטת אפשר ייצוג מכאני מציאותי יותר של התנהגות כלונסאות תחת העמסה צירית. גם במקרה הזה, כמו בעבודתם של Donald et al., 1980, עקב מספר משתנים רב לא היה ניתן

להציג פתרון עבור המקרה הכללי. מעניין לציין כי Rowe and Armitage, 1984 פיתחו מודל ספרתי לחיזוי התנהגות כלונסאות אשר התבסס על עבודתם של Rowe and Pells, 1980. יחד עם זאת, החוקרים הודו כי שימוש בקורלציות אמפיריות יכול להיות מעשי יותר משימוש במודל החיזוי שלהם, אשר מושפע מאוד מנתוני הקלט, שקשה לקבוע אותם בוודאות גבוהה עבור כל קידוח וקידוח.

Carter and Kulhawy, 1988 פיתחו סדרת פתרונות אנאליטיים מקורבים לצורך חיזוי התנהגות מכאנית של כלונסאות חיכוך וכלונסאות חיכוך קצה יצוקים בסלע. הפתרונות מבוססים על מידול ספרתי של תהליך גזירה בסדקי בטון-סלע אידיאליים, בעלי גבשושיות בצורת משולש. עד להתרחשות הכשל של ממשק כלונס-סלע בגזירה, Carter and Kulhawy, 1988 מניחים כי התנהגות הכלונס תחת העמסה צירית הינה אלסטית. כשל הממשק במודל זה מונח כמתרחש בו זמנית לכל אורך הכלונס, למרות שבמציאות תהליך זה מתקדם באופן הדרגתי מראש הכלונס ועד לתחתיתו. לדעת O'Neill and Reese, 1999 סתירה זו אינה גוררת טעויות גדולות בהערכת התנהגות הכלונסאות, במיוחד כאשר מדובר על כלונסאות קצרים. מאמץ חיכוך על גבי הממשק, לאחר התרחשות החלקה, אשר מוגדר גם לפי Carter and Kulhawy, 1988 כחוזק שיורי של סלע בממשק, יורד ל:

$$f_{s\ res.} = c + \sigma_h \tan \phi \tan \psi \quad (65)$$

כאשר, c – קוהזיה שיורית של סלע בממשק סלע-בטון, σ_h – מאמץ נורמאלי, לאטרלי במקרה זה, הפועל ע"ג הממשק, ϕ – זווית חיכוך בסיסית בין סלע לבטון ו- ψ – זווית תפיחה של ממשק.

מאמץ חיכוך ממוצע בכשל מוערך במודל זה לפי שיטות אמפיריות, אשר אמורות לכלול בתוכן כביכול את חוזק הסלע ואפקט תפיחה ע"ג הממשק טרם התרחשות הכשל (Haberfield and Collingwood, 2006). Pells, 1999. דיווח על מציאת התאמה נאותה בתוצאות בין המודל של Carter and Kulhawy, 1988 למודל של Rowe and Armitage, 1984, שהוזכר קודם.

McVay et al., 1992 ביצע סדרת הדמיות ספרתיות בשיטת אלמנט סופי על מנת לבחון מאמץ חיכוך מרבי על ממשק כלונס סלע. מחקרם התרכז באבני גיר מאזור פלורידה. החוקרים השתמשו במודל אלסטו פלסטי בי ליניארי פשוט על מנת לאפיין את התנהגות הסלע, תוך הנחה כי הכשל מתרחש בתוך סלע לאורך הממשק ולא ע"ג הממשק עצמו. קריטריון כשל שנבחר לסלע היה קריטריון Mohr-Coulomb ומגוון ערכי זווית חיכוך (30^0 - 50^0), קוהזיה (0.48-1.44MPa) ויחסי אורך/קוטר (5-15) נבחנו בהדמיות אלו. על סמך התוצאות, McVay et al., 1992 קבעו כי f_{su} שווה בקירוב לקוהזיה של סלע ושניתן להעריך אותו מספרית כ:

$$f_{su} = \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_{ci}} \sqrt{\sigma_t} \quad (66)$$

כאשר, σ_t – חוזק מתיחה של סלע.

McVay et al., 1992 דיווחו על אמינות השיטה בהערכת מאמץ חיכוך ממוצע בכשל שנמדד בפועל בשבעה ניסיונות העמסה שונים, מרביתם בשליפה.

החל משנות השמונים המוקדמות מרבית השיטות החישוביות המבוססות על אנליזת אלמנט סופי, ניסו לשפר את יכולת החיזוי הכוללת של התנהגות כלונס בסלע בהעמסה צירית ע"י דימוי ממשק כלונס – סלע כסדק במודל הספרתי. מחקרים אלו (Carter and Ooi, 1988; Leong and Randolph, 1991; Pease and Kulhawy, 1984)

ואחרים) התרכזו בייסוד חוקים קונסטיטויטיביים מתאימים על בסיס תוצאות של ניסיונות מעבדה. לטענת Haberfield and Collingwood, 2006 מרבית המחקרים הללו, אשר מבוססים על אלמנטי סדק באנליזות אלמנט סופי למיניהן, אינם ממדלים בצורה מפורשת את הקינמאטיקה של תהליכים שמתרחשים ע"ג ממשק כלונס – סלע בפועל ובמקום זה בוחרים לטפל בממשק כ"קופסא שחורה", תוך הסתמכות על פרמטרים שמחולצים אמפירית כגון חוזק, תפיחה, קשיחות נורמאלית וקשיחות גזירה של הממשק. פרמטרים אלו מתקבלים בד"כ מניסויי גזירה ישירה ומשתמשים בהם בצורה אינקרמנטלית על מנת לקשור את תזוזת הגזירה והתזוזה הנורמאלית על גבי הממשק עם מאמץ הגזירה והמאמץ הנורמאלי הפועלים על גביו. על מנת לתפוס את מאפייני הממשק הנחוצים למידול ספרתי יש צורך בהגדרת מקדמים אמפיריים נוספים. כך לדוגמה, Carter and Ooi, 1988 הציעו מודל ספרתי עבור הדמיית העמסה מונוטונית של כלונס באבני חול, בו נדרשים 13 פרמטרי קלט שונים, כאשר שבעה מתוכם מחולצים אמפירית מבדיקות גזירה ישירה תחת מאמצים נורמאליים שונים ומבדיקות לחיצה חד צירית. מקדמים אלו אינם קבועים ויש צורך לחזור ולהגדירם מחדש עבור תנאי מסלע וחספוס שונים.

התפתחות של שיטות חישוביות בכללותן ובפרט שיטות המבוססות על אנליזות אלמנט סופי, תוך שאיפה למידול מכאני מלא של תהליכים המתרחשים באינטראקציה שבין כלונס לסלע ושילוב מרבי של פרמטרי חוזק ואלסטיות הן של סלע, הן של בטון והן של ממשק בטון – סלע, שיפרה ללא ספק את כושר החיזוי לא רק של דפורמציות אלא גם של תסבולת כלונסאות בהעמסה צירית. יחד עם זאת, יש לזכור כי מידול כזה עלול להיות פחות מוצלח בסלעים סדוקים, בהם הבעיה הופכת להיות שייכת יותר לתחום של מכאניקת אי רצף עם צורך לפתור אותה בכלים המתאימים, קרי בשיטות ספרתיות ממשפחת Discrete Element Method (DEM).

3.7 שיטות מיקרו מכאניות

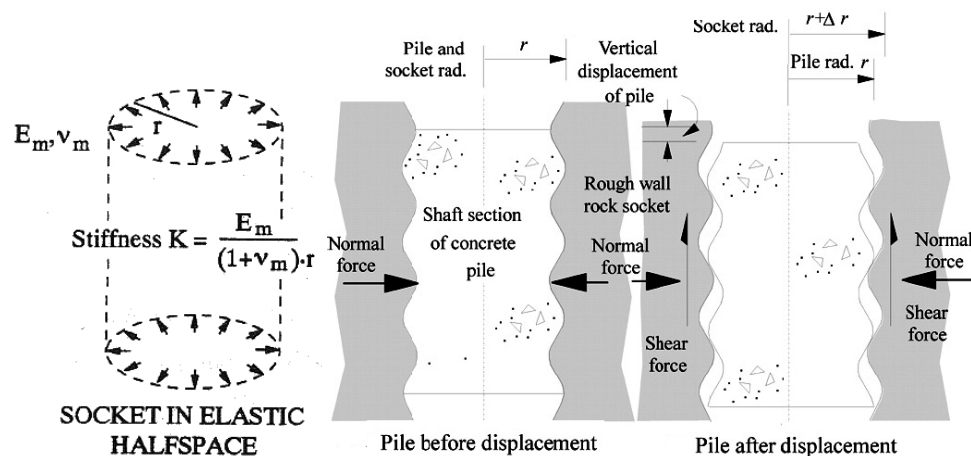
שני ניסיונות נעשו עד כה להקטין את התלות במקדמים המאפיינים שהוזכרו לעיל ולמדל ישירות את ההתנהגות המיקרו מכאנית של הממשק (Haberfield and Collingwood, 2006).

Hassan, 1994 הציג שיטה להערכת עקומה עומס – שקיעה עבור כלונסאות יצוקים בחרסיות קשות וסלעים רכים (argillaceous intermediate geomaterials), שחוזק לחיצה חד צירי שלהם נע בין 0.5MPa ל- 5MPa. גישה שלהם כוללת התייחסות מפורשת לחוזק ומודול האלסטיות של הסלע, חספוס גלי סינוסואידלי של דפנות הקידוח, אפשרות להישארות שכבת סלע מופר על דפנות קידוח (remoulded rock), לחץ בטון בזמן היציקה וזווית החיכוך של ממשק כלונס – סלע. לפי Collingwood, 2000, שיטה זו נמצאה כאמינה בהערכת תגובת עומס – שקיעה של מספר ניסיונות העמסה בקנה מידה מלא בשדה, שבוצעו בסלעים ובקרקעות המתאימים. פיתוח השיטה התבסס על אנליזות אקסיסימטריות אלסטו פלסטיות באמצעות תוכנת ABAQUS. התנהגות אלסטו פלסטית של מסת סלע בשיטה זו אופיינה באמצעות קריטריון הכשל Drucker-Prager (Drucker and Prager, 1952) והתנהגות הממשק, שמודלה ע"י אלמנטי החלקה קוויים (slide line element), אופיינה ע"י קריטריון הכשל Mohr-Coulomb, תוך הזנחת רכיב הקוהזיה. למרות שהשיטה לוקחת בחשבון בצורה מפורשת את הגורמים העיקריים המשפיעים על תסבולת כלונסאות בסלע תחת העמסה צירית, פיתוחה והתאמתה לתנאים גיאוטכניים והרגלי עבודה מאוד מקומיים וספציפיים מהווים בהחלט מגבלתה העיקרית בהשלכתה על כלל מקרי התכנון. כך, מרבית האנליזות בוצעו על כלונסאות בעלי מידות ספציפיות ($D=0.61m$, $L_s=6.10m$), אשר לטענת Hassan et al., 1997 הינה גיאומטרית כלונס שמשמשים בה לעיתים קרובות באזור טקסס. כמו כן, כל האנליזות התחלקו לשני סוגים בהתאם לחספוס: בורות קידוח חלקים ובורות קידוח עם גיאומטריית חספוס

קבועה בצורת גלים סינוסואידליים בעלי אורך 30.5 ס"מ ואמפליטודה של 12.7 מ"מ. בחירת גיאומטריית חספוס זו נעשתה, לדוגמה, על סמך תצפיות שדה שבוצעו באבני חרסית שבאזור טקסס והיא לטענת המחברים פועל יוצא של שימוש במקדח אוגר (Auger) לקדיחת בורות בסלעים מסיביים או בעלי שיכוב אופקי. Hassan et al., 1997 הציעו, על בסיס עבודתו של Hassan, 1994, פרוצדורת חישוב מקורב להערכת תסבולת כלונסאות ועקומת עומס – שקיעה. פרוצדורה זו מורכבת מ-15 שלבים, קצת מסורבלת ומוגבלת לתווך יחסית צר של תכונות מכאניות של מסת הסלע עבורן היא פותחה, ולכן קשה ליישום עבור המקרה הכללי.

תוכנית מחקר רחבה, אשר יצאה לדרכה עוד בשנות השבעים המאוחרות באוניברסיטת מונש שבאוסטרליה, הובילה להתפתחות גישה תיאורטית חלופית להערכת התנהגות כלונסאות בסלע, אשר נקראת בשם המודל המיקרו מכאני של מונש (Monash micro-mechanical model). מודל מיקרו מכני זה הינו תוצר של מספר מחקרים וביניהם: Seidel, 1993; Mak, 1992; Lam, 1983; Johnston and Lam, 1989; Haberfield, 1987; Seidel and Haberfield, 1995a; Seidel and Haberfield, 2002a; Seidel and Haberfield, 2002b; Seidel et al., 1996; Williams, 1980. במקום לאמץ שימוש בגישות אמפיריות להערכת תסבולת כלונסאות, קבוצת מחקר מאוניברסיטת מונש העדיפה להתרכז בלימוד מדויק של מיקרו מכאניקה של התנהגות הממשק דרך תוכנית ניסויים מעבדתית מורחבת, ומידול ההתנהגות שנצפתה באמצעות עקרונות בסיסיים של מכאניקת הסלע. תוכנית מעבדתית זו כללה סדרת בדיקות גזירה ישירה של ממשקי בטון – סלע יחסית ארוכים תחת תנאים של קשיחות נורמאלית קבועה (constant normal stiffness). תוצר סופי של מחקר זה בא בצורת מודל תיאורטי, אשר פותח ע"י Seidel, 1993, המסוגל לחזות התנהגות מכאנית מלאה של ממשק בטון – סלע בהתבסס על פרמטרי חוזק ואלסטיות בסיסיים של סלע ובטון, הגדרת גיאומטריית החספוס ותנאי שפה רלוונטיים (מאמץ נורמאלי התחלתי ע"ג הממשק וקשיחותו הנורמאלית). מודל תיאורטי זה יושם בהצלחה ע"י Seidel, 1993 בתוכנת מחשב בשם Rocket, אשר מסוגלת לתת חיזוי מלא לתגובת כלונס יצוק בסלע תחת העמסה צרית. עקרונות המודל הבסיסיים ייסקרו בקצרה בהמשך תת הפרק ופירוטו המלא ניתן למצוא אצל Seidel, 1993, Seidel and Haberfield, 1994, Seidel and Haberfield, 2002b.

אחת ממילות המפתח של מודל זה היא גזירה תחת תנאים של קשיחות נורמאלית קבועה (Constant Normal Stiffness). החלקת הכלונס בשלבי העמסה ראשונים על גבי גבשושיות החספוס יכולה להתאפשר רק כתוצאה מהרחבה רדיאלית של בור הקידוח (תרשים 14).



תרשים 14. אידיאליזציה של תהליך הרחבה רדיאלית של בור קידוח והדמיית הבעיה כהתרחבות רדיאלית של צילינדר בעל עובי אינסופי (Johnston et al., 1987 ו-Seidel, 1993).

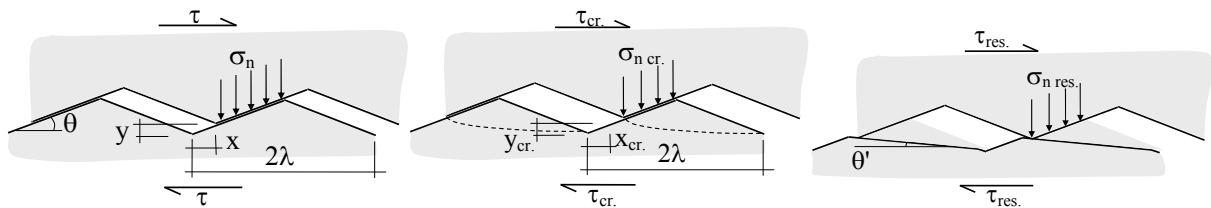
הרחבה זו הינה תוצר של הפעלת תוספת מאמץ נורמאלי ע"ג הממשק והיא תחייב תגובה לאטרלית מתאימה של מסת הסלע. על מנת להעריך תגובה זו, ניתן לדמיין את התרחבות בור קידוח כהתרחבות רדיאלית של צילינדר בעל עובי אינסופי מתורת האלסטיות (תרשים 14). התרחבות רדיאלית זו (Δr_s) בצילינדר בעל רדיוס פנימי r_s תחת לחץ σ_n שווה לפי Timoshenko and Goodier, 1970 ל:

$$\Delta r_s = r_s \sigma_n / 2G_m = r_s \sigma_n (1 + \nu_m) / E_m \quad (67)$$

מכאן ניתן לראות כי תגובת מסת סלע (σ_n) תשתנה בהתאם למידת התפיחה של ממשק (Δr_s), אך מה שיישאר קבוע הוא למעשה היחס בין σ_n ל- Δr_s , אשר תלוי רק בקבועי סלע אלסטיים ורדיוס הכלונס ומוגדר כקשיחות נורמאלית של הממשק k_n :

$$k_n = \sigma_n / \Delta r_s = E_m / [r_s (1 + \nu_m)] \quad (68)$$

לכן בדיקות גזירה של ממשקי בטון – סלע, ומידולם התיאורטי, יש לבצע בתנאי קשיחות נורמאלית קבועה. חיזוי תגובת הממשק, שבנוי מגבשושיות בצורת משולש, בגזירה מחולק במודל תיאורטי של Seidel, 1993 לשלושה שלבים עיקריים והם: החלקה ע"ג הגבשושיות, גזירת הגבשושיות והתנהגות הממשק לאחר הכשל הראשוני (תרשים 15).



תרשים 15. שלבים בגזירת הממשק (משמאל לימין): החלקה ע"ג הגבשושיות, גזירת הגבשושיות, החלקה לאחר הכשל.

לפי Seidel, 1993, החלקה הראשונית ע"ג הגבשושיות כפופה למודלים של Patton, 1966 ו- Ladanyi and Archambault, 1970 לחיזוי התנהגות ממשקים מחוספסים לא קוהזיביים בגזירה. הדבר אומת גם בלא מעט בדיקות גזירה מעבדתיות (Seidel and Haberfield, 2002a, Pearce, 2001, Fleuter, 1997). במקרה זה מאמץ גזירה τ בזמן ההחלקה יהיה שווה ל:

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi_b + \theta) \quad (69)$$

כאשר ϕ_b – זווית חיכוך בסיסית של הממשק ו- θ – זווית שיפוע של גבשושית.

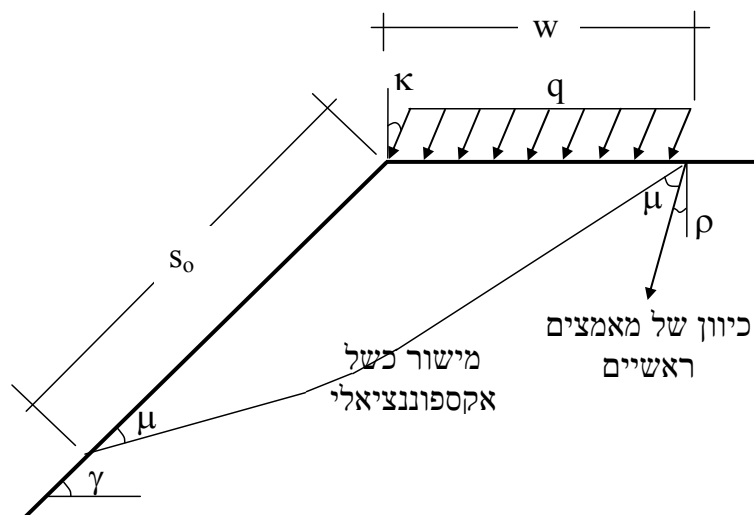
עם התקדמות ההחלקה מאמץ נורמאלי ע"ג הממשק הולך ועולה, ביחס לערכו ההתחלתי (σ_{no}), הן כתוצאה מהצטמצמות של שטחי מגע בממשק והן כתוצאה מתנאי גבול של קשיחות נורמאלית קבועה, אשר מתנגדים לתפיחת הממשק:

$$\sigma_n = \left(\frac{2\lambda}{\lambda - x} \right) (\sigma_{no} + k_n \cdot y) \quad (70)$$

מאמץ נורמאלי ממשיך לעלות, תוך התקדמות תהליך הגזירה, עד אשר הוא מגיע לערכו הקריטי (σ_{cr}), בו מתרחשת גזירת הגבשושיות. מישורי כשל סיבוביים בגבשושיות החספוס, שנצפו ע"י Seidel, 1993 בבדיקות גזירה, וגם גיאומטריה כללית של הבעיה, הובילו אותו לחפש את המודל המתאים לגזירת הגבשושיות בתחום של יציבות מדרונות. פתרון כזה נמצא בסופו של דבר, והוא פתרון אנאליטי סגור, חסר ממדים של Sokolovsky, 1960 להערכת כשל מדרון נטוי בזווית γ , עשוי מחומר קוהזיבי בעל ϕ -c וחסר משקל, תחת עומס פרוס q , אשר נטוי אף הוא בזווית α (תרשים 16). לפי Sokolovsky, 1960 פתרון של מערכת משוואות לא ליניארית הבאה תיתן את הפתרון הכללי לבעיה זו:

$$\begin{aligned} \cos \kappa &= \sigma(1 + \sin \phi \cos 2\rho) - c \cot \phi \\ -\sin \kappa &= \sigma \sin \phi \cos 2\rho \\ q &= [\exp((\pi - 2\gamma + 2\rho) \tan \phi) \cdot (1 + \sin \phi \cos 2\rho) / (1 - \sin \phi) - 1] \cdot c \cot \phi / \cos \kappa \end{aligned} \quad (71)$$

כאשר הנעלמים הם q , ρ ו- σ , אשר שווה למחצית הסכום של המאמצים הראשיים.



תרשים 16. כשל מדרון נטוי בחומר קוהזיבי חסר משקל לפי Sokolovsky, 1960.

ניתן להניח כי עבור מבנה גבשושיות סדור ואחיד זווית α שווה ל- ϕ_b , זווית מדרון γ שווה ל- 2θ , c ו- ϕ במשוואה (71) הינם פרמטרי חוזק של סלע רציף. בעזרת פתרון אנאליטי של Sokolovsky, 1960 ניתן להעריך גם את יחס המידות הקריטי w/s_0 בו יתרחש הכשל:

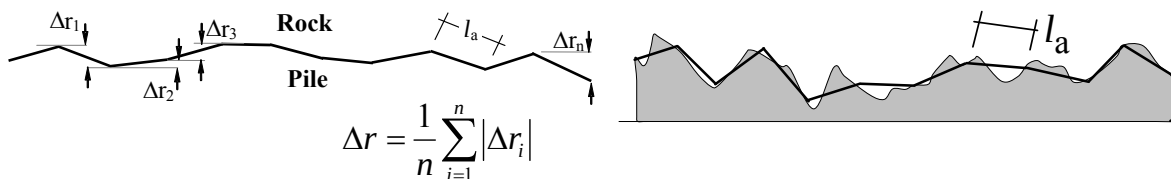
$$\frac{s_0}{w} = \frac{2 \cos \mu \tan(\pi/2 - \mu - |\rho|) \sqrt{1 + \tan^2(\pi/2 - \mu + |\rho|)} \cdot \exp\{\tan \phi(\pi/2 - \mu - |\rho|)\}}{\tan(\pi/2 - \mu - |\rho|) - \tan(\pi/2 - \mu + |\rho|)} \quad (72)$$

הגדרת גיאומטריית הכשל של גבשושיות מהווה בעצם נקודת התחלה עבור השלב השלישי והאחרון במודל של Seidel, 1993 והוא הדמיית התנהגות הממשק לאחר הכשל הראשוני. גיאומטריית כשל זו, שנצפתה ע"י Seidel, 1993 בבדיקות גזירה, נמצאה כתואמת בדיוק סביר מאוד לגיאומטריית כשל המוערכת לפי Sokolovsky, 1960. אך למרות היווצרות מישורי כשל לא ליניאריים, המשך הגזירה הוא בד"כ לאורך קו ליניארי, המחבר את קצות מישור הכשל המקורי, כפי שמוצג בתרשים 15. מאמץ גזירה לאורך הממשק בשלב אחרון זה מוערך תוך שימוש חוזר במודל של Patton, 1966, כ:

$$\tau = \frac{\sigma_n [\tan(\phi_b + \theta) (\tan \phi_b + \tan \theta') + \tan(\phi_b + \theta') (\tan \phi_b + \tan \theta)]}{(1 + \tan \phi_b \tan \theta') (\tan(\phi_b + \theta) + \tan(\phi_b + \theta'))} \quad (73)$$

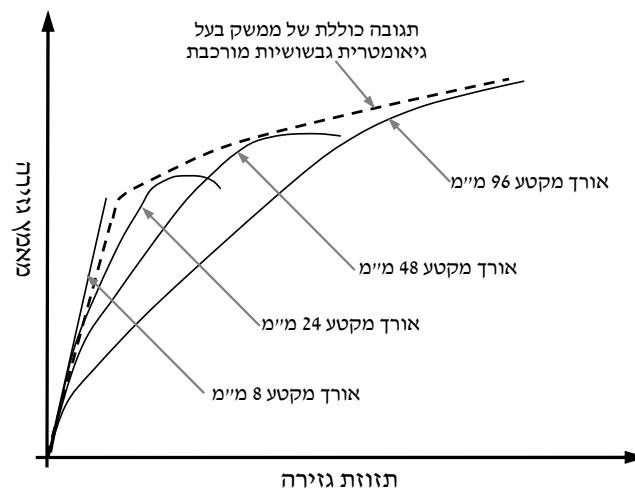
כאשר, θ ו- θ' הינם בהתאמה זוויות של שיפוע הגבשושיות ושל מישור הכשל (תרשים 15).

הגדרת גובה חספוס ממוצע של ממשק אמיתי (Δr) במודל המיקרו מכני של מונש מבוססת על המרת פני שטח מחוספסים של דפנות הקידוח למספר מקטעים ישרים N בעלי אורך קבוע l_a המחברים ביניהם (Seidel and Haberfield, 1995b), כפי שמוצג בתרשים 17. לאחר עיבוד סטטיסטי של פרופיל החספוס, מתארים אותו באמצעות סדרת גבשושיות מייצגות בעלות אורך מקטע וגובה קבועים. במידה ויבחר ערך אחר של אורך המקטע, ישתנה בהתאם לכך גם גובה של הגבשושית המייצגת.



תרשים 17. המרת פני שטח מחוספסים של דפנות הקידוח למספר מקטעים ישרים והערכת גובה חספוס ממוצע.

כפי שמציין Seidel et al., 1996, התנהגות הממשק בכל תזוזת גזירה נשלטת ע"י מאפייני חספוס, המתאימים לאורך מקטע ספציפי, והתנהגותו הכוללת של ממשק ניתן להצגה ע"י סופרפוזיציה של התנהגויות הפרטניות בטווח רלוונטי של אורכי מקטע (תרשים 18).



תרשים 18. התנהגות כוללת בגזירה של ממשק בעל חספוס מורכב (בעקבות Collingwood, 2000).

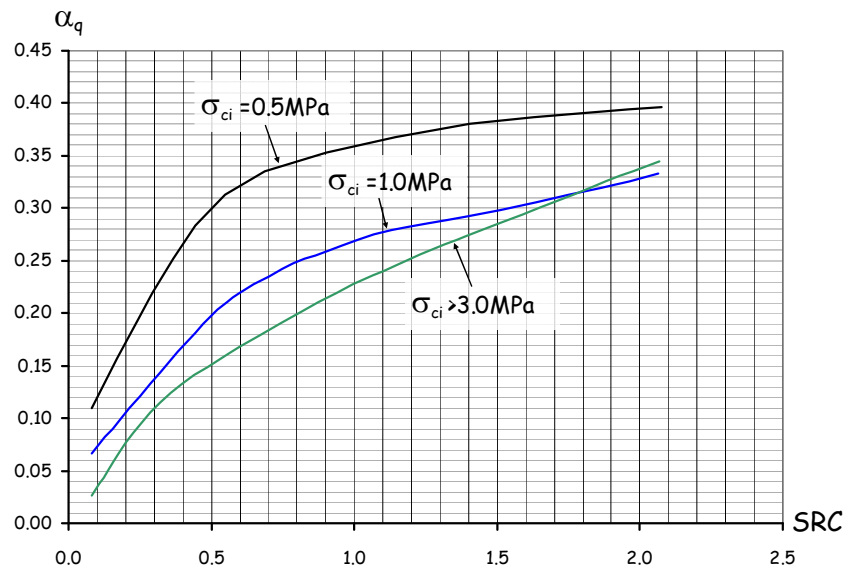
על מנת למדל התנהגות כלונס תחת העמסה צירית בתווך תזוזת ראש כלונס בין 1 מ"מ ל-40 מ"מ יש צורך בהמרת פרופיל חספוס של בורות קידוח בעזרת מקטעים באורך בין 2.5 מ"מ ל-100 מ"מ. עבור מטרות תכנון כלליות Seidel and Haberfield, 1995a ממליצים להשתמש בפרופיל חספוס המומר בעזרת מקטעים באורך קבוע של 50 מ"מ, אשר משקף את תזוזת ראש כלונס סביב ה-20 מ"מ.

Seidel et al., 1996, על בסיס עבודתו התיאורטית, הציע פרוצדורת חישוב מקורבת להערכת תסבולת כלונסאות, אשר מתבססת ברובה על הרצות של תוכנת Rocket. פרוצדורת חישוב זו, אשר עודנה לאחרונה ע"י Seidel and Collingwood, 2001, מבוססת על חישוב מקדם (SRC) shaft resistance coefficient:

$$SRC = \eta_c \cdot \frac{E_m}{\sigma_{ci} \cdot (1 + \nu_m)} \cdot \frac{\Delta r}{D} \quad (74)$$

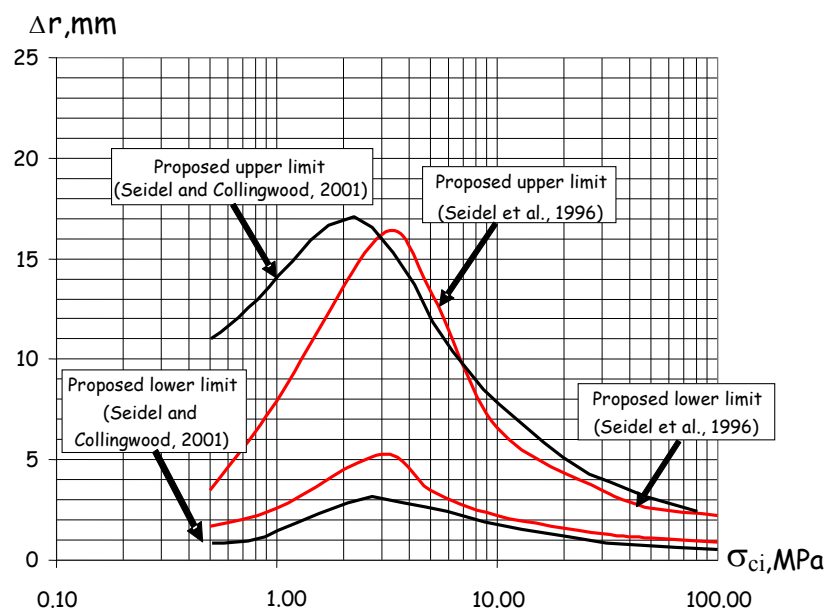
כאשר, η_c הינו מקדם הפחתה עקב שיטות ביצוע ורמת הפיקוח באתר וערכו נע בין 0.3 ל-1.0.

יש לציין כי משוואה (74) כוללת בתוכה את מרבית הגורמים המשפיעים בפועל על תסבולת הכלונס. דרך מקדם SRC ניתן להעריך גראפית את מקדם אדהזיה α_q (תרשים 19) ובהמשך, דרך משוואה (54), גם את מאמץ חיכוך ממוצע בכשל f_{su} .



תרשים 19. הערכת מקדם אדהזיה α_q באמצעות מקדם SRC (בעקבות Seidel and Collingwood, 2001).

ככלי עזר נוסף לשיטת SRC, Seidel et al., 1996 ו-Seidel and Collingwood, 2001 הציעו דרך להעריך גם את גובה החספוס הממוצע של הממשק. בהעדר מדידות ישירות מקידוח, החוקרים מציעים להעריך את Δr באמצעות תרשים מתאם, הקושר אותו אמפירית לחוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף (תרשים 20).



תרשים 20. הערכת גובה חספוס ממוצע בהתאם לחוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף (בעקבות Seidel et al., 1996 ו-Seidel and Collingwood, 2001).

יש לציין כי בפועל חספוס דפנות הקידוח הינו תוצר של מספר גורמים וביניהם קצב הקידוח, אשר יכול להיות קשור במידה מסוימת לחוזק לחיצה של סלע, שיטות קידוח ונוכחות של מישורי אי רציפות. גורם אחרון זה יכול להיות דווקא הגורם העיקרי בהיווצרות דפנות קידוח מחוספסים במיוחד.

לסיכום של תת פרק זה יש לציין כי גישות מיקרו מכאניות של Hassan, 1994 ו-Seidel, 1993 הינן אולי הגישות המקיפות ביותר שהוצעו עד כה להבנה ולמידול של התהליכים הפיזיקאליים העומדים מאחורי אינטראקציה בין כלונס לסלע. שתי הגישות עברו תיקופים לא מעטים, כאשר אולי גישתו של Seidel, 1993 המלווה בתוכנת Rocket, הינה המצוטטת ביותר (Long, 2000, Collingwood, 2000, Seidel et al., 2002, Ho Kong et al., 2006 ואחרים). יחד עם זאת, יש לזכור, כי שתי הגישות מזניחות קוהזיה בממשק כלונס – סלע, אשר לעיתים תרומתה לחוזק הממשק יכולה להיות כלל לא זניחה, ואינן מתחשבות מפורשות במאפיינים מכאניים וסטרוקטורליים של סדקים במסת הסלע, אשר יכולים לגרום לצורות כשל שונות מאלו שעליהם בנויים המודלים. אפשרות לצורות כשל אחרות, במיוחד בסלעים סדוקים, מוזכרת מפורשות בעבודתם של Seidel and Collingwood, 2001 תוך ציון הצורך לטפל בנושא בצורה מחקרית.

3.8 שילוב איכות מסת סלע בתהליך תכנון כלונסאות

חשיבות של איכות מסת הסלע בהערכת תסבולת כלונסאות זוהתה ע"י לא מעט חוקרים עוד בשנות השמונים המוקדמות, אך במרבית המקרים ללא הצעה מעשית לטיפול כמותי בתופעה. הכנסת מקדם הפחתה לאיכות מסת הסלע MMF ע"י Williams et al., 1980 (תת הפרק 3.5) היה אולי בין הניסיונות הראשונים לכמת את התופעה. יחד עם זאת, לפי Williams et al., 1980, מקדם הפחתה זה קשור ישירות ל- E_m וירידה בערכו בהשוואה ל- E_r מיוחסת ככל הנראה ע"י המחברים להשתנות של מכלול תכונות סטרוקטוראליות ופיזיקאליות של מסת הסלע, וביניהן אוריינטציה, ציפוף וחומר מילוי של הסדקים, בלא צורך להתחשב בהן בצורה פרטנית ובהנחה ששאר הפרמטרים, שמשפיעים על תסבולת הכלונס, לדוגמה מידת החספוס של דפנות הקידוח, לא משתנים עם ירידה באיכות מסת הסלע. מידת חספוס זו, כפי שצוין מקודם, יכולה דווקא לעלות בסלעים בעלי סידוק מסיבי. יותר מזה, מודול אלסטיות של מסת הסלע, כידוע אינו קבוע והשתנותו בהתאם לכיוון המדידה יכולה להיות בין השאר ביטוי למאפיינים הסטרוקטוראליים והמכאניים של מערכות סדקים שונות. אך למרות החסרונות הללו, השימוש במודול אלסטיות של מסת הסלע בתור הביטוי הבלעדי לאיכותה במודלים שונים, שחלקם הוזכרו כאן, הינו הנפוץ ביותר.

Lai, 1998 ו-Crapps, 2001, לדוגמה ניסו לשפר את הפתרון של McVay et al., 1992 ולהכניס לתוכו את השפעת איכות מסת הסלע ע"י הכפלת משוואה (66) במקדם החזרת הגלעין (REC) או ב-RQD בהתאמה, המבוטאים בצורה עשרונית. צורת התחשבות זו באיכות מסת הסלע הוצעה עבור אבני גיר של פלורידה, שעבורם גם פותח במקור הפתרון של McVay et al., 1992. על פניה, צורת התחשבות זו מעלה מספר תהיות וספקות וביניהן: מידת הנכונות של ירידת תסבולת הכלונס בחיכוך עד כדי אפס או מידת התקפות של מגנון הכשל שעליו מדברים McVay et al., 1992 (כשל בתוך הסלע ולא ע"ג הממשק) האמורים לתאום את הירידה בערכי REC או RQD. מצד שני, ייתכן וישנה מידת התאמה מסוימת בין צורת התחשבות זו באיכות מסת הסלע לבין ממצאים שהתקבלו מניסיונות העמסה בתצורה מסוימת עליה עבדו החוקרים.

עבודתו של Neoh, 1998 הינה דוגמה נוספת לניסיון להתחשב באיכות מסת הסלע בקנה מידה מקומי. החוקר, על בסיס ניסיונות העמסה שבוצעו באבני גיר של מלזיה, הציע להעריך את מאמץ החיכוך הממוצע בכשל דרך RQD באמצעות הטבלה הבאה.

טבלה 7. הערכת מאמץ חיכוך ממוצע בהרס על בסיס RQD (בעקבות Neoh, 1998).

RQD (%)	f_{su}, kPa
0-25	300
25-70	600
70-100	1000

מעניין יהיה לציין כי Long, 2000, אשר דיבר מפורשות על התלות הבלעדית בין איכות מסת הסלע ל- f_{su} , בניגוד לעבודות שנזכרו לעיל מצא דווקא, על בסיס תוצאות של למעלה מ-20 ניסיונות, תלות הפוכה בין מאמץ החיכוך הממוצע בכשל לבין RQD.

בשנים אחרונות נעשו ניסיונות בודדים לפתח גישות, מרביתן אמפיריות, להערכת תסבולת כלונסאות בסלע, אשר כוללות בצורה מפורשת את מדדי GSI, RMR וקריטריון הכשל Hoek-Brown למסות סלע.

Serrano and Olalla, 2004 פיתחו מודל תיאורטי, כהגדרתם, להערכת מאמץ חיכוך ממוצע בכשל עבור כלונסאות חיכוך היצוקים בסלעים חלשים, תוך הנחה בסיסית שמצב המאמצים בסלע בקרבת הממשק בזמן הכשל כפוף לקריטריון הכשל Hoek-Brown. שלב ראשון במודל של Serrano and Olalla, 2004 הוא הערכת זוויות חיכוך זמינות בכשל, כהגדרת המחברים, בראש הכלונס ϕ_i ובתחתיתו ϕ_f , אשר מחולצים ממאמצים לאטרליים התחלתיים באותם המקומות לאורך הממשק:

$$\sigma_{hi,f} = \frac{m_b \sigma_{ci}}{8} \left(\frac{1}{2} \left[\frac{(1 - \sin \phi_{i,f})}{\sin \phi_{i,f}} \right]^2 (1 + 2 \sin \phi_{i,f}) - \frac{8s}{m_b^2} \right) \quad (75)$$

כאשר, m_b ו- s הינם מקדמים אמפיריים של לקריטריון הכשל Hoek-Brown עבור מסות סלע.

ערך של מאמץ חיכוך ממוצע בכשל מחולץ בהתאם ל:

$$f_{su} = m_b \sigma_{ci} / 8 \cdot (T(\phi_f) - T(\phi_i)) \cdot (S(\phi_f) - S(\phi_i))^{-1} \quad (76)$$

כאשר פונקציות $T(\phi)$ ו- $S(\phi)$ מחשבים לפי:

$$\begin{aligned} S(\phi_{i,f}) &= 0.5 \cdot \left(\frac{(1 - \sin \phi_{i,f})}{\sin \phi_{i,f}} \right)^2 (1 + 2 \sin \phi_{i,f}) \\ T(\phi_{i,f}) &= \frac{\cot^3 \phi_{i,f}}{3} - \left(\frac{\cot^2 \phi_{i,f}}{2} \right) \cos \phi_{i,f} + \left(\frac{1 - \sin \phi_{i,f}}{2} \right) \cos \phi_{i,f} + \frac{1}{2} \ln \left(\tan \frac{\phi_{i,f}}{2} \right) - \frac{\phi_{i,f}}{2} \end{aligned} \quad (77)$$

Serrano and Olalla, 2006 בדקו את אמינותו של מודל תיאורטי זה על בסיס תוצאות של 79 ניסיונות העמסה בשטח. החוקרים הגיעו למסקנה שהמודל נוטה להיות שמרני מידי ולתת תת הערכה של תסבולת, במיוחד במקרים של כלונסאות קצרים. מאמץ חיכוך ממוצע בכשל שנמדד ב-28% מניסיונות העמסה היה גבוהה פי 1.5 ממה שחזה המודל וב-14% מניסיונות העמסה הוא היה אף גבוה פי 2.5, כאשר הסטייה המכסימלית במקרה הבווד הגיעה עד כדי פי 12!

Sagong et al., 2007 הציע דרך להערכת מאמץ חיכוך ממוצע בכשל בהסתמך על קריטריון הכשל Hoek-Brown, תוך לקיחת בחשבון חספוס דפנות הקידוח. Sagong et al., 2007 הסתמך בפיתוח המודל על עבודתם

של Hassan and O'Neill, 1997, אשר מצאו, כי אזור השפעה רדיאלי של כלונס, שמעבר לו מאמץ לאטרלי שומר על ערכו במנוחה, מוגבל למרחק של חצי קוטר מממשק כלונס – סלע. החוקרים הניחו כי תוספת מאמץ לאטרלי בתוך אזור ההשפעה, אשר נובעת מהחלקת הכלונס ע"ג גבשושיות החספוס, "דוחסת" אותו ואת הכלונס במרחק של חצי הקוטר מהממשק לכל צד, ולכן ניתן להראות כי היא שווה ל:

$$\Delta\sigma_r = (2E_p E_m \Delta r) / ((E_p + E_r) D) \quad (78)$$

כתיבת מחדש של קריטריון הכשל Hoek-Brown עבור מאמץ גזירה מרבי, תוך הצבות מתאימות, נותנת ביטוי מתמאטי גם עבור מאמץ חיכוך ממוצע בכשל:

$$f_{su} = \frac{1}{2} \sigma_{ci} \left(\frac{m_b}{\sigma_{ci}} \left(\sigma_{no} + \frac{2E_p E_m \Delta r}{(E_p + E_r) D} \right) + s \right)^a \quad (79)$$

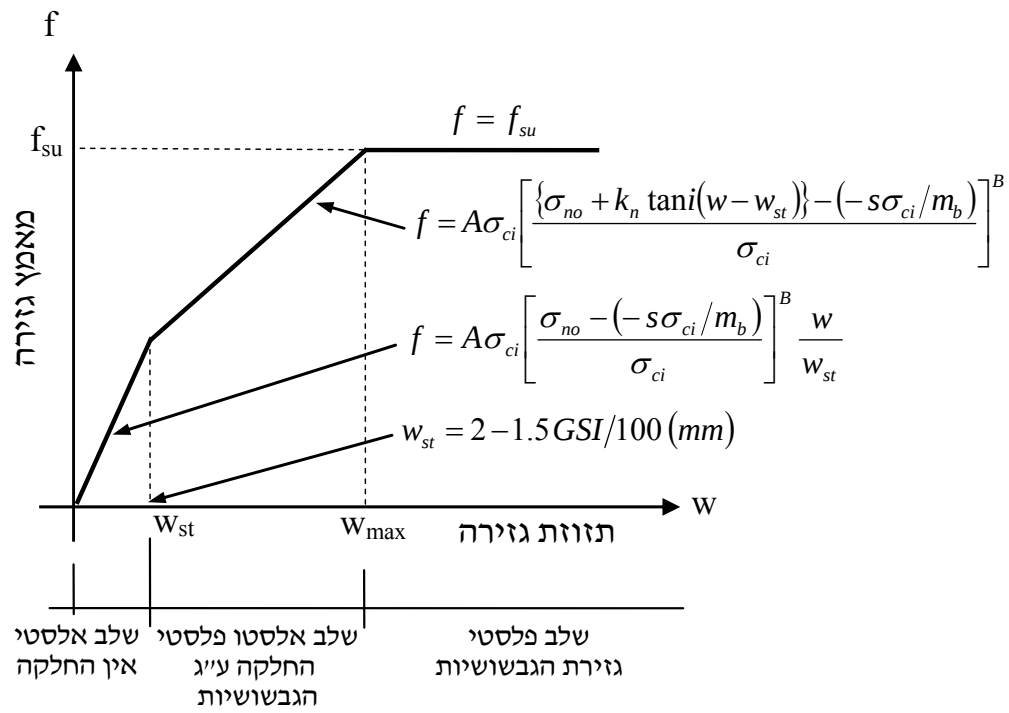
כאשר, σ_{no} – הינו מאמץ לאטרלי התחלתי טרם תחילת ההעמסה.

Sagong et al., 2007 בדקו את המודל שלהם מול תוצאות של 14 ניסיונות העמסה היסטוריים. מתוך בדיקה זו עלה כי השיטה נותנת במרבית המקרים (כ-60%) דיוק טוב בהערכת מאמץ חיכוך ממוצע בכשל עם סטיות שאינן עולות על $\pm 15\%$ ביחס למה שנמדד. רק במקרה בודד השיטה נתנה הערכת יתר מופרזת של למעלה מ-45%. מצד שני, יש לציין כי Sagong et al., 2007 אינם פירוט בדיוק את הדרך בה הם העריכו את ערכי GSI, מודולי אלסטיות של סלע ובטון וגובה החספוס הממוצע באותם ניסיונות העמסה היסטוריים, אשר נדרשים להערכת מקדמים אמפיריים בקריטריון הכשל Hoek-Brown.

Seol et al., 2008 הציעו שיטה חדשה להערכת עקומת עומס – שקיעה של כלונסאות יצוקים בסלע באמצעות עקומות f-w תלת-ליניאריות, אשר בנייתן מבוססות בין השאר על גיאומטריית החספוס, קריטריון הכשל Hoek-Brown עבור מסות סלע וקשיחות נורמאלית של מסת סלע לפי משוואה (68). השיטה פותחה על בסיס של 54 בדיקות גזירה ישירה של ממשקי בטון – סלע מלאכותי (מלט גבס) תחת תנאים של קשיחות נורמאלית קבועה. יש לציין כי השיטה אינה מעריכה את מאמץ חיכוך ממוצע בכשל, אשר, לטענת המחברים שגם לא הרחיבו מעבר לכך, אמור להיות מחולץ בדרך בה הוא מחולץ בד"כ לצורכי הערכת תסבולת של כלונס בחיכוך. צורה כללית של עקומת f-w תלת ליניארית, יחד עם משוואות עבור כל קטע וקטע מופיעות בתרשים A ו-B הינם מקדמים אמפיריים וניתן לחלץ אותם בניתוח לאחר של עקומות f-w, שהתקבלו בניסיונות העמסה בשטח, או להעריך, בהעדר המדידות המתאימות, באופן הבא:

$$A = 0.23 \quad \begin{aligned} B &= -0.008GSI + 0.94 \text{ for } GSI < 45 \\ B &= -0.002GSI + 0.67 \text{ for } GSI \geq 45 \end{aligned} \quad (80)$$

אמינות החיזוי של המודל נבדקה ע"י המחברים על בסיס תוצאות של 10 ניסיונות העמסה, בעיקר בגרניטים וגנייסיס סדוקים בעלי רמות בליה מתקדמות, ונמצאה כתואמת בסבירות טובה לעקומות f-w שהתקבלו בפועל.



תרשים 21. עקומת f-w תלת ליניארית לפי Seol et al., 2008.

4 קטלוג ניסיונות העמסה בשטח

4.1 כללי

ניסיונות העמסה בשטח בקנה מידה מלא הינם השיטה "הישירה ביותר" לקביעת התנהגות כלונסאות בסלע בהעמסה צירית. הם מספקים מדידות ישירות של תגובת הכלונס בתנאי מסלע ספציפיים ונתונים שכנגדם ניתן להעריך את דיוק החיזוי של השיטות החישוביות השונות ולכילן במידת הצורך. בנוסף לאימות בחירת שיטת התכנון, בחינת תכונות המסלע ושיטות הביצוע על תסבולת הכלונס, אשר מטרתם היא לספק תכנון בטוח וכלכלי, לעיתים קרובות משמשים ניסיונות אלו גם למטרות מחקר מדעי. כפי שמציין Turner, 2006, ניסיון העמסה מתועד היטב, אשר מצליח להגיע לכשל, הינו בעל ערך לא רק עבור פרויקט ספציפי אלא גם עבור קהילה הנדסית – מדעית שלמה. ביצוע של ניסיונות העמסה בשטח כרוך בעלות כספית לא מבוטלת (עד כדי מאות אלפי שקלים לניסיון בודד) ומוצדק כלכלית בד"כ בפרויקטים הנדסיים גדולים בלבד. למרות שקיימים לא מעט מאמרים ודוחות טכניים, אשר מציגים תוצאות של ניסיונות העמסה, מרביתם אינם כוללים בד"כ תיאור נאות של איכות מסת הסלע ומסתפקים בהצגת עקומות עומס – שקיעה ותוצאות של בדיקות חוזק מעבדתיות בלבד. לכן, על מנת לבחון השפעת איכות הסלע על תסבולת הכלונס באמצעות ניסיונות העמסה בשטח, נחוץ לבנות קטלוג, אשר יכלול ניסיונות העמסה בהם דירוג איכות הסלע נקבע בשטח או שניתן לשחזרו בעקיפין.

4.2 שיטות שונות של ניסיונות העמסה בכלונסאות

עד לשנות ה-90 המוקדמות של המאה הקודמת השיטה הנפוצה ביותר לביצוע ניסיונות העמסה בשטח הייתה שיטה סטטית קונבנציונלית להעמסת כלונסאות בהתאם ל-ASTM Standard D1143-81. העומס על ראש הכלונס מופעל בשיטה זו בד"כ באחת משתי האפשרויות הבאות: באמצעות מגבהים הידראוליים הפועלים כנגד מערכת תמיכה נגדית, המעוגנת בסלע, או באמצעות "משטח העמסה" ועליו משקולות. שלבי ההעמסה בניסוי נקבעים, לפי התקן, בהתאם לאחת משבע פרוצדורות אפשריות, כאשר הפרוצדורה הסטנדרטית כוללת בתוכה שמונה שלבי העמסה שווים עד להגעה לעומס מכסימלי בניסוי. עומס זה נקבע עבור כלונסאות בודדים כפעמיים עומס העבודה, אשר מחושב מראש. בפרוצדורה זו כל שלב בהגדלת העומס נמשך כל עוד קצב השתנות השקיעות תחת אותו העומס גבוהה מ-0.25 מ"מ/שעה, אך לא יותר משעתיים והעומס המכסימלי מושאר ע"ג הכלונס 24 שעות. פרוצדורות העמסה נוספות כוללות בין היתר הפעלות העומס במחזוריים, הפעלת העומס לתקופות קצרות, או הפעלת עומס תוך קצב העמסה או קצב שקיעה קבועים.

ציוד המדידה המקובל בניסיונות העמסה כולל מדי תזוזה (דפלקטומטרים), המחברים לקורות ייחוס בלתי תלויות ומודדים את תזוזת ראש הכלונס, מדי עיבור, המוצמדים לכלוב הזיון בנקודות שנקבעו מראש לאורך הכלונס ומודדים בהן את הכוח הצירי, ואקסטנסיומטרים מסוג Tell-Tale, המודדים את התזוזה המוחלטת של נקודות שונות לאורך הכלונס. לעיתים קרובות, על מנת לקבל לחצים שמעוברים לקצה הכלונס, נהוג להתקין בממשק שבין תחתית הקידוח לתחתית הכלונס תא לחץ שטוח. את הסקירה הטכנית המפורטת יותר אודות ציוד מדידה בניסיונות העמסה ניתן למצוא לדוגמא אצל Hirany and Kulhawy, 1988 או O'Neill and Reese, 1999.

במשך כשני העשורים האחרונים את מקומם של ניסיונות העמסה בשיטה הסטטית הקונבנציונלית התחילו לתפוס בהדרגה ניסיונות העמסה בשיטות חדשות וביניהם תא (O-cell) Osterberg, האימפקט הדינמי והעמסות ניסיון סטאטנאמיות (Statnamic). שיטות אלו על פי רוב זולות יותר, קלות להקמה ומהירות לביצוע. יחד עם

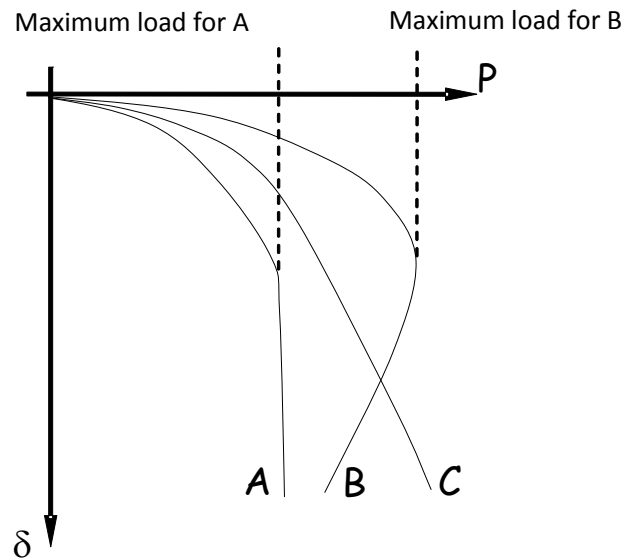
זאת יש לציין כי נכון להיום אף אחת מהשיטות החדשות הללו לא עוגנו בתקני ASTM או AASHTO מתאימים (Turner, 2006). סקירה טכנית מפורטת והשוואת בין השיטות השונות ניתן למצוא לדוגמה אצל O'Neill and Reese, 1999, Paikowsky, 2004b, Paikowsky et al., 2004, Fellenius, 2006.

השיטה החילופית העיקרית לביצוע ניסיונות העמסה בסלע, אשר מוזכרת לעיתים קרובות בפרסומים השונים ולכן גם תפורט בקצרה בהמשך, היא שיטת תא Osterberg and Pepper, 1984), הנקראת לעיתים בעברית גם שיטת הבוכנה הטמונה. שיטה זו מבוססת על הטמנת בוכנה הידראולית בגוף הכלונס הנבדק. הבוכנה נמצאת בין פלטות פלדה עליונה ותחתונה, אשר מותקנות בקצוות המתאימים של כלובי זיון וכוללת מערכת המאפשרת חיבור לחץ הידראולי מפני השטח. הבוכנה מחלקת את הכלונס לשני חלקים שונים: עליון ותחתון. הלחץ ההידראולי המופעל בעת הניסוי גורם לפתיחת הבוכנה, אשר מלווה בתזוזה של החלק העליון כלפי מעלה ושל החלק התחתון כלפי מטה. על מנת ללמוד את השתנות תכונות הממשק כלונס/סלע לאורך הכלונס ניתן להטמין בו יותר מבוכנה אחת. יכולת הפעלת עומסים עצומים (עד כדי 200MN ואף יותר) הינה יתרון בולט של השיטה לעומת השיטה הסטטית הקונבנציונלית, בה גבול היכולת נע סביב 35-40MN (Lee and Park, 2008). עומסים גדולים אלו, אשר לא מצריכים התקנת מערכת תימוך נגדית עם כל המשמעותית הכספית וזמן ביצוע שנובעות מכך, מאפשרים לעיתים קרובות למדוד לא רק את מאמץ החיכוך בכשל שבממשק אלא גם להגיע למאמץ מגע בכשל שבקצה הכלונס, אשר בד"כ לא מושג בשיטה הסטטית הקונבנציונלית. יחד עם זאת, לשיטת הבוכנה הטמונה ישנם גם מספר חסרונות וביניהם: "הקרבת" הבוכנה, אותה לא ניתן לחלץ ולהשתמש בה שנית, אי יכולת להפעיל את השיטה על יסודות קיימים ויכולת להגיע לכשל רק בסגמנט אחד של הכלונס (מעל או מתחת לבוכנה). כמו כן, שיטות האינטרפרטציה וקבלת התוצאות של העמסות ניסיון בשיטת O-cell, בעיקר בכל הנוגע לבניית עקומת עומס – שקיעה אקוויולנטית, לתוצאות של העמסות ניסיון בשיטה הסטטית הקונבנציונלית אינן עדיין מספיק מפותחות (Turner, 2006). יחד עם זאת, ישנן עדויות (Kwon et al., 2005) לכך שלא צפוי להתקבל שום שוני מהותי בין שתי השיטות בכל הנוגע לעקומות t-z מדודות וזאת בתנאי שמנגנון הכשל של ממשק כלונס – סלע בשני המקרים יהיה זהה.

4.3 שיטות לקביעת עומסי הרס

המטרה העיקרית של ביצוע ניסיון העמסה בשטח היא קביעת תסבולת טוטלית של כלונס בהעמסה צירית, כאשר, כמובן, במקביל מדידות התפלגות הכוחות לאורך הכלונס ומאמצי החיכוך המגויסים בפועל בסגמנטיו השונים חשובות לא פחות. באופן כללי ניתן להגדיר את התסבולת הטוטלית של כלונס כעומס, אשר תחת השפעתו הקבועה או תוך הגדלתו הקטנה, הכלונס שוקע שקיעות גדולות מאוד או במילים אחרות פשוט צונח. הגדרה זו אינה מספקת מבחינה כמותית ויתרה מזאת צניחת הכלונס אינה מתרחשת בד"כ ברוב ניסיונות העמסה בסלע בשיטה הסטטית הקונבנציונלית. כל זה מצריך הגדרת קריטריונים מדויקים, אשר יאפשרו לקבוע את התסבולת הטוטלית של כלונס על סמך ניתוח עקומת עומס – שקיעה. עקומה כזאת, לפי Hirany and Kulhawy, 2002, יכולה להיראות בדומה לאחת משלושת העקומות המופיעות בתרשים 22. בעוד שקביעת תסבולת עבור עקומות A ו-B הינה ברורה למדי, לא כך הדבר עבור עקומה C, שהיא בד"כ העקומה המייצגת של מרבית ניסיונות העמסה בסלע בשיטה הסטטית הקונבנציונלית. לצורכי פענוח התוצאות, אשר מתקבלות במקרה זה (עקומה C), Hirany and Kulhawy, 2002 אף ממליצים להשתמש במושג "עומס כשל משוער" (interpreted failure load) ולא במושג "תסבולת טוטלית" (ultimate capacity). בעת בניית קטלוג של ניסיונות העמסה וניתוחו סטטיסטי השוואתי, יש

לקחת בחשבון את נושא של שיטות הערכת עומס כשל משוער וההבדלים שקיימים בין השיטות, שהרי הבדלים אלו יכולים להיות מקור נוסף לסטיות בניתוח שכזה.



תרשים 22. צורות אופייניות של עקומות עומס – שקיעה (בעקבות Hirany and Kulhawy, 2002).

מרבית הקריטריונים הקיימים לקביעת התסבולת פותחו עבור ניסיונות העמסה בשיטה הסטטית הקונבנציונלית ובאופן גס ניתן לחלקם לגראפיים, מספריים ואנאליטיים. סקירה מפורטת של מרבית הקריטריונים ניתן למצוא לדוגמה אצל Hwang et al., Fellenius, 2001, Komornik et al., 1988, Amir, 1986, Fellenius, 1980, Kulhawy, 2004, 2003, Dewaikar and Joshi, 2007.

על פי רוב, הקריטריונים הגראפיים מגדירים את תסבולת הכלונס ע"י חיתוך בין שני קטעים ליניאריים המייצגים בהתאמה את ההתנהגות הפסידו ליניארית התחלתית והפסידו פלסטית סופית של עקומת עומס – שקיעה (Fellenius, 2006). שיטה גראפית די מקובלת של Hirany and Kulhawy, 2002 לדוגמה, מגדירה את העומס המתאים לתחילת הקטע הפסידו פלסטי של העקומה כתסבולת ואף קושרת אותו סטטיסטית לשקיעת ראש כלונס המנורמלת בקוטרו. לדעת Fellenius, 2006, קביעת תסבולת על בסיס הקריטריונים הגראפיים הינה בעייתית שהרי הינה סובייקטיבית במידה רבה ודיוקה אף תלוי בקנה מידה של השרטוט.

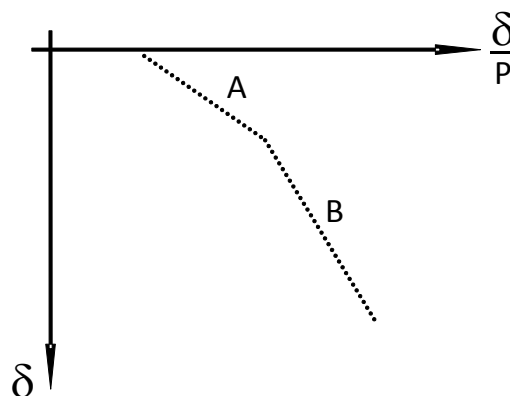
הקריטריונים המספריים מגדירים את התסבולת ע"י גבולות שונים או כללים מתמטיים פשוטים, שאין מאחוריהם בד"כ בסיס תיאורטי כלשהו. כך, לדוגמה, אחד הקריטריונים הראשונים, המיוחס ל-Terzaghi (Fellenius, 2006), קובע כי תסבולת הכלונס הינה העומס המתאים לתזוזה גבולית של ראש הכלונס, אשר מוגדרת בד"כ כ- $1.5''$ או כ-10% מקוטר הכלונס. הגדרה זו קשורה אולי יותר למגבלות הדפורמציה של המבנה ופחות למושג "תסבולת" במובנו הפיזי. Fuller and Hoy, 1970 הגדירו את התסבולת הטוטלית כעומס שבו שיפוע עקומת עומס – שקיעה שווה ל-1.25 מ"מ/טון. אחת הקריטריונים השימושיים שניתן לשייכו לקבוצה זו הוא קריטריון של Davisson, 1972, המגדיר את התסבולת כעומס התואם את נקודת החיתוך שבין עקומת עומס – שקיעה לקו המייצג את התקצרות האלסטית של כלונס בעל קוטר D , כאילו הינו עמוד חופשי, בתוספת עקבית של $4+D/120$ (במ"מ). יש לציין כי הקריטריון פותח במקור עבור כלונסאות מוחדרים וכעיקרון אינו מתאים לתחום של כלונסאות קדוחים ויצוקים בסלע. Paikowsky, 2004a, בהתבסס על כ-40 ניסיונות העמסה בשטח, השווה בין ארבעה קריטריונים שונים לקביעת תסבולת של כלונסאות קדוחים, כולל קריטריון של Davisson,

1972. על פי עבודה זו קריטריון של O'Neill and Reese, 1999 לקביעת התסבולת, אשר מתבסס על עיקרון של תזוזת ראש כלונס גבולית (5% מקוטר הכלונס), נמצא סטטיסטיית כיעיל במיוחד.

הקריטריונים האנאליטיים מניחים כי התנהגות עקומת עומס – שקיעה, ובהתאם לכך גם התנהגות כוללת של כלונס בהעמסה צירית, ניתנת לתיאור ע"י עקומה מתמטית מתאימה, בד"כ היפרבולית, אשר ניתן להגדיר את הערך האסימפטוטי שלה כתסבולת טוטלית. Chin (1970 ו- Chin, 1972) יישם את עבודתו של Kondner, 1963 בתחום הביסוס והציע לייצג את התנהגות של ביסוס רדוד ועמוק כאחד באמצעות עקומות היפרבוליות. במידה והתנהגות עקומת עומס – שקיעה הינה פרבולית "טהורה", אזי לפי Chin החלפת ציר של עומס (P) בציר של שקיעה מנורמלת לעומס הרלוונטי לה (δ/P) "תיישר" את העקומה לקו ישר הבאה:

$$\delta/P = m\delta + C_1 \quad (81)$$

כאשר, C_1 – הינו קבוע, m – הינו שיפוע הקו והיחס $1/m$ במקרה זה הינו התסבולת הטוטאלית של כלונס. שרטוט מחדש של עקומת עומס – שקיעה לפי שיטה של Chin אמור להניב בכלונסאות חיכוך מגמה ליניארית אחת, כאשר היחס $1/m$ שלה מוגדר כתסבולת טוטלית בחיכוך. בכלונסאות חיכוך – קצה צפויות להתקבל לפי Chin and Vail, 1973 שתי מגמות ליניאריות עוקבות (תרשים 23), אשר מסמנות בהתאמה את התנהגות הכלונס בחיכוך (קטע A) ואת התנהגותו הכוללת (קטע B) והיחס $1/m$ של המגמה הליניארית השנייה מוגדר כתסבולת הטוטלית של כלונס.

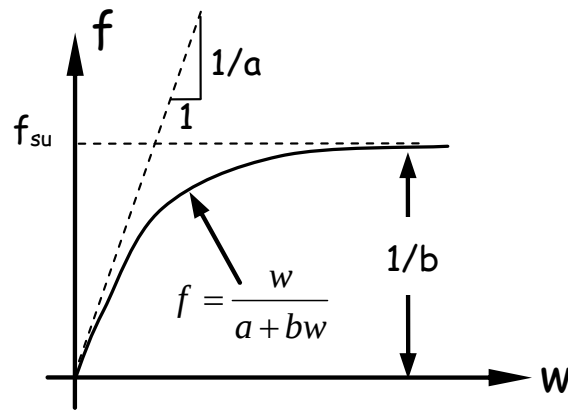


תרשים 23. שיטת Chin מעודכנת להערכת תסבולת כלונסאות חיכוך - קצה לפי Chin and Vail, 1973.

Fellenius, 1980 ציין בעבודתו כי שיטה של Chin נוטה לתת הערכות יתר בנוגע לתסבולת, אך Fleming, 1992 הביע ספק בכך וטען כי הפונקציה הליניארית של Chin (משוואה (81)) מייצגת היטב את מרבית עקומות עומס – שקיעה, שמתקבלות בניסיונות העמסה בשטח. יתרה מזו, Fleming, 1992, על בסיס עבודותיו של Chin, הציע שיטה מפורטת לחיזוי שקיעת ראש כלונס עד להגעה לתסבולת הטוטאלית. שיטה זו מהווה, במובן מסוים, פתרון מפורט להערכת התנהגות כלונסאות בשיטת מעבר עומס (Load transfer method), שתוארה בתת הפרק 3.6, והיא משתמשת בעקומות היפרבוליות לתיאור האינטראקציה שבין כלונס לקרקע. בנוסף לכך, פתרונו של Fleming, 1992 קושר את התנהגות של העקומה ההיפרבולית למאפיינים רלוונטיים של קרקע ושל כלונס וביניהם מאמץ חיכוך ומגע בכשל בממשק כלונס – קרקע, קוטר הכלונס ומודול אלסטיות של הקרקע. השיטה של Fleming, 1992 פותחה במקור לצורכי חיזוי התנהגות עתידית של כלונס בהעמסה צירית, בהנחה ומאמצי כשל ידועים, אך ניתן להשתמש בה גם, בהינתן עקומת שקיעה – עומס של ניסיון העמסה כלשהו, לצורכי הערכת

מאמצי כשל עצמם. כמו כן, למרות שהשיטה פותחה במקור עבור קרקעות וסלעים רכים, היא יושמה בהצלחה גם בסלעים בעלי חוזק בינוני ואף גבוה (Carrubba, 1997, Long and Collins, 1999, Basarkar and Dewaikar, 2006 ואחרים).

Castelli et al., 1992, פיתחו קוד מחשב להערכת מאמצי חיכוך ומגע בכשל, אשר מבוסס על דיסקרטיזציה הכלונס, כתואר בתרשים 12, ושימוש בפונקציה היפרבולית למעבר העומס (תרשים 24).



תרשים 24. פונקציה f-w היפרבולית.

פרמטר $1/a$ מייצג תגובה אלסטית ראשונית של כלונס להעמסה ומוערך בד"כ מפתרונות אלסטיים מתאימים כגון Randolph and Wroth, 1978b או Pells and Turner, 1979 שנסקרו בקצרה בתת הפרק 3.6. מאמץ חיכוך ממוצע בכשל ($1/b$) מוערך במקרה זה בתהליך איטרטיבי תוך התאמת התגובה הכוללת של כלונס לזו שהתקבלה בפועל. בין פונקציות היפרבוליות נוספות למעבר עומס, שסקירתן המפורטת יותר ניתן למצוא לדוגמה אצל Kim et al., 1999, כדאי להזכיר את הפונקציה המצוטטת יחסית של O'Neill and Hassan, 1994 שהוצעה במיוחד עבור כלונסאות יצוקים בסלע:

$$f = \frac{w}{2.5D/E_m + w/f_{su}} \quad (82)$$

לסיכום של תת פרק זה ניתן לציין כי קביעת תסבולת טוטלית של כלונס בכלל ותסבולתו בחיכוך בפרט, במיוחד עבור ניסיונות העמסה שלא הגיעו לכשל ברור, עדיפה באמצעות קריטריונים אנאליטיים, להם ישנו בסיס תיאורטי מעשי רחב והינם גם הכלי היחיד לבידוד מאמצי חיכוך ומגע בכשל בכלונסאות, אשר חודרים דרך מספר שכבות.

4.4 בניית קטלוג ניסיונות העמסה

קטלוג ניסיונות העמסה, אשר נבנה במהלך המחקר, כולל תוצאות של 92 ניסיונות העמסה, אשר נלקחו מתוך פרסומים מדעיים וטכניים שונים. קטלוג זה כולל את כל הפרטים הנלווים אודות כל ניסוי, ומופיע כנספח א' בעבודה זו. ניסיונות העמסה שבקטלוג נבחרו על פי קריטריונים, שהוגדרו מראש, מתוך למעלה מ-300 תוצאות של ניסיונות העמסה בשטח, אשר נאספו בשלבי מחקר ראשוניים. קריטריונים אלו, מעבר לדרישת ציון מאפיינים סטנדרטיים (סוג סלע, חוזקו ללחיצה, גיאומטריית הכלונס ושיטת ביצוע של ניסיון העמסה), כללו גם בחירה מתמדת בתוצאות עם תיאור מספרי מדוד של איכות מסת הסלע ועם מאמץ חיכוך בכשל אשר נמדד בפועל (מתוך עקומות f-w או P-δ) או הוערך על פי אחת השיטות למעבר עומס, שתוארו לעיל. מושג של "תיאור מספרי מדוד

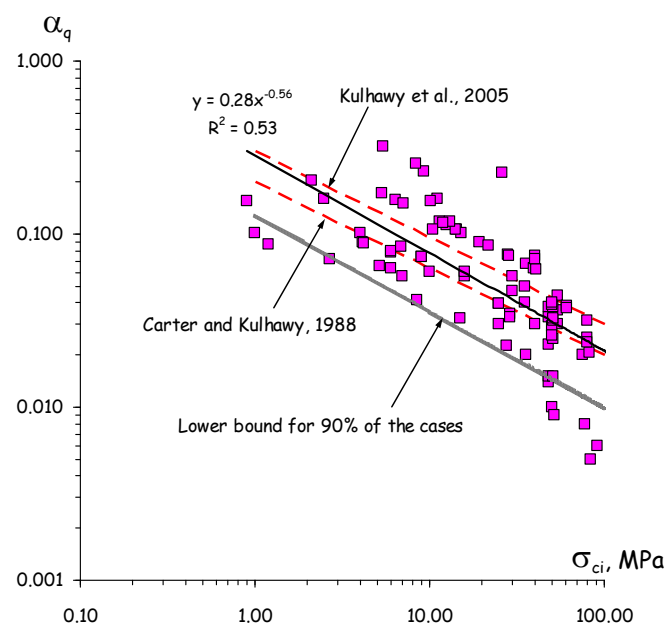
של איכות מסת הסלע" כולל בתוכו מדידות ישירות שבוצעו בשטח של ערכי RQD, GSI, RMR, ומודול אלסטיות של מסת הסלע. בנוסף לכך, נבחרו גם מקרים פשוטים של ניסיונות העמסה, בהם ניתן לשחזר מתוך עקומת עומס – שקיעה, דרך משוואה (25), את מודול האלסטיות של מסת הסלע.

רוב ניסיונות ההעמסה שבקטלוג כוללים גם מידע טכני נוסף אודות שיטות ביצוע של כלונסאות ניסיון הן מבחינת שיטות הקידוח והן מבחינת שימוש בתמיסות תימוך תקניות נגד מפולות (כגון בנטונייט). שיטות קידוח שונות עלולות ליצור דפוסים שונים של פני דפנות הקידוח אפילו אם מדובר בקידוחים סמוכים או בסגמנטים שונים של אותו הקידוח, אשר נקדחו בשיטות שונות. דפוסים אלו יבואו לידי ביטוי בגובה ממוצע שונה של חספוס, שיתקבל בפועל, וישפיעו ישירות על התסבולת. תחום מחקר זה הינו חדש יחסית, עם נכון להיום, עבודת מחקר אחת בנושא שנעשתה ע"י Nam and Vipulanandan, 2008. מתוך שיטות קיימות לקידוח בסלע, שפירוטן המלא ניתן למצוא לדוגמא אצל Amir, 1986, O'Neill and Reese, 1999 או Collingwood, 2000, החוקרים בחרו להתרכז בדפוסים של פני דפנות הקידוח, אשר התקבלו בשתי שיטות קידוח בלבד: אוגר או ספירלה (Auger) וקידוח גלעין (Core Barrel). ככלל, מאמצי חיכוך ממוצעים בכשל שהתקבלו בקידוחים, אשר נקדחו בשיטת קידוח גלעין, היו גבוהים פי 1.1 עד 1.2 מאלו שהתקבלו מקידוחים בשיטת אוגר. בנוסף לשיטות קידוח גם שימוש בתמיסות תימוך ידוע כגורם שמשפיע לרעה על תסבולת הכלונס. אחת העבודות הראשונות בנושא זה הייתה עבודתם של Williams and Pells, 1981 ואת השפעתו המספרית של גורם זה על תסבולת כלונסאות ניתן ללמוד היטב דרך מקדם הפחתה לשיטות הביצוע ורמת הפיקוח η_c שבשיטת SRC (תת הפרק 3.7).

4.5 תוצאות

4.5.1 תוצאות ראשוניות

תרשים 25 מציג גרפית את ריכוז התוצאות של 92 ניסיונות העמסה בשטח מתוך הקטלוג שנבנה במסגרת המחקר (נספח א'). התוצאות מוצגות בצורה מקובלת במרחב חוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף כנגד מקדם אדהיזה ולצידם, לצורכי השוואה, מוצגים קשרים אמפיריים של Carter and Kulhawy, 1988 ו-Kulhawy et al., 2005.



תרשים 25. ריכוז תוצאות מקטלוג של ניסיונות העמסה, אשר נבנה במסגרת המחקר.

הקשר האמפירי המתקבל בין שני משתנים אלו לצורכי חיזוי מאמץ חיכוך ממוצע בכשל הוא:

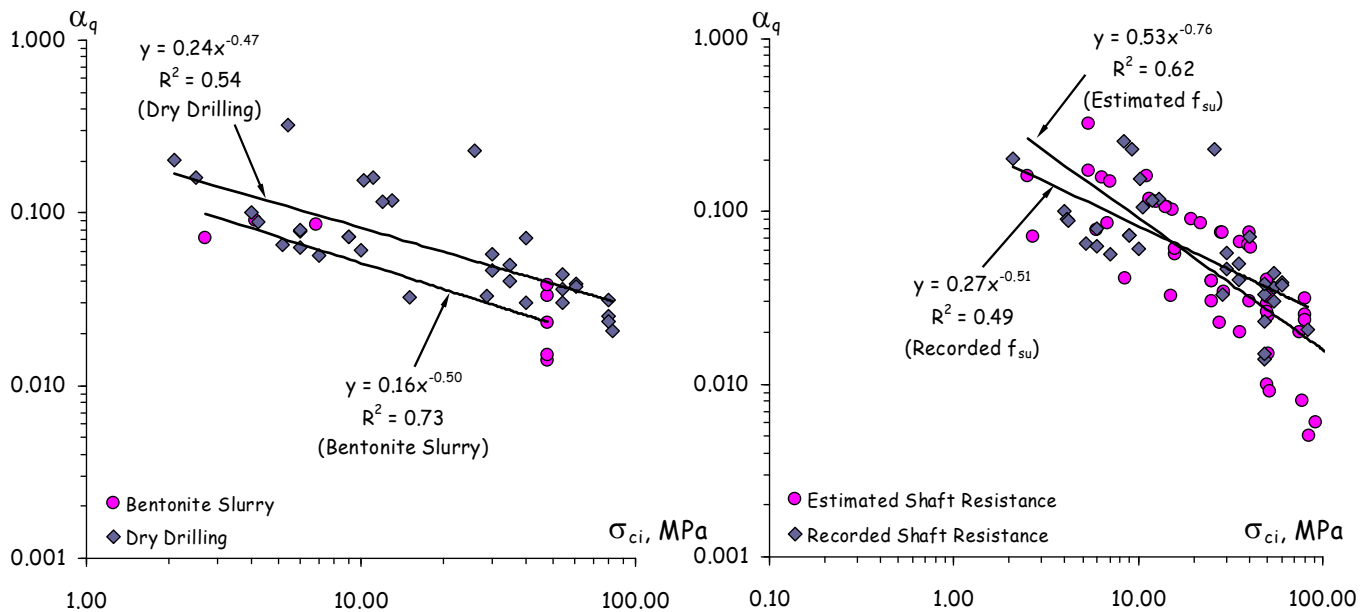
$$f_{su} = 0.28 \cdot \sigma_{ci}^{-0.56} \Rightarrow \alpha = 0.28; \beta = 0.44 \quad (83)$$

קשר זה, כפי שניתן לראות בתרשים 25, תחום ע"י קשרים אמפיריים של Carter and Kulhawy, 1988 ו-Kulhawy et al., 2005. עובדה זו, יחד עם התאמה כללית של ערכי α ו- β למחצית מאלו שהוצעו ע"י חוקרים שונים והוצגו בטבלה 6, מצביעה על אמינותו ומעמידה אותו בשורת קשרים אמפיריים נוספים על כל מגבלותיה של השיטה עצמה. בחינה מספרית של הקשר מול תוצאות של ניסיונות העמסה בודדים, עליו הוא בנוי, מצביעה על כך שהוא משמש כגבול התחתון בפועל לכ-53% מהמקרים שבקטלוג. ב-13% וב-6% מהמקרים קיימת הערכת יתר של f_{su} בשיעור של 200%-ו-300% בהתאמה, כאשר במקרה קיצוני הערכת יתר זו מגיעה עד כדי 468%! לצידה של הערכת יתר, ב-10% מהמקרים קיימת תת הערכה של f_{su} בשיעור של 200%, אשר מגיעה במקרה הקיצוני עד כדי 505%! אי וודאות זו רק מחזקת את הבעייתיות השימוש בשיטה האמפירית כולה ורק תקשה על בחירת ערכי מאמץ חיכוך תכנוניים. יש לציין עוד כי טענתם של Kulhawy et al., 2005 על כך שהקשר האמפירי עם מקדמי התאמה $\alpha=0.2$ ו- $\beta=0.5$, אשר הוצע במקור ע"י Carter and Kulhawy, 1988, משמש כגבול תחתון לכ-90% מתוצאות של ניסיונות העמסה אינה נכונה כאן כלל. בפועל קשר זה משמש כגבול תחתון עבור כ-61% מהמקרים בלבד וקשר אמפירי עם ערכי $\alpha=0.13$ ו- $\beta=0.44$, אשר מוצג אף הוא בתרשים 25, משמש בפועל כגבול תחתון עבור 90% מניסיונות העמסה שבקטלוג, אם כי ברור שערכים אלו של α ו- β אינם מוחלטים וישתנו בהתאם לגודל של בסיס הנתונים הנבחן.

ניתוח תוצאות של ניסיונות העמסה שהוצג לעיל הינו כללי ואינו מפריד למשל בין ניסיונות העמסה בהם איכות מסת הסלע, שיטות להערכת החיכוך בכשל ושיטות ביצוע היו שונות. תת הפרק הבא עוסק בניתוח מפורט של השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך על בסיס ניסיונות העמסה שבקטלוג. יחד עם זאת, יש לזכור כי גם תוצאות של ניתוח זה תהיינה מושפעות במידה מסוימת משני גורמים נותרים שהוזכרו לעיל, קרי שיטות להערכת החיכוך בכשל ושיטות הביצוע.

כעקרון, במידה וכלונס לא הגיע לכשל ברור במהלך ניסיון העמסה, אשר מאפשר לחשב ישירות את מאמץ החיכוך בכשל, יש צורך להפעיל טכניקות שונות, בדרך כלל אנאליטיות (תת הפרק 4.3), על מנת להעריך אותו כמותית. על פי רוב טכניקות אלו נוטות לתת הערכת יתר של מאמץ החיכוך בכשל ולכן גם הקשר האמפירי המתקבל בין מקדם האדהזיה לחוזק לחיצה של סלע רציף צפוי לקבל מגמתיות דומה. צידו הימני של תרשים 26 משווה בין הקשרים האמפיריים, אשר התקבלו עבור קבוצת הניסיונות בה החיכוך בכשל נמדד ישירות (כ-40% מהתוצאות) כנגד זו בה הוא הוערך על פי שיטת מעבר העומס (כ-60% מהתוצאות). לקשרים אמפיריים אשר התקבלו בפועל עבור שתי הקבוצות ישנה מגמתיות מעורבת. הקשר האמפירי הבנוי על מאמצי החיכוך המוערכים בכשל נוטה לחזות מקדם אדהזיה גבוה יותר עד חוזק לחיצה של סלע רציף של כ-20 MPa ואז המגמה מתהפכת. לכן, לפחות על בסיס ניסיונות העמסה שבקטלוג, לא ניתן לאושש או לסתור את הטענה בדבר הערכת יתר של f_{su} ע"י הטכניקות האנאליטיות. יש לזכור כי לא רק אופן הערכת מאמץ החיכוך בכשל עשוי להשפיע על תוצאות הניתוח של ניסיונות העמסה שבקטלוג, אלא גם שיטות הביצוע של כלונסאות ובראשם שימוש בתמיסות תימוך תקניות נגד מפולות, כגון בנטונייט. על פי רוב, שימוש בתמיסות אלו מפחית את ערך מאמץ החיכוך בכשל ובכך משפיע לרעה על הקשרים האמפיריים המתקבלים. צידו השמאלי של תרשים 26 משווה בין הקשרים האמפיריים, אשר התקבלו עבור קבוצת הניסיונות בה נעשה שימוש בנטונייט (8 ניסיונות העמסה מתוך 92) כנגד זו בה לא נעשה שימוש בתמיסות תימוך אלו (35 ניסיונות העמסה מתוך 92). יש לציין כי שיטות הביצוע של שאר ניסיונות

העמסה שבקטלוג אינן ידועות. על פי מגמה שמתקבלת בתרשים שימוש בתמיסות התימוך נוטה כצפוי להפחית את מקדם האדהזיה ובהתאם לו גם מאמץ החיכוך הממוצע בכשל (בממוצע פי 1.5).



תרשים 26. השפעת שיטות להערכת מאמץ החיכוך בכשל (צד ימין) ושיטות הביצוע (צד שמאל) על הקשר האמפירי שבין מקדם האדהזיה לחוזק לחיצה של סלע.

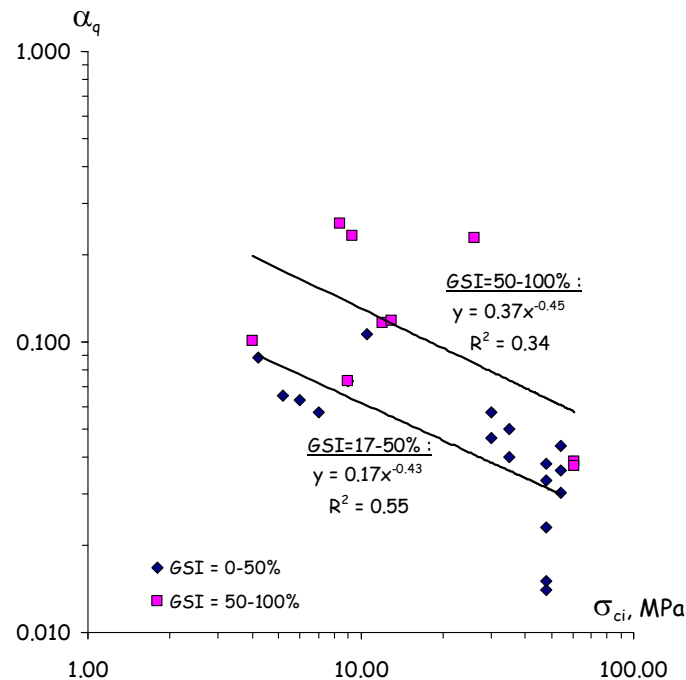
חקירת השפעה של איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך (על בסיס ניסיונות העמסה שבקטלוג) תתבצע בדרך זוהי לזו שהוצגה לעיל, קרי חלוקת התוצאות לקבוצות בעלות מכנה משותף והשוואת הקשרים האמפיריים המתקבלים. חשוב להבין כי כל קשר אמפירי כזה עשוי לכלול השפעה נסתרת של גורמים נוספים, כגון אלו שהוזכרו לעיל, אך מצד שני השאיפה במקרה הזה היא לתפוס את המגמתיות הכללית של ההשפעה ולא את הקשר המתמטי המדויק.

4.5.2 בחינת השפעת איכות מסת הסלע

הערכה אמפירית של תסבולת הכלונס בחיכוך על בסיס חוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף בלבד, ללא התחשבות בגורמים נוספים וביניהם איכות מסת הסלע, הינה בעייתית כפי שכבר צוין בתת הפרק 3.4 והומחש גם בתת פרק קודם. איכות מסת הסלע מוצגת בקטלוג של ניסיונות העמסה במונחים של RQD (69 תוצאות), RMR (5 תוצאות), GSI (28 תוצאות) ומודולי אלסטיות מדודים (28 תוצאות) ומוערכים מעקומת עומס-שקיעה (3 תוצאות) של מסת הסלע. מתוך ארבעת פרמטרים אלו רק השפעת RQD נחקרה בעבר בצורה מפורטת תוך המלצה לבטא את השפעתה באמצעות מקדם הפחתה MMF (תת הפרק 3.5). כמו כן, עקב מיעוט תוצאות הכוללות את ערכי RMR מצד אחד והקבלתם כמעט מוחלטת לערכי GSI (משוואה (6)) מצד שני, חקירת מידת השפעת GSI על תסבולת כלונסאות בחיכוך ניתן להחשיב כחקירתם המשותפת.

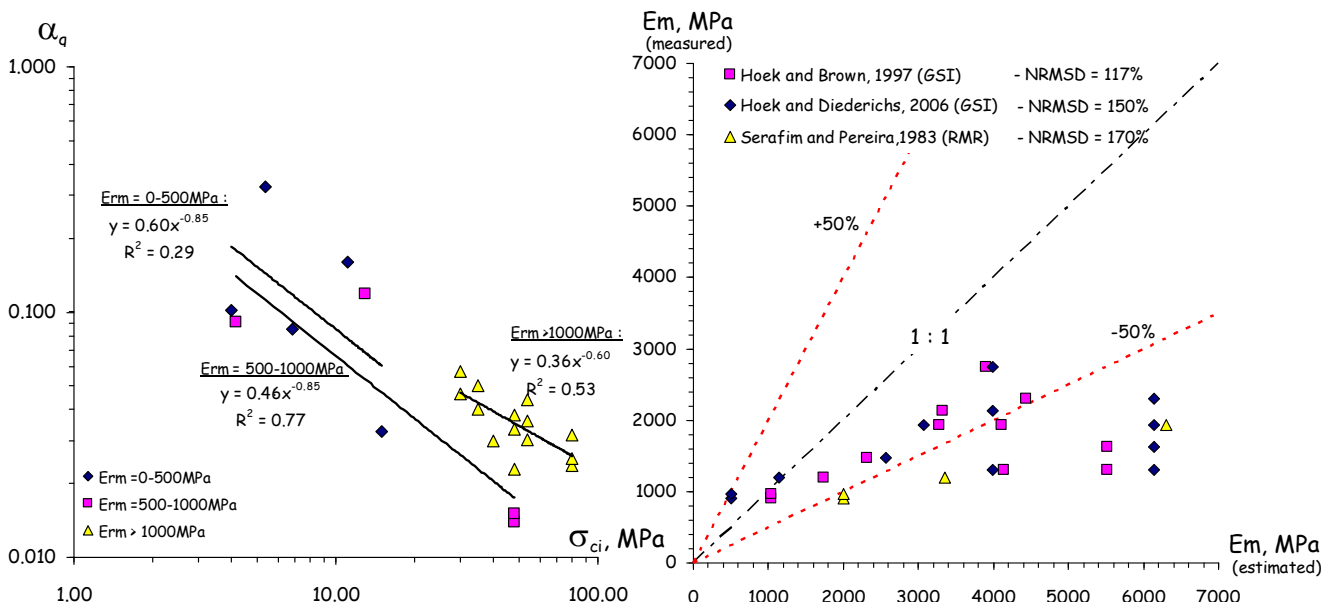
בתרשים 27 מוצג במרחב α_q - σ_{ci} ריכוז תוצאות של ניסיונות העמסה מתוך הקטלוג, אשר כוללות את ערכי GSI, תוך חלוקתן לשתי קבוצות עם ערכי GSI, אשר גדולים וקטנים בהתאמה מ-50 ולצידם קשרים אמפיריים מתאימים. חלוקה גסה זו נבחרה בעיקר על מנת להדגיש את ההבדל בין מגמתיות התוצאות, במידה וקיים. כפי שניתן לראות קווי המגמה של קבוצות התוצאות יצאו די מקבילים, תוך נטייה ברורה של קבוצת התוצאות עם ערכי GSI גדולים מ-50 להעריך את מקדם האדהזיה פי 2.20 ~ גבוה יותר מהקבוצה השנייה. בחינת תוצאות בודדות מעלה עוד כי הבדל זה הולך ומתפשט לקראת ערכי קצה של σ_{ci} , אשר הנמוכים ביניהם מייצגים סלעים

חלשים מאוד (על גבול בין סלע לקרקע) והגבוהים מייצגים סלעים חזקים מאוד. למרות שלקשרים האמפיריים המתקבלים כאן אין חשיבות רבה מבחינת ערכי α ו- β המתקבלים, והם ישתנו בהתאם לגודל של בסיס הנתונים הנבדק, אך למגמה המתקבלת ישנה חשיבות רבה. ניתן יהיה לאושש אותה ע"י הרחבת בסיס הנתונים הנבדק ובמקביל לנסות ולנתח מגמה זו באמצעות שיטות חישוביות או אמפיריות מתאימות.



תרשים 27. בחינת השפעת מקדם החוזק הגיאולוגי על תסבולת כלונסאות בחיכוך.

בתרשים 28 צד שמאל מוצגים, במתכונת דומה, תוצאות של ניסיונות העמסה מתוך הקטלוג, אשר כוללות מודולי אלסטיות של מסת הסלע.



תרשים 28. השוואת ערכי מודול אלסטיות ממדודים ומערכים לפי שיטות אמפיריות שונות (צד ימין), בחינת השפעת של בחינת השפעת מודול אלסטיות של מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך (צד שמאל).

כל התוצאות בתרשים זה חולקו בהתאם לערכי המודולוס לשלוש קבוצות: קטנים מ-500MPa, בין 500MPa ל-1000MPa וגדולים מ-1000MPa. חלוקה גסה זו בא בעיקר עקב פיזור לא אחיד בערכי המודולוסים המדודים.

למרות שאינטואיטיבית קבוצת תוצאות עם ערכי מודולוס גבוהים יותר אמורה להיות המובילה בחיזוי של ערכי מקדם האדהזיה, בפועל לא התקבלה כאן מגמה ברורה כזו וזאת בעיקר עקב אותו פיזור לא אחיד של הערכים לאורך ציר של σ_{ci} .

שני היבטים נוספים, הקשורים במודולי אלסטיות של מסת הסלע, נבחנים כאן על בסיס תוצאות של ניסיונות העמסה מהקטלוג. הראשון הוא מידת התאמה של ערכי מודול אלסטיות מדודים של מסת הסלע לאלו החזויים באמצעות קשרים אמפיריים שונים ובבסיסים שיטות דירוג לאיכות הסלע (תת הפרק 2.3.3). לנושא זה ישנה חשיבות מיוחדת, כיוון שרוב המודלים האנליטיים לחיזוי התנהגות כלונס בסלע תחת העמסה צירית מייצגים את איכות מסת הסלע באמצעות E_m בלבד. חיזוי נאמן של ערכי מודול אלסטיות באמצעות שיטות אלו יכול להקל עד מאוד על ניתוח מידת ההשפעה של איכות מסת הסלע על התסבולת הכלונס בחיכוך. היבט שני, הינו מעשי יותר, וקשור בבחירת ערך מתאים של מודול אלסטיות של מסת הסלע מבין מספר ערכים, אשר התקבלו בשיטות ניתוח ומדידה שונות.

בצד ימין של תרשים 28 מוצגת השוואה בין ערכי מודול אלסטיות מדודים למוערכים אמפירית על בסיס קשרים עם שיטות הדירוג RMR ו-GSI. כפי שניתן לראות במרבית המקרים קשרים אמפיריים אלו נוטים לתת הערכת יתר של מודול אלסטיות, כאשר לפחות במחצית מהמקרים הערכה זו עולה על 50%. דרך סטטיסטית נוספת להעריך את התאמת שתי סדרות הנתונים היא באמצעות שני פרמטרים: שגיאת השורש של ממוצע ריבועי הסטיות RMSD (root mean square deviation) ושגיאה מנורמלת של השורש של ממוצע ריבועי הסטיות NRMSD (normalized root mean squared deviation):

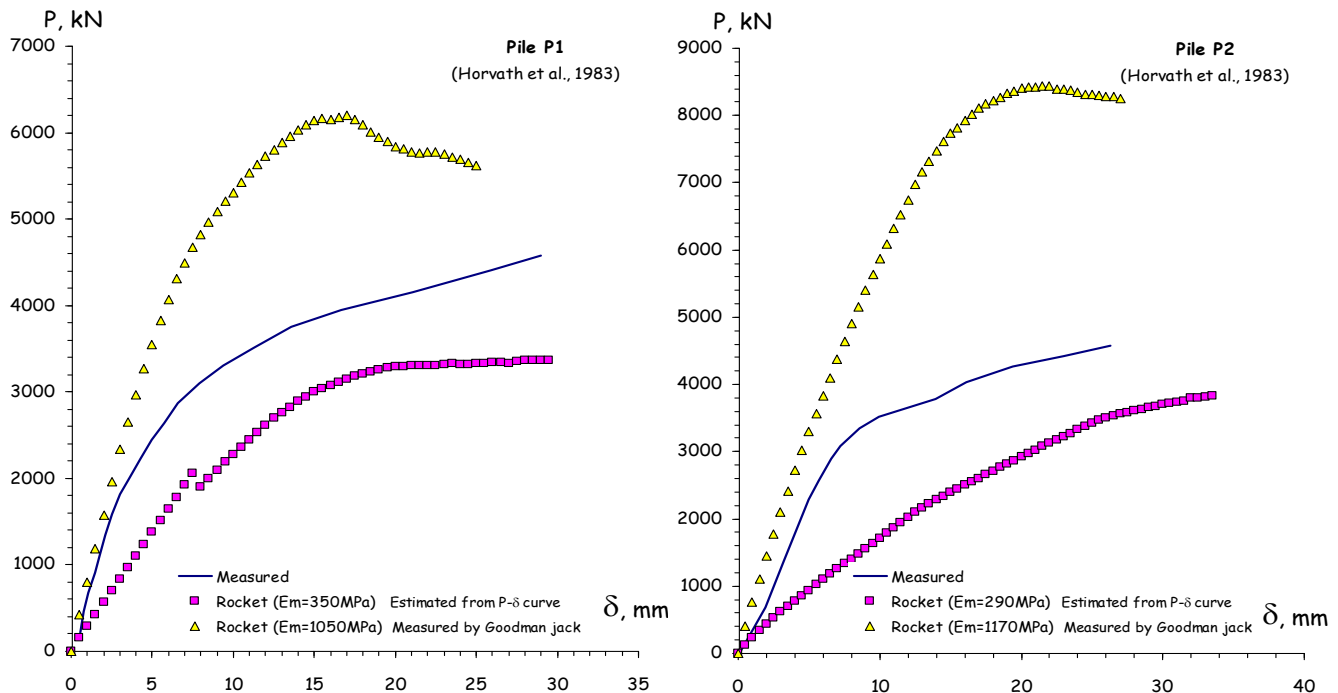
$$RMSD(\theta_1, \theta_2) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_{1,i} - x_{2,i})^2}{n}} \quad NRMSD = (RMSD) / (x_{\max} - x_{\min}) \quad (84)$$

כאשר, $x_{1,i}$ ו- $x_{2,i}$ הינם בהתאמה תוצאה בודדת מדודה וחזויה לפי שיטה כלשהי, $x_{\max}$ ו- $x_{\min}$ הינם בהתאמה ערכים קיצוניים של הטווח המדוד.

בעוד ש- RMSD נותן שגיאה מוחלטת בין שני סדרות הערכים ביחידות הנמדדות, NRMSD מנרמל שגיאה זו לטווח המדוד. ערכי NRMSD המוצגים ליד כל קשר אמפירי שנבחר בצידו הימין של תרשים 28 מצביעים אף הם באופן ברור על כושר חיזוי נמוך של קשרים אמפיריים, מה שלא מאפשר לשלבם באופן יעיל בחקירת השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת הכלונס בחיכוך.

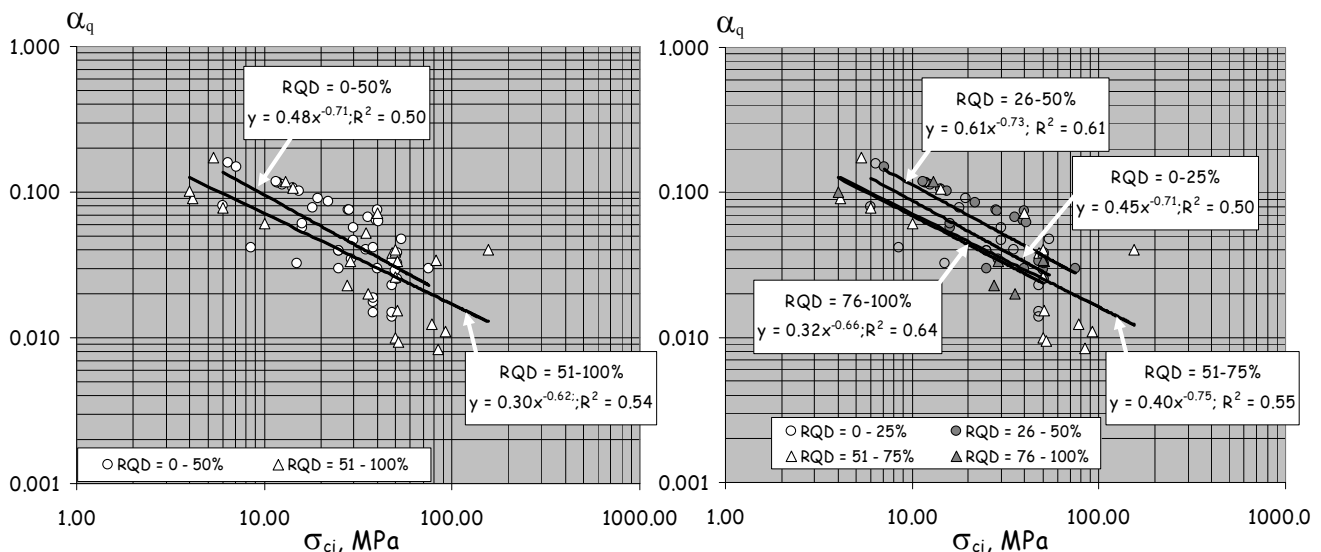
לעיתים, במקרי חקר שונים, מפרסמים יותר מערך אחד של E_m , אשר התקבל בשיטות מדידה וניתוח שונות. Horvath et al., 1983 (תת הפרק 2.3.2.6), בדק התנהגות של שישה כלונסאות יצוקים בפצלים והציג שני סדרות ערכים של E_m , כאשר הראשונה נמדדה בעזרת Goodman jack והשנייה חושבה בניתוח לאחר של עקומת עומס-שקיעה. יש להזכיר כי ערכי E_m מהסדרה הראשונה היו גבוהים בממוצע פי 3 עד פי 5 מאלו שהתקבלו בסדרה הנתונים השנייה. עבור שני ניסיונות העמסה של מקרה חקר זה תרשים 29 מציג עקומות עומס-שקיעה מדודות וחזויות באמצעות תוכנת Rocket (תתי הפרקים 3.7 ו-6.2). למרות שהחיזוי של תוכנת Rocket אינו "קולע" בשני המקרים, וזאת ככל הנראה עקב הנחה לא מדויקת של נתון קלט חשוב, אשר אינו פורסם ע"י Horvath et al., 1983, והוא גובה חספוס ממוצע, עדיין ניתן לראות כי חיזוי התסבולת של התוכנה עם מודול אלסטיות מוערך לפי עקומת עומס-שקיעה הינו מדויק יותר. דבר זה מרמז כי שחזור מודול אלסטיות של מסת הסלע ודרכו גם מאפייניה הנוספים באמצעות עקומת עומס-שקיעה יכול להיות אמין בהחלט, במיוחד עבור מקרי חקר מפורסמים

בהם מוצגות עקומות אלו בלבד ללא התייחסות כלשהי לאיכות מסת הסלע. מצד שני, חשוב לזכור גם כי הערכת מודול אלסטייות של מסת הסלע בדרך זו מוגבלת בעיקר למקרים פשוטים בהם כלונסאות יצוקים בשכבת סלע אחת או שניים לכל היותר.



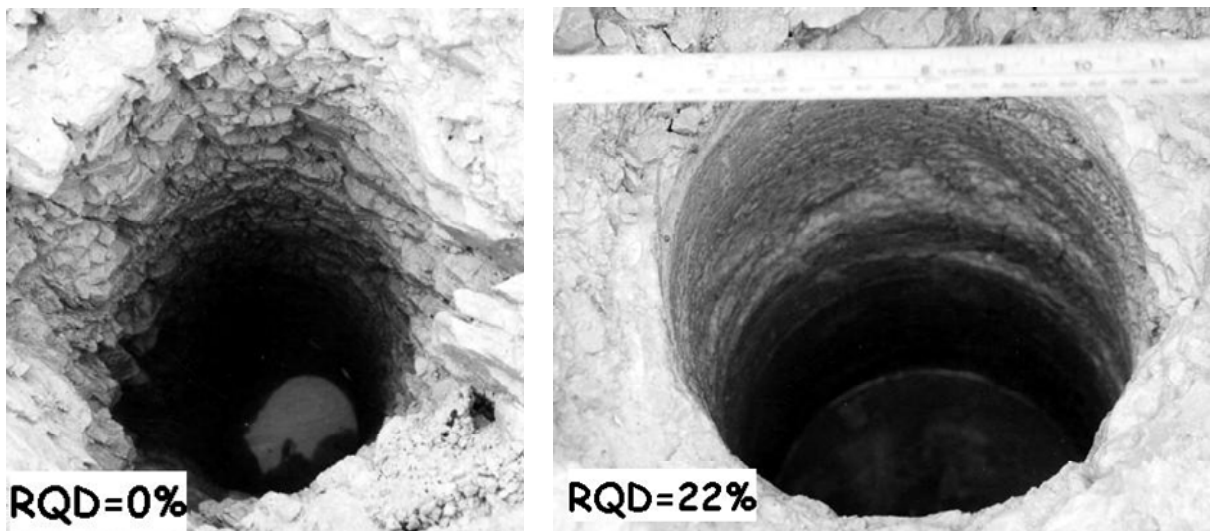
תרשים 29. שחזור של שני ניסיונות העמסה מתוך Horvath et al., 1983 באמצעות תוכנת Rocket.

ניתוח אחרון של תוצאות מהקטלוג של ניסיונות העמסה מתייחס לחקירת מידת ההשפעה של RQD על תסבולת הכלונס בחיכוך והוא אולי המעניין ביותר משתי סיבות, והן חקירות מוקדמות שנעשו בנושא זה (תתי הפרקים 3.5 ו-3.8) ומספר תוצאות רב יחסית עם ערכי RQD. כל תוצאות ניסיונות העמסה עם ערכי RQD חולקו פעמיים: בחלוקה הגסה לשתי קבוצות (RQD=0-50%, 51-100%) ובחלוקה מפורטת יותר לארבע קבוצות (RQD=0-25%, 26-50%, 51-75%, 76-100%). החלוקה הגסה והמפורטת מוצגות במרחב α_q - σ_{ci} בתרשים 30 יחד עם קווי מגמה מתאימים.



תרשים 30. בחינת השפעת RQD על תסבולת כלונסאות בחיכוך ע"י חלוקת תוצאות של ניסיונות העמסה לשתי קבוצות: RQD=0-50% (צד שמאל), ולארבע קבוצות RQD=0-25%, 26-50%, 51-75%, 76-100% (צד ימין).

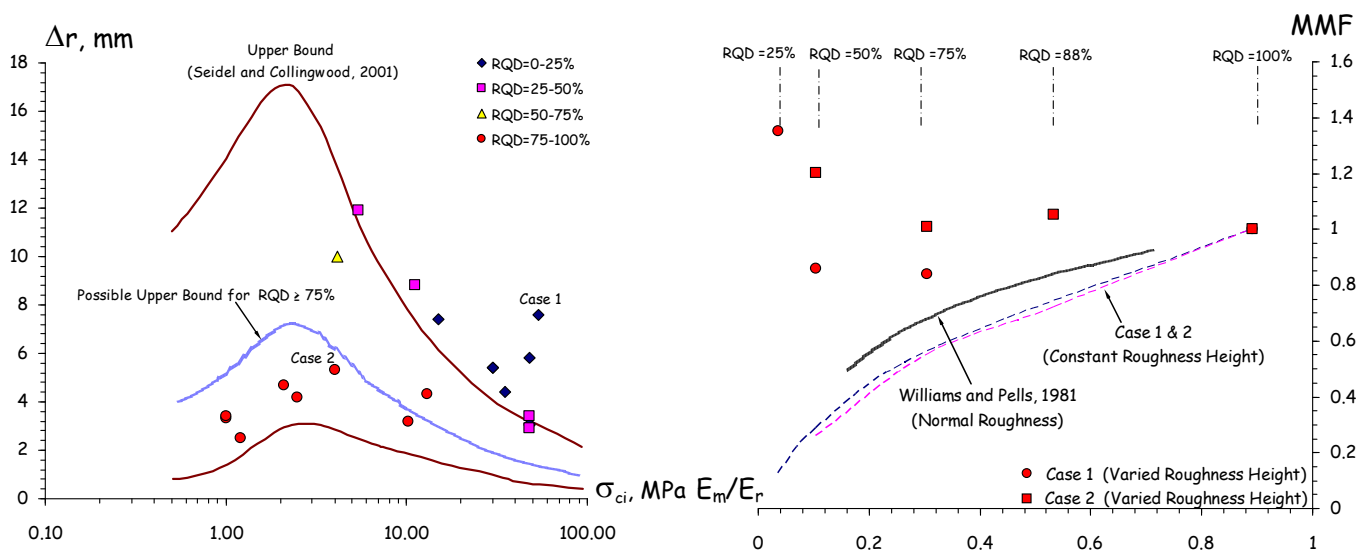
למרות הצפי האינטואיטיבי לקבלת מגמה ברורה של מקדמי אדהזיה גבוהים יותר בקבוצת תוצאות בעלת ערכי RQD גבוהים, בפועל מתקבלת תמונה שונה. ערכי α_q של קבוצת התוצאות עם $RQD < 50\%$ בחלוקה הגסה נוטים להיות גבוהים בממוצע פי 1.4 מאלו שהתקבלו בקבוצת התוצאות השנייה עם $RQD > 50\%$. בחלוקה המפורטת יותר, התמונה נשארת די דומה, כאשר מול התלכדות קווי המגמה של קבוצת התוצאות עם $RQD = 51-75\%$ ו- $RQD = 76-100\%$ בולטת עלייתו של קו מגמה השייך לקבוצת התוצאות עם $RQD = 25-50\%$. ממצאים אלו עומדים בסתירה לשימושים אמפיריים קודמים שנעשו בערכי RQD לצורכי הערכת מקדם אדהזיה ובראשם הערכת מקדם הפחתה להשפעת איכות מסת הסלע MMF (תת הפרק 3.8). כזכור, מקדם זה הוצע לראשונה ע"י Williams et al., 1980 על בסיס ניתוח לאחור של תוצאות ניסיונות העמסה והוא מהווה יחס בין תסבולת בחיכוך של כלונס במסת סלע כלשהי לתסבולת של אותו כלונס באותה מסת סלע, אך רציפה, בה מודול האלסטיות שווה לזה של הסלע הרציף. מקדם הפחתה זה קושר במקור את ירידה בערכי מקדם האדהזיה לירידה ביחס המודולוסים בלבד. ירידה ביחס המודולוסים נקשרה מאוחר יותר לירידה בערכי RQD ע"י התלות האמפירית שבין שני הפרמטרים האלו (תת הפרק 2.3.3.1) והוצעה כדרך מעשית ומהירה להתחשבות באיכות מסת הסלע בתהליך תכנון הכלונסאות. בפועל, תסבולת הכלונס בחיכוך אינה תלויה רק במודול אלסטיות של מסת הסלע, אלא גם בגורמים נוספים ובראשם חספוס דפנות הקידוח. ירידה בערכי RQD גורמת ללא ספק לירידה בערכי E_m , כפי שנמצא במחקרים רבים, אך מצד שני ישנם עדויות (Seidel and Collingwood, 2001) כי סידוק מסיבי במסת הסלע (10 עד 100 סדקים למטר) יכול לגרום לשבירות חדות בדפנות הקידוח ובכך לעלות משמעותית את החספוס. הוכחה לכך ניתן לראות בתמונה 6, אשר משווה ויזואלית שני פרופילי חספוס במסות סלע המתאפיינות בערכי RQD שונים, ומתוכה ניתן לראות באופן ברור כי חספוס דפנות הקידוח עולה באופן משמעותי עם ירידה בערכי RQD.



תמונה 1. הדגמה ויזואלית של פרופילי דפנות קידוח, המתקבלים במסות סלע המתאפיינות בערכי RQD שונים (תמונה באדיבותו של Professor R. Finno).

צפיפות הסדקים, אשר פורטה קודם, מתאימה בהתבסס על שיטות הערכה לא ישירה של RQD (תת הפרק 2.1.1) ל- $RQD \leq 50\%$. לכן ייתכן כי בטווח מסוים של ערכי $RQD < 50\%$ תרומתה החיובית של עלייה בגובה החספוס לתסבולת הכלונס עולה על זו השלילית שנגרמת מירידה בערכי המודולוס, כפי שהעניין משתקף בתרשים 30.

עד כה הוצעה דרך מעשית אחת להערכה לא ישירה של גובה החספוס (Δr) והיא באמצעות תרשימי מתאם של Seidel et al., 1996 ושל Seidel and Collingwood, 2001 (תרשים 31). כזכור, תרשימים אלו נבנו על סמך ניתוח לאחור של מקרי חקר רבים ולטענת המחברים גבולות עליון ותחתון של גובה חספוס ממוצע, אשר הוצבו בתרשימים אלו משקפים היטב את מידת ההתפלגות של כלל התוצאות (Seidel and Collingwood, 2001). גובה חספוס ממוצע הינו תוצר של שלושה גורמים עיקריים והם: ציפוף מישורי אי רציפות, שיטת הקידוח וקצב התקדמותו. קצב ואולי אף שיטת הקידוח הנדרשת ניתן לקשור במידה מסוימת לחוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף ובכך להסביר את בחירת החוקרים לקשור אותו לגובה חספוס ממוצע בתרשימי המתאם. על מנת להעריך את מידת השפעה של RQD על גובה החספוס המתקבל, ניתוח לאחור דומה באמצעות תוכנת Rocket בוצע עבור 15 ניסיונות העמסה מתוך הקטלוג שלגביהם ישנו את מירב האינפורמציה הנדרשת לניתוח שכזה, כולל ערכי RQD. תוצאות הניתוח, המחולקות לארבע קבוצות RQD כמו מקודם, יחד עם שלוש מדידות ישירות נוספות של גובה החספוס (Nam and Vipulanandan, 2008) מוצגות במרחב Δr - σ_{ci} בחלקו השמאלי של תרשים 31.



תרשים 31. בחינת השפעת ערכי RQD על גובה חספוס ממוצע

למרות מספר מצומצם יחסית של תוצאות, מסתמנת כאן מגמה כללית התואמת לזו שהונחה קודם והיא שדפנות הקידוח בסלעים בעלי RQD נמוך יותר מחוספסות יותר. פיזור התוצאות אף מרמז על אפשרות לחלוקה נוספת לתחומים של תרשימי מתאם אלו בהתאם לערכי RQD, אשר תיתן ביטוי מעשי לתרומת מישורי הסדקים לגובה החספוס המתקבל. כבר עכשיו, לצורכי הערכת תסבולת הכלונס בחיכוך, ניתן להניח בסבירות גבוהה כי גבול עליון של Δr , אשר הוצע ע"י Seidel and Collingwood, 2001, יכול לשמש בפועל כגבול תחתון עבור סלעים בעלי $RQD < 50\%$ וגבול תחתון של ערכי Δr בתרשימים אלו תואם לערכים, אשר צפויים להתקבל בסלעים בעלי $RQD = 100\%$.

הנחות אלו שימשו כבסיס לבדיקה קצרה של מידת השפעת ה-RQD על תסבולת הכלונס בחיכוך, אשר בוצעה באמצעות תוכנת Rocket. לצורך הבדיקה נבחרו באופן אקראי שני ניסיונות העמסה, המסומנים כמקרה 1 ו-2 בתרשים 31, וכל אחד מהם הורץ עבור סדרת ערכי RQD פעמיים: פעם אחד תוך התאמת ערכי מודול אלסטיות של מסת הסלע לירידה בערכי RQD בהתאם לקשר האמפירי של Zhang and Einstein, 2004 (משוואה (28)) ללא שינוי בגובה החספוס המקורי ופעם שנייה תוך התאמת גובה החספוס לממצאים שלעיל. ערכי מאמץ חיכוך

ממוצע בכשל, אשר התקבל עבור כל הרצה, נורמלו לערך של f_{su} , אשר התקבל בסלע בעל $RQD=100\%$ וזאת במטרה לקבל את מקדם ההפחתה MMF עבור כל הרצה. צידו הימני של תרשים 31 מציג תוצאות הבדיקה במרחב E_m/E_r -MMF יחד עם הקשר האמפירי המקורי של Williams and Pells, 1981. ניתן לראות כי קשר זה תואם את מגמתיות התוצאות במידה וגובה החספוס נשאר קבוע ואינו תואם אותה לחלוטין במידה וגובה חספוס ממוצע משתנה. יש להזכיר כי תמונה דומה לזו התקבלה גם בניתוח בלתי תלוי של תוצאות ניסיונות העמסה שהוצגו בתרשים 30.

מכאן ניתן להסיק כי התחשבות באיכות מסת הסלע דרך הפעלת מקדם הפחתה MMF על קשרים אמפיריים קיימים יכולה להיות יעילה בתנאי וירידה בערכי יחס המודולוסים אינה מלווה בשינוי של פרמטרים נוספים המשפיעים על תסבולת הכלונס ובראשם חספוס דפנות הקידוח. כל הפעלה אחרת של מקדם הפחתה MMF מעבר למגבלה זו תגרום רק תת הערכה של מאמץ חיכוך ממוצע בכשל. הרחבת בסיס הנתונים של גבהי החספוס כנגד ערכי RQD באמצעות מדידות ישירות תוכל רק לייצב את הקשר שהתקבל כאן בין שני הפרמטרים האלו ובכך לתרום להבנת השפעה אמיתית של RQD על תסבולת הכלונס בחיכוך.

5 בדיקות מעבדה

5.1 כללי

בהיעדר ניסיונות העמסה בשטח, לגבם ישנו תיעוד מפורט של מסת הסלע דרך אחת משיטות הדירוג המקובלות (כולל אפיון סטטיסטי ומכני של מערכות הסדקים), החלק הניסיוני במחקר זה התרכז בעיקר בתכנון וביצוע ניסיונות העמסה מעבדתיים בקנה מידה גדול יחסית במסת סלע מלאכותית. ממשק כלונס סלע בניסיונות אלו נבחר להיות בלתי רציף בעל סדרת גבשושיות משולשיות וזאת בהתאם לאחת המודלים התיאורטיים המוצלחים להערכת f_{su} והוא המודל המיקרו של מונש (תת הפרק 3.7). בטון נבחר לשמש כ"חומר גלם" בניסיונות אלו הן עבור הבלוקים של הסלע המלאכותי והן עבור הכלונסאות עצמם. לשימוש בבטון למטרה זו ישנם יתרונות רבים החל מהתנהגותו המכאנית, אשר דומה מאוד לסלעים אמיתיים, שליטה מרבית בחוזק המתקבל, קבלת טווח חוזקי לחיצה רחב יחסית ($10 \div 70 \text{ MPa}$ ואף יותר), וחזרה מדויקת על צורתן של תבניות היציקה, אשר לה ישנה חשיבות מיוחדת במחקר זה בכול הנוגע ליצירת מערכות סדקים מסודרות וגבשושיות חספוס בממשק כלונסאסלע. שימוש בבטון כחומר מדמה סלע בניסויים שונים אינו חדש בתחום של מכאניקת הסלע וקיימות לא מעט עבודות מחקר אפילו בתחום הביסוס, אשר השתמשו הן בבטון והן בגבס כחומרים מדמי סלע (Benmokrane et al., 1994, Seol et al., 2008 ואחרים). יחד עם זאת, שימוש בבטון עד כה התרכז בעיקר בהדמיית סלע רציף בניסויים בקנה מידה קטן יחסית.

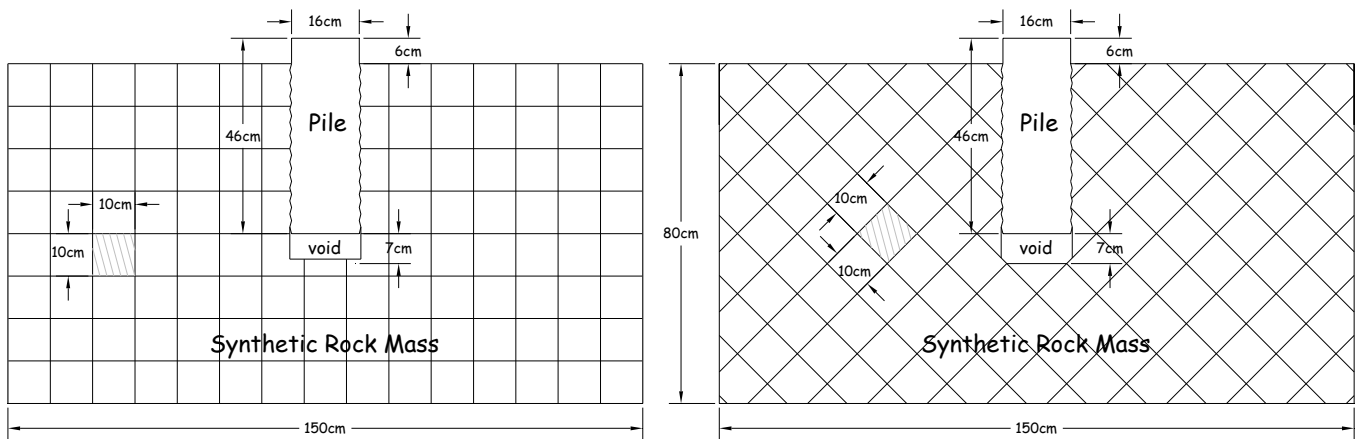
מעבר לתכנון וביצוע של ניסיונות העמסה מעבדתיים, בדיקות מעבדה נוספות לאפיון מכני מלא של בטון עבור כלונסאות ומסת סלע מלאכותית בוצעו במסגרת המחקר.

5.2 ניסיונות העמסה מעבדתיים

5.2.1 כללי

ניסיונות העמסה מעבדתיים תוכננו במתכונת דו ממדית וזאת על מנת לאפשר מצד אחד ללמוד ויזואלית וכמותית את התהליכים המתרחשים במסת סלע ולאורך ממשק כלונסאסלע ומצד שני להימנע ממידול תלת ממדי גדול וכבד, אשר קשה מאוד לתכנון, הכנה וביצוע בסלע מלאכותי סדוק. שיקול נוסף בהליכה לכיוון הדו מימדי הוא יצירת תנאים קרובים ככל האפשר לשחזור הניסויים באמצעות שיטות ספרתיות Discrete Element Method, בהן גרסה תלת ממדית נמצאת בשלבי פיתוח או אינה יכולה להתמודד עדיין עם בעיות מורכבות, הכוללות מספר רב של אלמנטים בדידים.

מידות כלליות של המודלים ושל הכלונס נבחרו תוך ניצול מרבי של מרחב העבודה של המכשיר בו בוצעו הניסויים, ותוך התחשבות מרבית באזורי השפעה אלסטיים של הכלונס בתוך מסת הסלע בעת ההעמסה. על מנת ללמוד את השפעת הנטייה של מערכות הסדקים על תסבולת כלונסאות הוכנו שתי סדרות של ניסיונות העמסה. הראשונה במסת סלע מלאכותית בעלת שתי מערכות סדקים ניצבות המסודרות בנטייה אופקית-אנכית והשנייה בנטייה של $45^\circ \pm$ ביחס לאופק (תרשים 32). שני ניסיונות העמסה נוספים בוצעו במסגרת המחקר על מנת לחקור מצבי קצה אפשריים של בעיה זו ולקבל קווי יחוס. הניסוי הראשון בוצע במסת סלע מלאכותית בה כל מישורי הסדקים, המסודרים בנטייה אופקית אנכית, מולאו בחומר סיכה בעובי ממוצע של כ-3 מ"מ, על מנת לדמות בהם מילוי חרסיתי חלש. הניסוי השני חקר התנהגות של כלונס במסת סלע מלאכותית רציף.



תרשים 32. סכמת כללית של ניסויי העמסה, כולל תיאור מסת הסלע המלאכותית

גיאומטריית החספוס של ממשק כלונסולע נבחרה תוך הסתמכות על מחקרים אחרונים בנושא זה. גובה חספוס ממוצע של 4 מ"מ נבחר כממוצע של טווח הערכים המוצעים ע"י Seidel and Collingwood, 2001 (תרשים 20) בהתאם לחוזק לחיצה חד צירי של סלע מלאכותי רציף. בהתאם לגובה זה ולאורך הכלונס, נבחר גם אורך מקטע החספוס של 15.9 מ"מ. חלל בתחתית הכלונס נועד לבדודו ממסת הסלע ולאפשר מדידת תסבולת החיכוך בלבד.

5.2.2 הכנת כלונסאות ובלוקים של סלע מלאכותי

שתי תערובות בטון שונות שימשו להכנת כלונסאות ובלוקים של הסלע המלאכותי. הבטון עבור הסלע המלאכותי תוכנן להיות חלש יותר (חוזק לחיצה משוער 10 MPa) מזה של הכלונסאות (חוזק לחיצה משוער 30 MPa) וזאת על מנת "להכתיב" את מיקום הכשל בצד של הסלע המלאכותי של הממשק ולא בצידו של הכלונס. בטבלה 8 מוצגים מתכונים התערובות יחד עם כמויות, אשר מתאימות ליציקה בנפח כולל של 25 ליטר.

טבלה 8. מתכונים של תערובות בטון עבור מסת סלע מלאכותית ועבור כלונסאות.

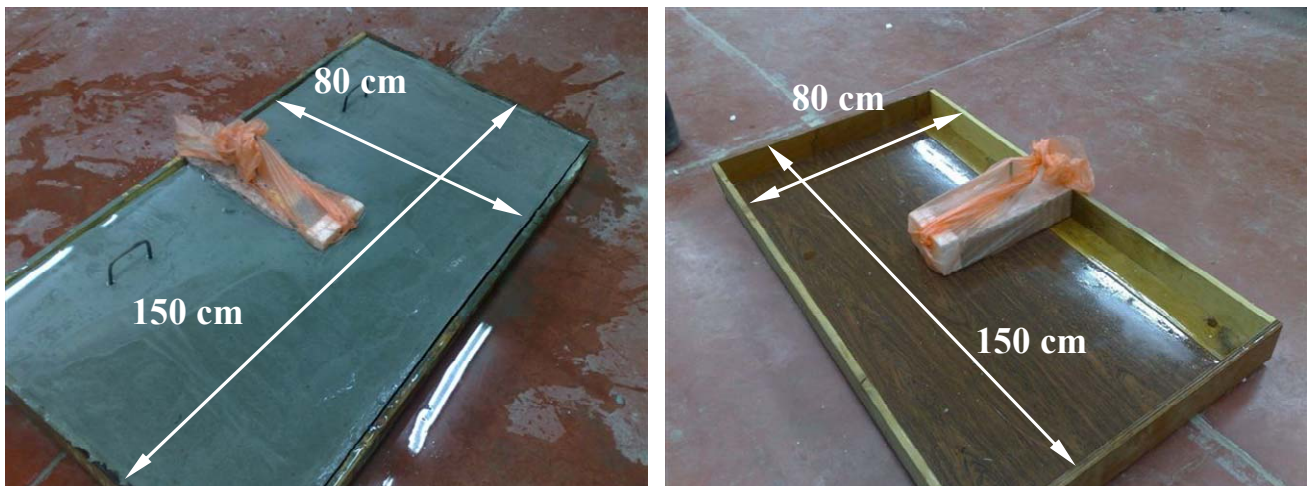
מקור	בטון לבלוקי סלע	בטון לכלונסאות
צמנט פורטלנד מסוג צ"פ 250	6.950 ק"ג	10.278 ק"ג
מים	6.116 ק"ג	5.278 ק"ג
מוסף כימי משפר עבירות	---	0.077 ק"ג
חול (גודל גרגר מכסימלי 0.4 מ"מ)	24.742 ק"ג	24.722 ק"ג
שומשום (תחום גודל גרגר 4-9 מ"מ)	22.796 ק"ג	22.778 ק"ג

כפי שניתן לראות בתרשים 32, המרכיב העיקרי של מסת הסלע המלאכותית בכל ניסיונות ההעמסה הינו בלוק בטון בגודל של 10/10/10 ס"מ, אשר לו קיימת תבנית יציקה סטנדרטית ממתכת וזאת גם הייתה אחת הסיבות לבחירת גודל זה של הבלוק. נטייה שונה של מערכות הסדקים וחספוס של ממשק כלונסולע יצרו צורך בבלוקים בעלי צורות גיאומטריות שונות, כאשר בבסיסם אותה תבנית יציקה סטנדרטית. יציקה של בלוקים אלו התאפשרה בזכות שילובן של פלטות תותבות מ-PVC בעלות גיאומטריה ייחודית בתוך התבניות הסטנדרטיות והן אלו שיצרו את הדפוס הרצוי של הבלוקים (תמונה 2, צד ימין). יציקת הכלונסאות בוצעה בתוך תבניות מתפרקות מ-PVC, כאשר טרם היציקה הוכנסו כלובי זיון לתוך התבניות (תמונה 2, צד שמאל). יציקת מסת סלע רציפה בוצעה בתוך תבנית עץ אשר נבנתה במיוחד למטרה זו. כלונס מוכן, העטוף בפוליאיתילן דק, הוכנס לתוך התבנית טרם היציקה. עטיפה זו נועדה מצד אחד למנוע הידבקות בין הבטון לסלע המלאכותי שבממשק (כמו בשאר ניסיונות העמסה מעבדתיים) ומצד שני לאפשר לבטון הטרי לקבל את צורת החספוס של הכלונס המוכן

וזאת עקב הלחץ ההידרוסטטי. בתחתית הכלונס מוקמו שני לוחות קל-קר בעובי כולל של 6 ס"מ וזאת במטרה להפרידו מהסלע הרציף (תמונה 3).



תמונה 2. פלטות תותבות מ-PVC בתוך התבניות ליציקת בלוקים (צד ימין) ותבנית ליציקת כלונס (צד שמאל)



תמונה 3. מסת סלע מלאכותית רציף: לפני (צד ימין) ואחרי יציקה (צד שמאל).

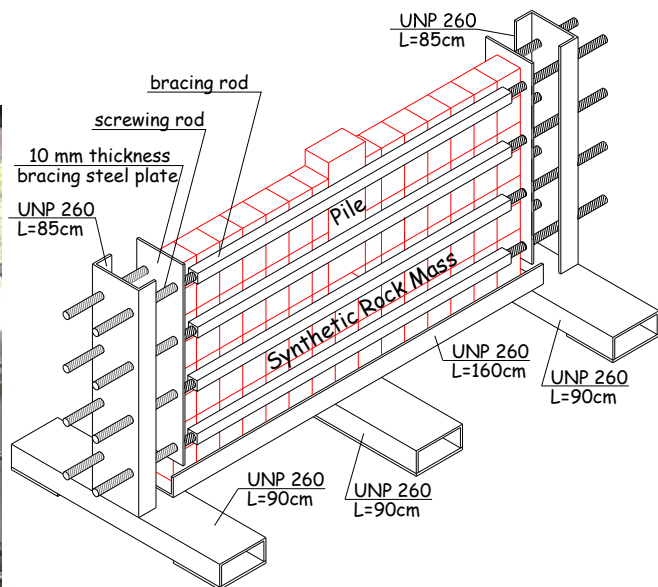
במקביל ליציקת כלונסאות ובלוקים לסלע מלאכותי, נוצקו מאותם הבטונים גושים בגדלים של 10/10/10 ס"מ ו- 40/12/10 ס"מ לצורכי הכנת דוגמאות לבדיקות של האפיון המכאני. הטיפול בבטון לאחר כל יציקה נעשה כמקובל במקרים אלו: כיסוי תבניות בפוליאיתילן מיד לאחר היציקה, לאחר מכן אשפרה ברטוב כשבוע ימים והמתנה מינימאלית של 28 יום עד להתחזקתו האופטימאלית.

5.2.3 ביצוע ניסיונות העמסה מעבדתיים

שמונה ניסיונות העמסה בוצעו במסגרת המחקר במעבדה לחומרי בניין של המחלקה להנדסת בניין באוניברסיטת בן גוריון. ארבעה ניסיונות העמסה בוצעו במסת סלע מלאכותית בה מערכות הסדקים מסודרות בנטייה אופקית אנכית, שניים נוספים בוצעו במסת סלע מלאכותית בה מערכות הסדקים מסודרות בנטייה של $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק. שני ניסיונות העמסה נוספים, כפי שצוין קודם, בוצעו בהתאמה במסת סלע מלאכותית בה מישורי סדקים, המסודרים בנטייה אופקית אנכית, מולאו בחומר סיכה בעובי ממוצע של כ-3 מ"מ ובמסת סלע רציף, ללא סדקים. ניסיונות אלו בוצעו במכשיר הידראולי, אשר תוכנן ע"י סגל המחלקה להנדסת בניין בהשתתפות פעילה של ראש המחלקה פרופ' אורן ווילנאי וד"ר אדי ליבוביץ', ונבנה והותקן ע"י חברת עוז הידרוליקה בע"מ. המכשיר מורכב מבוכנת לחיצה אנכית הנתונה במסגרת העמסה בעלת קשיחות של $3.2 \cdot 10^6 \text{ N/m}$ והכוח

הנורמאלי המרבי שניתן לייצר במכש זה הוא עד 1.4 MN. מערכת הבדיקה הינה מערכת פתוחה, בניגוד למערכות בדיקה הנשלטות ע"י בקרת- סרוו במעגל סגור, והשליטה על הכוח הנורמאלי המיוצר ע"י הבוכנה הינה ידנית. מרחב עבודה גדול יחסית של המכש (120*410 ס"מ) אפשר ביצוע של ניסיונות העמסה על מודלים בקנה מידה גדול יחסית. על מנת למקם את מסת הסלע המלאכותית בתוך מרחב המכש, היה צורך לתכנן ולייצר מסגרת ניסוי מפרופילי פלדה. מסגרת זו, כפי שניתן לראות בתרשים 33, בנויה מפרופיל תעלה U260, מוטות ופלטות דריכה חיצוניים ומוטות הברגה.

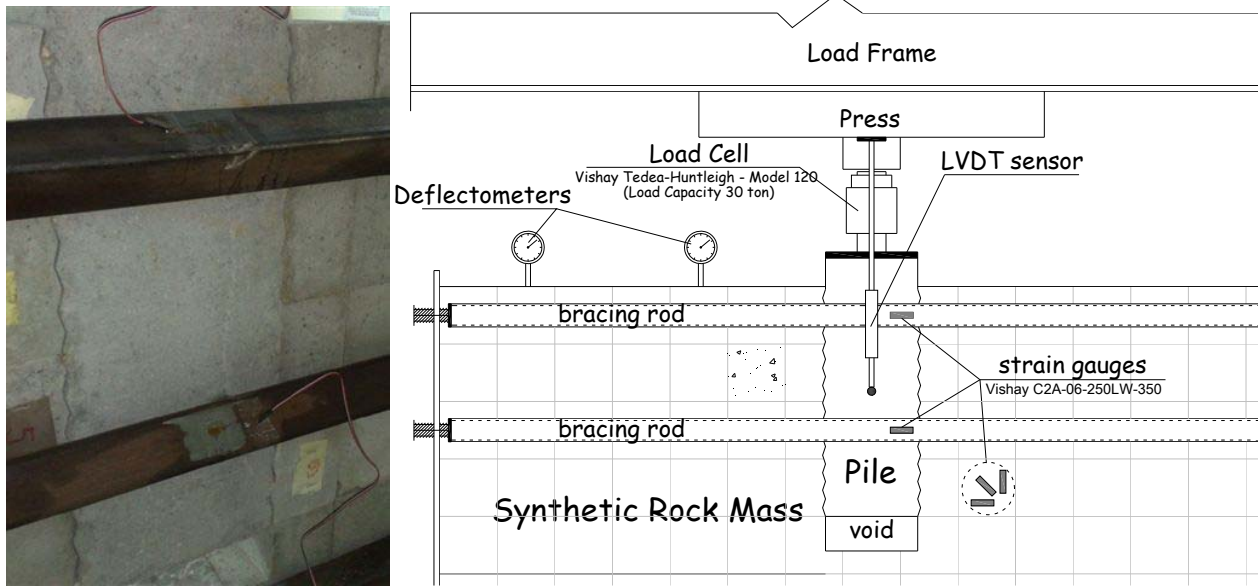
לפני תחילת הניסוי, מסת הסלע שבתוך מסגרת הניסוי נעלה ונדרכה באמצעות שמונה מוטות דריכה חיצוניים (ארבעה בכל צד). מוטות אלו יחד עם שתי פלטות פלדה בקצוות בעובי 10 מ"מ כל אחת היו יוצרים מסגרת תמיכה אופקית סגורה בעלת קשיחות נורמאלית של 5.68 MPa/mm. כל מוט דריכה הסתיים בשני קצותיו במוט הברגה והידוק ידני של אומים שעל גביו ייצר את כוח הדריכה. כוח זה הועבר למסת הסלע המלאכותית דרך פלטות הידוק מסיביות, כפי שהוזכר קודם, אשר הבטיחו את פיזורו האחיד ככל האפשר. יש לציין כי חורים עבור מוטות ההברגה הן בפרופילי פלדה והן בפלטות הידוק נעשו בצורה אליפטית על מנת להבטיח חופש מכסימלי בהרכבת המערכת מצד אחד ומצד השני למנוע הופעת ריאקציה בכיוון הניצב למישור הניסוי בכך לשמור על מצב מאמצים מישוריים של הבעיה.



תרשים 33. סכמה כללית של מסגרת הניסוי בשלבי תכנון (צד ימין) ותמונתה במציאות (צד שמאל).

בתרשים 34 ניתן לראות את המיקום הסכמאטי של ציוד המדידה שבניסוי. העומס שהופעל על הכלונס נמדד באמצעות תא לחץ ותזוזת הכלונס נמדדה במרכזו באמצעות מדיד LVDT. בחלק מהניסויים מדיד LVDT נוסף חובר לחלקו העליון של הכלונס על מנת ללמוד את פיזור הכוח לאורכו, בדומה לעקרון של אקסטנסיומטרים מסוג Tell-Tale שבניסיונות העמסה אמיתיים. בנוסף לכך, בשני מיקומים שונים על פני מסת הסלע המלאכותית הותקנו שני מדי תזוזה דיגיטאליים מתוצרת חברת Mitutoyo בעלי דיוק של מיקרון אחד. מתחתם, על פני פרופיל תעלה תחתון, הותקנו שני מדי תזוזה אנלוגיים נוספים מתוצרת של אותה החברה בדיוק של עשרה מיקרון על מנת למדוד את מידת הדפורמציה של הפרופיל במהלך הניסוי. קריאות מדי תזוזה אלו הן היחידות שנרשמו ידנית במהלך הניסוי תוך עצירת ההתקדמות בהעמסה לפרקי זמן קצרים. דבר זה הגביל את מספר הקריאות במהלך הניסוי וגרם במובן מסוים ליכולת מעקב מוגבלת אחרי הדפורמציה בנקודות המדידה. קריאות שאר רכיבי מערכת המדידה החשמלית נקלטו ישירות לתוך מערכת בקרה וקליטת נתונים ממוחשבת מתוצרת חברת

National Instruments באמצעות תוכנת LabView. מערכת זו כללה 7 ערוצי קליטה פעילים: אחד עבור תא לחץ, שניים עבור מדידי LVDT וארבעה נוספים עבור מדי עיבור.



תרשים 34. מיקום סכמאטי של ציוד מדידה בניסוי העמסה (צד ימין) ותמונת מדי עיבור מודבקים על מוטות הידוק (צד שמאל).

יש לציין כי מספר מצומצם של ערוצי קליטה פעילים עבור מדי העיבור הגביל משמעותית את יכולת המעקב אחרי השתנות העיבורים ברכיבים השונים של המערכת הניסיונית ובראשם מוטות הדריכה. לכן מדי העיבור הותקנו רק על שני מוטות עליונים מכל צד שנמצאים באזור הכלונס בהנחה והם מייצגים בעקיפין את המתרחש באזור זה בכיוון הלאטרלי. שלושה מדי עיבור נוספים הודבקו על מוטות פלדה קצרים אשר הושחלו לתוך בלוק הבטון בזמן היציקה בנטיית: אופקית, אנכית ואלכסונית (45°) וזאת על מנת ללמוד על פיזור המאמצים במרחב. יש לציין כי לפני תחילת הניסויים בוצע כיול של כל מדי העיבור שעל גבי האלמנטים לצורך המרת האות החשמלי המתקבל ישירות לכוחות ולמאמצים ביחידות הנדסיות. תמונה 4 מציגה דוגמה לכיול כזה שבוצע למדי העיבור שעל גבי מוטות הדריכה.



תמונה 4. תהליך הכיול של מדי העיבור

מד כוח הותקן בתוך מסת הסלע המלאכותית במפלס מוטות הדריכה העליונים והובלט בקצהו השמאלי כ-2 ס"מ אל מעבר לבלוקים. לאחר מכן מוטות אלו נדרכו בהדרגה באמצעות מפתח מומנט, כאשר כוח הדריכה עבר ישירות למד הכוח דרך פלטת הדריכה. קריאות של מדי הכוח והעיבור נקלטו במערכת בקרה וקליטת נתונים ממחשבת והקשר שהתקבל ביניהן שימש מאוחר יותר להערכת כוחות הדריכה בניסיונות העמסה מעבדתיים. לאחר מכן נבנה גם קשר בין מומנטי הסגירה של האומים, אשר נלקחו ידנית, לכוחות הדריכה שהתפתחו במוטות כתוצאה מכך. קשר זה אפשר מאוחר יותר להעריך על פי מומנטי הסגירה של האומים את כוחות הדריכה ההתחלתיים במוטות עליהם לא הותקנו מדי העיבור. יש לציין כי בתהליך דומה נקשרו גם קריאותיהם של מדי העיבור שבבלוק בטון למאמץ שהופעל עליו.

5.3 אפיון מכני של דוגמאות בטון

מתוך גושי הבטון הגדולים (40/12/10 ס"מ) שנוצקו מראש הוצאו גלעינים בקוטר של 54 מ"מ (תמונה 5) וזאת במטרה לקבוע את תכונות האינדקס ולאפיין מכאנית את הבטון.



תמונה 5. גושי בטון בגודל 40/12/10 ס"מ (צד ימין) ותהליך הוצאת הגלעינים (צד שמאל).

הגלעינים הוכנו בהתאם לתקן ASTM Standard D4543-01, 2001 ועברו את הבדיקות הבאות במעבדה למכניקת הסלע על שם דייכמן באוניברסיטת בן גוריון בנגב:

- קביעת צפיפות יבשה (ρ_{dry}).
- קביעת תכונות חוזק באמצעות בדיקות Point Load (ASTM Standard D5731-02, 2002) ו-Brazilian (ASTM Standard D3967-95, 1995). הבדיקות בוצעו במכשיר הידראולי ידני מתוצרת חברת SBEL מדגם PLT-75.
- קביעת חוזק לחיצה חד ותלת צירי באמצעות מכשיר לחיצה הידראולי מתוצרת Terra Tek דגם TX-33090. קשיחות מסגרת המכונה היא $5 \cdot 10^9$ N/m. כוח מרבי של הבוכנה ההידראולית ללחיצה צירית הינו 1.4 MN. תא הבדיקה הינו תא לחץ המותאם ללחצים היקפיים עד 70 MPa. לחץ היקפיים בפועל בבדיקות לחיצה תלת ציריות של מדגמי בטון נעו בטווח של 2 MPa ל-3 MPa. הבדיקות נשלטות ע"י בקרת-סרוו במעגל סגור. בעזרת מערכת בקרה זאת ניתן לבצע בדיקות הרס מבוקרות, תוך הכתבת אחד משני מעגלי בקרה: עומס או תזוזה.

חוזק לחיצה חד צירי של קוביות בטון בגודל 10/10/10 ס"מ נקבע בהתאם לתקן ישראלי 118 "בטון: דרישות, תפקוד וייצור" משנת 1992 (S.I.I. 118, 1992). הבדיקות בוצעו במעבדה לחומרי בניין של המחלקה להנדסת

בניין באוניברסיטת בן גוריון. החוזק נקבע במכש הידראולי מתוצרת של חברת Controls דגם C46W2, המסוגל לספק כוח צירי עד 2.0 MN.

5.4 אפיון מכני של ממשקים

הדמיית התנהגות של ממשקים סלעסלע וכלונססלע בגזירה בוצעה באמצעות בדיקות גזירה ישירה של ממשקים מנוסרים. בדיקת גזירה נוספת בוצעה על ממשק כלונססלע מלאכותי מחוספס (תמונה 6, צד שמאל), כאשר גיאומטריית החספוס הייתה זהה לזו שבניסיונות העמסה מעבדתיים. כל בדיקות הגזירה בוצעו במעבדה למכניקת הסלע על שם דייכמן באוניברסיטת בן גוריון בנגב באמצעות מכש מתוצרת Terra Tek Inc. דגם DS-4520 (תמונה 6, צד ימין).



תמונה 6. מכש הידראולי לגזירה ישירה מתוצרת Terra Tek Inc. דגם DS – 4520 (צד ימין), ממשק מחוספס כלונססלע מלאכותי לפני הבדיקה (צד שמאל).

מכש לגזירה ישירה מורכב מבוכנת לחיצה אנכית ובוכנת גזירה אופקית הנתונות במסגרת העמסה. קשיחויות נורמאלית וגזירה של מסגרת המכונה הן בהתאמה $7 \cdot 10^6$ N/m ו- $3.5 \cdot 10^6$ N/m. ניתן לשלוט על הבוכנה המייצרת את הכוח הנורמאלי וגם על הבוכנה המייצרת את כוח הגזירה, בשני מעגלים של בקרה: כוח, ותזוזה. הכוח הנורמאלי והאופקי המרבי שניתן לייצר במכש זה הוא 1 MN ו- 0.3 MN בהתאמה. המכש מצויד בשישה מדי תזוזה מסוג LVDT: ארבעה מדידים אשר מודדים תנועות נורמאליות (אנכיות) של הממשק ושניים אשר מודדים את תזוזות הגזירה (אופקיות).

בדיקות הגזירה של הממשקים המנוסרים בוצעו בתנאים של עומס נורמאלי קבוע (constant normal load), אשר בהם מערכת בקרת סרוו מתקנת ומתאימה את מיקומה האנכי של הבוכנה, שמספקת את הלחץ הנורמאלי במהלך גזירת הממשק, במטרה לשמור על עומס נורמאלי קבוע שהוכתב לה מראש. תנאי גבול אלו מדמים היטב התנהגות בגזירה של מישורי אי רציפות שלהם מצד אחד ישנו חופש תנועה בכיוון הנורמאלי בזמן הגזירה ומצד השני עומס נורמאלי שפועל עליהם הינו קבוע כדוגמת משקל עמודת הסלע שמעל. בבדיקות גזירה אלו נקבעו מאפייני הממשק העיקריים והם: חוזק הגזירה המרבי והשיורי של הממשק וקשיחות הגזירה (k_g) והקשיחות הנורמאלית (k_n) שלו.

בדיקת הגזירה של הממשק המחוספס בוצעה בתנאים של קשיחות נורמאלית קבועה (constant normal stiffness), כאשר על פי רוב החוקרים אלו הם התנאים שבהם הכלונס מתפקד בפועל. במקרה זה הבוכנה,

שמספקת את הלחץ האנכי, מתנהגת כמו קפיץ ובעזרת מערכת בקרת סרוו מתקנת ומתאימה את מיקומה האנכי, במהלך גזירת הממשק, במטרה לשמור על יחס קבוע שבין כוח נורמאלי (המתפתח על גבי הממשק) למידת התגובה (תזוזה) האנכית של הבוכנה. יחס זה מוגדר בעצם כקבוע קפיץ ותיקון מיקום הבוכנה במערכת בקרת סרוו מתבצע באופן הבא:

$$x_k = x_{ave.} - F/k_n \quad (85)$$

כאשר, x_k הינו מיקום יעד אנכי חדש של הבוכנה בהתאם לכוח נורמאלי F שהיא מרגישה, $x_{ave.}$ הינו מיקום אנכי נוכחי של הבוכנה (על פי ממוצע הקריאות של ארבעת מדי תזוזה אנכיים מסוג LVDT) ו- k_n הינה קשיחות נורמאלית קבועה.

קשיחות נורמאלית של הקפיץ שהוגדרה בבדיקה זו הייתה 3.72 MPa/mm ומאמץ נורמאלי התחלתי הוגדר כ- 0.50 MPa . מטרה עיקרית של בדיקה זו הייתה קביעת תסבולת בגזירה של הממשק המחוּספס בתנאים של קשיחות נורמאלית קבועה ובכך קבלת קו ייחוס לתסבולת זו עבור הממשקים, אשר נבדקו בניסיונות העמסה מעבדתיים הנ"ל.

יש לציין עוד כי כל בדיקות הגזירה, הן בתנאים של עומס נורמאלי קבוע והן בתנאים של קשיחות נורמאלית קבועה, בוצעו תחת הכתבת קצב גזירה קבוע של 0.025 מ"מ/שנייה .

לצורכי ביקורת וכחשלמה לאפיון מכני של ממשק סלע מלאכותי סלע מלאכותי בוצעו שתי בדיקות נוספות. הראשונה היא בדיקת הטיה (Tilt Test), אשר מיועדת להערכה מקורבת של זוויות חיכוך עבור מישורי אי רציפות מלאכותיים. הבדיקה מבוצעת ע"י הנחת שני בלוקי סלע אחד על השני, כאשר הבלוק התחתון מקובע על גבי משטח נטוי (תמונה 7, צד ימין). במהלך הבדיקה משנים את זווית ההטיה של המשטח עד לקבלת החלקה של הבלוק הרוכב. זווית ההטיה המתקבלת בעת החלקה הינה בעצם זווית החיכוך של מישור אי רציפות. הבדיקה השנייה היא לחיצה חד צירית של מספר בלוקים הרוכבים זה על זה (תמונה 7, צד שמאל). הבדיקה בוצעה במכבש הידראולי ידני מתוצרת חברת SBEL מדגם PLT-75 ומטרתה היא הערכת הקשיחות הנורמאלית של הממשק לפי משוואה (40).



תמונה 7. בדיקת הטיה על גושי בטון בגודל $5/10/10 \text{ ס"מ}$ (צד ימין) ובדיקת לחיצה חד צירית של שלושה בלוקים בגודל $10/10/10 \text{ ס"מ}$ (צד שמאל).

5.5 תוצאות

5.5.1 אפיון מכני של דוגמאות בטון

טבלה 9 מרכזת תוצאות אפיון מכאני של בטון לכלונסאות וסלע מלאכותי. תוצאות אלו כוללות ציון ערכים ממוצעים (לעיתים תוך ציון של סטיית התקן) של תכונות האינדקס הבאות אשר התקבלו בבדיקות מעבדה: צפיפות יבשה (ρ_{dry}), נקבוביות (n), חוזק לחיצה חד צירי (σ_{ci}), חוזק מתיחה בבדיקת Brazilian (σ_t), חוזק בבדיקת Point Load (I_p), מודול אלסטיות (E) ומקדם פואסון (ν).

טבלה 9. תוצאות האפיון המכאני של בטון לכלונסאות וסלע מלאכותי.

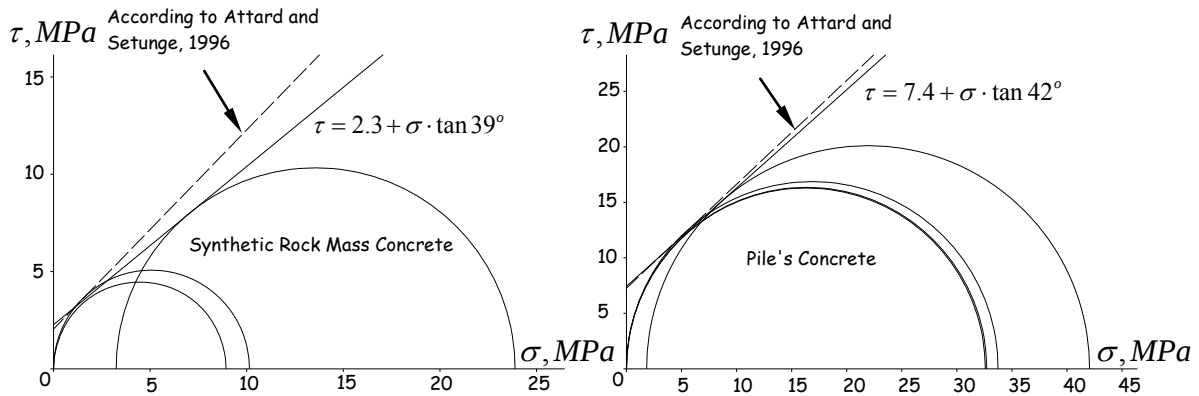
ν	E GPa	I_p MPa	σ_t MPa	σ_{ci} MPa	n %	ρ_{dry} gr/cm ³	
0.23	4.27 ± 0.23	0.79 ± 0.12	1.15 ± 0.13	9.6 ± 0.9 7.9 ± 1.4	---	1.98	בטון עבור סלע מלאכותי
0.22	15.62 ± 2.65	2.40 ± 0.28	3.46 ± 0.53	33.0 ± 0.6 35.7 ± 5.3	---	2.05	בטון עבור כלונסאות

חוזק לחיצה חד צירי של הבטונים מוצג פעמיים, כאשר התוצאות בשורה ראשונה מתייחסות לבדיקת לחיצה של הגלעינים ותוצאות בשורה השנייה לבדיקות לחיצה של קוביות הבטון בגודל 10/10/10 ס"מ. תוצאות אלו בבטונים מצביעות על בחירה נכונה של מתכונות לתערובת וקבלת ערכי חוזק קרובים לאלו שתוכננו מראש (תת הפרק 5.2.2). באופן כללי, ניתן גם לראות שתכונות אינדקס של הבטונים אחידות יותר מאלו של סלעים אמיתיים. זאת נובע ככל הנראה מפיזור גבוה יחסית של ערכי הנקבוביות בסלעים אלו, אשר לה השפעה ישירה על תכונות האינדקס.

תרשים 35 מרכז קריטריוני הכשל Coulomb – Mohr של בטון למסת סלע מלאכותית ובטון לכלונסאות. עקב מיעוט יחסי של בדיקות לחיצה תלת צירית בבטונים, קריטריוני הכשל שלהם הוצגו כנגד אלו שמתקבלים מקשר אמפירי בין מאמצים ראשיים בכשל (σ_1, σ_3) בבדיקות לחיצה תלת צירית לחוזק לחיצה ומתיחה של הבטון (σ_{ci}), σ_t שהוצע ע"י Setunge et al., 1993 ו-Attard and Setunge, 1996b. Attard and Setunge, 1996a מצאו כי קשר זה מתאים לבדיקות לחיצה תלת צירית במאמצי כליאה (σ_3) בין 1 MPa ועד 20 MPa עבור מגוון חוזקים של הבטון מ-20 MPa ועד 130 MPa. בצורתו הכללית קשר זה נראה כך:

$$\sigma_1 = \sigma_{ci} \cdot \left(\frac{\sigma_3}{0.9\sigma_t} + 1 \right)^{1.25 \left[1 + 0.062 \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} \right]} \sigma_{ci}^{-0.21} \quad (86)$$

כפי שניתן לראות בבטון לכלונסאות (בטון חזק יותר) קיימת חפיפה כמעט מושלמת בין קריטריוני הכשל החזוי והמתקבל מבדיקות מעבדה. לעומתה, קיים פער מסוים בין קריטריונים אלו בבטון לבלוקי סלע, אשר חלש יותר וחורג מתחומי ה"תקיפות" של הקשר האמפירי.



תרשים 35. קריטריון הכשל Coulomb – Mohr של בטון לכלונסאות ולבולקים של סלע מלאכותי.

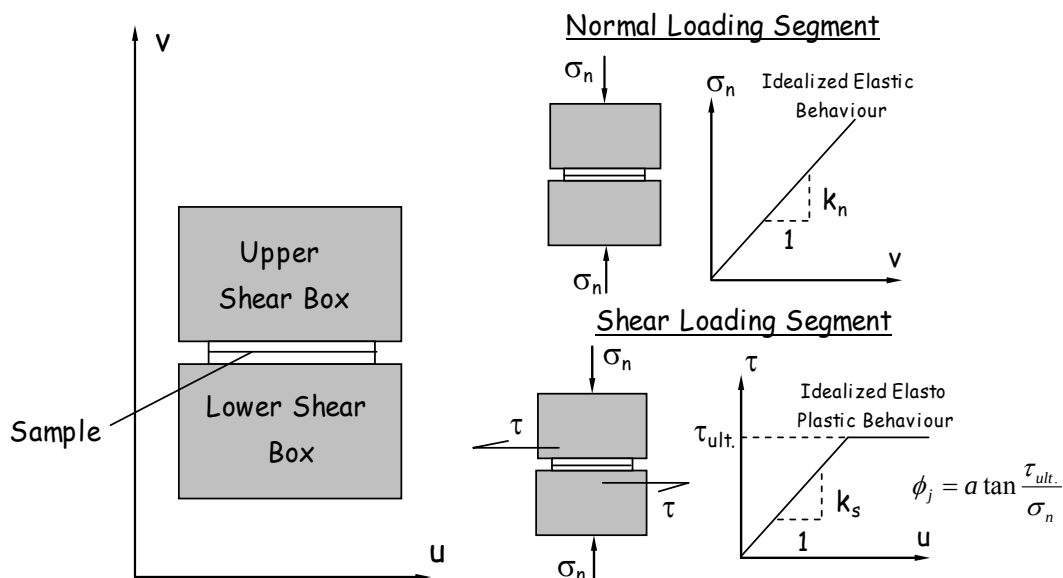
5.5.2 אפיון מכני של ממשקים

5.5.2.1 כללי

בתת פרק זה מרוכזות תוצאות האפיון המכאני של ממשקים, אשר בוצע באמצעות בדיקת גזירה ישירה של ממשק בטון – בטון מנוסר בתנאים של מאמץ נורמאלי קבוע, בדיקת גזירה ישירה של ממשק בטון – בטון מחוספס בתנאים של קשיחות נורמאלית קבועה, בדיקות הטיה ובדיקות לחיצה צירית של מערכת בולקים.

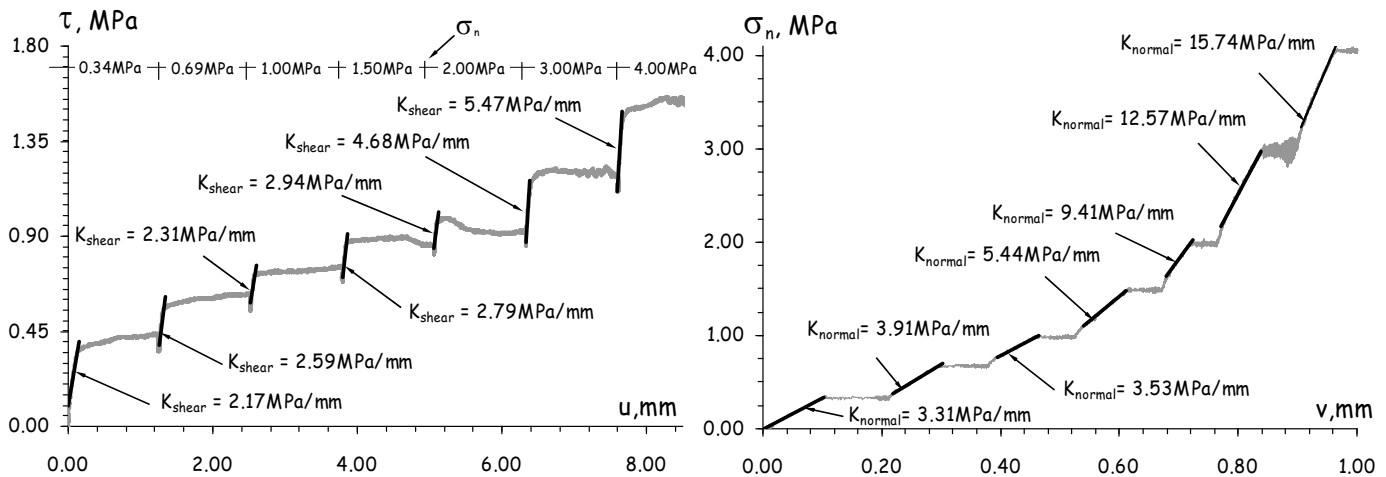
5.5.2.2 בדיקת גזירה ישירה בתנאים של מאמץ נורמאלי קבוע

בדיקת גזירה ישירה תחת מאמץ נורמאלי קבוע בוצעה על ממשק בטון-בטון מנוסר. הבדיקה חולקה למספר סגמנטים, אשר בכל אחד מהם תחילה הועלה מאמץ נורמאלי עד לערך יעד שנקבע (Normal Loading Segment) ולאחר מכן בוצעה גזירת הממשק למרחק כולל של 1.25 מ"מ (Shear Loading Segment). מאמצים נורמאליים בין סגמנט לסגמנט הועלו בהדרגה מ - 0.34 MPa ועד ל- 4.00 MPa. תרשים 36 מציג באופן סכמאטי תהליך למציאת מאפייני הממשק העיקרים והם זווית חיכוך (ϕ_j) וקשיחויות גזירה (k_s) ונורמאלית (k_n).



תרשים 36. תהליך סכמאטי למציאת מאפייני ממשק עיקרים בכל סגמנט של בדיקת גזירה ישירה.

תוצאות הבדיקה מרוכזות בתרשים 37 במרחב מאמץ גזירה (τ) – תזוזת גזירה (u) (צד שמאל) ובמרחב מאמץ נורמאלי (σ_n) – תזוזה נורמאלית (v) (צד ימין) יחד עם קשיחויות הממשק שהוערכו על פי עקרונות שבתרשים 36.

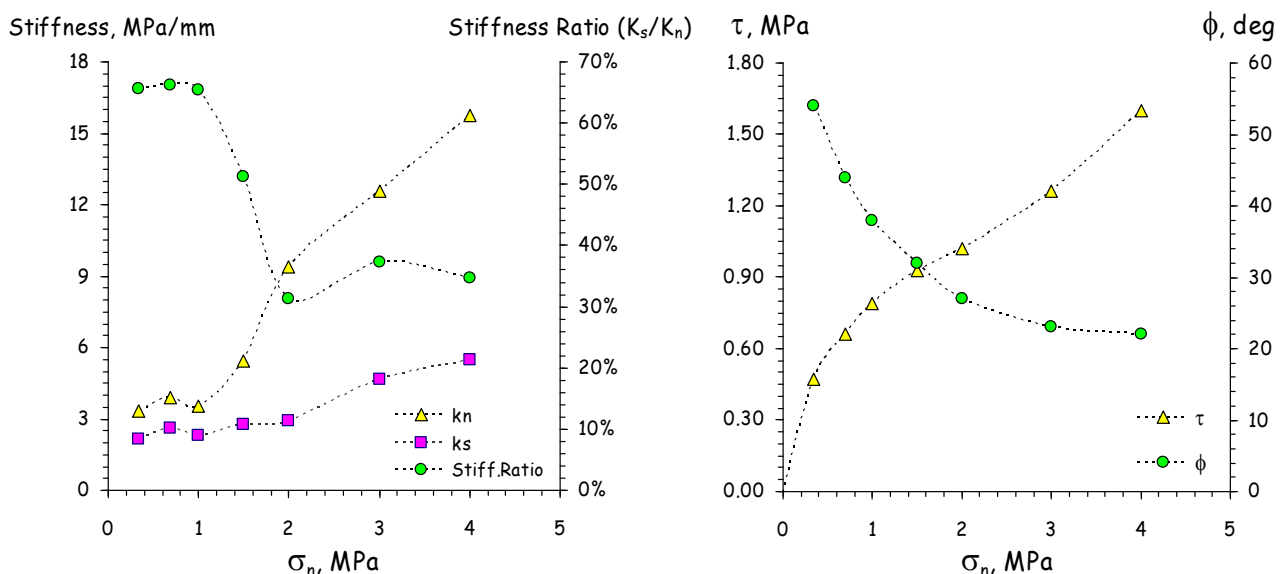


תרשים 37. תוצאות בדיקת גזירה ישירה של ממשק בטון – בטון מנוסר: (צד שמאל) מאמץ גזירה (τ) כנגד תזוזת גזירה (u) והערכת קשיחות הגזירה (k_s), (צד ימין) מאמץ נורמאלי (σ_n) כנגד תזוזה נורמאלית (v) והערכת קשיחות נורמאלית של הממשק (k_n). טבלה 10 מרכזת את התוצאות המספריות של הבדיקה.

טבלה 10. ריכוז תוצאות בדיקת גזירה ישירה של ממשק בטון-בטון מנוסר תחת תנאים של מאמץ נורמאלי קבוע.

4.00	3.00	2.00	1.50	1.00	0.69	0.34	σ_n , MPa
1.60	1.26	1.02	0.93	0.79	0.66	0.47	τ_{ult} , MPa
22°	23°	27°	32°	38°	44°	54°	ϕ_j
15.74	12.57	9.41	5.44	3.53	3.91	3.31	k_n , MPa/mm
5.47	4.68	2.94	2.79	2.31	2.59	2.17	k_s , MPa/mm

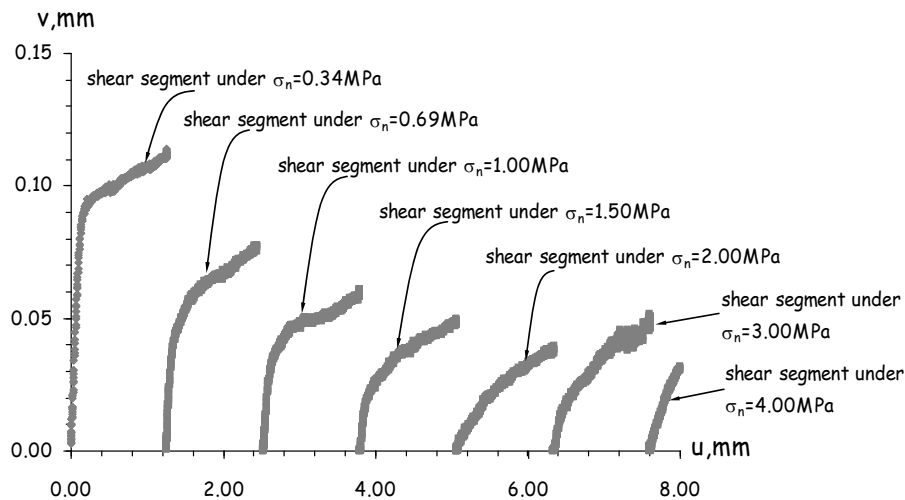
מהתוצאות המופיעות בתרשים 37 ובטבלה 10 עולות מספר תצפיות מעניינות. זווית החיכוך וקשיחות הממשק אינן קבועות בין סגמנט לסגמנט והן משתנות בהתאם למאמץ נורמאלי. בעוד שהקשיחות מציגות מגמת עלייה מקבילה ללחץ הנורמאלי (תרשים 38, צד שמאל), זווית החיכוך של הממשק מציגה דווקא מגמה הפוכה והקשר המתקבל שבין מאמץ נורמאלי למאמץ גזירה בכשל אינו ליניארי (תרשים 38, צד ימין).



תרשים 38. השתנות של זווית החיכוך (ϕ_j) ומאמץ גזירה (τ) (צד ימין) ושל קשיחות גזירה (k_n) ונורמאלית (k_s) והיחס ביניהן (k_s/k_n) (צד שמאל) של ממשק בטון – בטון מנוסר כתלות במאמץ נורמאלי (σ_n) אשר פעל במהלך סגמנטי הגזירה של הממשק.

קשיחות של חומר אלסטי רציף אינה מושפעת מרמת המאמצים המופעלים עליו, אך לא כך הדבר במקרה של ממשקים בלתי רציפים בסלע (Indraratna and Haque, 2000). ידועה כי קשיחויות הממשק במקרה זה תלויות הן בגודל של המאמץ הנורמאלי שפועל על גביו והן בגודל של מאמץ הגזירה המתפתח (Barton, 1983 and Bakhtar, 1983). הקשר בין קשיחויות הממשק למאמצים המופעלים עליו הינו על פי רוב קשר ישיר ותוצאות הבדיקה מאמתות זאת פעם נוספת. בנוסף לקשיחויות הממשק צידו השמאלי של תרשים 38 מציג גם יחס בין קשיחויות אלו כתלות במאמץ הנורמאלי. יחס זה משמש לעיתים קרובות כנתון קלט בשיטות חישוביות שונות.

תרשים 39 מציג השתנות של תזוזה נורמאלית כנגד תזוזה משיקית במהלך סגמנטי הגזירה של הבדיקה.



תרשים 39. השתנות של תזוזה נורמאלית (v) כנגד תזוזה גזירה (u) בבדיקת גזירה ישירה בתנאים של מאמץ נורמאלי קבוע.

ניתן לראות באופן ברור כי בכל סגמנטי הגזירה קיים קשר ישיר בין תזוזה נורמאלית לתזוזה משיקית. למרות שעוצמת העלייה של התזוזה הנורמאלית פוחתת בהדרגה מסגמנט גזירה אחד למשנהו, הקשר בין שתי התזוזות עדיין נשמר. עלייה זו מסמלת למעשה הפחתת עובי הממשק או סגירתו ופירושה היא דגרדציה או שחיקתו הדרגתית במהלך הגזירה.

5.5.2.3 בדיקת הטיה

זווית החיכוך של ממשק בטון-בטון מנוסר בבדיקה זו נקבעה כממוצע התוצאות של עשר בדיקות הטיה בודדות והיא עומדת על ערך של 38° עם טווח זוויות מדוד בפועל שבין 34° ל- 52° . באופן תיאורטי זווית חיכוך זו, אשר נמדדה תחת לחץ נורמאלי ששואף לאפס, הייתה אמורה להיות גבוהה יותר מזו שהתקבלה בבדיקת גזירה ישירה תחת מאמץ נורמאלי ראשוני של 0.34 MPa. אך בפועל זה לא קרה וזווית החיכוך שנמדדה בבדיקת הגזירה תחת לחץ נורמאלי זה הייתה 54° (טבלה 10).

בדיקת הטיה אינה נחשבת לשיטה אמינה במיוחד לקביעת זוויות החיכוך של מישורי אי רציפות בסלע. דיוקה הבינוני של השיטה מגביל את יישומה בעיקר לשלבי הערכה ותכנון ראשוניים. בעיתיות הדיוק של השיטה ניתן לראות בין היתר בטווח רחב של זוויות חיכוך מדודות, אשר מתקבל לעיתים קרובות בבדיקות הטיה בודדות של אותו הממשק. כך למשל בעבודתם של Whyatt et al., 2004 טווח מדוד של זווית חיכוך בסיסית ב-11 בדיקות הטיה של ממשק דולומיט – דולומיט מנוסר נע בין 25° ל- 41° עם ערך ממוצע של 30° . בעבודתם של Bye and Bell, 2001 טווח זה, אשר נמדד בבדיקות הטיה של ממשק בסלע סידנו-סיליקטי, נע בין 28° ל- 38° עם ערך

ממוצע של 32^0 . לאור הדוגמאות שהובאו לעיל, טווח הזוויות שנמדד בבדיקות הטיה של ממשק בטון – בטון מנוסר אינו נראה כחריג במיוחד והוא מרמז אולי פעם נוספת על כך שיש להתייחס בזהירות לתוצאות הבדיקה.

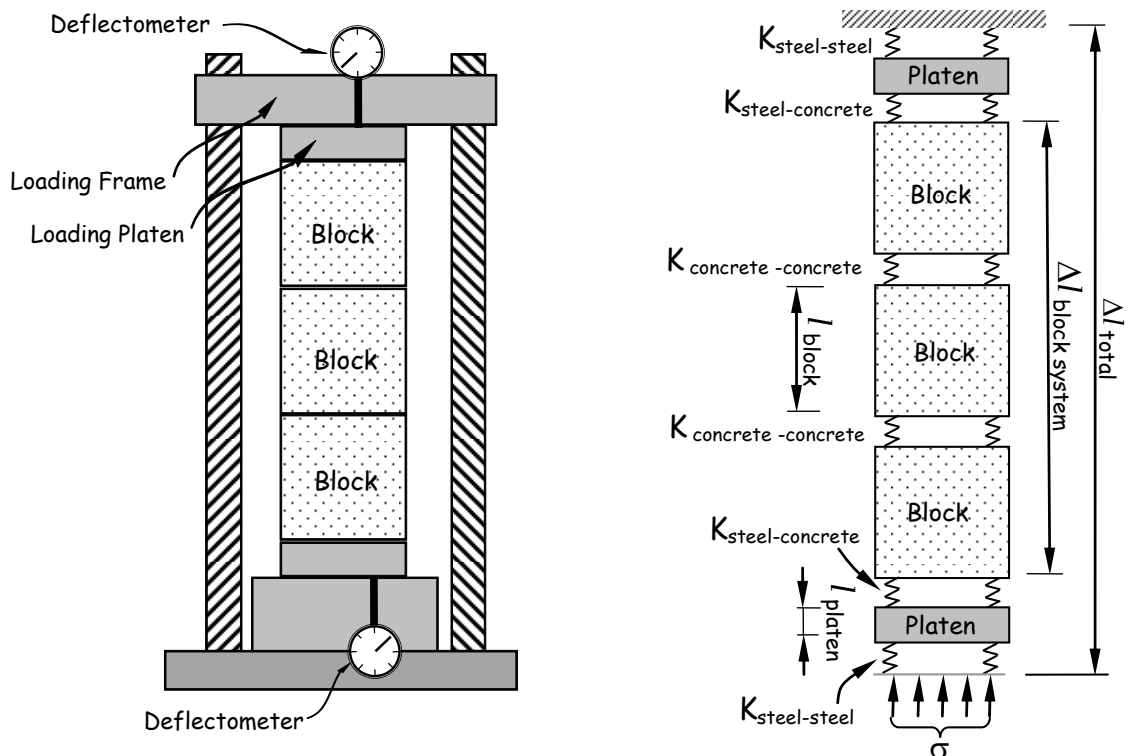
5.5.2.4 לחיצה חד צירית של מערכת הבלוקים

בדיקת לחיצה חד צירית של שלושה בלוקי בטון (תמונה 7) בוצעה במטרה להעריך את הקשיחות הנורמאלית הסקאנטית של ממשק בטון – בטון ולהשוותה לערך זה שהתקבל בבדיקת גזירה ישירה. לצורכי השוואה וקבלת מצבי קצה, בדיקה זו בוצעה גם על בלוק בודד וגם על שלושה בלוקים וביניהם מרוח גריז בעובי ממוצע של כ-4 מ"מ.

דפורמציה כוללת של מערכת שמורכבת מ- n בלוקי בטון ($\Delta l_{\text{block system}}$) תחת מאמץ לחיצתי σ שווה, על בסיס משוואה (39), ל:

$$\Delta l_{\text{block system}} = \frac{(n-1) \cdot \sigma}{k_{n \text{ concrete-concrete}}} + \sum_1^n \left(\frac{\sigma}{E_{\text{concrete}}} \cdot l_{\text{block}} \right) \quad (87)$$

כאשר l_{block} הינו אורך של בלוק בודד והיחס $\sigma/E_{\text{concrete}}$ הינו בעצם עיבורו האורכי (ϵ_{axial}). במידה והדפורמציה הכוללת אכן נמדדת בקצוות המערכת ומד עיבור מותקן על כל בלוק, הנעלם היחידי במשוואה (87) הינו קשיחות נורמאלית (ממוצעת) של הממשקים ואותה ניתן לחלץ בקלות. עקב קשיים טכניים לא נעשה שימוש במדי עיבור ומדידת הדפורמציה בוצעה בפועל על גבי מסגרת העמסה באופן שבו נוספו למערכת עוד ארבעה ממשקים ושתי פלטות העמסה (תרשים 40, צד שמאל). צד ימין של תרשים 40 מציג מידול סטטי של הבעיה המעודכנת, כאשר הדפורמציה שנמדדה בפועל בניסוי מסומנת כ- Δl_{total} .

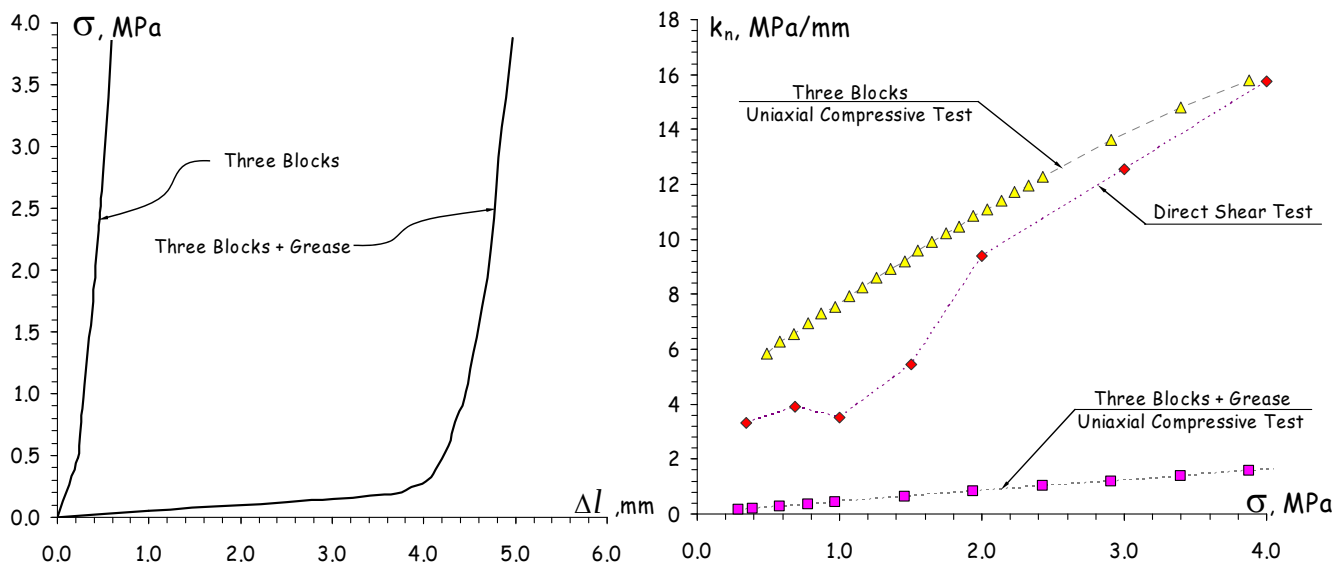


תרשים 40. סכמת מעודכנת של ניסוי לחיצת הבלוקים (צד שמאל) ומידולה הסטטי (צד ימין).

דפורמציה זו מורכבת למעשה מסכום הדפורמציות של מערכת הבלוקים ($\Delta l_{\text{block system}}$) ושל ממשקים ופלטות נוספים ($\Delta l_{\text{end caps}}$), כפי שזה מוצג במשוואה (88).

$$\Delta l_{\text{total}} = \Delta l_{\text{block system}} + \underbrace{\frac{2 \cdot \sigma}{k_{n \text{ steel-steel}}} + \frac{2 \cdot \sigma}{k_{n \text{ steel-concrete}}} + \frac{2 \cdot \sigma \cdot l_{\text{platen}}}{E_{\text{steel}}}}_{\Delta l_{\text{end caps}}} \quad (88)$$

דפורמציה $\Delta l_{\text{block system}}$ של מערכת שמורכבת מבלוק אחד בלבד שווה להתקצרותו האלסטית ואותה ניתן להעריך בעזרת חוק הוק. יש לציין כי מודול האלסטיות של בטון הונח בכל החישובים כקבוע וערכו נלקח מבדיקות חוזק לחיצה חד צירי (תת הפרק 5.5.1). ניתן להעריך את $\Delta l_{\text{end caps}}$ עבור רמות לחץ שונות בבדיקת לחיצה של בלוק בודד ע"י החסרת התקצרותו האלסטית מ- Δl_{total} שנמדדה בפועל בניסוי. באופן תיאורטי ערכי $\Delta l_{\text{end caps}}$ אלו אינם תלויים במספר הבלוקים במערכת והם אמורים להישאר קבועים. החסרת ערכי $\Delta l_{\text{end caps}}$ מהדפורמציה המדודה במערכת של שלושה בלוקים תיתן את $\Delta l_{\text{block system}}$, אשר מוצגת בציור השמאלי של תרשים 41.

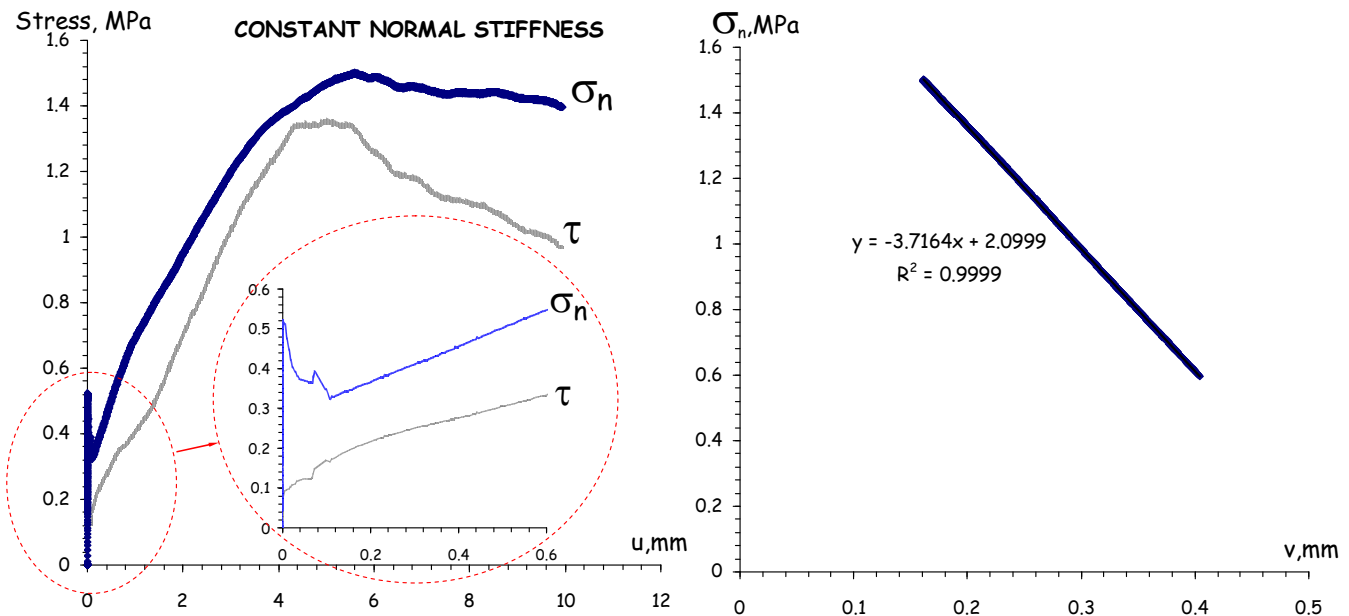


תרשים 41. עקומות מאמץ-תזוזה מוערכות של מערכת המורכבת משלושה בלוקי בטון עם וללא גריז ביניהם (צד שמאל), השוואת קשיחויות נורמאליות, אשר התקבלו בבדיקות לחיצה של בלוקים ובבדיקת גזירה ישירה (צד ימין)

שתי העקומות בציור השמאלי של התרשים מייצגות את הדפורמציה המוערכת של מערכת שמורכבת משלושה בלוקים עם וללא גריז ביניהם. בשני המקרים צורתה של עקומת מאמץ – תזוזה של הבלוקים בלחיצה מזכירה מאוד את צורתה הקלאסית של עקומת מאמץ – מעוות עבור מסות סלע סדוקות (תרשים 5). ניתן לראות בבירור את שלב סגירת הסדקים (עד לחצים נורמאליים של כ-0.5 MPa עד 1.2 MPa) ולאחריו התנהגות של שתי העקומות (קשיחות משיקית) הופכת להיות כמעט זהה. קשיחות נורמאלית סקאנטית של הממשקים הוערכה לפי משוואה (87) והיא מוצגת בציור הימני של תרשים 41 ולצידה קשיחות שהתקבלה בבדיקת גזירה ישירה. ניתן לראות כי לא רק ערכי הקשיחויות, אשר התקבלו בלחיצה חד צירית של שלושה בלוקים ללא גריז ובבדיקת גזירה ישירה של ממשק בטון – בטון קרובים מאוד אחד לשני עבור טווח רחב של מאמצים נורמאליים, אלא גם המגמתיות שלהן זהה כמעט לחלוטין. דבר זה מוכיח הן את אמינות של התוצאות והן את אופן קבלתם בשתי בדיקות שונות לכאורה. כמו כן ניתן לראות כי ערכי הקשיחות הנורמאלית של הממשקים, אשר מולאו בגריז, נמוכים (בממוצע פי 10) מאלו שנמדדו באותה הבדיקה ללא גריז ובבדיקת גזירה ישירה.

5.5.2.5 בדיקת גזירה ישירה בתנאים של קשיחות נורמאלית קבועה

בדיקת גזירה ישירה תחת הכתבה של קשיחות נורמאלית קבועה בוצעה על ממשק בטון – בטון מחוספס. הבדיקה בוצעה בשני סגמנטים, כאשר בסגמנט הראשון מאמץ נורמאלי התחלתי של 0.50 MPa הופעל על הממשק ובסגמנט השני הממשק נגזר תחת הכתבה של קשיחות נורמאלית קבועה של 3.72 MPa/mm לתזוזת גזירה כוללת של 10 מ"מ. צד שמאל של תרשים 42 מציג השתנות הן של המאמץ הנורמאלי והן של מאמץ הגזירה כתלות בתזוזת הגזירה בסגמנט השני של הבדיקה.

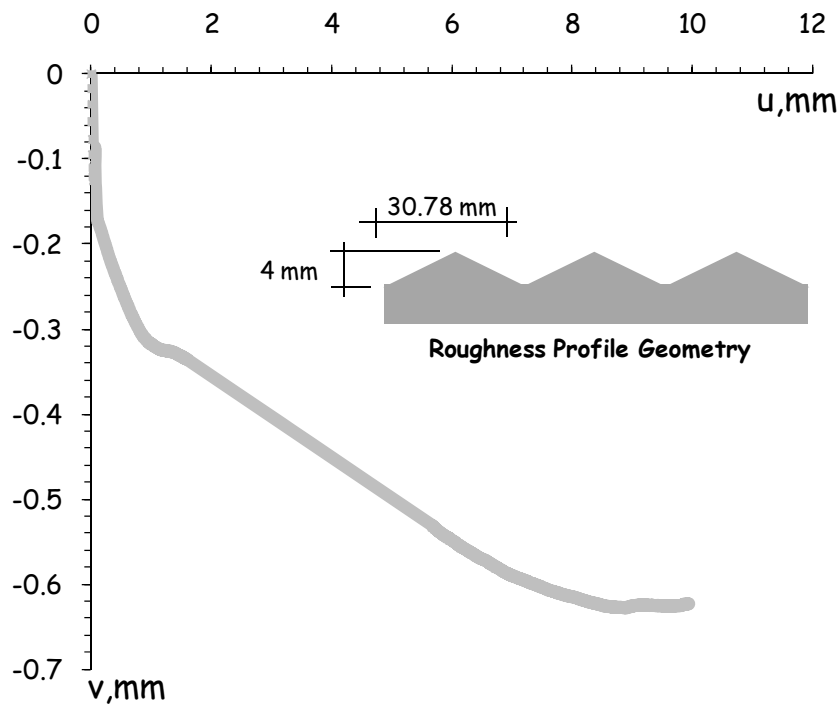


תרשים 42. תוצאות בדיקת גזירה ישירה של ממשק מחוספס תחת תנאים של קשיחות נורמאלית קבועה: השתנות של מאמץ נורמאלי ומאמץ גזירה כתלות בתזוזת גזירה (צד שמאל), השתנות של מאמץ נורמאלי כנגד תזוזה אנכית (צד ימין).

כפי שניתן לראות, בתחילת סגמנט הגזירה הייתה נפילה במאמץ הנורמאלי מערך התחלתי של 0.50 MPa לערך של 0.324 MPa ולאחר מכן הוא הגיע לשיא של 1.50 MPa. תופעת הירידה של הלחץ הנורמאלי בתחילת הבדיקה הינה תופעה מוכרת. Gu, 2001 מסביר זאת כך: בשלבי גזירה ראשוניים עיבורי גזירה קטנים מתרחשים לאורך הממשק עקב התנהגותם האלסטית של החומרים שמשני צידיו. בשלב זה הממשק עדיין מהודק והיחס בין מאמץ גזירה למאמץ נורמאלי לא מאפשר החלקה. עיבורי גזירה אלו באים ע"י ביטוי בהקטנת עובי הדגם. כזכור, בוכנה נורמאלית בבדיקות אלו מתנהגת כקפיץ דרוך במאמץ נורמאלי התחלתי. הקטנת עובי הדגם משמעותה שחרור מסוים של הקפיץ, אשר מלווה בירידת הכוח המופעל ע"י הבוכנה הנורמאלית. תחילת ההחלקה מלווה בתפיחת הממשק שמשמעותה דריכה חוזרת של הקפיץ ועלייה בכוח הנורמאלי. מיחס בין שיאי המאמצים ניתן לחשב את זווית החיכוך של הממשק תחת הכתבת תנאי שפה של קשיחות נורמאלית קבועה ובמקרה זה היא שווה ל- 42° . צד ימין של תרשים 42 מציג את השתנות המאמץ הנורמאלי במהלך סגמנט הגזירה כתלות בתזוזה אנכית, אשר למעשה הינה ממוצע הקריאות של ארבעת מדי התזוזה האנכיים מסוג LVDT. היחס בין שני משתנים אלו הינו הקשיחות הנורמאלית של הממשק, וכפי שניתן לראות יחס זה נשמר בצורה ליניארית לאורך כל הסגמנט. ערך השיפוע מתאים לקשיחות הנורמאלית שהוכתבה למערכת בקרת הסרוו כמשתנה בקרה מראש.

את תפיחת הממשק במהלך גזירתו ניתן לראות באופן ברור בתרשים 43, אשר מציג השתנות של תזוזה נורמאלית כנגד תזוזת גזירה. על אותו התרשים מוצגת באופן סכמאטי גם גיאומטריה של פרופיל החספוס. ניתן לראות באופן ברור כי הממשק תפח במהלך הגזירה כ-0.62 מ"מ (כ-16% מגובה גבשושיות החספוס), כאשר קצב התפיחה הלך והתמתן עד שהתאפס בתזוזת גזירה של כ-8 מ"מ (כ-50% מאורך מקטע החספוס). תיאורטית

קצב התפיחה של הממשק אמור להישמר קבוע עד לתחילת הכשל, אך על פי רוב הוא איננו קבוע (Seidel, 1993) ומתנהג בדפוס דומה לזה שהתקבל בבדיקת גזירה זו.



תרשים 43. השתנות של תזוזה נורמאלית (v) כנגד תזוזת גזירה (u) בבדיקת גזירה ישירה בתנאים של קשיחות נורמאלית קבועה

תמונה 8 מציגה את מראה הכשל שהתקבל בממשק לאחר פירוק הדוגמה ולצידה, בצד שמאל של התמונה, מוצג מראה הכשל כפי שהתקבל בניסיונות העמסה מעבדתיים. כפי שניתן לראות אופן גזירה של שיני החספוס דומה מאוד בשיני המקרים והכשל אכן התרחש בבטון של הסלע המלאכותי ולא של הכלונס, כפי שתוכנן מראש.



תמונה 8. השוואה ויזואלית בין כשל בגבשושיות שבבדיקת גזירה ישירה תחת קשיחות נורמאלית קבועה (צד ימין) לבין כשל זה שהתקבל בניסיונות העמסה מעבדתיים (צד שמאל).

5.5.3 ניסיונות העמסה מעבדתיים

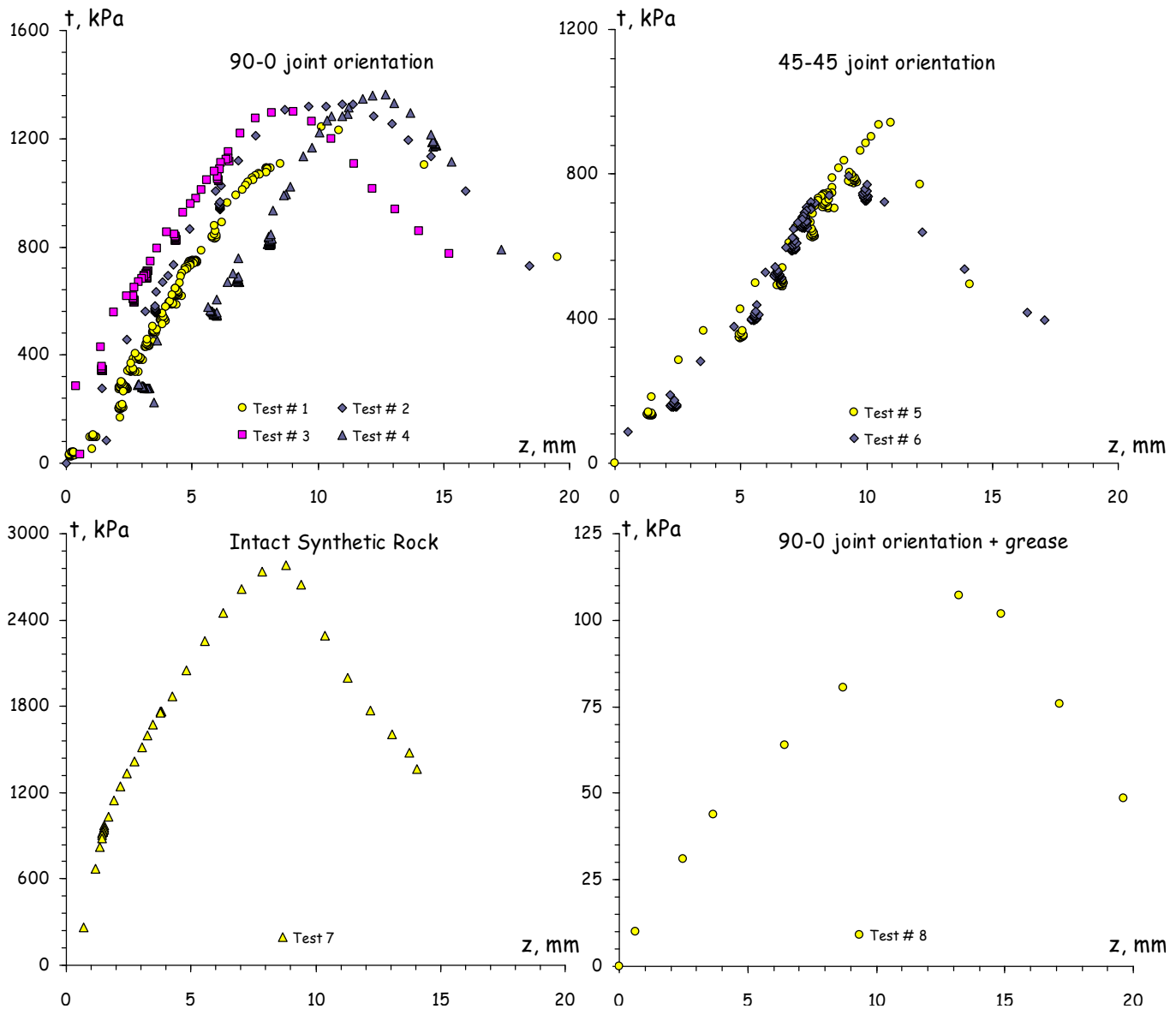
טבלה 11 מציגה מטריצת ניסיונות העמסה שבוצעו במסגרת המחקר והיא כוללת נטיית מישורי הסדקים, מאמץ חיכוך ממוצע בכשל (f_{su}) ותזוזת מרכז הכלונס (z) המתאימה לו, וציון מאפייני ניסוי נוספים שנמדדו.

טבלה 11. מטריצת ניסיונות העמסה מעבדתיים.

ניסיון	נטיית מישורי סדקים	f_{su} , MPa	z, mm	מדידות		
				מאמצים בנקודה	תזוזות פני סלע	כוח דריכה במוטות
1	90/0	1.219	10.13	---	V	---
2	90/0	1.302	11.40	---	V	---
3	90/0	1.270	7.11	---	V	V
4	90/0	1.336	14.11	V	V	V
5	45/45	0.925	10.96	---	V	V
6	45/45	0.779	9.30	---	V	---
7	ללא סדקים	2.727	8.78	---	---	V
8	90/0 + חומר סיכה	0.105	14.27	---	---	---

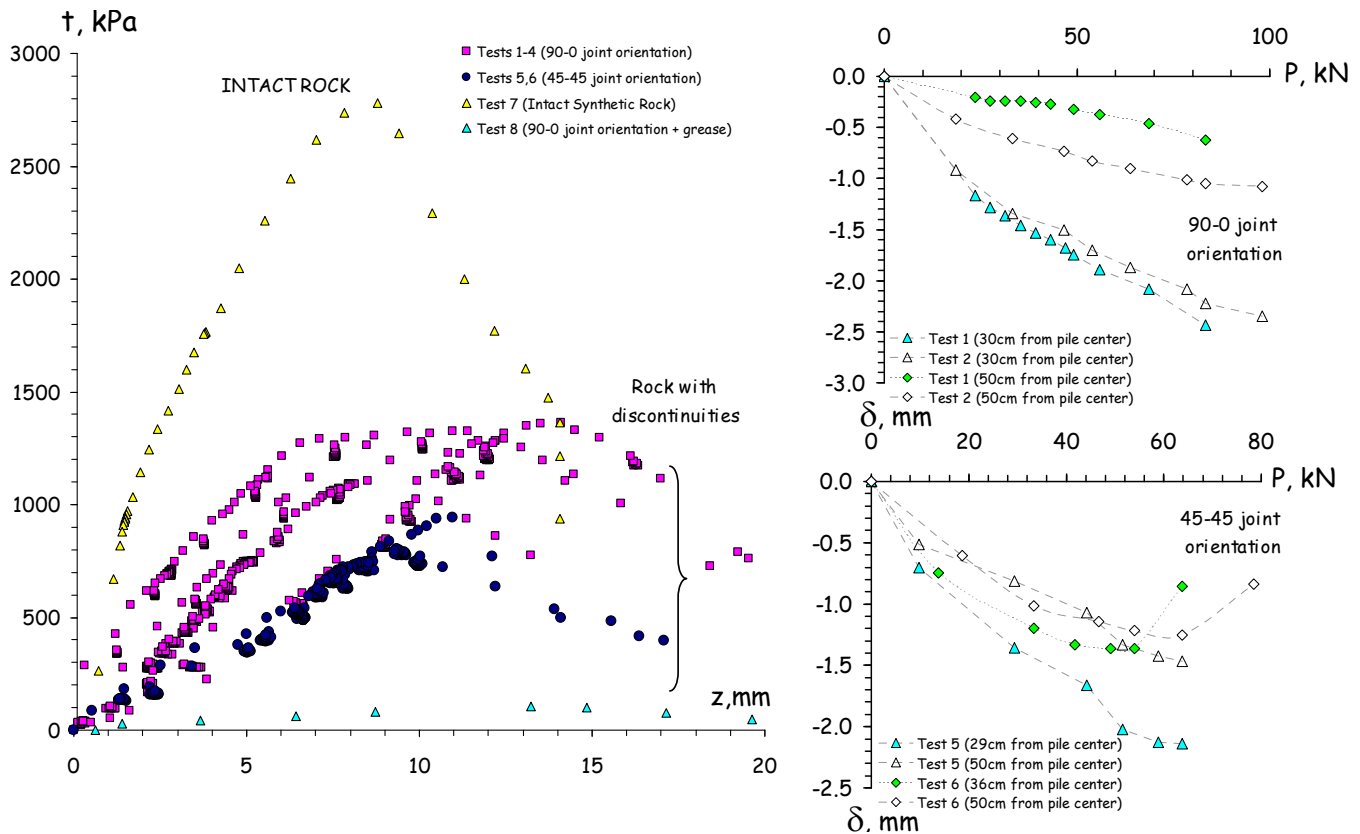
חשוב לציין כי מדיד LVDT נוסף שהותקן בחלק מניסיונות העמסה בראש הכלונס על מנת ללמוד את פיזור המאמצים לאורכו (תרשים 34) רשם תזוזות זהות לאלו שנמדדו ע"י מדיד LVDT שהותקן באמצע הכלונס. תזוזות זהות אלו מלמדות על כך שהכלונס פעל בניסיונות העמסה מעבדתיים כגוף קשיח, כאשר יחס אורך/קוטר נמוך ($L/D=2.5$) ויחס בין מודול האלסטיות של הכלונס לזה של הסלע המלאכותי גבוה תרמו לכך.

בתרשים 44 מוצגות עקומות t-z כפי שנמדדו בניסיונות העמסה מעבדתיים בסלע מלאכותי רציף (ניסיון העמסה 7) ובסלע מלאכותי סדוק בנטיית מישורי הסדקים אופקית – אנכית (ניסיונות העמסה 1 עד 4), $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק (ניסיונות העמסה 5 ו-6) ואופקית – אנכית עם גריז בממשקים (ניסיון העמסה 8). כפי שניתן לראות בכל ניסיונות ההעמסה הושג כשל קלאסי ברור עם טווח מאמצי החיכוך בכשל שנע שבין 0.105 MPa ל-2.727 MPa. ככלל, ניסיונות ההעמסה, אשר בוצעו יותר מפעם אחת בקונפיגורציית ניסוי זהה, הציגו חזרתיות סבירה של התוצאות. יחד עם זאת בניסיונות העמסה 1 עד 4 קיים שוני בהתנהגות העקומות, אשר קשור ככל הנראה להתיישבות התחלתית שונה של מערכת הניסוי, אך במקביל עומס הכשל בכל הניסויים היה כמעט זהה. בהתאם למודל המיקרו מכני של מונש עליה במאמץ הגזירה בכשל של אותו הממשק יכולה להיות קשורה בעיקר לעליה בקשיחות הנורמאלית והכשל עצמו אמור להתרחש בתזוזות גזירה קטנות יותר. מגמתיות זו קיימת גם במקרה של ניסיונות ההעמסה המעבדתיים, במיוחד אם עושים מיצוע להתנהגות הכלונסאות בקונפיגורציות ניסוי זהות. עקומות t-z מכל הניסויים מרוכזות בצידו השמאלי של תרשים 45. מהמוצג בתרשים 44, תרשים 45 וטבלה 11 ניתן לראות בבירור שערך מכסימלי של f_{su} התקבל כצפוי בניסיון העמסה בסלע מלאכותי רציף. מאמץ חיכוך ממוצע בכשל, אשר נמדד במסת סלע מלאכותית סדוקה, היה נמוך יותר וערכו הושפע מנטיית מישורי הסדקים. כך, מאמץ זה, אשר נמדד במסת סלע בעלת נטיית מישורי סדקים אופקית אנכית, היה נמוך בממוצע פי 2.13 מזה שנמדד בסלע רציף, אך מצד שני היה גבוה כמעט פי 1.50 מזה שנמדד במסת סלע בעלת נטיית מישורי סדקים של $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק. השפעה שלילית של חומר מילוי בסדקים בולטת אף היא בערכים המוצגים בטבלה 11. מילוי מישורי אי רציפות מלאכותיים בחומר סיכה בעובי ממוצע של כ-3 מ"מ הוריד כמעט פי 12 את מאמץ החיכוך הממוצע בכשל ביחס לזה שנמדד במסת סלע סדוק ללא חומר מילוי. יש לציין עוד כי כשל הכלונס במקרה זה התרחש ללא גזירה של גבשושיות החספוס משני צידי הממשק. ככל הנראה, חוזק נמוך מאוד של מישורי אי רציפות מלאכותיים אינו הצליח לספק מספיק כוח התנגדות לגזירת הגבשושיות במהלך תפיחת הממשק.



תרשים 44. עקומות t - z שהתקבלו בניסיונות העמסה מעבדתיים בסלע מלאכותי רציף (צד שמאל למטה) ובסלע מלאכותי סדוק בנטיית מישורי הסדקים אופקית – אנכית (צד שמאל למעלה), $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק (צד ימין למעלה) ואופקית – אנכית עם גריז בממשקים (צד ימין למטה).

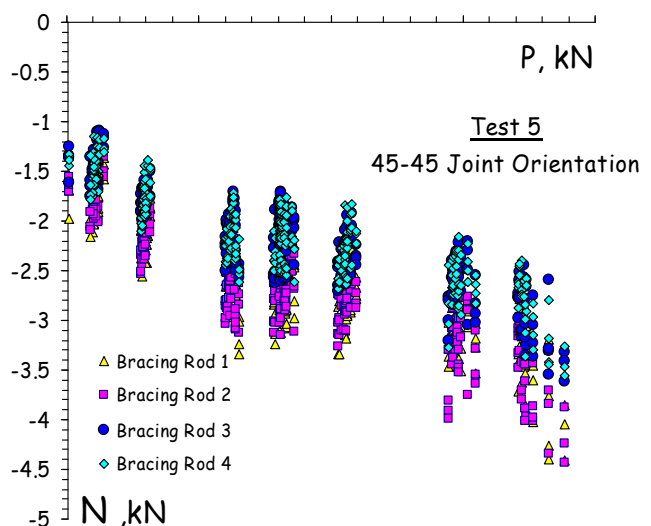
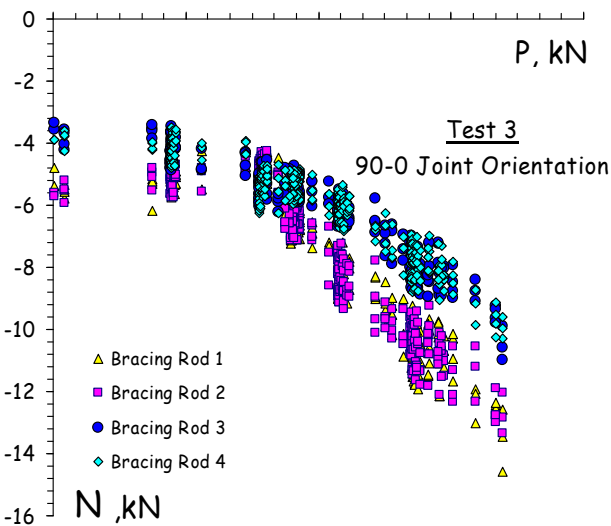
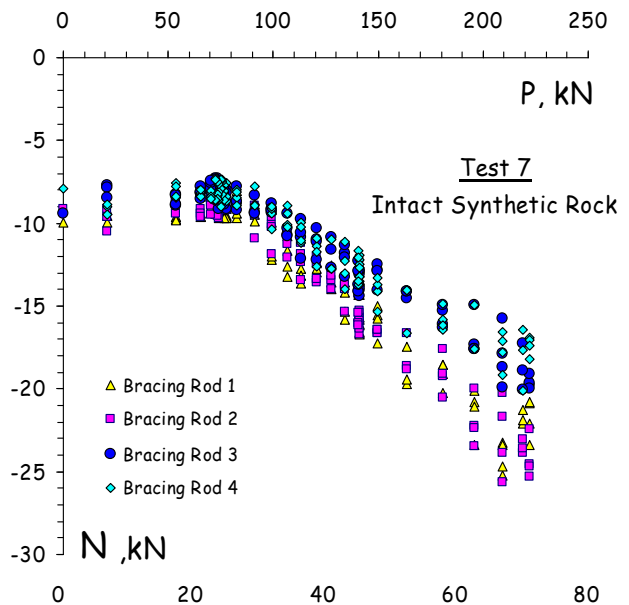
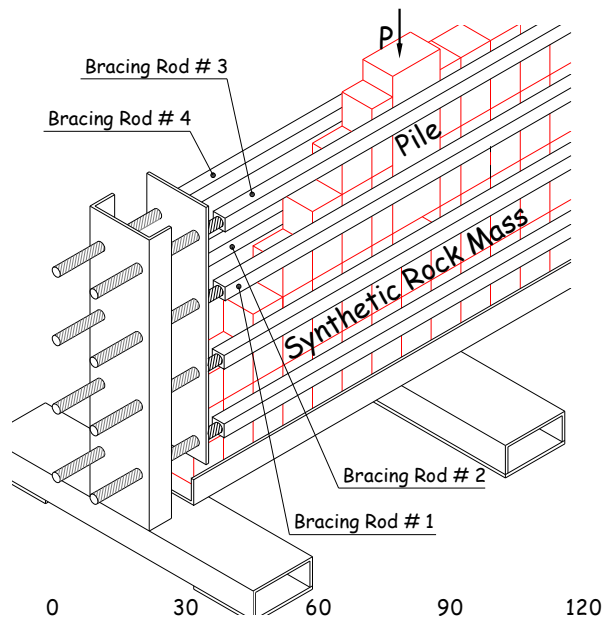
בצד ימין של תרשים 45 מוצגות שקיעות פני סלע מלאכותי כפי שנקלטו בנקודות מדידה (תרשים 34) בניסיונות העמסה 1 ו-2, בהם נטיית מישורי הסדקים הייתה אופקית-אנכית, ובניסיונות העמסה 5 ו-6, בהם נטיית מישורי הסדקים הייתה $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק כתלות בעומס שהופעל על ראש הכלונס. תצפית מעניינת עולה מתרשים זה. שקיעת פני סלע מלאכותי בעלת נטיית מישורי סדקים של $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק, בניגוד לזו שהתקבלה בנטייה אופקית אנכית, מתמתנת ואף משנה כיוון לקראת הכשל. שינוי זה, אשר נצפה גם וויזואלית במהלך הניסוי, מסמל את עליית פני הסלע במקום שקיעתם, מה שיכול לרמז על מעורבות של תהליכים קינמטיים בכשל הכלונס, הקשורים לנטיית מישורי הסדקים, ואף להסביר את ההבדל המתקבל בערכי f_{su} שנמדדו בשתי נטיות שונות של מישורי סדקים.



תרשים 45. עקומות t-z שהתקבלו בניסיונות העמסה מעבדתיים (צד שמאל), שקיעת נקודות מדידה, אשר ממוקמות על פני סלע מלאכותי בעלת נטיית מישורי סדקים אופקית אנכית (צד ימין חלק עליון) ו- $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק (צד ימין חלק תחתון)

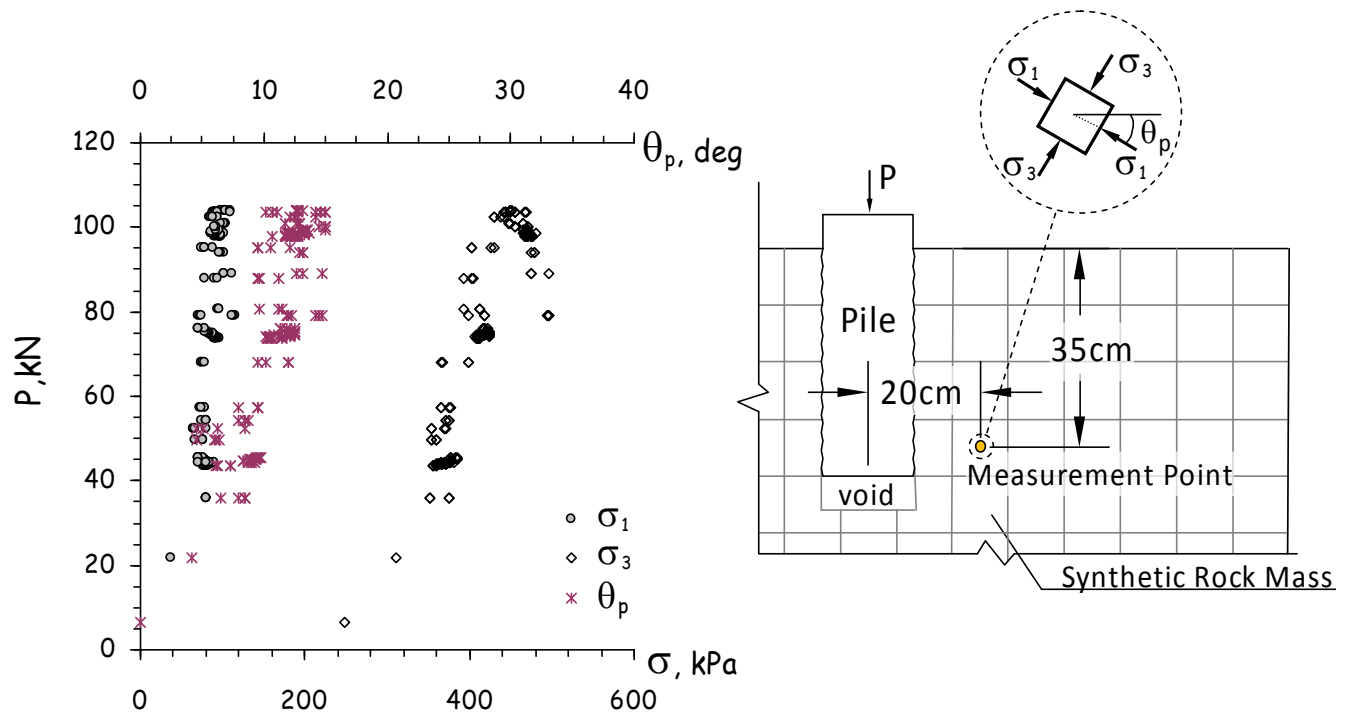
תרשים 46 מציג מיקום של מוטות הדריכה שעליהם הותקנו מדי העיבור והשתנות של כוחות (N) במוטות אלו במהלך ניסיונות העמסה בסלע מלאכותי רציף (ניסיון העמסה 7) ובסלע מלאכותי סדוק בעל נטיות מישורי הסדקים אופקית – אנכית (ניסיון העמסה 3) ו- $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק (ניסיון העמסה 5). השתנות של הכוחות במוטות מוצגת בתרשים זה כנגד כוח שהופעל על ראש הכלונס (P). ככלל דפוס ההתנהגות של הכוחות בכל הניסויים הינו די דומה: ירידה קלה מערך הדריכה ההתחלתי ועליה מתמדת לאחר מכן עד הכשל. שינויים במאמץ הלאטרלי במסת הסלע ודפורמציות אלסטיות של מסגרת הניסוי הם הגורמים העיקריים המשפיעים על כוחות שמתפתחים במוטות במהלך הניסויים. מלבד מדידה נקודתית של שקיעת פרופיל התעלה, בתוכו מוקם הסלע המלאכותי, לא נעשה מעקב נוסף אחרי דפורמציות המסגרת, כך שקשה להעריך את תרומתן הכוללת לשינוי הכוחות במוטות. יחד עם זאת ידוע גם כי תחילת בדיקות גזירה ישירה תחת תנאים של קשיחות נורמאלית קבועה מלווה תמיד בירידה של מאמץ נורמאלי (תת הפרק 5.5.2.5), אשר מקביל במקרה זה למאמץ הלאטרלי במסת הסלע. סביר להניח שתופעה זו, בנוסף לדפורמציות מסגרת הניסוי, תרמה אף היא לירידת הכוחות במוטות בתחילת הניסויים.

מעקב אחרי הכוחות מגלה עוד כי המוטות העליונים נשארו מתוחים במהלך הניסויים והגיבו די סימטרית משני צידי המסגרת. למרות השוני בכוחות הדריכה ההתחלתיים ובאלו שהתפתחו מאוחר יותר, מעניין לציין כי היחס בין ממוצע הכוחות במוטות העליונים ברגע הכשל לממוצע של כוחות הדריכה ההתחלתיים באותם המוטות נשאר כמעט ללא שינוי בכל קונפיגורציות הניסוי וערכו נע סביב 2.4. בהנחה הכוחות במוטות הדריכה העליונים משקף את השינויים במאמץ הלאטרלי במסת הסלע שבאזור הכלונס, המאמץ הלאטרלי (σ_n) ברגע הכשל היה אמור לעלות בהשוואה לערכו ההתחלתי (σ_{n0}) באותו היחס. עד כמה הנחה זו שונה מהמציאות קשה להגיד ללא מדידה ישירה של הכוחות במוטות התחתונים. יחד עם זאת ניתן אולי למצוא רמז לכך בתצפית הבאה.



תרשים 46. סכמת מיקום של מוטות הדריכה (צד שמאל למעלה), השתנות של כוחות הדריכה במוטות (N) כנגד כוח שהופעל על הכלונס (P) בסלע מלאכותי רציף (צד ימין למעלה) ובמסות סלע מלאכותי בעלת נטיית מישורי סדקים אופקית אנכית (צד שמאל למטה) ו- $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק (צד ימין למטה).

תרשים 47 מציג מאמצים ראשיים ונטייתם ביחס לאופק, אשר הוערכו לאחר על בסיס קריאות מדי העיבור, כנגד כוח שהופעל על ראש הכלונס במדידה יחידה שבוצעה בתוך הסלע המלאכותי בניסיון העמסה 4. ממדידה זו עולה כי המאמץ הלאטרלי גדל פי כ-2.2 מערכו ההתחלתי (215 kPa) לערכו המרבי בכשל הכלונס (480 kPa). יחס זה קרוב ליחס של 2.4 שהוזכר לעיל, כך שיתכן והנחת הפרופורציונאליות שבין עלייה בכוחות שבמוטות העליונים לזו שבמאמץ הלאטרלי הממוצע אינה רחוקה מהמציאות. מאמץ זה בתחילת ניסיונות ההעמסה במסות סלע רציפה וסדוקה בנטיית מישורי הסדקים אופקית – אנכית ו- $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק הוערך בהתאמה כ- 450 kPa, 230 kPa ו- 85 kPa. כך שבהתאם להנחה שלעיל מאמצים אלו ברגע כשל הכלונס היו אמורים לעלות בהתאמה ל- 1080 kPa, 552 kPa ו- 196 kPa. מתרשים 47 עולה עוד שהמאמצים הראשיים עלו כצפוי יחד עד כשל הכלונס ונטייתם מאופקית בתחילת הניסוי הפכה לתת אופקית בהמשכו עם זווית הנטייה המרבית של כ- 15° ביחס לאופק. באופן כללי במקרה זה נטייתם של המאמצים הראשיים בסלע דרך אמורה להשתנות בהדרגה מאלכסונית קרוב לאזור הכלונס לאופקית – אנכית במרחק מספיק גדול ממנו.



תרשים 4.7. מאמצים ראשיים ונטייתם כפי שהוערכו בנקודת המדידה שבניסיון העמסה מס' 4.

לסיכום של תת פרק זה ניתן להגיד כי ניסיונות העמסה מעבדתיים תרמו מידע ראשוני, ישיר וחשוב אודות השפעת הסדקים על תסבולת כלונסאות בסלע. מרבית תוצאות הניסויים הן בהתאם לציפיות ומסדרות היטב עם ההיגיון המקצועי. בהמשך העבודה תת הפרק 7.3 ידון בהשתלבותן של תוצאות אלו בתמונת המחקר הכללית.

6 חקירה השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת הכלונס בחיכוך: שיטות

חשוביות

6.1 כללי

עד כה חקירת השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך התרכזה במחקר זה בשני כיוונים. בראשון נחקרה השפעה זו מול תוצאות מספר גדול של ניסיונות העמסה בשטח, בהם איכות מסת הסלע על פי רוב אינה פורטה כראוי. בשני נחקרה השפעת איכות מסת הסלע מול מספר מצומצם של ניסיונות העמסה מעבדתיים, בהם איכות מסת הסלע (עקב האופי של הניסיונות) הוגדרה היטב. בהתאם לכך, המשך החקירה חייב להתבצע במישור התיאורטי ולהסתמך על שיטות חישוביות (computational methods) קיימות. בחירת שיטה מתאימה למטרה זו חייבת להתבסס על שני קריטריונים בסיסיים והם:

(1) אמינות החיזוי של השיטה בניתוח של מגוון בעיות שקשורות לתהליכים המתרחשים הן על גבי ממשק כלונססלע והן במסת הסלע עצמה כתוצאה מהעמסה צרית של הכלונס

(2) הכללת ביטוי מספרי מפורש לאיכות מסת הסלע.

על פי סקירת השיטות החשוביות שבפרק 3 ניתן להתרשם כי השיטה המיקרו מכאנית של Seidel, 1993, הבאה בצורת תוכנת מחשב Rocket, הינה אחת השיטות המתאימות לחיזוי תהליכים המתרחשים על גבי ממשק כלונססלע מחוספס ובלתי רציף, הן על סמך הבסיס התיאורטי הרחב והמהימן שלה והן על סמך תיקופים רבים שקיבלה שיטה זו בתחום של ביסוס בסלע בכל רחבי העולם. יש לציין כי ביטוי מספרי של איכות מסת הסלע במקרה זה הינו מודול אלסטיות של מסת הסלע, עם כל הבעייתיות הטמונה בו (תת הפרק 3.8).

ייצוג תגובת מסת סלע בלתי רציפה באמצעות מודול אלסטיות, בלא ניתוח מפורט יותר של תהליכים המתרחשים בתוכה, הופך אותה במידה מסוים למעין קופסא שחורה בעלת תגובה קבועה לכל עומס מופעל. מאידך, ייתכנו מצבים בהם תזוזה יחסית של בלוקי סלע העלולה להתרחש כתוצאה למשל מכשל בגזירה לאורך מישורי אי רציפות, נוכחות חללים קרסטיים או קרבה מסוכנת למדרונות סלע תהיה הגורם הדומיננטי יותר בכשל של מערכת כלונססלע כולה, לעומת גזירת גבשושיות החספוס. כשל של כלונסאות קצרים בשליפה במסות סלע סדוקות יכול אף הוא, לפי Seidel and Collingwood, 2001, להתרחש במנגנון כשל שונה מזה של גזירת גבשושיות החספוס ולכן מצריך חקירה נוספת. בניסיון להתגבר על בעיה זו יש צורך להסתייע בשיטה נוספת, אשר יכולה להעריך את תגובת הכלונס במסות סלע שונות מצד אחד, ומצד שני תהיה בלתי תלויה במודול האלסטיות של מסת הסלע ותוכל לדמות את מסת הסלע כמדיום בלוקי בלתי רציף. כפי שכבר הוזכר בפרק 3.6, משפחת שיטות אי רצף ספרתיות בשם Discrete Element Method (DEM), בה המדיום הנחקר מוצג באמצעות אלמנטים בדידים הפועלים באינטראקציה זה עם זה, מתאימה ללא ספק למטרה זו. הניסוח המפורש (explicit) של שיטת DEM המקובל ביותר כיום מופיעה כחבילת תוכנות מחשב מסחריות UDEC ו-3DEC (Cundall, 1980; Cundall, 1988; Cundall and Hart, 1985; Hart et al., 1988), אשר נועדו לטיפול בבעיות דו ותלת ממדיות במכאניקת הסלע בהתאמה. הניסוח המשתמע (implicit) של שיטת DEM המקובל ביותר כיום הינו שיטת Discontinuous Deformation Analysis (DDA), אשר פותחה במקור ע"י Shi, 1988; Shi, 1993. ניתוח התנהגות של כלונס באמצעות שיטות ספרתיות ממשפחת DEM אינו מצריך הערכת מודול אלסטיות של מסת הסלע, כיוון שהשיטות מיושדות בנויות לטפל בתגובת מסת סלע סדוק המחולק לבלוקים. שיטות אלו מיושמות

בהצלחה במרחב בעיות רחב במכאניקת הסלע, בעיקר בזכות המידול המפורש של הסדקים והכללת תכונות החוזק והאלסטיות שלהם במודלים הספרתיים. יחד עם זאת, למרות האטרקטיביות הרבה שבשיטות אלו עד כה לא נעשה בהם שימוש בתחום של כלונסאות בסלע. Jing and Hudson, 2002; Jing, 2003 נתנו סקירה מאוד מפורטת ומקיפה של שיטות ספרתיות שונות המיושמות בתחום של מכאניקת הסלע, תוך התייחסות ספציפית לעקרונותיה, יתרונותיה וחסרונותיה של כל שיטה. לטענת Jing and Hudson, 2002 יישום של שיטת ה-DDA התגלה כאטרקטיבי יותר ביחס לניסוח המפורש של שיטת DEM (3DEC, UDEC) בעיקר בזכות גדלי פסיעות הזמן (time steps) יחסית גדולים ובזכות אינטגרציה בצורה סגורה (closed-form integration) של מטריצות הקשיחות של האלמנטים. חוקרים רבים ב"קהילת ה-DDA" השקיעו בעשור האחרון מאמצים רבים להוכיח את דיוק השיטה ע"י ביצוע של תיקופים שונים. MacLaughlin and Doolin, 2006 בעבודתם ריכזו יותר ממאה תיקופים שונים כאלו הן של פתרונות אנאליטיים, הן של ניסויי מעבדה, הן של מקרי חקר וגם השוואות לפתרונות של טכניקות ספרתיות אחרות. מידת דיוק הפתרון של שיטת ה-DDA נמצאה כיותר ממתאים לשמש ליישומים הנדסיים שונים.

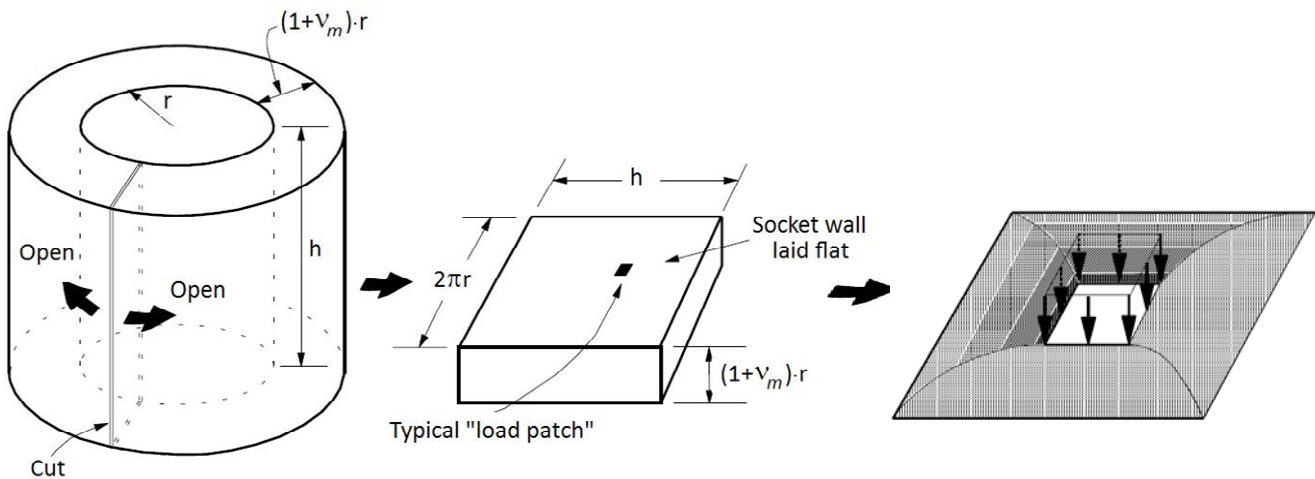
6.2 תוכנת Rocket

6.2.1 כללי

תוכנת Rocket מבוססת על שיטה אנאליטית מפורטת, כהגדרת Seidel, 1993, אשר ביסודה המודל המיקרו מכני של מונש (Monash Micro-Mechanical Model) שתואר בתת הפרק 3.7. שיטה זו משלבת בתוכה פתרונות אנאליטיים וקירובים הנדסיים שונים ואינה מהווה חלק מהשיטות הנומריות הקלאסיות, כגון שיטת אלמנטים או הפרשים סופיים. התוצר הסופי של שיטה זו, בניגוד לשיטות הנומריות הקלאסיות, הינו מיצוע התנהגות של ממשק בגזירה בתנאים של קשיחות נורמאלית קבועה בין אם מדובר בבדיקות גזירה ישירה או בכלונסאות יצוקים בסלע. מיצוע זה בא על ידי ביטוי בעקומות מאמץ גזירה – תזוזת גזירה (עקומות $t-z$), אשר מתקבלות אנאליטית בהתאם לתנאי הקצה הנבחרים (Seidel, 2002). בעוד שתנאי הקצה של בדיקות גזירה ישירה בשיטה זו הינם דו ממדיים במצב של עיבורים מישוריים, תנאי הקצה של כלונסאות בסלע הינם תלת ממדיים ולא אקסיסימטריים (Seidel, 1993).

ככלל, המידול הדו והתלת ממדי של התוכנה מבוסס על אותו מנגנון גזירת הגבשושיות ועל אותן המשוואות הבסיסיות מהמודל המיקרו מכני של מונש (תת הפרק 3.7). פתרון המשוואות מצריך הערכה נכונה של מאמץ נורמאלי שמתפתח על גבי הממשק. כזכור, גידול במאמץ זה בזמן הגזירה מתרחש כתוצאה מצמצום שטחי המגע בין גבשושיות החספוס והתנגדות לתפיחת הממשק (עקרון של קשיחות נורמאלית קבועה). אילו גבשושיות החספוס היו קשיחות אינסופית שני הגורמים שלעיל היו היחידים שמשפיעים על התפתחותו של המאמץ הנורמאלי. בפועל דפורמציות אלסטיות ניצבות לממשק שבאזור הגבשושיות (איזור השפעה מיידי) מקטינות את תפיחתו הכוללת ובהתאם לכך גם את המאמץ הנורמאלי המתפתח. Seidel, 1993 מבהיר בעבודתו כי ההבדל העיקרי בין המידול הדו והתלת ממדי של תוכנת Rocket מונח באופן הערכה שונה של הדפורמציות הללו. בשני המקרים הערכה זו (או יותר נכון קירוב) מתבצעת בעזרת שיטת Steinbrenner, 1934 לחישוב שקיעות של יסודות מלבניים בתווך אלסטי בעל עובי סופי ומתחתיו מדיום בלתי דחיס. תווך אלסטי זה מייצג את אזור ההשפעה המיידי של הממשק. שיטת Steinbrenner, 1934 מאפשרת גם להעריך את ההשפעה החדית של היסודות על שקיעותיהן של היסודות האחרים ובכך לבנות את מטריצת הקשיחות הכללית של אזור ההשפעה המיידי (Seidel, 1993). התייחסות לגבשושיות החספוס במידול הדו ממדי של בדיקות הגזירה הינה כאל יסודות

נמשכים, כאשר עובי הדגם הינו בעצם עובי של אזור ההשפעה המיידית. במקרה של כלונסאות, הסלע שעוטף אותם נפרס מרחבית כפי שמוצג בתרשים 48, כאשר גבשושיות החספוס מיוצגות על גבי המשטח המתקבל כיסודות ריבועיים (load patches), אשר מפוזרים סטטיסטית על גביו. במקרה זה עובי של אזור השפעה המיידית לפי Seidel, 1993 שווה ל- $(1+v_m) \cdot r$.



תרשים 48. יישום סכמתי של שיטת Steinbrenner, 1934 עבור כלונסאות בסלע לצורך הערכת דפורמציה אלסטית נורמלית של אזור הגבשושיות (בעקבות Seidel and Haberfield, 1994)

במחקר הנוכחי נעשה שימוש בשתי גרסאות של תוכנת Rocket: הלא מסחרית 2.01 והמסחרית 3.0Beta. הגרסה המסחרית מייצרת עקומות t-z עבור תנאי הקצה של כלונסאות בלבד עם אפשרות לטפל במסות סלע שכוללות עד 15 שכבות אופקיות בעלות תכונות פיזיקאליות שונות. תגובתו הכוללת של הכלונס להעמסה צירית, קרי עקומת עומס – שקיעת ראש כלונס, נבנית בתוכנה זו באמצעות שיטת מעבר העומס (תת הפרק 3.6) על בסיס עקומות t-z חזויות. בהינתן כל נתוני הקלט הנדרשים, גרסה זו מסוגלת לחזות בדיוק רב את התנהגות הכלונסאות קדוחים ויצוקים בסלע תחת העמסה צירית. יש לציין כי תוכנת Rocket, כמו המודל המיקרו מכני עצמו, ממדלים התנהגות בגזירה של ממשקים בלתי רציפים עם אפס קוהזיה וללא חומר מילוי שעל פני הממשק. שכלולים שעבר המודל המיקרו מכני של מונש בשנים האחרונות כללו התחשבות בקוהזיה הממשק ובחומר מילוי שעל פניו (Cheng, 1997) אך טרם יושמו בתוך קוד התוכנה (Collingwood, 2000).

לצורכי חיזוי תגובת הכלונס להעמסה צירית באמצעות הגרסה המסחרית של תוכנת Rocket נדרשים נתוני הקלט הבאים: מאפייני הכלונס, מאפייני מסת הסלע במעטפת הכלונס ובתחתיתו, ערך של מאמץ נורמלי התחלתי על הממשק ותיאור גיאומטריית החספוס. רשימת נתוני קלט עיקריים מרוכזת בטבלה 12. בעוד שתגובת ממשק כלונס לסלע בגזירה מודלה בתוכנת Rocket באמצעות המודל המיקרו מכני של מונש, תגובת קצה הכלונס נבחרה להיות תגובה אלסטית ליניארית, בלא הגדרת תסבולת הסלע בקצה הכלונס, או אלסטו פלסטית או היפרבולית עם הגדרת תסבולת זו. בחישוב שקיעה כללית של הכלונס הדפורמציה האלסטית של מסת הסלע סביבו, המקובלת כתוספת לתזוזת הגזירה שעל גבי הממשק ולהתקצרות האלסטית של הכלונס עצמו, מחושבת דרך הפתרון האלסטי של Randolph and Wroth, 1978b תוך הגדרת מקדם העברת העומס (ξ) שהינו לוגריתם טבעי של היחס בין איזור השפעת הכלונס בכיוון רדיאלי לרדיוס שלו. יש לציין כי שינוי בערך של ξ , אשר הטווח המקובל שלו לפי Seidel, 2002 הוא בין 3 ל-5, גורם לשינוי בתגובת הכלונס להעמסה (שקיעת ראש כלונס), אך לא בתסבולתו.

טבלה 12. רשימת פרמטרי קלט בסיסיים של תוכנת Rocket (מעודכן אחרי Seidel, 2002).

מרכיבי המודל	נתוני הקלט
מאפייני הכלונס	קוטר הכלונס, D מודול אלסטיות של הכלונס, E_p
מאפייני מסת הסלע במעטפת הכלונס	קוהזיה של הסלע הרציף, c זווית חיכוך מרבית של הסלע הרציף, ϕ_i זווית חיכוך שרירית של הסלע הרציף, ϕ_b מודול אלסטיות של מסת הסלע, E_m מקדם פואסון של מסת הסלע, ν_m
תנאי מאמץ התחלתיים על הממשק	לחץ נורמאלי התחלתי על גבי ממשק כלונס\סלע, σ_{no}
גיאומטריית החספוס	גובה חספוס ממוצע, Δr אורך מקטע החספוס, l_a
מאפייני מסת הסלע בתחתית הכלונס	מודול אלסטיות של מסת הסלע, E_b מקדם פואסון של מסת הסלע, ν_m תסבולת הסלע בקצה הכלונס, f_{bu}

לחץ נורמאלי התחלתי על גבי ממשק כלונס\סלע (σ_{no}) הינו אולי נתון קלט יחידי מהטבלה 12 שטרם הוסבר לגביו. בזמן יציקת הכלונס, הבטון הטרי מתנהג כמו נוזל ומפעיל לחץ הידרוסטאטי על דפנות הקידוח. לחץ זה מתפתח תוך כדי התקדמות היציקה ו"נשמר" במסת הסלע עד להעמסת הכלונס. הדרך המקובלת להעריך אותו היא באמצעות התחשבות בעומד הידרוסטאטי של הבטון הטרי:

$$\sigma_{no} = \gamma_c h_c - \gamma_w h_w \quad (89)$$

כאשר, γ_c - משקל מרחבי של הבטון הטרי, γ_w - משקל מרחבי של המים, h_c - גובה הבטון מעל לאמצע הכלונס, h_w - גובה מי התהום מעל לאמצע הכלונס.

Seidel, 2002 מציין עוד כי אפקטי ההתקשות של הבטון הטרי שלאחר היציקה מגבילים את הלחץ הנורמאלי ההתחלתי על גבי הממשק לערך כלשהו, אשר נע למשל עבור יציקות עמודים רגילות בין 75kPa ל-245kPa.

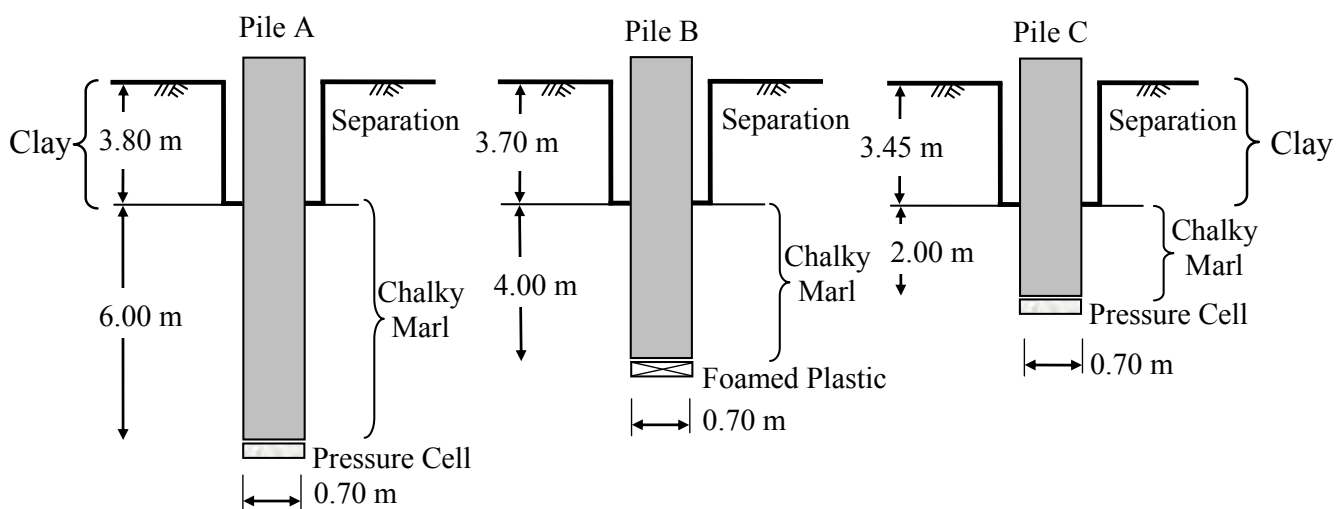
הגרסה הלא מסחרית של תוכנת Rocket (גרסה 2.01) בנויה למדל את ההתנהגות של הממשקים בגזירה בתנאי הקצה הדו והתלת ממדיים. נתוני הקלט הנדרשים למידול התלת ממדי של כלונסאות בסלע בגרסה זו די דומים לאלו של הגרסה המסחרית (טבלה 12). הדמייית תגובת הסלע בקצה הכלונס כמו גם אפשרות הטיפול במסות סלע בעלות מספר שכבות אופקיות אינן קיימות בגרסה זו. נתוני הקלט הנדרשים למידול גזירת הממשק בתנאי הקצה הדו ממדיים כוללים את מאפייני החוזק והאלסטיות של סלע רציף, גיאומטריית החספוס, קשיחות נורמאלית קבועה ולחץ נורמאלי התחלתי על גבי הממשק.

6.2.2 ניסיון העמסה בחוואר גירי

אמינות החיזוי הן של תסבולת כלונס בחיכוך והן של תגובתו הכללית להעמסה צירית בסלע נבדקה לא מעט על בסיס מקרי חקר שונים מכל רחבי העולם (Gu, 2001; Long and Collins, 1999; Seidel, 1993; Seidel et al., 2002 ואחרים). יחד עם זאת, במרבית המקרים, עקב מחסור באחד או יותר מנתוני הקלט הנדרשים, תיקופים או

יותר נכון כיולים של תוכנת Rocket מתבצעים בשיטת ניסוי וטעייה תוך התאמת תגובת הכלונס בהדמיה לזו שהתקבלה בשטח. לכן, במחקר זה חשוב היה לבצע תיקוף עצמאי של שיטה זו על מקרה חקר חדש, אשר לגביו ישנו את מירב המידע הגיאוטכני הדרוש.

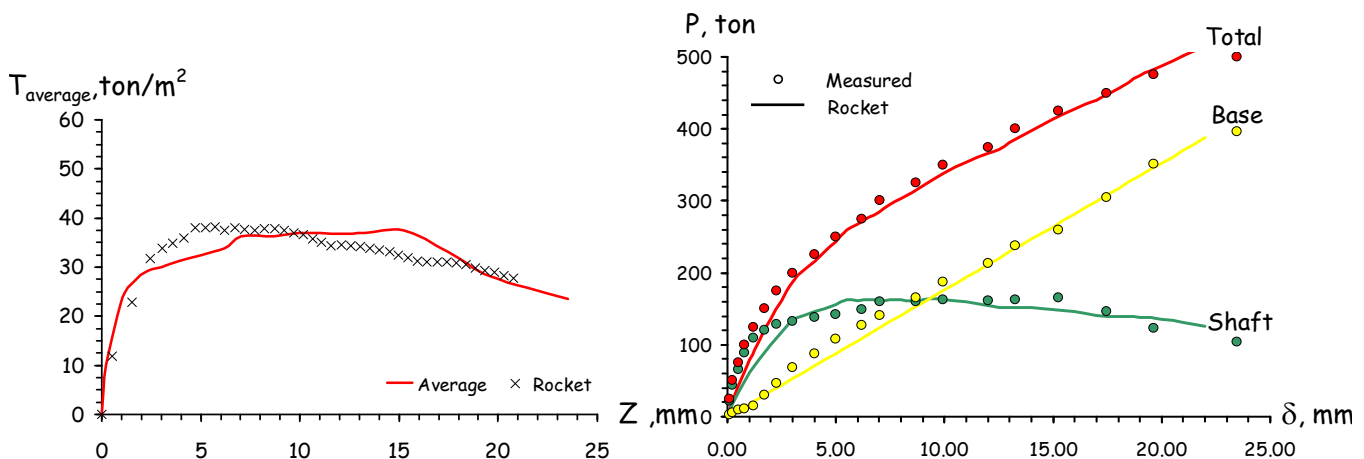
בשנת 2003 באתר גשר מעל נחל שורק בבית שמש בוצעה סדרה של ניסיונות העמסה צירית על שלושה כלונסאות בעלי קוטר 70 ס"מ ואורך משתנה (תרשים 49). הניסיונות בוצעו במטרה לבדוק התנהגות הכלונסאות החודרים לתוך סלע חוואר קרטוני. חשוב לציין כי ניסיונות העמסה אלו בוצעו ע"י חברת איזוטופ בע"מ ותוצאותיהם של הניסיונות יחד עם חומר רקע גיאוטכני ותוצאות של בדיקות מעבדה ושדה נלקחו כפי שהם מהדוח של החברה (Liskevich and Titov, 2003). תת הקרקע כפי שנבדק בקידוחי ניסיון שבוצעו באתר מורכבת משכבה עליונה של חרסית אלוביאלית המונחת על גבי חילופין של חוואר, חוואר קרטוני וקרטון חווארי. באזור ניסיונות ההעמסה, עובי החרסית משתנה בין כ- 2.5 עד 4.0 מ'. יציקת כלונסאות בוצעה תוך שימוש בתמיסת בנטונייט, כאשר בתוך הכלונסאות הותקנו מדי עיבור ואקסטנסיומטרים מסוג Tell-Tale על מנת למדוד בהתאמה את העיבורים בנקודות שונות לאורך הכלונס ואת תזוזות המוחלטות. בתחתית של שתי כלונסאות הותקנו תאי לחץ. על מנת לבדוק את התנהגות הכלונס בתוך הסלע בלבד, בלי לצבור חיכוך בחרסית שמעל, החלק העליון של הכלונסאות הופרד מהחרסית באמצעות שרולי קרטון, שהותקנו אחרי ביצוע כלונסאות וחפירה בהיקפם עד לפני הסלע. העומס המרבי המתוכנן לניסיונות ההעמסה היה 5 MN ומתוך שלושת הכלונסאות רק בעקומת עומס-שקיעה של כלונס C ניתן היה להבחין בכשל ברור עם שקיעת ראש כלונס מרבית של 23.5 מ"מ ושקיעה שירית של 20 מ"מ. ניתוח פיזור הכוחות לאורך הכלונס וחלוקתם בין מעטפתו לקצהו במהלך הניסוי (תרשים 50 צד ימין) העלה כי תסבולת הכלונס בחיכוך שווה 1.64 MN ומאמץ חיכוך ממוצע בכשל שווה ל- $f_{su}=0.37 \text{ MPa}$.



תרשים 49. פירוט כלונסאות הניסוי.

מבדיקות מעבדה והן על סמך ניתוח סטטיסטי של חומרים דומים באזור, התקבלו המאפיינים הגיאוטכניים הבאים של הסלע הרציף: $\sigma_{ci} = 5.52 \text{ MPa}$; $E_r = 367 \text{ MPa}$; $\phi_{peak} = 36^\circ$; $\phi_{residual} = 21^\circ$; $c = 0.50 \text{ MPa}$. בדיקות פרסיומטר בטווח הביסוס, אשר נועדה לקבוע את מודול אלסטיות של מסת הסלע, הניבו את התוצאות הבאות: $E_{m \text{ Loading Loop}} = 280 \text{ MPa}$, $E_{m \text{ Rebound Loop}} = 898 \text{ MPa}$. מדידת השתנות קוטר הקידוח באמצעות מתקן מכני מאולתר העלתה כי קוטר בור הקידוח של כלונס C משתנה בטווח של כ-20 מ"מ ובהנחה גסה כי השתנות זו נתרמת ע"י חספוס משני צידי הקידוח ניתן להניח כי גובה חספוס ממוצע יהיה מחצית מערך זה, קרי 10 מ"מ.

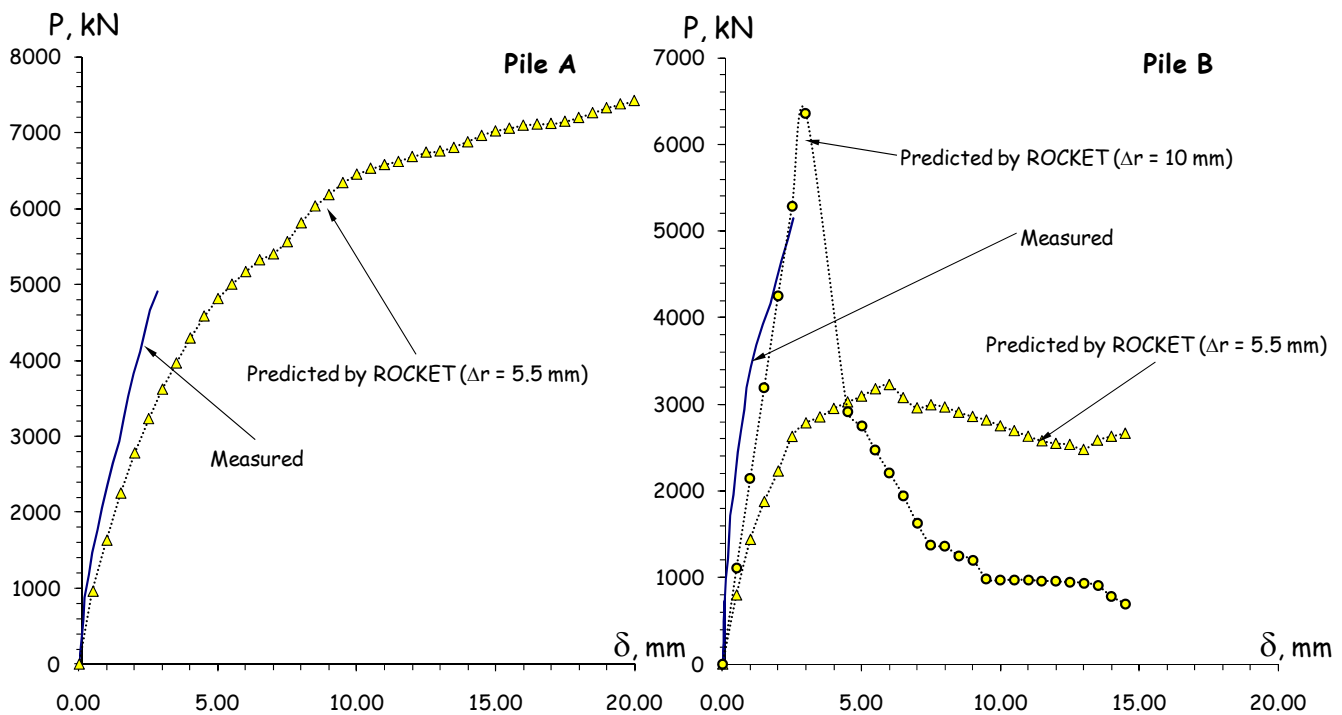
כפי שניתן לראות בדיקות מעבדה ושדה סיפקו את מרבית נתוני הקלט הנדרשים לתיקוף של תוכנת Rocket. יחד עם זאת, לא ניתן לבצע את התיקוף כל עוד קיימת אי וודאות בנוגע לבחירת ערך של מודול האלסטיות (בין אלו שנמדדו בשדה) ובנוגע לגובה החספוס, אשר מבוסס על מדידות שדה לא כל כך מדויקות. על מנת לצמצם אי וודאות זו ניתן לבצע תחילה את תהליך הכיול של השיטה על בסיס אחד מניסיונות ההעמסה ולאחר מכן לבצע את התיקוף עצמו. ניסיון העמסה של כלונס C נבחר לשמש לכיול השיטה כיוון שהוא היחיד שהגיע לכשל. הרצותיה של Rocket 3.0Beta על כלונס זה בוצעו בתהליך איטרטיבי, תוך התאמת גובה החספוס וערך מודול אלסטיות מסביב ובקצה הכלונס לממצאי ניסיונות העמסה, קרי שקיעת ראש הכלונס ועליית העומס בתחתית. ההשוואה הגרפית בין עקומת עומס-שקיעה ועקומת t-z ממוצעת כפי שנמדדו בשטח כנגד אלו שהוערכו באמצעות תוכנת Rocket מופיעה בתרשים 50.



תרשים 50. עקומות עומס-שקיעה: כללית, של מעטפת הכלונס ושל קצהו (צד ימין), ועקומת t-z ממוצעת (צד שמאל) כפי נמדדו בשטח כנגד אלו שהתקבלו בהדמיה של תוכנת Rocket 3.0Beta.

כפי שניתן לראות בתרשים זה הפתרון האופטימאלי מתקבל עם גובה חספוס ממוצע של 5.50 מ"מ, ומודולי אלסטיות של מסת הסלע מסביב ובקצה הכלונס שהם בהתאמה 800MPa ו-250MPa. הבנת המקור של המספרים הללו וחוסר המקריות בהם חשובה מאוד לתיקופים ושימושים עתידיים בשיטה זו. לפי Seidel and Collingwood, 2001, שימוש בתמיסת בנטונייט משפיעה לרעה על תסבולת הכלונס ומפחיתה את גובה החספוס האפקטיבי פי 0.9 עד 0.3 מהערך המדוד, כך שהפחתת גובה החספוס פי 0.55 מכ 10 מ"מ מדודים ל-5.5 מ"מ שהתקבלו בכיול נראית כסבירה בהחלט. תגובה לא ליניארית של מסת הסלע להעמסה מניבה ערכי מודולי אלסטיות משיקיים שונים בהתאם לרמת המאמץ הנורמאלי המופעל. במאמצים נורמאליים גבוהים מתקבלים על פי רוב ערכי מודול אלסטיות נמוכים יותר מאשר במאמצים נורמאליים נמוכים. ניתן לטעון בסבירות גבוהה כי מאמצים נורמאליים אשר התפתחו על ממשק כלונס/סלע בזמן הניסוי, היו נמוכים יותר מאלו שהתפתחו בקצה הכלונס. ערכי מודול אלסטיות אופטימאליים של מסת הסלע מסביב ובקצה הכלונס אשר התקבלו בכיול התוכנה היו קרובים לאלו שנמדדו בניסוי פרסיומטר בשלב פריקת העומס ובשלב ההעמסה. מודול אלסטיות אשר התקבל בשלב פריקת העומס בניסוי הפרסיומטר קרוב מאוד למודול אלסטיות משיקי ברמות מאמץ נורמאלי נמוכות. לעומת זאת מודול אלסטיות אשר התקבל בניסוי זה בשלב ההעמסה קרוב יותר לערכים של מודול אלסטיות משיקי ברמות מאמץ נורמאלי גבוהות. הערכת E_m מסביב לכלונס מעקומת עומס-שקיעה במקרה זה מניבה ערך של 850 MPa, קרוב מאוד לטווח הערכים האופטימאליים לפתרון ותואם למסקנה דומה שהוסקה בתת הפרק 4.5.2.

תיקופים של תוכנת Rocket 3.0Beta בוצעו על בסיס ניסיונות ההעמסה של כלונסאות A ו-B, אשר כזכור לא הגיעו לכשל. ערכי מודול האלסטיות של מסת הסלע מסביב ובקצה הכלונס בתיקופים אלו נלקחו ישירות ממדידות של בדיקת הפרסיומטר בשלבי הפריקה וההעמסה בהתאמה וזאת בעקבות המסקנות של תהליך הכיול. גובה החספוס הממוצע בשני המקרים הונח כ-5.5 מ"מ וזאת למרות ששינויי הקוטר בקידוחים אלו בפועל נעו סביב 10 מ"מ ולא 20 מ"מ כמו במקרה של כלונס C. דיוקו הנמוך של מתקן מכאני מאולתר, ששימש למדידות שינויי הקוטר, מאפשר לקבל מדד גס וראשוני בלבד של גובה החספוס ולכן היצמדות לערך הגובה שהתקבל בתהליך הכיול נראה כסבירה יותר. לחץ נורמאלי התחלתי על גבי ממשק כלונס/סלע חושב עבור כל שלושת הניסיונות בהתאם למשוואה (89) והוא נע בממוצע בין כ-95kPa לכ-150kPa. עקומות עומס – שקיעת ראש כלונס חזויות בתוכנה מול אלו שנמדדו בניסיונות ההעמסה בפועל מוצגות בתרשים 51.



תרשים 51. תיקוף ניסיונות העמסה של כלונס A (צד שמאל) ו-B (צד ימין) באמצעות תוכנת Rocket 3.0Beta.

כפי שניתן לראות כושר החיזוי של התוכנה בהתבסס על ניסיון ההעמסה של כלונס A (תרשים 51, צד שמאל) הינו סביר מאוד. כשל הכלונס לא נצפה בחיזוי וגם לא התרחש בפועל תחת עומס מרבי של 5.0 MN אשר הופעל בשני הניסויים. יחד עם זאת תגובת הכלונס המדודה נראית כקשיחה יותר מזו החזויה באמצעות Rocket. אחת הסיבות האפשריות לכך היא רגישותו הגבוהה של חיזוי התסבולת וקשיחות התגובה של הכלונס בשיטה האנאליטית המפושטת שעומדת מאחורי התוכנה לגובה החספוס. כזכור פרמטר זה הוא היחיד בין נתוני הקלט שלגביו אין מדידות שדה מדויקות ובחירת גובה החספוס נמוך יותר מזה הקיים במציאות תגרום לתגובת הכלונס החזויה להיות גמישה יותר ולתסבולת בחיכוך להיות נמוכה יותר מאלו שנמדדו בשדה. תיקוף ניסיון ההעמסה של כלונס B עם פרמטרי הקלט הקודמים (תרשים 51, צד ימין) נראה כלא מוצלח. בנוסף להבדלים בין קשיחויות התגובה (כמו במקרה הקודם), כלונס B גם היה אמור להיכשל לפי תחזיות של Rocket במהלך של ניסיון ההעמסה עצמו תחת עומס של כ-3.0 MN, מה שכמובן לא קרה. הסיבה לכך, כמו במקרה הקודם, ייתכן וטמונה בבחירה לא נכונה של גובה החספוס הממוצע. הרצה נוספת של תוכנת Rocket עם גובה החספוס של 10 מ"מ (תרשים 51, צד ימין) הקפיצה את התסבולת הכללית של הכלונס אל מעבר ל-5.0 MN תוך קבלת קשיחות

התגובה כמעט זהה לזו שנמדדה בשדה. יש לציין עוד שתחתית של כלונס B בודדה ממסת הסלע באמצעות גוש קל-קל על מנת שיתפקד ככלונס חיכוך בלבד, וכך הוא גם מודל בהרצות של תוכנת Rocket. בפועל מדי העיבור שהותקנו קרוב לתחתית הכלונס העידו על כך שמעבר העומס אל מסת הסלע התבצע גם דרכה. בעיתיות בחירת גובה החספוס יחד עם מעבר לא מתוכנן של העומס דרך קצה הכלונס הינן ככל הנראה הסיבות לתיקוף הלא מוצלח של תוכנת Rocket במקרה הזה.

כיוול של תוכנת Rocket על בסיס ניסיון העמסה של כלונס C הראה כי ערכי מודול האלסטיות וגובה החספוס, אשר נדרשו לפתרון האופטימאלי, אינם מקריים וקשורים מאוד לתוצאות המדידה של בדיקות השדה השונות. ההתנהגות החזויה של הכלונס שהתקבלה במקרה הזה תאמה מאוד את ההתנהגות שנמדדה בשדה, כולל השלב שלאחר הכשל. תיקוף התוכנה על בסיס ניסיון ההעמסה של כלונס A הראה גם הוא כי קיימת התאמה סבירה בין ההתנהגות הכלונס החזויה לזו שנמדדה בשדה. למרות התיקוף הלא מוצלח של השיטה במקרה של כלונס B, ניתן בכל זאת להגיד שככלל תוצאות הכיוול והתיקוף הדגימו את כושר החיזוי הסביר מאוד של התוכנה יחד עם המודל המיקרו מכני של מונש העומד מאחוריה.

6.2.3 ניסיונות העמסה מעבדתיים

מידול התנהגות של ממשקים מחוספסים בגזירה בתנאי קצה דו ממדיים אפשרי, כפי שצוין קודם, בגרסתה הלא מסחרית של תוכנת Rocket – גרסה 2.01. אמינות החיזוי של השיטה האנאליטית המפושטת שעומדת מאחורי התוכנה נבדקה פעמים רבות גם עבור תנאי קצה אלו (Cheng, 1997; Gu, 2001; Gu and Haberfield, 2004; Seidel, 1993; Seidel and Haberfield, 2002a; Seidel and Haberfield, 2002b). במרבית המקרים תיקופי השיטה בוצעו על בסיס תוצאות של בדיקות גזירה ישירה בתנאים של קשיחות נורמאלית קבועה. תנאי הבדיקה המעבדתיים, בלהבדיל מתנאי השדה, מאפשרים על פי רוב לקבל או למדוד ישירות את כל נתוני הקלט הנדרשים לביצוע התיקוף ללא צורך בתהליך כיוול מקדים כלשהו.

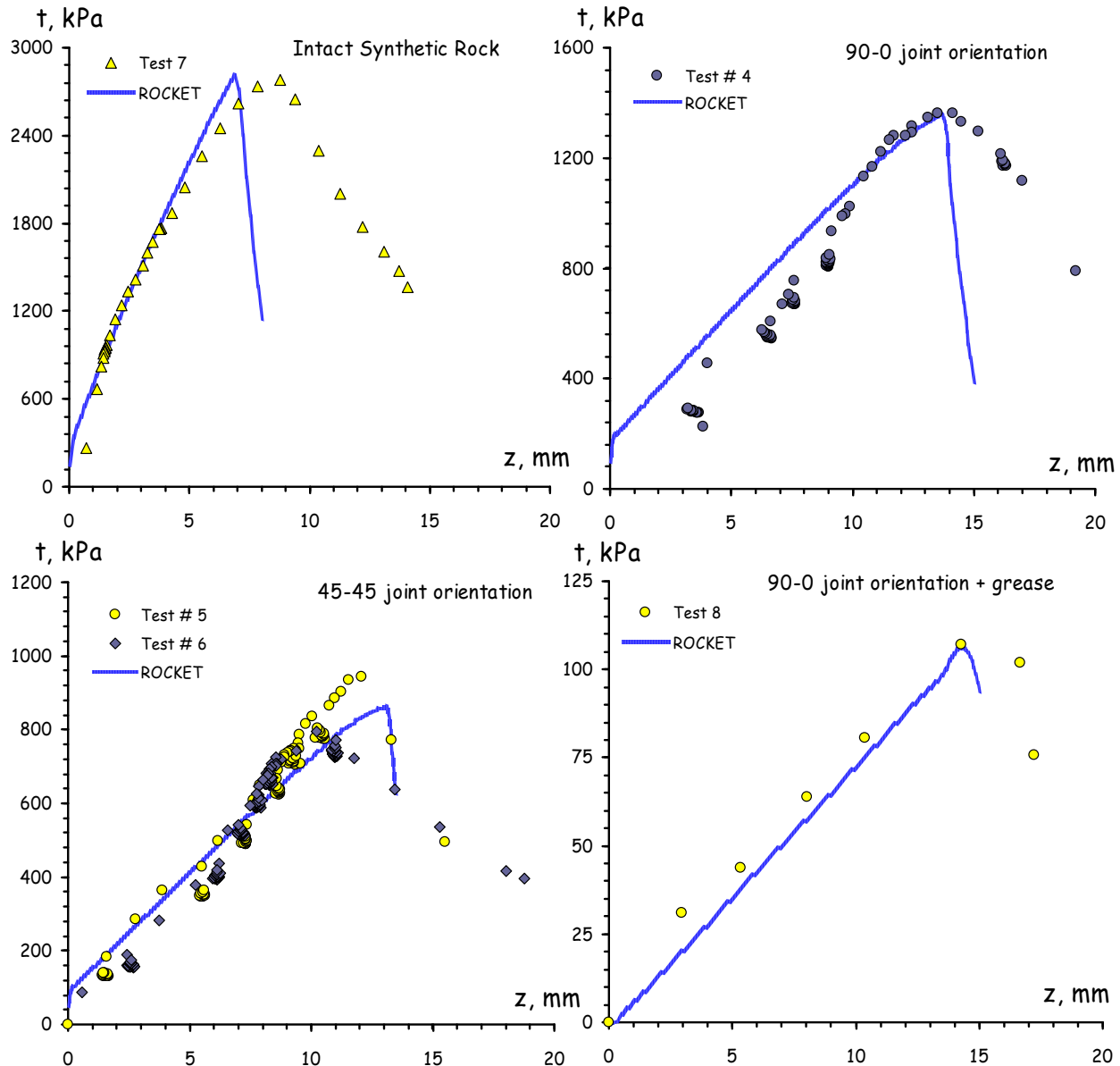
ניסיונות העמסה מעבדתיים שבוצעו במסגרת המחקר יכולים לשמש כמבחן נוסף לכושר החיזוי של השיטה האנאליטית המפושטת העומדת מאחורי תוכנת Rocket. יש לזכור שניסיונות העמסה אלו בוצעו במתכונת דו ממדית במצב של מאמצים מישוריים (Plane Stress) בעוד שניסוח השיטה האנאליטית במקרה של Rocket 2.01 הינו דו ממדי במצב של עיבורים מישוריים (Plane Strain) (Seidel, 1993). הבדל זה אמור לבוא ע"י ביטוי בשוני מסוים בין התוצאות המדודות והחזויות במקרה של תיקוף או כיוול השיטה על בסיס ניסיונות העמסה אלו. כפי שהוזכר בתת הפרק 6.2.1, נתוני הקלט הנדרשים למידול גזירת הממשק במקרה זה כוללים את מאפייני החוזק והאלסטיות של סלע רציף, גיאומטריית החספוס, קשיחות נורמאלית ולחץ נורמאלי התחלתי על גבי הממשק. נתון קלט יחידי שלא נמדד ישירות ולמעשה חסר לביצוע התיקופים הינו קשיחות נורמאלית של מסת הסלע המלאכותית. בלהבדיל מתנאי הקצה התלת ממדיים של כלונסאות ומשוואה (68), הערכת הקשיחות הנורמאלית במקרה הדו ממדי יכולה להיות מבוססת על חוק הוק (Seidel, 1993):

$$k_n = E_m / l \quad (90)$$

כאשר, l – הינו עובי מסת הסלע בצידי הכלונס המעבדתי.

מכל ניסיונות ההעמסה המעבדתיים, ניתן להעריך קשיחות נורמאלית ולבצע תיקוף השיטה רק במקרה של ניסיון מס' 7 (ללא סדקים) בו מודול האלסטיות של סלע מלאכותי ידוע. עבור שאר קונפיגורציות הניסוי ניתן

להעריך קשיחות זו באמצעות אותו תהליך איטרטיבי לקבלת פתרון אופטימאלי (תהליך הכיול) שהופעל בתת הפרק הקודם. תרשים 52 מציג עקומות $t-z$ כפי שנמדדו בניסיונות העמסה מעבדתיים מס' 4 (נטיית מישורי סדקים אופקית-אנכית), מס' 5 ו-6 (נטיית מישורי סדקים של $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק), מס' 7 (ללא סדקים) ומס' 8 (נטיית מישורי סדקים אופקית - אנכית + חומר סיכה) כנגד אלו שהוערכו באמצעות תוכנת Rocket.



תרשים 52. עקומות $t-z$ כפי שנמדדו בניסיונות העמסה מעבדתיים מס' 4, 5, 6, 7 ו-8 כנגד אלו החזויים באמצעות תוכנת Rocket.

כפי שניתן לראות תוצאות ההדמיות של כל ניסיונות ההעמסה המעבדתיים על כל מרכיביהם השונים, אשר בוצעו באמצעות תוכנת Rocket, קרובות מאוד עד זהות לאלו שנמדדו הן מבחינת התסבולת בחיכוך והן מבחינת התגובה הכללית עד הכשל. התנהגות המדודה של הממשק לאחר הכשל נראית בכל המקרים כמתונה יותר מזו החזויה ע"י התוכנה. ניתן להניח בסבירות גבוהה שקשיחות נורמאלית (לאטרלית) שמסופקת ע"י סלע מלאכותי מספיקה להיות קבועה ומתרככת קרוב לכשל הממשק ומיד לאחריו. לעומת זאת היא ממשיכה להיות קבועה במודל האנאליטי גם לאחר הכשל מה שמביא להתנהגות קיצונית יותר של הממשק בהשוואה לזו שנמדדה בפועל. תיקוף של ניסיון ההעמסה מס' 7 בוצעה עם קשיחות נורמאלית מחושבת של 6.37 MPa/mm . תוצאות אופטימאליות עבור ניסיונות העמסה מס' 4, 5, 6 ו-8 התקבלו בהדמיות של תוכנת Rocket עם קשיחויות

נורמאליות של 0.54 MPa/mm , 0.30 MPa/mm ו- 0.015 MPa/mm בהתאמה. קשיחויות אלו תואמות לפי משוואה (90) את ערכי מודול האלסטיות הבאים של מסת הסלע: 362 MPa עבור קונפיגורציית סדקים אופקית-אנכית (ניסיון העמסה 4), 200 MPa עבור קונפיגורציית סדקים אלכסונית (ניסיונות העמסה 5 ו-6) ו- 10 MPa עבור קונפיגורציית סדקים אופקית-אנכית עם חומר סיכה בממשקים (ניסיון העמסה 8). דיון בערכים אלו, אשר לא נמדדו ישירות אלא התקבלו בתהליך הכיול של השיטה האנאליטית המפושטת, יתקיים בתת הפרק 7.4.

6.3 שיטת ה-DDA

6.3.1 עקרונות השיטה

סקירת עקרונות בסיסיים של שיטת ה-DDA מוצגת בתת פרק זה בצורה מתומצתת ומבוססת בעיקר על Jing, Shi, 1988; Shi, 1996; Tsesarsky, 2004. תיאור מקיף ומפורט יותר של השיטה ניתן למצוא אצל Shi, 1993.

שיטת ה-DDA הוצגה במקורה ע"י Shi, 1988; Shi, 1993 כשיטה ספרתית משתמעת (implicit) ממשפחת השיטות הדיסקרטיות (DEM) למידול דפורמציות גדולות בתוך מדיום בלוקי סדוק. ניסוח שיטת ה-DDA די מקביל לזה של שיטת האלמנט הסופי ומהווה הכללה שלו, אף על פי שמקור השיטה הוא ממשפחת השיטות של אלמנטים דיסקרטיים (Shi, 1993). כל האלמנטים בשיטת ה-DDA הם בלוקים בודדים התחומים ע"י מערכות סדקים קיימות. כיוון שתיאורטית אין שום מגבלה בשיטה זו למספר, נטייה ופיזור במרחב של מערכות סדקים אלו, צורות בלוקים שונות צפויות להתקבל בתהליך של חלוקת המדיום הנחקר לבלוקים בודדים וזאת בניגוד לשיטת האלמנט הסופי, אשר משתמשת בצורות אלמנט סטנדרטיות בד"כ משולשיות או ריבועיות. אחד היתרונות הבולטים של שיטת ה-DDA הוא בכך שסגנון הכשל בה לא נקבע מראש, אלא מתקבל במהלך החישוב. עבור הגיאומטריה, העומסים והתכונות האלסטיות של כל בלוק, וכן זווית החיכוך, הקוהזיה והשיכוך בממשקים השיטה מחשבת מאמצים, מעוותים, החלקה, כוחות מגע ותזוזות, כאשר כל בלוק בתוך המדיום הסדוק חופשי לעבור העתקה ממקומו המקורי, דפורמציה ועיבור, והמערכת כולה חופשית לעבור החלקה, פתיחה או סגירה של המגעים.

שיטת ה-DDA יכולה לפתור בעיות דמוי סטטיות ודינמיות כאחת תוך שימוש בסכמת צעדי הזמן ובניסוח משתמע של אלגוריתם הפתרון. ההבדל בין ניתוח דמוי סטטי לדינמי הוא בצורת הטיפול במהירות שנרכשה ע"י אלמנט בודד בסוף של פסיעת הזמן הנוכחית ואופן העברתה לפסיעת הזמן הבאה. כך בניתוח דינמי טהור, מהירות נרכשת זו עוברת ללא שינוי לפסיעת זמן הבאה, לעומת איפוסה המלא בניתוח דמוי סטטי.

ניתן להציג תזוזה מישורית (u, v) של נקודה כלשהי בעלת קואורדינטות x, y שבבלוק i באמצעות שישה משתנים בצורה מטריציונית:

$$[D_i] = (u_o \ v_o \ r_o \ \varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \gamma_{xy})^T \quad (91)$$

כאשר u_o, v_o הינן תזוזות גוף קשיח של נקודה ספציפית x_o, y_o שבתוך הבלוק, r_o הינה זווית הסיבוב של הגוף הקשיח, כאשר מרכז הסיבוב נמצא בנקודה (x_o, y_o) , $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}$ הינם בהתאמה עיבורים נורמאליים ועיבור גזירה. Shi, 1988 הראה כי מטריצת תזוזות בקירוב מסדר ראשון של בלוק שלם נראית כך:

$$\begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} = [T_i][D_i] = \begin{pmatrix} 1 & 0 & -(y-y_o) & (x-x_o) & 0 & (y-y_o)/2 \\ 0 & 1 & (x-x_o) & 0 & (y-y_o) & (x-x_o)/2 \end{pmatrix} [D_i] \quad (92)$$

משוואה (92) מאפשרת לחשב תזוזה של נקודה כלשהי בבלוק בהינתן תזוזה במרכז הסיבוב של הבלוק ועיבורים בו. יש לציין כי קירוב תזוזות מסדר ראשון הופכות את הבלוק לאלמנט קבוע עיבור או מאמץ.

פיתוח משוואות שיווי משקל עבור בלוק בודד מתבצע בסגנון של שיטת האלמנט הסופי ומבוסס על עקרון של מינימיזציה של האנרגיה הפוטנציאלית. משוואות שיווי משקל סימולטניות עבור מערכת הכוללת n בלוקים תיראה בצורה הבאה:

$$\begin{pmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & \cdots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & \cdots & K_{2n} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & \cdots & K_{3n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{n1} & K_{n2} & K_{n3} & \cdots & K_{nn} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \\ \vdots \\ D_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ \vdots \\ F_n \end{pmatrix} \quad (93)$$

כאשר מקדם K_{ij} הינה תת מטריצה בגודל של 6 על 6, המוגדרת ע"י האינטראקציה של בלוק i עם בלוק j . מקדמי D_i ו- F_i הינן תת מטריצות אף הם, בגודל של 6 על 1, אשר מייצגות בהתאמה את משתני התזוזה והכוח של הבלוק הבודד. הנעלמים במערכת משוואות זו הינם תזוזות ומספרם הוא סכום של סה"כ דרגות החופש של כל הבלוקים שבמערכת. האלכסון שבמטריצת הקשיחות הכללית, הבנוי מתת מטריצות K_{ij} ($i=j$), מייצג עבור בלוק כלשהו i את כוחות האינרציה הפועלים עליו ואת אנרגיית העיבורים האלסטית. מקדמי K_{ij} ($i \neq j$), אשר מחוץ לאלכסון, מייצגים את תרומתן ההדדית של תת מטריצות המגע שבין בלוק i לבלוק j .

כל שורת i שבמערכת משוואות (93) בנויה משש משוואות ליניאריות הבאות:

$$\frac{\partial \Pi}{\partial d_{ri}} = 0, r = 1, \dots, 6 \quad (94)$$

כאשר d_{ri} הינם משתני התזוזה של בלוק i .

תרשים 53 מציג סכמת גזירה של פונקציונל האנרגיה עבור בלוק בודד, אשר מורכב מאנרגיה פוטנציאלית של עיבורים אלסטיים, כוחות נקודתיים, גוף ואינרציה, ושילובם הסמכתי לתוך מערכת משוואות שיווי משקל סימולטניות (93). פתרון של מערכת משוואות שיווי משקל אלו מוגבל על ידי מערכת אי שוויונים הנובעים מאילוצים קינמאטיים של הבלוקים, העדר של מתיחה וחדירה בגבולות הבלוקים. אילוצים קינמאטיים אלו משולבים בתוך הפתרון הכללי באמצעות "שיטת ההענשה" (penalty method) ע"י הוספת קפיצים קשיחים למערכת. פתרון המשוואות נעשה עם קפיצים אלו תוך התייחסות לסוג המגע ולמרחק בין הבלוקים. התפתחות של מתיחה או חדירה בגבולות הבלוקים תגרום למתיחתם או להתכווצותם של הקפיצים הממוקמים במגעים שבין הבלוקים. תהליך זה יצריך תוספת אנרגיה כללית למערכת, אך ההיצמדות לעקרון המינימיזציה של האנרגיה הפוטנציאלית תימנע תוספת זאת. כאשר המערכת מתכנסת למצב שיווי משקל יציב אנרגיה של כוחות המגע מאוזנת ע"י אנרגיית החדירה ובכך גורמת לחדירות קטנות בלתי נמנעות בגבולות הבלוקים. אנרגיית חדירה זו משמשת לחישוב של כוחות במגעים, אשר בתורם משמשים לחישוב של כוחות חיכוך לאורך גבולות הבלוקים. תזוזות אלו כפופות בשיטת ה-DDA לקריטריון הכשל Coulomb – Mohr.

$$\Pi = \frac{1}{2} \iint \boldsymbol{\varepsilon} \boldsymbol{\sigma}^T dxdy - \left(u \quad v \right) \begin{pmatrix} F_x \\ F_y \end{pmatrix} + \iint (u \quad v) \begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix} dxdy + M \iint (u \quad v) \begin{pmatrix} \ddot{u}(t) \\ \ddot{v}(t) \end{pmatrix} dxdy$$

Elastic stresses Point loading Body forces Inertia forces

$$\Pi_e = \frac{S}{2} \mathbf{D}_i^T \mathbf{E}_i \mathbf{D}_i \quad \Pi_p = -\mathbf{D}_i^T \mathbf{T}_i^T \{ \mathbf{F} \} \quad \Pi_v = -\mathbf{D}_i^T \iint \mathbf{T}_i^T dxdy \begin{Bmatrix} f_x \\ f_y \end{Bmatrix}$$

$$k_{rs} = \frac{\partial \Pi_e}{\partial d_{ri} \partial d_{si}} = \mathbf{S} \mathbf{E}_i \quad f_r = -\frac{\partial \Pi_p}{\partial d_{ri}} = F_x t_{1r} + F_y t_{2r} \quad f_r = \frac{\partial \Pi_v}{\partial d_{ri}} = \begin{pmatrix} f_x S \\ f_x S \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

(6x6 submatrix) (6x1 submatrix) (6x1 submatrix)

$$\Pi_i = \mathbf{D}_i^T \iint \mathbf{T}_i^T \mathbf{T}_i dxdy \left(\frac{2M}{\Delta t^2} \mathbf{D}(t_{j+1}) - \frac{2M}{\Delta t} \dot{\mathbf{D}}(t_j) \right)$$

$$f_r = \frac{2M}{\Delta t^2} \iint \mathbf{T}_i^T \mathbf{T}_i dxdy - \frac{2M}{\Delta t} \iint \mathbf{T}_i^T \mathbf{T}_i dxdy \dot{\mathbf{D}}(t_j)$$

(6x6 submatrix) (6x1 submatrix)

M is the mass per unit area
Δt is the time step size

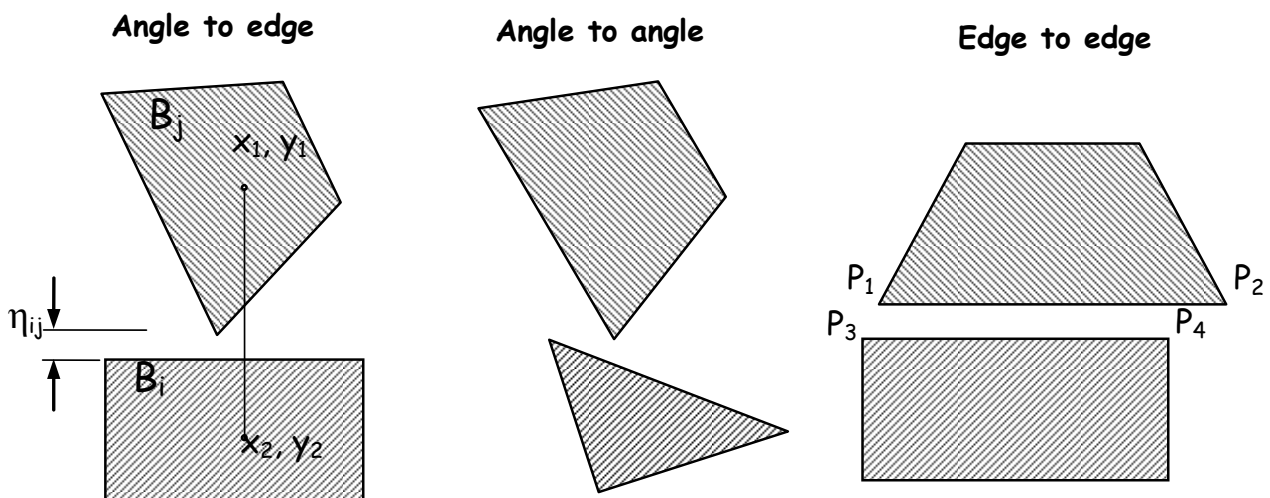
$$\begin{pmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & \cdots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & \cdots & K_{2n} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & \cdots & K_{3n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{n1} & K_{n2} & K_{n3} & \cdots & K_{nn} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \\ \vdots \\ D_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ \vdots \\ F_n \end{pmatrix}$$

S is the area of the i-th block
E_i is the elasticity matrix

תרשים 53. סכמת גזירה של פונקציונל האנרגיה של בלוק בודד ושילובו הסכמאטי בתוך משוואות שיווי משקל סימולטניות.

יש לציין כי קשיחות קפיצי המגע נשארת קבועה לאורך כל הפתרון. יחד עם זאת אזורי מגע בין בלוקי סלע אמיתיים עוברים דפורמציות, לעיתים לא מבטלות עקב ריכוז מאמצים, הגורמות בין היתר לשינויים בשטחי ובזוויות מגע וכתוצאה מכך גם בקשיחות הנורמאלית. שינויים אלו צורכים אנרגיה ואינם נלקחים בחשבון בשיטת ה-DDA בגרסתה הנוכחית (Tsesarsky, 2004).

בכל פסיעת זמן לאורך הפתרון מופעל מנגנון ספרתי לאיתור מגעים אפשריים בין הבלוקים. קיימים שלושה סוגי מגע אפשריים: קודקוד לצלע, קודקוד לקודקוד וצלע לצלע (תרשים 54).



תרשים 54. סוגי המגעים שבין הבלוקים בשיטת ה-DDA (בעקבות Shi, 1993).

מגע מסוג צלע לצלע ניתן לפרק בקלות לשני מגעים מסוג של קודקוד לצלע: P_1 ל- P_3P_4 ו- P_4 ל- P_1P_2 כפי שמופיע בדוגמה שבתרשים 54. שני בלוקים יהיו במגע בפסיעת הזמן הבאה במידה והם התקרבו מספיק בפסיעת הזמן הנוכחית. מרחק מינימאלי בין שני בלוקים i ו- j מוגדר בהתאם לתרשים 54 כ:

$$\eta_{ij} = \min \left\{ \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2}, \forall (x_1, y_1) \in B_i, \forall (x_1, y_1) \in B_j \right\} \quad (95)$$

במידה ובסיום של פסיעת הזמן הנוכחית המרחק הזה יהיה גדול פי שניים מהתזוזה המכסימלית ρ של כל הנקודות שבשני הבלוקים, לא ייווצר מגע ביניהם גם בפסיעת הזמן הבאה:

$$\eta_{ij} > \rho$$

$$\rho = \max \left\{ \sqrt{u(x, y)^2 + v(x, y)^2}, \forall (x_1, y_1) \in B_r, r = 1 \dots n \right\} \quad (96)$$

פתרון עצמו של משוואות שיווי משקל סימולטניות (93) הינו תהליך איטרטיבי. תחילה נבדק האם הפתרון מקיים את מערכת אי שוויונים שהם האילוצים הקינמטיים של המערכת. במידה וקיימת חדירה או מתיחה בגבולות הבלוקים, מעדכנים את האילוצים הקינמטיים ע"י שינוי המיקום של הקפיצים הקשיחים ופותרים את מערכת משוואות שיווי משקל סימולטניות שנית. תהליך זה נמשך עד אשר כל האילוצים הקינמטיים מתקיימים במלואם. מיקום הבלוקים בפסיעת הזמן הנוכחית מתעדכן בהתאם לפתרון של האיטרציה האחרונה ועוברים לפסיעת הזמן הבאה בפתרון.

6.3.2 יישום ממוחשב של שיטת ה-DDA

תהליך ניתוח בעיה כלשהי ביישום ממוחשב של שיטת ה-DDA נשלט ע"י ארבעה פרמטרים ספרתיים עיקריים:

1. $k01$ – הינו פרמטר שליטה דינאמי, אשר מאפשר לבחור בין ניתוח דמוי סטטי לניתוח דינמי של הבעיה. כפי שצוין קודם, בניתוח דמוי סטטי מהירות, אשר נרכשה סיום של פסיעת הזמן הנוכחית, מתאפסת במעבר לפסיעת זמן הבאה ולכן $k01=0$. בניתוחים הדינמיים לעומת זאת מהירות זו מועברת במלואה לפסיעת זמן הבאה ולכן $k01=1$. במידה וקיים צורך לכלול בניתוח את תופעות השיכוך ודיסיפציה של אנרגיה (energy dissipation) בוחרים ערך של $k01$ שבין 0 ל-1.
2. $g0$ – הינו פרמטר ספרתי המבטא את קשיחות קפיצי המגע בגבולות הבלוקים. יש לזכור כי זהו פרמטר ספרתי שבא לאכוף את אילוצים של העדר חדירה ומתיחה בגבולות הבלוקים. לפי Tsesarsky and Talesnick, 2007, קשיחות זו אינה בדיוק תואמת לקשיחות הפיזיקאלית של ממשק אמיתי ואף קטנה ממנו בסדר גודל. בחירה בערכי קשיחות אמיתיים של הממשק לפרמטר ספרתי זה תגרום לתת הערכה חמורה של תזוזות. עבור ניתוח בעיות, אשר בנויות מיותר משני בלוקים, Tsesarsky and Talesnick, 2007 מציעים לבחור בערכי קשיחות קפיצי מגע ספרתיים קטנים מעשירית של מודול אלסטיות של החומר הרציף.
3. $g1$ – הינו פרמטר ספרתי המבטא את הערך המרבי של אורך פסיעת הזמן. ערך זה אמור להיות מספיק קטן על מנת להבטיח את ההנחה של תזוזות קטנות שבתוך פסיעת זמן בודדת.
4. $g2$ – הינו פרמטר ספרתי המבטא את מידת התזוזה היחסית המכסימלית שבתוך פסיעת זמן בודדת וגם הוא בא להבטיח את ההנחה של התזוזות הקטנות. תזוזה מכסימלית עצמה שווה למכפלה שבין

פרמטר ספרתי זה למחצית הגובה של המדיום הנחקר. כמו כן, פרמטר זה משמש לאיתור מגעים אפשריים בין הבלוקים השכנים ולכן בחירה בערכים גדולים מידי של g_2 תגרום לזיהוי של מגעים רבים לא נחוצים בין הבלוקים וערכים קטנים לא מציאותיים של פרמטר זה עלולים להביא לחדירה בין הבלוקים (Tsesarsky, 2004).

יש לציין כי פרמטרים ספרתיים אלו נמצאים ביחסי גומלין הדוקים ואופטימיזציה שלהם, במיוחד g_1 ו- g_0 , מביאה להתכנסות מהירה יותר של הפתרון ולדיוקו גבוה. Tsesarsky, 2004 חקר את השפעת בחירת ערכי g_1 ו- g_2 על קצב התכנסות הפתרון במדיום המורכב מ-67, 98 ו-168 בלוקים עבור טווח רחב של ערכי g_0 . ממחקרו עולה כי בחירת ערכי $g_1=g_2=0.005$ מניבה קצב התכנסות סביר של הפתרון, אשר משפטר ומגיע לאופטימאלי בערכי g_1 ו- g_2 נמוכים מ-0.001.

6.3.3 תיקוף של שיטת ה-DDA

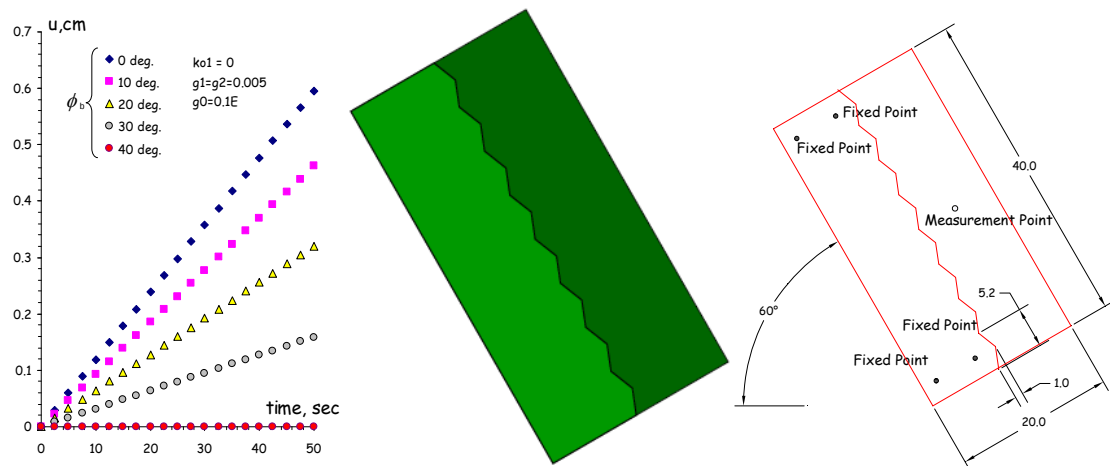
תיקוף של מרבית שיטות ומודלים חדשים לחיזוי תסבולת הכלונס בחיכוך והתנהגותו הכללית בהעמסה צירית מתבצע על פי רוב על בסיס ניסיונות העמסה בשטח. בעיתיות של תיקוף כזה של שיטת ה-DDA ברורה כאן למדי, כיוון שאף סקר גיאוטכני שגרתי, אשר נהוג לבצע לפני ביצוע של ניסיונות העמסה בשטח, אינו כולל תיאור כמותי כלשהו של מערכות הסדקים ותכונות המכאניות שלהן, אשר נחוצות לשיטת ה-DDA כפרמטרי קלט. מצד שני, יש לזכור כי תהליכי הכשל של ממשק כלונססלע מחוספס בפועל מלווים בריכוזי מאמצים ושכירות לאורך הממשק, אשר אותם לא ניתן למדל באמצעות שיטה אלסטית טהורה כגון ה-DDA, בה כל אלמנט הוא קבוע עיבור וקשיחות קפיצי מגע ספרתיים נשאת קבועה אף היא לאורך כל הפתרון. למרות זאת, תהליכים, אשר מתרחשים על ממשק כלונססלע, בעיקר עד לשלב הכשל של הגבשושיות, הינם במידה רבה תוצר של אינטראקציה שבין הבלוקים במדיום הסדוק שבקרבת הכלונס. אם כך הדבר, ניתן ללמוד השוואתית מ-DDA את מידת שינוי של תגובת הכלונס לשינויים במאפייני הסדקים למיניהם (זווית החיכוך, נטייה, פיזור במרחב). כמו כן, תצפיות ויזואליות במהלך ניסיונות העמסה מעבדתיים מלמדות כי מרבית התנועה לאורך ממשק כלונססלע התרחשה תוך החלקתו על גבי גבשושיות החספוס ודחיפה לאטרלית של מסת הסלע ולעיתים אף ללא כשל מפורש של גבשושיות החספוס (תת הפרק 5.5.3). ניתן להניח במידת זהירות נדרשת, כי במסות סלע אשר אינן קשיחות במיוחד, הכוח שנדרש לביצוע החלקה מלאה על גבי גבשושיות החספוס, אותה ניתן למדל באמצעות שיטת ה-DDA על כל מגבלותיה, אינו שונה בהרבה מזה שנדרש בפועל לגזירת גבשושיות החספוס בטרם השלמת החלקה מלאה.

6.3.3.1 הדמיה של החלקת בלוק על גבי ממשק משונן

תיקוף ראשון של שיטת ה-DDA בודק את יכולתה למדל את החלקת הבלוקים ע"ג ממשק מחוספס. בתרשים 55 מתוארים שני בלוקים, כאשר בלוק תחתון מקובע בארבע נקודות ריתום ובלוק עליון רוכב עליו חופשית. במרכז של הבלוק הרוכב ממוקמת נקודת מדידה לצורכי מעקב אחרי תנועתו. חוזק בגזירה של הממשק במקרה זה כפוף לחלקו הראשון של קריטריון הכשל הבי לינארי של Patton, 1966:

$$\tau = \sigma \cdot \tan(\phi_b + i) \quad (97)$$

כאשר, ϕ_b ו- i הינם בהתאמה זווית החיכוך הבסיסית של הממשק וזווית השיפוע של גבשושיות החספוס.



תרשים 55. החלקת בלוק על ממשק מחוספס: סקיצת הבעיה, כולל מידות בס"מ (צד ימין), מידול הבעיה באמצעות שיטת ה-DDA (אמצע), תזוזה אופקית של נקודת המדידה בזמן כתלות בזווית החיכוך הבסיסית (צד שמאל).

בבעיה המתוארת בתרשים 55 זווית השיפוע של הגבשושיות הינה 21.8° ולכן בהתחשב בנטייה כללית של הבלוקים 60° , הכשל בגזירה, המלווה בתנועה החלקה מתמדת של הבלוק הרוכב, יתקבל בערכי ϕ_b הנמוכים מ- 38.2° . לפי חלקו השמאלי של תרשים 55 זאת אכן התמונה שמתקבלת. יש לציין כי מטרת תיקוף זה הינה זיהוי של כשל דמוי סטטי בגזירה של הממשק ולא ציות מאוחר יותר של תנועת הבלוק הרוכב לחוקי תנועה פיזיקאליים, אשר נחקר פעמים רבות.

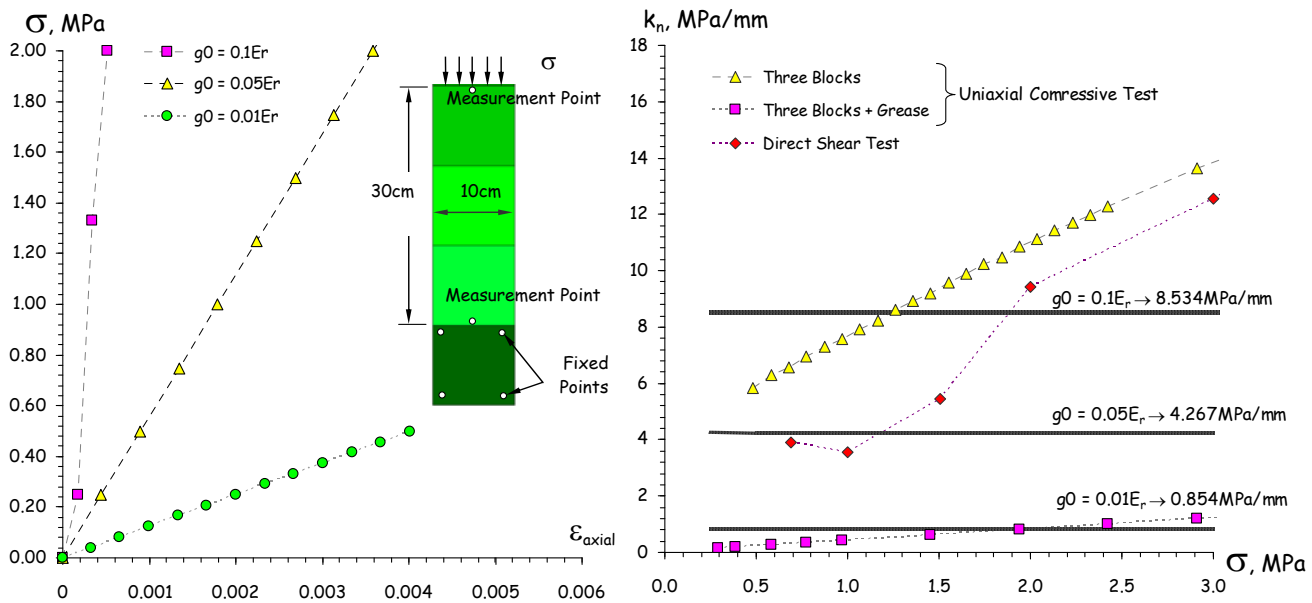
6.3.3.2 הדמיית ניסיונות העמסה מעבדתיים

שלושת התיקופים הבאים של שיטת DDA מתייחסים ישירות לתחום של כלונסאות בסלע וממדלים את ניסיונות ההעמסה המעבדתיים שבוצעו במסגרת המחקר. התיקופים מתייחסים לכל ניסיונות העמסה אשר בוצעו במסגרת המחקר, פרט לזה שבוצע במסת סלע מלאכותית רציפה, אשר שייך במובן מסוים לבעיית רצף טהורה ואינו מתאים לניתוח בשיטת ה-DDA.

כפי שצוין בתת הפרק 6.3.2, אחד הפרמטרים הספרתיים המשפיעים על דיוק הפתרון בשיטת ה-DDA הוא הקשיחות הנורמאלית של קפיצי המגע. אומנם קשיחות זו אינה זהה לקשיחות נורמאלית אמיתית של הממשק, אך ללא ספק היא מקבילה לערך כלשהו של k_n בעולם הפיזיקאלי. על מנת לבדוק זאת, ניסוי לחיצה חד צירי של שלושה בלוקים (תת הפרק 5.4) שוחזר באמצעות שיטת ה-DDA, תוך הכנסת תכונות חומר אשר נמדדו בבדיקות מעבדה (תת הפרק 5.5.1) ובחירת ערכי g_0 בין $0.01E_r$ ל- $0.1E_r$ בהתאם להמלצתם של Tsesarsky and Talesnick, 2007. הפרש בין תזוזות אנכיות של שתי נקודות המדידה, אשר מוקמו בפאה עליונה של בלוק עליון ותחתונה של בלוק תחתון נתן את התקצרות האנכית הכוללת (Δl) של המערכת וקשיחות נורמאלית אקוויוולנטית של הממשקים חושבה בהתאם למשוואה (87).

צד שמאל של תרשים 56 מציג עקומות מאמץ-מעוות, אשר התקבלו בהדמיית בדיקת לחיצה חד צירית של שלושה בלוקים באמצעות שיטת ה-DDA וסקיצה כללית של הבעיה. שוני בהתנהגות העקומות נובע משימוש בערכי g_0 שונים. הקשיחות הנורמאלית של מערכת הבלוקים שהתקבלה בכל הדמיה מוצגת בצד ימין של תרשים 56 כנגד אלו שנמדדו בבדיקות לחיצה חד צירית של מספר בלוקים ובדיקת גזירה ישירה של ממשקי בטון-בטון (תת הפרק 5.5.2). כפי שניתן לראות, לכל ערך של g_0 אכן מתאימה קשיחות נורמאלית אקוויוולנטית במודל הספרתי, אשר

נשארת קבועה תחת מאמצים נורמאליים שונים, בניגוד לקשיחות נורמאלית בעולם הפיזיקאלי, אשר עולה יחד עם עליה במאמץ נורמאלי.



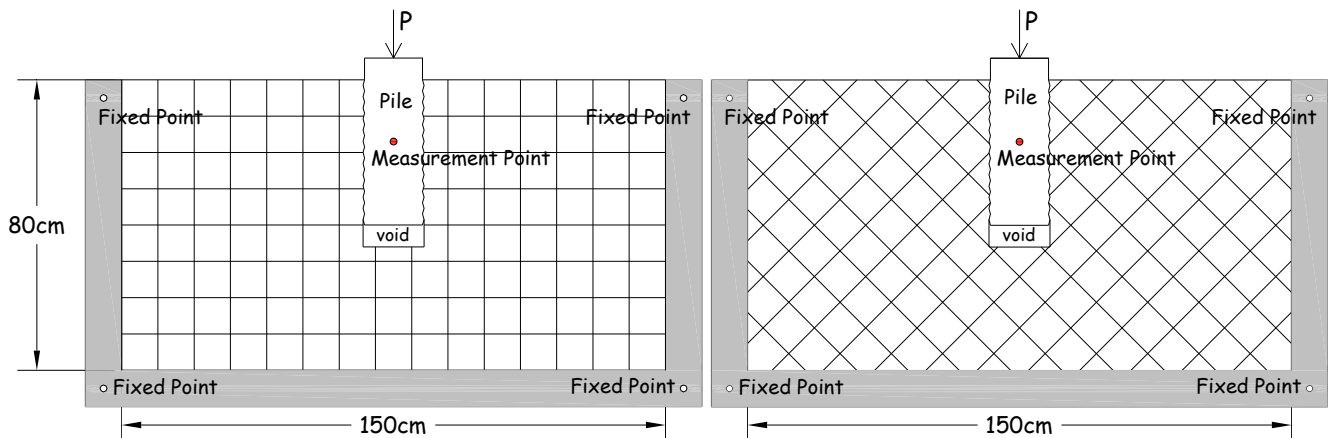
תרשים 56. עקומות מאמץ-מעוות אשר התקבלו בהדמיית בדיקות לחיצה חד צירית באמצעות שיטת ה-DDA (צד שמאל), השוואת קשיחויות נורמאליות אקוויוולנטיות, אשר התקבלו בהדמיות אלו לקשיחויות שהתקבלו בבדיקות מעבדה (צד ימין)

יש לציין כי תוצאות זהות לאלו התקבלו גם בדיקת לחיצה חד צירית של שבעה בלוקים, אשר אף היא בוצעה באמצעות שיטת ה-DDA. כיוון שמאמצי הדריכה המשווערים בכשל בניסיונות העמסה במסת סלע סדוקה לא עלו על 0.60 MPa (תת הפרק 5.5.3) בחירת ערך של $g_0 = 0.05E_r$ ו- $\phi_j = 44^\circ$ (טבלה 10) עבור תיקוף של ניסיונות העמסה בלא חומר סיכה בממשקים ו- $g_0 = 0.004E_r$ ו- $\phi_j = 8^\circ$ (ערך שמתאימים בד"כ למילוי חרסיתי רך) עבור ניסיון העמסה מס' 8 (עם חומר סיכה בממשקים) נראית כסבירה בהחלט.

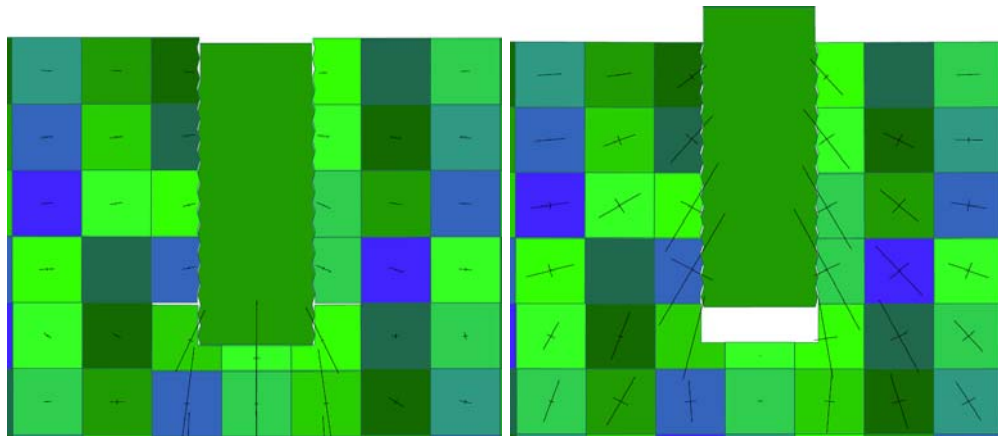
בנקודה זו חשוב לציין כי בעוד שביישום הממוחשב של שיטת DDA הקשיחות הנורמאלית של קפיצי המגע הספרתיים ניתנת לשליטה באמצעות פרמטר g_0 , קשיחות הגזירה של אותם הקפיצים מוגדרת אוטומטית כמחצית מהערך של g_0 (Tsesarsky et al., 2005). מהתוצאות של בדיקת גזירה ישירה של ממשק בטון – בטון מנוסר (תרשים 38) עולה כי בפועל יחס זה בין שתי הקשיחויות ירד מ-65% עבור $\sigma_n < 1.0 \text{ MPa}$ לכ-50% עבור $\sigma_n = 1.5 \text{ MPa}$ והסתיים בכ-35% עבור $\sigma_n > 2.0 \text{ MPa}$. מאמצים לאטרליים משוערים שהתפתחו בניסיונות העמסה מעבדתיים בסלע מלאכותי סדוק לא עלו על 1.0 MPa (תת הפרק 5.5.3) כך שהיחס בין הקשיחויות בפועל היה גבוה מההנחה המובנת של היישום הממוחשב של שיטת DDA. במקרה זה התגובה המשיקית של הממשקים בהדמיות ספרתיות של שיטת DDA אמורה להיות רכה מעט מזו שבמציאות.

תרשים 57 מציג באופן סכמאטי את מידול ניסיונות ההעמסה באמצעות שיטת ה-DDA, וכולל מיקום של הפעלת הכוח, נקודות מדידה ונקודות ריתום. הקבועים האלסטיים והמשקל המרחבי של מסת הסלע ושל הכלונס הוזנו ליישום ממוחשב של שיטת ה-DDA בהתאם לתוצאות של בדיקות המעבדה (טבלה 9) ופרמטרי השליטה הספרתיים נבחרו בהתבסס על הנאמר בתת הפרק 6.3.2 באופן הבא: $k_0 = 0$, $g_1 = g_2 = 0.05$. במהלך כל הרצה על ראש הכלונס הופעל עומס אנכי בודד, אשר הועלה בהדרגה עד לקבלת כשל הכלונס, קרי החלקתו המלאה לאורך

הממשק. תרשים 58 מציג דוגמה לתמונת הדפורמציה, כיוונים של מאמצים ראשיים וגודלם היחסי, אשר התקבלה בהרצות ה-DDA בהן הכלונס הגיע לכשל (צד שמאל) או לחילופין נשאר יציב (צד ימין).



תרשים 57. תרשים סכמאטי של ניסיונות העמסה מעבדתיים כפי שנוחתו באמצעות שיטת ה-DDA.

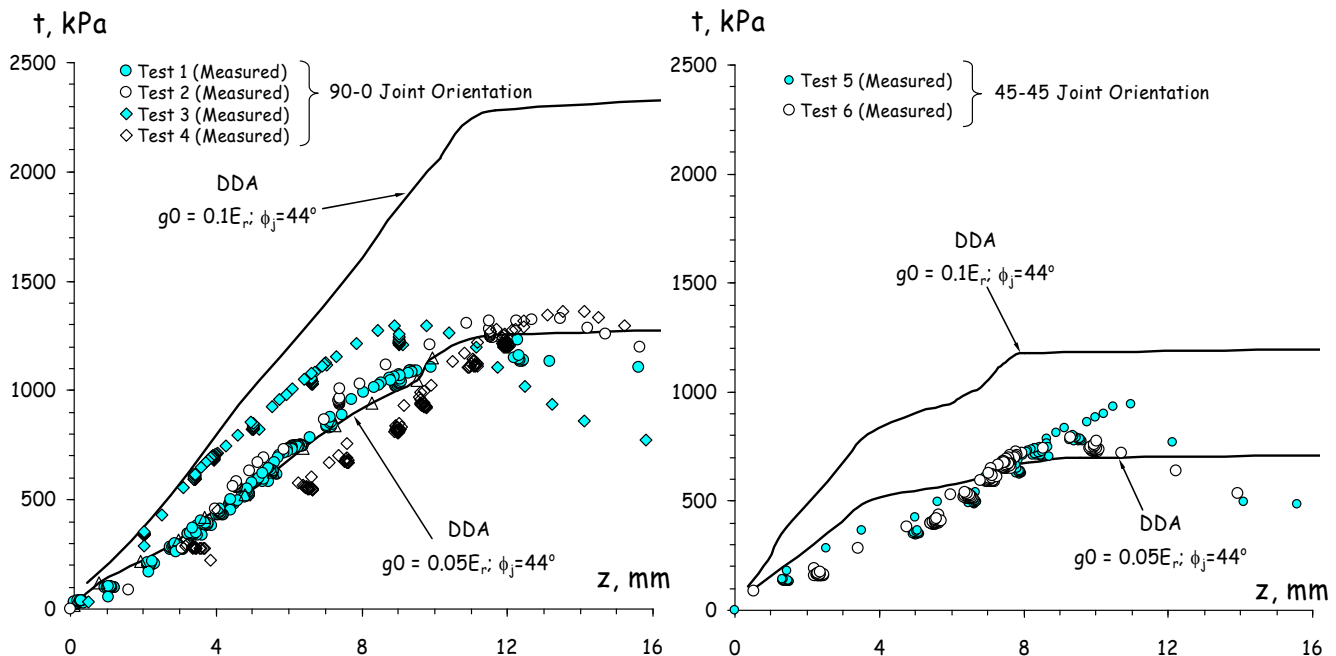


תרשים 58. תמונת הדפורמציה המתקבלת כולל כיוון וגודל יחסי של מאמצים ראשיים בהרצת DDA בה הכלונס הגיע לכשל (שמאל) כנגד זו בה הוא נשאר יציב (ימין).

הרצות של ניסיונות העמסה מעבדתיים בשיטת ה-DDA בוצעו ללא הפעלת לחץ נורמאלי התחלתי (σ_{no}) על גבי ממשק כלונסוסלע וזאת עקב השפעתו החלשה של פרמטר זה על תסבולת הכלונס בחיכוך (Seidel and Collingwood, 2001) וקושי מסוים ביישומו הישיר על גבי הממשק ביישום ממוחשב של שיטת ה-DDA. על מנת לבדוק חוסר מקריות בקבלת התוצאות, כל ההרצות של ניסיונות העמסה, פרט לזה עם חומר סיכה בממשקים, בוצעו בשיטת ה-DDA פעמיים: פעם אחד עם קשיחות קפיצי מגע ספרתיים, אשר תואמת למציאות הפיזיקאלית, ופעם נוספת עם קשיחות ספרתית גבוה יותר של $g_0 = 0.1E_r$.

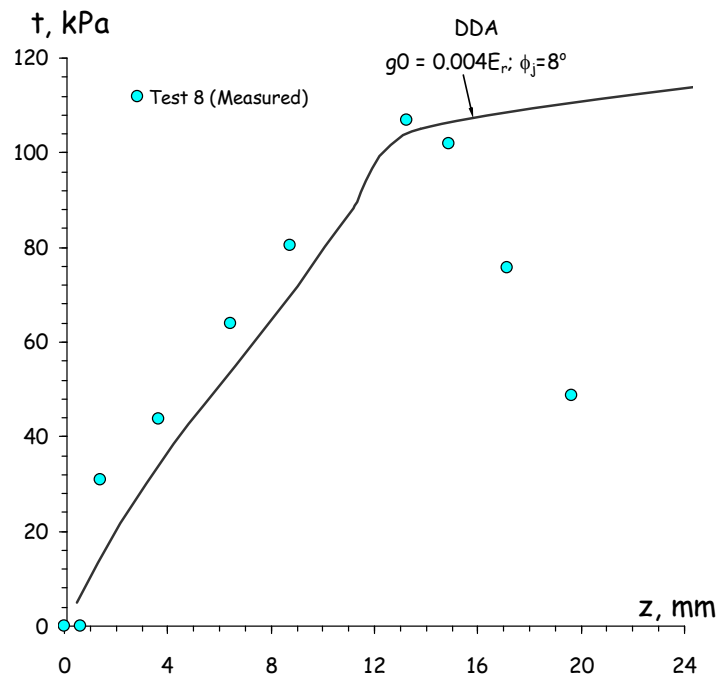
בצידו השמאלי של תרשים 59 מוצגות עקומות $t-z$, אשר נמדדו בארבעה ניסיונות העמסה מעבדתיים במסת הסלע המלאכותית בעלות מישורי סדקים בנטייה אופקית ואנכית כנגד זו שהתקבלו בהרצות DDA. כפי שניתן לראות, קיימת התאמה מאוד טובה בין עקומה החזוי שהתקבלה ב-DDA עם ערכי g_0 המתאימים למציאות הפיזיקאלית לאלו שהתקבלו בניסיונות העמסה הן מבחינת ההתנהגות הכללית והן מבחינת החיזוי של מאמץ חיכוך ממוצע בכשל. כצפוי, הזנת ערך גבוה יותר של g_0 הופכת את תגובת הכלונס ליותר קשיחה ומעלה את התסבולת לערכים הלא ריאליים. בצידו הימני של תרשים 59 מוצגות במתכונת דומה עקומות $t-z$, אשר התקבלו בניסיונות העמסה

במסת סלע מלאכותית בעלת מישורי סדקים בנטייה של $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק כנגד זו שהתקבלה בהרצות של ה-DDA. אומנם כושר חיזוי של שיטת ה-DDA במקרה זה נמוך במקצת ביחס לתיקוף הקודם, אך עדיין ערכי התסבולת וההנהגות הכללית של העקומה, אשר נמדדו בניסיונות העמסה, קרובים מאוד לאלו אשר התקבלו בשיטת ה-DDA עם נתוני הקלט המתאימים. כצפוי, גם במקרה הזה הזנת ערך גבוה יותר של g_0 הופכת את תגובת הכלונס לקשיחה ביחס לזו שנמדדה בניסיונות ההעמסה המעבדתיים.



תרשים 59. תוצאות שחזור של ניסיונות העמסה מעבדתיים מס' 4 (צד ימין) ו-5 (צד שמאל) באמצעות ה-DDA.

בתרשים 60 מוצגות עקומות t - z , כפי שהתקבלו בהרצת ה-DDA ונמדדו בניסיון העמסה מעבדתי מס' 8, בו מישורי סדקים במסת הסלע המלאכותית מולאו בחומר סיכה.



תרשים 60. תוצאות שחזור של ניסיון העמסה מעבדתי מס' 8 באמצעות ה-DDA

דיוק החיזוי של שיטת ה-DDA במקרה זה בולט עוד יותר ביחס לשני תיקופים קודמים בכל הנוגע לצורת העקומה עד מאמץ החיכוך בכשל וגם לחיזוי די מדויק של ערך המאמץ עצמו. ניתן להסביר זאת היטב ע"י מנגנון כשל של החלקה על גבי גבשושיות החספוס בלא גזירתן, כפי שנצפה ויזואלית במהלך ניסיון העמסה, והוא בעצם "מנגנון הכשל היחידי" שקיים בשיטת ה-DDA בבעיה הנתונה. גם במקרה זה, כמו מקודם, התוצאה האופטימאלית התקבלה עם ערך של g_0 , אשר בחירתו התבססה על תוצאות של האפיון המכאני של הממשקים.

מכאן ניתן להסיק כי לפחות לגבי ניסיונות העמסה מעבדתיים במסת סלע מלאכותית נתונה הכוח, אשר נדרש לגזור את הגבשושיות שבממשק כלונסול על תוך כדי תפיחתו (או במילים אחרות תסבולת הכלונס בחיכוך), הינו קרוב עד זהה לכוח, אשר נדרש להחלקתו המלאה של הממשק על גבי גבשושיות החספוס בלא גזירתן, וזאת יכולה להיות הסיבה לתיקופים מוצלחים אלו. דיוק החיזוי של שיטת ה-DDA במקרה זה רגיש מאוד לפרמטרי שליטה ספרתיים, אשר את אחד החשובים ביניהם g_0 ניתן לקבוע בדיוק רב על סמך בדיקות מעבדה.

לסיכום פרק זה, שתי השיטות החשובות שהוצגו: המודל המיקרו מכאני של מונש ושיטת ה-DDA, מתאימות לשמש כשיטות חישוביות לחקירת נושא השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך, לפחות על בסיס תיקופים מוצלחים של ניסיונות העמסה מעבדתיים שבוצעו במסגרת המחקר. במובן מסוים, תוצאות התיקופים מלמדות כי שתי השיטות עשויות להשלים אחת את השנייה בבעיות מסוג זה, אך להשלמת המחקר סביב שילובן של שתי השיטות נחוצים מקרי חקר נוספים. השימוש בתוכנת Rocket לבדה, לחקירת השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת הכלונס בחיכוך, נמצא יעיל עבור מסות סלע בקונפיגורציות סדקים המסודרות בנטייה אופקית-אנכית.

7 דיון

7.1 כללי

בשלב זה, לאחר מיצוי במובן מסוים של שיטות לחקירת השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך, אשר נקבעו בתחילת המחקר, נכון יהיה לדון בהיבטיה השונים של עבודה זו תוך התייחסות לממצאים שהתקבלו עד כה. דיון בפרק זה יתרכז בעיקר בארבעה נקודות והן:

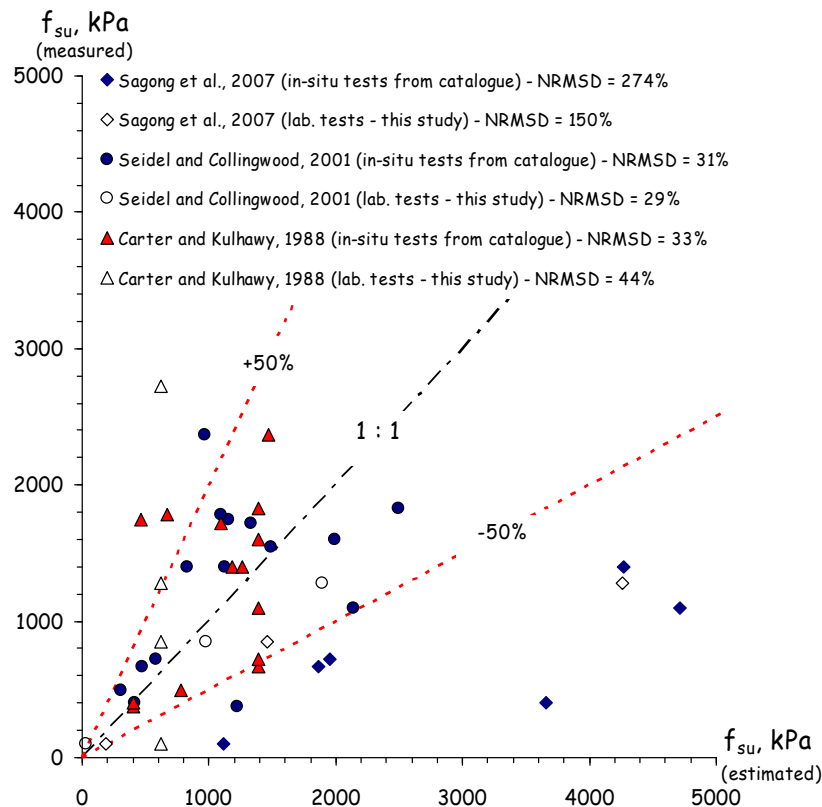
1. בחינת שימוש בקשרים אמפיריים קיימים.
2. בחינת השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך כפי שהיא משתקפת מניסיונות העמסה בשטח, ובעיקר במעבדה.
3. שיקולים בשימוש משולב של תוכנת Rocket ושיטת DDA לחקירת השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך.
4. ביצוע סדרת ניסיונות העמסה ספרתיים בשתי השיטות שבסעיף הקודם.

7.2 היבטים בשימוש בשיטות אמפיריות לתכנון כלונסאות בסלע

כפי שצוין בתחילת העבודה, תכנון כלונסאות בסלע מסתמך עד היום על שיטות אמפיריות שונות המקשרות בעיקר בין מאמץ חיכוך ממוצע בכשל לחוזק לחיצה חד צירי של סלע רציף, ונכון יהיה בפרק זה לבחון את דיוק יכולת החיזוי שלהן. יש לציין כי דיוק יכולת החיזוי של שיטות אנאליטיות, חישוביות ואמפיריות שונות, המתארות תופעות פיזיקאליות מורכבות, הינו נושא רגיש, במיוחד בתחום של גיאומכניקה בכלל ומכניקת הסלע בפרט. לצורך כך, כדאי להזכיר מחקר בשם VELACS (Arulanandan and Scott, 1994; Arulmoli et al., 1992) שהינו המחקר הגיאוטכני המקיף ביותר שנעשה עד כה בנושא מורכב אף יותר והוא חיזוי תופעת ההתנזלות בקרקעות. במחקר זה השתתפו שבע אוניברסיטאות גדולות בארה"ב, אשר ביצעו ניסויי צנטריפוגה זהים להדמיית תופעת ההתנזלות בקרקע, תוך מטרה מוצהרת לאמת בטרם התרחשות התופעה את מידת הדיוק של שיטות החיזוי השונות עבור בעיה בעלת מאפייני קרקע וגבולות מוגדרים היטב (well-defined boundary conditions). לפי Popescu and Prevost, 1995 שגיאה מנורמלת של השורש של ממוצע ריבועי הסטיות NRMSD (תת הפרק 4.5.2) בין תוצאות הבדיקות עצמן נעה בין 5% ל-20%, כאשר שגיאה מנורמלת זו של מרבית שיטות החיזוי נעה בין 20% ל-30%. כך שניתן לטעון במידה מסוימת של זהירות כי קבלת שגיאה מנורמלת זו בטווח הערכים שצוין לעיל בחיזוי של תופעה גיאומכנית מורכבת יכולה להיחשב כסבירה בהחלט.

הקשרים האמפיריים שנבחרו לבחינת יכולות דיוק החיזוי הם של Carter and Kulhawy, 1988 (משוואה (53) – תת הפרק 3.4), שהינו אחד הנציגים המצוטטים ביותר של גישות אמפיריות, אשר מעריכות את מאמץ חיכוך ממוצע בכשל באמצעות חוזק הלחיצה החד צירי של הסלע הרציף ושני קשרים אמפיריים משודרגים יותר של Seidel and Collingwood, 2001 (משוואה (74) – תת הפרק 3.7) ושל Sagong et al., 2007 (משוואה (79) – תת הפרק 3.5) המסתמכים בהערכה זו על מכלול תכונות של מסת הסלע, כולל מודול האלסטיות וחספוס דפנות הקידוח. דיוק יכולת החיזוי של כל הקשרים הללו נבחן במקביל מול 15 תוצאות של ניסיונות העמסה בשטח מתוך הקטלוג, המכילים כל נתוני הקלט הנדרשים עבור כל השיטות יחד, ומול תוצאות של ניסיונות העמסה מעבדתיים. תוצאות הבחינה מוצגות בתרשים 61 במרחב של מאמץ חיכוך ממוצע בכשל מחושב מול מדוד. במידה

וקיימת התאמה בין ערכים מחושבים ומדודים בשטח הנקודות על הגרף אמורות להתרכז סביב אלכסון היוצא מראשית הצירים בשיפוע של 45° .



תרשים 61. בחינת יכולות חיזוי של שיטות אמפיריות שונות

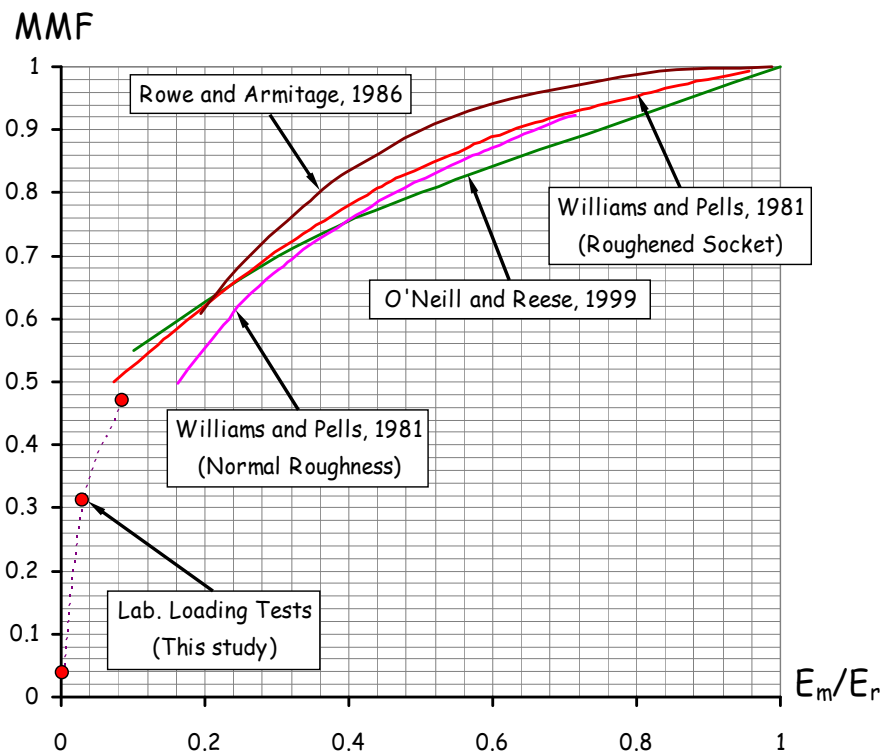
בנוסף לבחינת התאמה ויזואלית בין הערכים המדודים למחושבים של מאמץ חיכוך ממוצע בכשל, עבור כל סדרת נתונים חושבה גם שגיאה מנורמלת NRMSD (משוואה (84) – תת הפרק 4.5.2) והיא מוצגת בתרשים זה ליד המקרא. מבין הקשרים האמפיריים המוצגים בתרשים 61 בולט במיוחד חוסר דיוק החיזוי של הקשר האמפירי אשר הוצע ע"י Sagong et al., 2007. כזכור קשר זה בנוי על קריטריון הכשל של Hoek-Brown וכולל התייחסות מפורטת לחספוס דפנות הקידוח ולמודול האלסטיות של מסת הסלע. למרות שמחברי הקשר דיווחו על אמינות החיזוי הגבוהה שלו מול 14 מקרי חקר היסטוריים, בחינתו של קשר זה מול ניסיונות העמסה בשטח ובמעבדה העלה מגמה הפוכה לגמרי ועל סמך ערכי NRMSD הוא אינו מתאים לשמש למטרת הערכת מאמץ חיכוך ממוצע בכשל. יש לציין כי זהו ניסיון אמפירי שני לא מוצלח לשלב את קריטריון הכשל Hoek-Brown בהליך הערכת מאמץ חיכוך ממוצע בכשל, כאשר הניסיון הראשון נעשה ע"י Serrano and Olalla, 2004 (תת הפרק 3.5) ונמצא ע"י מחבריו, מאוחר יותר, כאינו מוצלח מספיק (Serrano and Olalla, 2006).

הקשר האמפירי של Carter and Kulhawy, 1988 בהסתמך על השוואת תוצאות ויזואלית וערכי שגיאה מנורמלת NRMSD מציג דיוק חיזוי סביר עבור ניסיונות העמסה בשטח וזה מוכיח אולי את יכולת הקשר לתפוס את המגמתיות הכללית של התופעה. אך דיוק זה מתפשט עד מאוד בניתוח תוצאות ניסיונות העמסה במעבדה וזה צפוי כיוון שהקשר "עיוור" לשינויים שונים המתרחשים במסת הסלע, כגון צפיפות הסדקים, נטייתם וחומר המילוי שבהם ומתייחס רק לחוזק הלחיצה החד צירי של הסלע הרציף, אשר לא השתנה בין הקונפיגורציות השונות של ניסיונות ההעמסה המעבדתיים. עובדה זו יכולה לשמש הוכחה לכך שמשפחת קשרים אמפיריים זו, יכולה אולי לתפוס בדיוק גבולי את המגמתיות הכללית של ערכי מאמץ חיכוך ממוצע בכשל עבור טווח רחב של

ערכי חוזק לחיצה של הסלע הרציף, אך איננה יכולה לחזות מגמות מקומיות במאמץ החיכוך, הנובעות ממאפייני סידוק שונים, מה שרק מחזק את בעיות השימוש בה.

דיוק החיזוי של הקשר האמפירי האחרון שנבחן בהשוואה זו, קשרם של Seidel and Collingwood, 2001, המסתמך על הערכת מקדם אמפירי shaft resistance coefficient (SRC), נמצא כסביר מאוד גם עבור ניסיונות העמסה בשטח וגם עבור ניסיונות העמסה במעבדה עם סטיית תקן מנורמלת של כ-30% בלבד. עקביות בחיזוי השיטה בשני המקרים הללו מרמזת על יכולתה לתפוס, בניגוד למשפחת הקשרים האמפיריים הקודמת, גם את המגמות הכלליות וגם את המגמות המקומיות בהשתנות של מאמץ חיכוך ממוצע בכשל, ובכך להשתלב ביעילות בהליך הערכה ראשוני של מאמץ החיכוך.

שימוש במקדם הפחתה להשפעת איכות מסת הסלע MMF של Williams et al., 1980 המקשר בין ירידה ביחס המודולוסים לירידה במאמץ חיכוך ממוצע בכשל מנורמל למאמץ חיכוך זה בסלע רציף (תת הפרק 3.5), נבחן כבר בעבודה זו בהתבסס על הרצות של תוכנת Rocket (תת הפרק 4.5.2). בנייתו זה נמצא כי השימוש בקשר זה יכול להיות יעיל בתנאי שירידה במודול האלסטיות של מסת הסלע אינה גוררת שינויים בגורמים אחרים המשפיעים על תסבולת כלונסאות בחיכוך, ובראשם חספוס דפנות הקידוח. בהקשר זה מעניין לבחון את העקומות הניסיוניות למציאת מקדם הפחתה זה, אשר הוצעו ע"י חוקרים שונים, מול עקומה שהתקבלה מניסיונות ההעמסה המעבדתיים, בהם גובה חספוס דפנות הקידוח לא השתנה בין ניסוי לניסוי (תרשים 62).



תרשים 62. עקומות ניסיוניות למציאת מקדם הפחתה להשפעת איכות מסת הסלע MMF כנגד זו שהתקבלה בניסיונות העמסה מעבדתיים.

יש לציין כי ערך מודול האלסטיות של מסת הסלע המלאכותית במקרה זה נלקח בהתאם למה שהתקבל בתיקופים של ניסיונות העמסה אלו באמצעות תוכנת Rocket (תת הפרק 6.2.30). כפי שניתן לראות בתרשים 62 העקומות הניסיוניות, אשר הוצעו ע"י חוקרים שונים, אינם חוזים מקדם הפחתה זה עבור יחס המודולוסים שכלל נמוך מ-0.1, שהוא היחס הגבוה ביותר שהתקבל בניסיונות העמסה מעבדתיים. יחד עם זאת, ניתן לראות

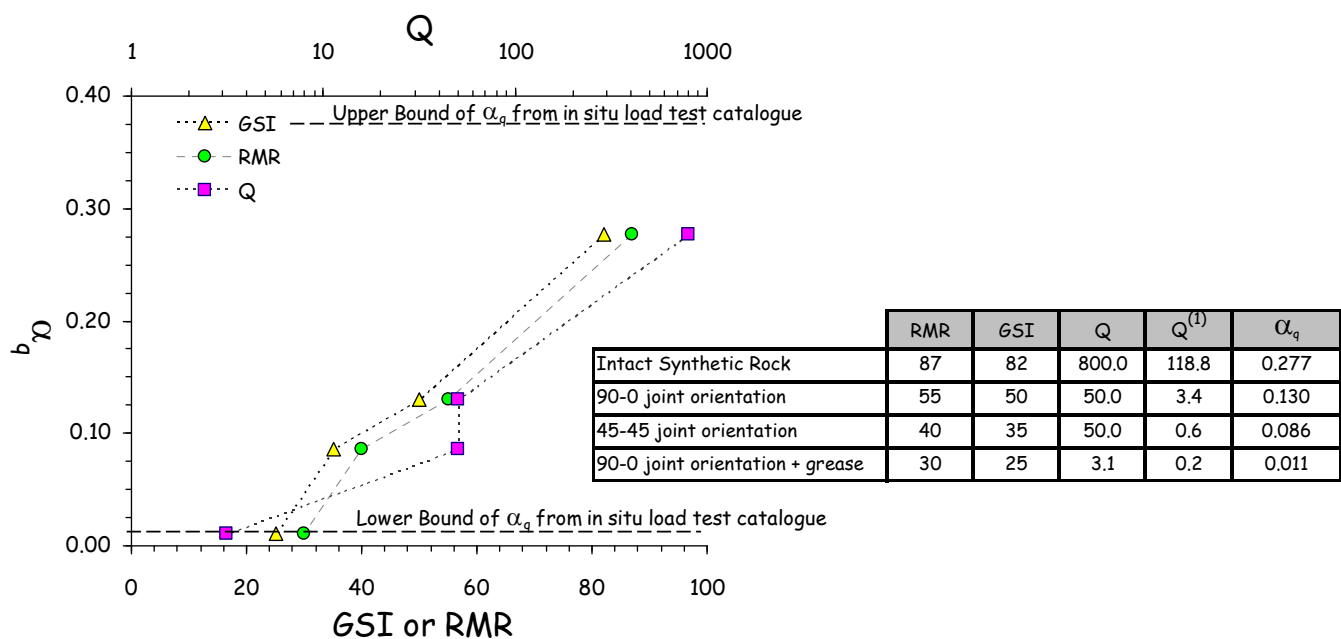
כי העקומה שהתקבלה מניסיונות ההעמסה המעבדתיים נראית כהמשך לעקומות אשר הוצעו עד כה. ויתרה מזו, היא די חופפת לעקומה אשר הוצעה בדרך ניסיונית ע"י Williams and Pells, 1981, עבור כלונסאות יצוקים בבורות קידוח מחוספסים. לכן ניתן לטעון, במידת סבירות גבוהה, כי העקומה שהתקבלה בניסיונות העמסה מעבדתיים מהווה חלק אינטגרלי של משפחת העקומות הניסיוניות ויכולה לשמש ככלי חיזוי ראשוני של מקדם הפחתה MMF במסות סלע בעלות יחס מודולוסים נמוך, אשר לא נבדק עד כה.

לסיום תת פרק זה ניתן לציין שככלל מתוך השיטות האמפיריות שנסקרו בפרק 3 ונבחנו לאורך העבודה, ניתן להגדיר את שתי השיטות המתבססות על מקדמים אמפיריים shaft resistance coefficient (SRC) של Seidel and Collingwood, 2001 ו- mass modulus factor (MMF) של Williams et al., 1980 כבעלות דיוק סביר וכמתאימות להערכה ראשונית יעילה של מאמץ חיכוך ממוצע בכשל.

7.3 השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך

השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך נחקרה כבר בעבודה זו על בסיס קטלוג של ניסיונות העמסה בשטח (תת הפרק 4.5.2). תת פרק זה ידון בהשפעה זו, כפי שהיא משתקפת מתוצאות של ניסיונות העמסה מעבדתיים ובקשירת הממצאים לאלו שהתקבלו בניתוח הקודם.

עקב קנה המידה הגדול בו בוצעו ניסיונות העמסה מעבדתיים במחקר זה, ניתן להעריך את איכות מסת הסלע המלאכותית בה בוצעו הניסיונות כמעט בלא צורך להתחשב בתופעת אפקט הגודל (Scaling Effect). תוצאות של ניסיונות העמסה מעבדתיים שבוצעו במסות סלע מלאכותיות מוצגות בתרשים 63 במרחב של מקדם אדהיזה (α_q) כנגד מדדים מספריים של השיטות המקובלות לדירוג איכות הסלע והן: RMR, GSI ו-Q. מדדים מספריים אלו חושבו בהתאמה לפי Bieniawski, 1989, Hoek and Brown, 1997 ו-Barton, 2002 (תת הפרק 2.1). כמו כן, לתרשים זה נוספו גבולות עליון ותחתון של מקדם האדהיזה אשר התקבלו מתוך קטלוג של ניסיונות העמסה בשטח עבור חוזק לחיצה חד צירי המתאים לזה של סלע מלאכותי רציף.



תרשים 63. השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך על בסיס ניסיונות העמסה מעבדתיים

הטבלה שבצד ימין של תרשים 63 מרכזת את הערכים המספריים ששימשו לבניית הגרף. ערכי Q , אשר הוערכו באמצעות קשר אמפירי בינם לבין ערכי RMR בהתאם למשוואה (5) (Bieniawski, 1976), מוצגים אף הם בטבלה זו תחת שם $Q^{(1)}$ לצורכי הדגמת דיוק הקשר האמפירי. יש לציין עוד כי הערכה כמותית של מקדם GSI, אשר הוצעה ע"י Cai et al., 2004 בהתבסס על שיטת ההערכה ויזואלית של Hoek and Karzulovic, 2001 (תרשים 2), נותנת עבור מרווח סדקים ממוצע של 10 ס"מ טווח ערכי GSI מ-60 (עבור מצב ממשקים "טוב") ועד ל-20 (עבור מצב ממשקים "ירוד מאוד") ובכך "קולעת" בדיוק גבוה למדי לערכי GSI אשר התקבלו בפועל.

בחינה ויזואלית של תרשים 63 מצביעה באופן ברור על קיום הקשר שבין איכות מסת הסלע לבין מאמץ חיכוך ממוצע בכשל, המבוטא באמצעות מקדם האדהזיה. ערכי המקדם אכן נמצאים בטווח הערכים אשר התקבלו מתוך קטלוג של ניסיונות העמסה בשטח וזה יכול לשמש כמדד תקינות נוסף הן של ביצוע הניסיונות והן של התוצאות המתקבלות. בהקשר זה מעניין לציין עוד כי ערך מקדם האדהזיה אשר התקבל בניסיון העמסה במסת סלע בעלת חומר סיכה בסדקים משיק לגבול ערכים תחתון אשר התקבל מהקטלוג. מתרשים 63 עולה עוד כי הקשרים המבוססים על שיטות RMR ו-GSI הינם חדים וברורים יותר (כמעט ליניאריים) בהשוואה לקשר המבוסס על שיטת Q . יש לציין כי שיטת Q , בניגוד לשיטת RMR ו-GSI, אינה נותנת ביטוי כמותי לכיוון של מישורי הסדקים והשפעתו הרבה על יציבות מבנים הנדסיים שונים המבוססים בסלע. לכן, לערכי מקדם האדהזיה אשר התקבלו בשתי נטיות שונות של מישורי הסדקים ישנם אותם ערכי Q . עבור ניסיונות העמסה מעבדתיים שבוצעו במסת סלע בעלת מישורי סדקים אלכסוניים, נטייה זו בהערכת מדדים מספריים של שיטות RMR ו-GSI הוגדרה כ"לא עדיפה" (unfavorable). הגדרה זו גרמה לירידה מספרית במדדים אלו ביחס למסת סלע בה נטית מישורי הסדקים הייתה אופקית-אנכית ולהיווצרות קשר כמעט ליניארי בין המדדים האלו למקדם האדהזיה. עובדה זו מרמזת על יעילות השימוש בשיטות RMR ו-GSI בחקירת השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך ואף אולי על מתן ביטוי מספרי נכון להשפעת כיוון מישורי הסדקים על תסבולת זו. כפי שעולה עוד מתוצאות ניסיונות ההעמסה המעבדתיים, מקדם האדהזיה אשר התקבל במסת סלע בעלת ערך $GSI > 50$, גדול לפחות פי 2.12 מזה שהתקבל במסות סלע בעלות $GSI \leq 50$. אמנם ממצא זה מבוסס על מספר מצומצם מאוד של תצפיות, אך הוא עשוי לקבל משנה תוקף לאור היחס הדומה שהתקבל בניתוח בלתי תלוי של תוצאות מהקטלוג של ניסיונות העמסה בשטח בתת הפרק 4.5.2.

יחד עם זאת יש לזכור כי ערכי GSI ו-RMR נמוכים יכולים להתקבל מצירופים שונים של מאפייני מסת הסלע, שלהם השפעה שונה על תסבולת כלונסאות בחיכוך. לדוגמה, ירידה בערכי GSI ו-RMR הנגרמת כתוצאה מעליה בציפוף מישורי הסדקים, לאו תלויה בהכרח בירידה משמעותית של מקדם האדהזיה עקב עליה בחספוס דפנות הקידוח. פיזור לא חד משמעי לגמרי של תוצאות ניסיונות העמסה מתוך הקטלוג עם ערכי GSI שונים (תרשים 27) יכול לשמש כרמז נוסף בכיוון זה. לכן, נושא השפעת ערכי GSI ו-RMR נמוכים על תסבולת כלונסאות בחיכוך טעון עוד המשך מחקר והינו מעבר למסגרת מחקר זה.

7.4 שיקולים בשימוש משולב של תוכנת Rocket ושיטת ה-DDA לחקירת השפעת

איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך

תיקופים מוצלחים של ניסיונות העמסה מעבדתיים במסות סלע סדוקות, אשר בוצעו קודם בפרק זה ע"י שתי שיטות חישוביות שונות לכאורה: תוכנת Rocket, המבוססת על המודל המיקרו מכני של מונש ושיטת ה-DDA, מעלים השערות בדבר שימוש אפשרי משותף של גישות אלו לחקירת השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת

הכלונס בחיכוך. בעוד שתוכנת Rocket קיימת ומיושמת בהצלחה מזה שני עשורים בתחום של כלונסאות בסלע, שימוש בשיטת ה-DDA למטרה זו הינו חדש לחלוטין. יחד עם זאת, לכל שיטה קיימות מגבלות משלה בדבר ניתוח התנהגות כלונס במסות סלע סדוקות וחשוב להכירו.

המגבלה הראשונה הינה משותפת לשתי הגישות והיא מידול של ממשק כלונס\סלע כממשק מחוספס בעל גבשושיות משולשיות סדורות, שקוהזיה על פניו שווה לאפס. הנחה זו, בדבר קוהזיה אפס, אינה נכונה תמיד ומתקרבת למציאות רק במקרים בהם ההידבקות הראשונית, אשר נוצרת בין בטון לסלע במהלך יציקת כלונס, חלשה מאוד ונקרעת בשלבי העמסה ראשוניים (Seidel, 1993). סלעים פורווייביים, אי יכולת להבטיח ניקיון דפנות הקידוח משאריות הסלע ושימוש בתמיסות תימוך תקניות נגד מפולות, כגון בנטונייט, יכולות להיות בהחלט חלק מן הסיבות להחלשת קשר זה. יחד עם זאת, ישנם דיווחים (Vrkljan et al., 2007 לדוגמה) על ערכי קוהזיה גבוהים מ-0.8 MPa בבדיקת גזירה ישירה של ממשקי בטון-אבן גיר חזק רציפים (דבוקים). ערך גבוה זה של קוהזיה יכול להיות הסיבה לסגנון כשל ממשק שונה מזה שפורט לעיל ולגרום להערכה לא מדויקת של תסבולת הכלונס בחיכוך.

פרמטר בסיסי, אשר בלעדיו לא ניתן לדבר על דיוק החיזוי של תוכנת Rocket, הינו מודול אלסטיות של מסת הסלע. חילוץ פרמטר זה והגדרתו ככלל במסות סלע בלתי רציפות, הוא איננו עניין של מה-בכך. מידת ה"ליניאריות" של תגובת מסת הסלע, הבנויה למשל מבדוקים בודדים, לעומס חיצוני, מוכתבת במידה רבה ע"י נוכחות מישורי האי רציפות, נטייתם, מידת צפיפותם וחוזקם בגזירה. בנוסף לכך, מאמץ חיכוך בכשל של ממשק כלונס\סלע, אשר מוערך בתוכנת Rocket הינו לפי Seidel and Collingwood, 2001 "דו כיווני" ותקף גם ללחיצת הכלונס וגם לשליפתו, פרט לכלונסאות קצרים במסות סלע סדוקות לפי הגדרת המחברים. ללא מדד מספרי כלשהו למידת "קוצר" הכלונס ולמידת הסדיקה של מסת סלע, קשה מאוד להחליט על מידת האמינות של התחזית המתקבלת במקרה זה. גם לנוכחות של חללים קרסטיים, אשר די שכיחים בסלעי משקע קרבונאטיים, או של שכבות מילוי חרסיתיות, ואף לקרבה מסוכנת של כלונס למדרונות סלע, אין ולא יכול להיות שום ביטוי מעשי בפועל באנליזות של תוכנת Rocket. יחד עם זאת יש לזכור כי היתרון המובהק של תוכנת Rocket הינו הבסיס התיאורטי האיתן עליו היא בנויה, אשר מאפשר, כפי שמראים מחקרים רבים, לחזות בדיוק גבוה מאוד התנהגות של ממשק כלונס\סלע מחוספס ובלתי רציף בכל שלבי גזירתו תחת תנאי גבול של קשיחות נורמאלית קבועה. התיקופים המוצלחים הן של ניסיון העמסה בשטח (תת הפרק 6.2.2) והן של ניסיונות העמסה מעבדתיים (תת הפרק 6.2.30) שבוצעו במסגרת המחקר הינם הוכחה נוספת לכך.

הפעלת שיטת ה-DDA לצורכי ניתוח התנהגות של כלונס בסלע תחת העמסה צירית כרוכה אף היא במספר מגבלות, כאשר העיקריים ביניהם הם:

1. ניסוח דו ממדי של השיטה במצב מאמצים מישוריים (Plane Stress), כאשר בפועל נכון יותר לשייך את הבעיה לניסוח תלת מימדי או לפחות לניסוח אקסיסימטרי.

2. קירוב מסדר ראשון של הזזות.

הקטנת קונפיגורציה תלת ממדית או אקסיסימטרית של הבעיה לדו ממדית ואקסטרפולציה של תוצאות הניתוח לאחר מכן בחזרה לתחום התלת מימדי או האקסיסימטרי, הינה בעיה מוכרת בתחום של מכאניקת סלע ותחומים נוספים (Jing, 2003) והיא נמצאת מעבר לתחום של מחקר זה. הניסוח התלת מימדי של שיטת ה-DDA נמצא עדיין בשלבי פיתוח ונכון להיום מסוגל לטפל בבעיות, אשר מורכבות ממספר קטן של בלוקים. כמו כן, גם ניסוח

המודל המיקרו מכאני של מונש ממנו מחולצות עקומות $t-z$, ובהתבסס עליהן בונה תוכנת Rocket עקומות עומס-שקיעה של כלונס שלם, הינו דו מימדי במצב עיבורים מישוריים (Plane Strain) (Seidel, 2002).

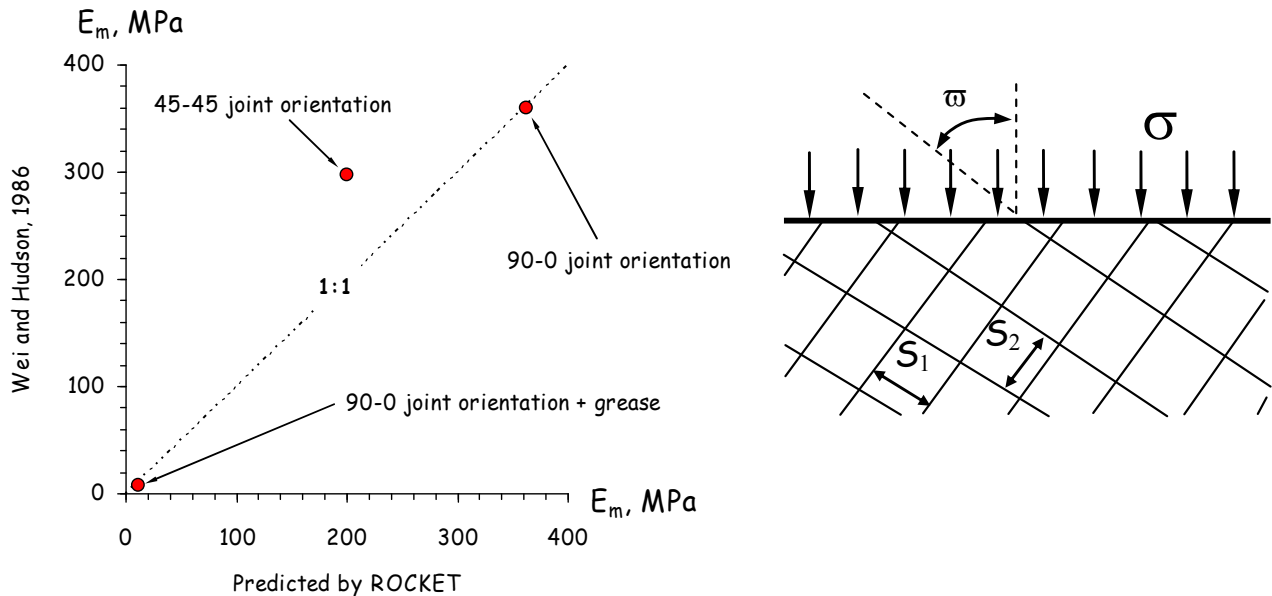
קירוב הזזות מסדר ראשון בא לידי ביטוי בקבלת אלמנטים קבועי עיבור, ובכך שריכוז מאמצים בנקודות סינגולאריות, כמו למשל גבשושיות חספוס, אינו ממודל כלל. כמו כן, שיטת ה-DDA אינה מסוגלת לטפל בכשל המתרחש לאורך הסלע הרציף, הבא לידי ביטוי בגזירת הגבשושיות במקרה הנדון. יחד עם זאת, תוצאות הניתוח יכולות להיות קבילות במידה ועיקר הדפורמציה, אשר מלווה את תפיחת ממשק כלונסוסלע, מתקבלת כתוצאה מתזוזות לאורך ממשקי אי רציפות שבמסות סלע, מאשר כתוצאה מריכוזי מאמצים. יש לציין, כי פתרון אפשרי לטיפול בנושא של ריכוזי מאמצים הינה השיטה הספרתית (Manifold Method of Material Analysis (MM) (Shi, 1991), אשר משלבת בתוכה את שיטת ה-DDA ואת שיטת האלמנט הסופי (FEM). שיטה זו כבר יושמה בהצלחה בניתוח בעיות רצף ואי רצף שונות במכניקת הסלע (Ohnishi et al., 1999; Tsay et al., 1999; Zhang et al., 1999), אך היישום הממוחשב של השיטה בניסוח דו מימדי נמצא אף הוא בשלבי פיתוח מתקדמים ואינו מאפשר עדיין לטפל בבעיות מורכבות.

למרות המגבלות הללו של שיטת ה-DDA, תיקוף מוצלח של ניסיונות העמסה מעבדתיים, כפי שתואר בעבודה, מוכיח את יכולת החיזוי הגבוהה יחסית של השיטה. ניתן להניח, במידת סבירות גבוהה, כי ככל שהחלקת ממשק כלונסוסלע בטרם גזירת גבשושיות החספוס תהיה משמעותית יותר ביחס לאורך מקטע החספוס, כך חיזוי התנהגותו של הממשק בגזירה יהיה מדויק יותר בשיטת ה-DDA. מצב זה מתאפשר בעיקר במסות סלע בעלות יחס המודולוסים (E_m/E_r) נמוך, בהן מרבית הדפורמציה מתקבלת כתוצאה מתזוזות לאורך מישורי אי רציפות ולאורך גבולות הגבשושיות בממשק. תיקופים מוצלחים של ניסיונות העמסה מעבדתיים מרמזים על יישום אפשרי של שיטה זו למטרות חיזוי ההתנהגות של כלונסאות היצוקים במסות סלע סדוקות. יתרון הגדול של שיטת ה-DDA, לעומת כל שיטה אחרת, במקרה זה הוא יכולת הטיפול במסות סלע מאוד סדוקות עם כיוונים שונים של מערכות סדקים וערכים שונים של צפיפות הסדקים. יתרה מזאת, יישום השיטה יכול להיות יעיל בחיזוי התנהגות כלונסאות במסות סלע הכוללות חללים קרסטיים או כיסי חרסית, כלונסאות בשליפה ואף התנהגות כלונסאות הנמצאים בקרבה מסוכנת למדרונות סלע. מידת הדיוק של שיטת ה-DDA בטיפול בבעיות אלו, בטרם הכנסת הכלונס לניתוח, נחקרה לא פעם ונמצאה כמתאימה בחלט (MacLaughlin and Doolin, 2006). חשוב לציין כי בהיעדר כללים אמפיריים ומקרי חקר מתאימים לתחום בעיות ספציפי זה, או אף מקרי חקר כלליים, בהם המבנה והתכונות המכאניות של מערכות הסדקים בסלע מפורטות כראוי, קשה מאוד להעריך את מידת הדיוק האמיתית של השיטה ואת מגבלותיה בכל הנוגע לתחום של כלונסאות בסלע בכלל. בהיעדר מקרי חקר אלו גם לא ניתן להעביר את פרמטרי השליטה הספרתיים (תת הפרק 6.3.2) דרך תהליך מיטוב ושיפור, אשר מקובל לעשות אותו בניתוח סוג חדש של בעיות בשיטת ה-DDA.

בעוד שהיכולות של שיטת ה-DDA ומגבלותיה צריכות לעבור עדיין אימות מול ניסיונות העמסה אמיתיים בשטח, לא פחות חשוב בשלב זה להציע גם פתרונות נקודתיים ל"נקודות חולשה" של תוכנת Rocket ובראשם הערכת מודול אלסטיות של מסת סלע סדוקה. עבור קונפיגורציות סדקים פשוטות ניתן להעריך את מודול האלסטיות של מסת הסלע באמצעות פתרונות אנאליטיים (תת הפרק 2.3.4) בהתבסס על המאפיינים הבסיסיים: מודול האלסטיות של הסלע הרציף, מרווח ממוצע של מישורי אי רציפות, שקול הנטייה של מישורים אלו וכן הקשיחות הנורמאלית וקשיחות הגזירה שלהם. לפי Wei and Hudson, 1986, למשל, ניתן להעריך את מודול אלסטיות של מסת סלע בעלת שתי מערכות סדקים ניצבות, המתוארת בצידו הימני של תרשים 64, באמצעות הקשר הבא:

$$\frac{1}{E_m} = \frac{1}{E_r} + \frac{\cos^4 \varpi}{k_{n1} \cdot s_1} + \frac{\cos^2 \varpi \cdot \sin^2 \varpi}{k_{s1} \cdot s_1} + \frac{\sin^4 \varpi}{k_{n2} \cdot s_2} + \frac{\cos^2 \varpi \cdot \sin^2 \varpi}{k_{s2} \cdot s_2} \quad (98)$$

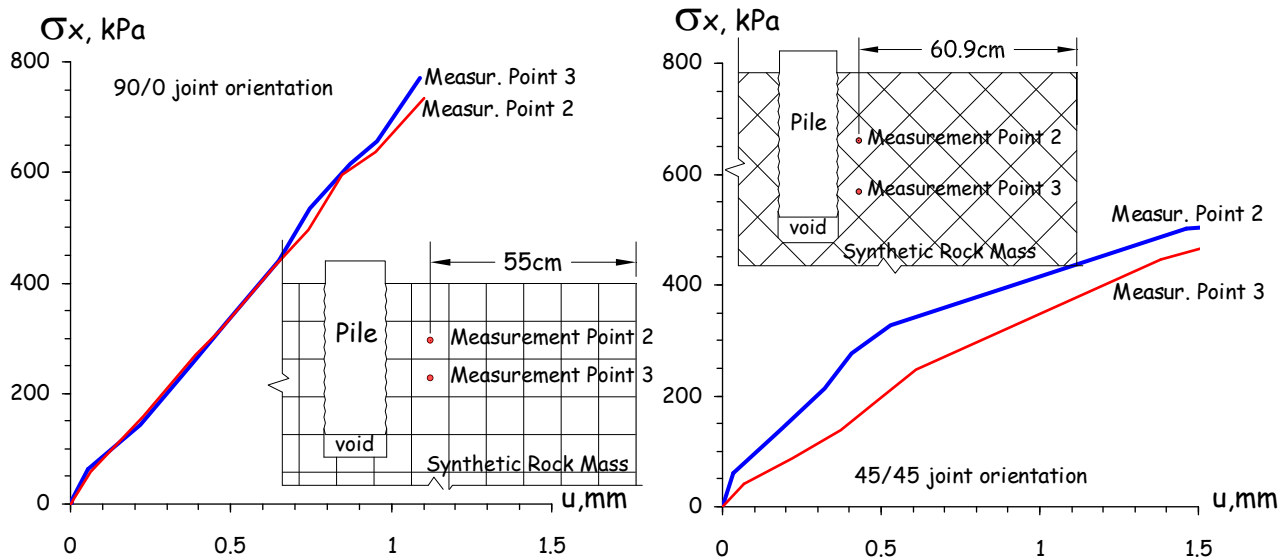
כאשר, $k_{s2}, k_{s1}, k_{n2}, k_{n1}$ – הינם בהתאמה קשיחויות נורמאליות וגזירה של מערכות סדקים 1 ו-2 ו- s_1, s_2 הינם בהתאמה מרווחי סדקים ממוצעים של אותן מערכות הסדקים.



תרשים 64. הערכת מודול אלסטיות של מסת הסלע בעלת שתי מערכות סדקים ניצבות לפי Wei and Hudson, 1986 (צד ימין), השוואה בין ערכי מודול אלסטיות מחושבים לפי משוואה (98) לאלו שהתקבלו בניסוח לאחר של ניסיונות העמסה מעבדתיים באמצעות תוכנת Rocket (צד שמאל).

שימוש במשוואה (98) תוך הצבת מרווחי סדקים של מסת סלע מלאכותית, בה בוצעו ניסיונות העמסה מעבדתיים, יחד עם ערכי קשיחות מתאימים (תת הפרק 5.5.2.2) עם שלוש קונפיגורציות שונות: נטית סדקים אופקית-אנכית, נטית סדקים של $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק ונטית סדקים אופקית-אנכית עם חומר סיכה בממשקים, מניבים ערכי מודול אלסטיות של 360 MPa, 290 MPa ו-8 MPa בהתאמה. כזכור, ערכי מודול אלסטיות של מסת סלע מלאכותית, אשר נדרשו לשחזור אופטימאלי של ניסיונות העמסה מעבדתיים מתאימים (מס' 4, 5, 6 ו-8) באמצעות תוכנת Rocket, היו 362 MPa, 200 MPa ו-10 MPa בהתאמה (תת הפרק 6.2.3). ערכים אלו מוצגים בצידו השמאלי של תרשים 64 כנגד ערכי מודול האלסטיות, אשר חושבו באמצעות משוואה (98) עבור כל נטיות מישורי סדקים אפשריות. לצד התאמה כמעט מושלמת בין ערכי E_m של מסות סלע בעלות נטיות מישורי סדקים אופקית-אנכית, אשר התקבלו בשתי השיטות, בולטת סטייה משמעותית בין ערכים אלו במסת סלע בעלת נטיות מישורי סדקים של $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק. את הסטייה הזו ניתן לנסות להסביר באופן הבא: הערכת מודול האלסטיות, באמצעות משוואה (98), של מסות סלע בהן נטיית מערכות הסדקים אינה מאונכת או מקבילה לכיוון פעולת הכוח, כרוכה ב"הפעלת" איברים של קשיחות הגזירה. במקרה זה, המשוואה תהיה תקפה כל עוד במהלך העמסה לא מתקבלות החלקות (כשלים בגזירה) לאורך מישורי הסדקים. החלקות חלקיות, במידה ותתקבלנה, "תרככנה" את תגובת הסלע להעמסה וכתוצאה מכך מודול האלסטיות המתקבל בפועל יהיה נמוך יותר מזה שמחושב לפי משוואה (98). השערה זו מתחברת היטב לשינוי בכיוון השקיעה של פני סלע, אשר נמדד

במהלך ניסיונות העמסה מס' 5 ו-6 (תת הפרק 5.5.3) בהם נטיית מישורי הסדקים הייתה $\pm 45^0$ ביחס לאופק. שינוי כיוון השקיעה יכול להיחשב כאחד מסימני ההיכר של התרחשות כשלים בגזירה לאורך מישורי הסדקים. בהקשר זה, מעניין לבחון ממצאים שעולים מתרשים 65. תרשים זה מציג השתנות של מאמץ נורמאלי אופקי (σ_x) בנקודות מדידה, אשר מוקמו במסת סלע מלאכותית במהלך הרצות של שיטת ה-DDA, כנגד תזוזתן האופקית (u) של אותן הנקודות, עבור שתי נטיות מישורי סדקים שונות.



תרשים 65. השתנות תגובה אופקית של דפנות הקידוח, כפי שהתקבלה בשיטת ה-DDA במהלך שחזור של ניסיון העמסה מעבדתי במסת סלע בעלת מישורי סדקים בנטייה אופקית-אנכית (צד שמאל) ו- $\pm 45^0$ ביחס לאופק (צד ימין).

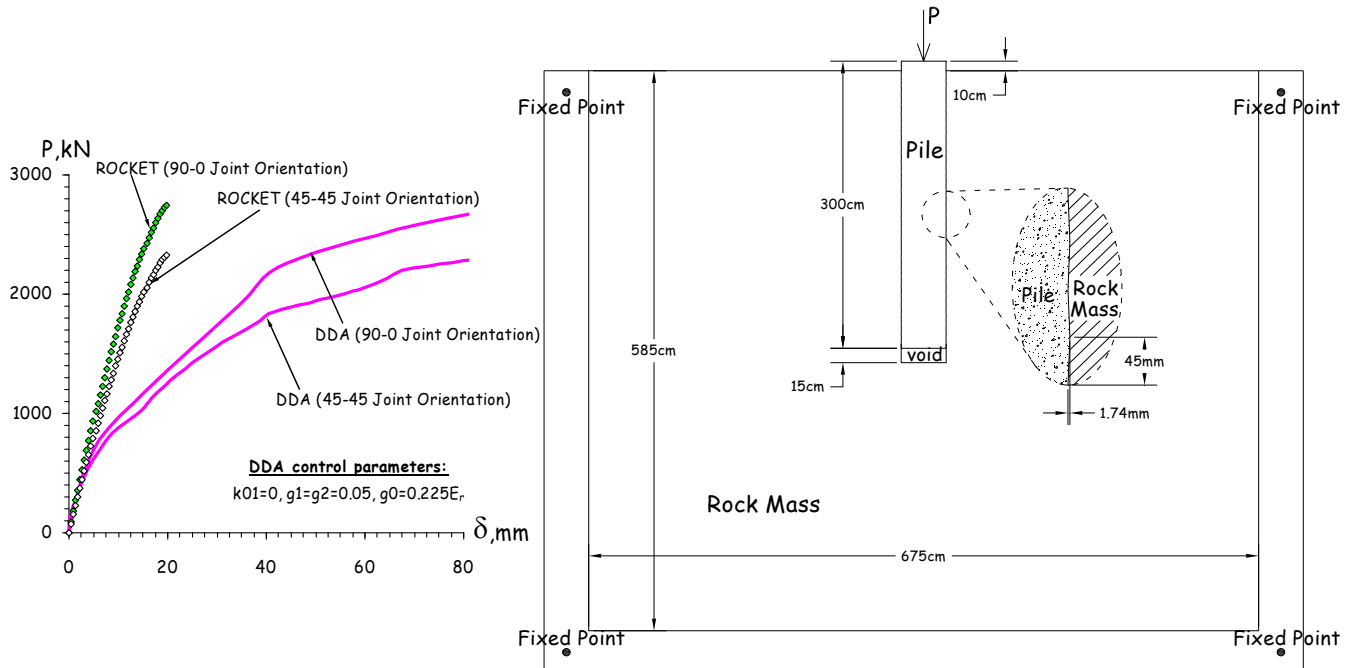
שיפוע הקווים בתרשים 65 מתאר, במובן מסוים, את מודול אלסטיות של מסת הסלע או ליתר דיוק את הקשיחות. בעוד שבמסת סלע בעלת מישורי סדקים בנטייה אופקית-אנכית שיפוע הקווים נשאר ליניארי עד הכשל ומסמל בכך תגובה קבועה של דפנות הפיר לעומס הלטראלי המופעל (תרשים 65, צד שמאל), במסת סלע בה מישורי הסדקים נוטים בשיעור של $\pm 45^0$ ביחס לאופק, התגובה לעומס מתרככת עם התקדמות העמסה (תרשים 65, צד ימין). דבר זה מוכיח את יכולת שיטת ה-DDA לחזות את השתנות תגובת מסת סלע להעמסה עקב תהליכים קינמטיים, אותה לא ניתן לקבל, לא באמצעות תוכנת Rocket ולא באמצעות משוואה (98).

7.5 ניסיונות העמסה ספרתיים

סדרת ניסיונות העמסה ספרתיים בשיטות Rocket ו-DDA בוצעה במטרה לבדוק את מידת התאמת החיזוי של שתי השיטות עבור בעיות בקנה מידה אמיתי ולחקור באופן ראשוני, באמצעות שיטת DDA, את מידת השפעה של מאפייני מסת סלע בסיסיים (ציפוף מישורי הסדקים וזווית החיכוך של הממשקים) על תסבולת כלונסאות בחיכוך. תיקופים מוצלחים של ניסיונות העמסה מעבדתיים במסת סלע מלאכותית באמצעות שתי השיטות היה השיקול העיקרי להריץ את ניסיונות ההעמסה הספרתיים באותה מסת הסלע עם תכונות סטרוקטוראליות ופיזיקאליות זהות.

גיאומטריית הכלונס עבור ניסיונות העמסה ספרתיים נבחרה בהתבסס על ניסיון מקצועי הנהוג היום בארץ. קוטר כלונס בגודל של 45 ס"מ נבחר בהתאם לטווח הקטרים המקובל של כלונסאות בסלע הנע בין 35 ס"מ ל-60 ס"מ. אורך כלונס של 3 מטר נבחר על פי שיקולים של אורך מינימאלי הנהוג לביצוע בסלע בישראל. גיאומטריית

החספוס של דפנות הקידוח נבחרה באופן הבא: גובה חספוס ממוצע 1.74 מ"מ ואורך מקטע החספוס 45 מ"מ. גובה חספוס ממוצע נבחר בהתאם לערכי הגבול התחתון של גבהים אלו המוצעים ע"י Seidel and Collingwood, 2001 (תרשים 20). על מנת לא לערב את השפעת ציפוף מישורי הסדקים על גובה החספוס המתקבל, לא נחקרה התנהגות כלונס במסות סלע בהן ציפוף זה יורד מתחת לכ 20 ס"מ, אשר לפי שיטות לא ישירות להערכת RQD (תת הפרק 2.1.1) מתאים ל- $RQD \approx 100\%$. כזכור, גובה חספוס דפנות הקידוח במקרה זה אכן קרוב לערכי הגבול התחתון שהוצעו ע"י Seidel and Collingwood, 2001 (תת הפרק 4.5.2). גודל המודל שנחקר בשיטת DDA נבחר בהתבסס על שיקולים דומים לאלו שהובילו לבחירת גודל זה בניסיונות העמסה מעבדתיים (תת הפרק 5.2.1) ומידול סכמאתי של הבעיה כולה מוצג בציוד הימני של תרשים 66.

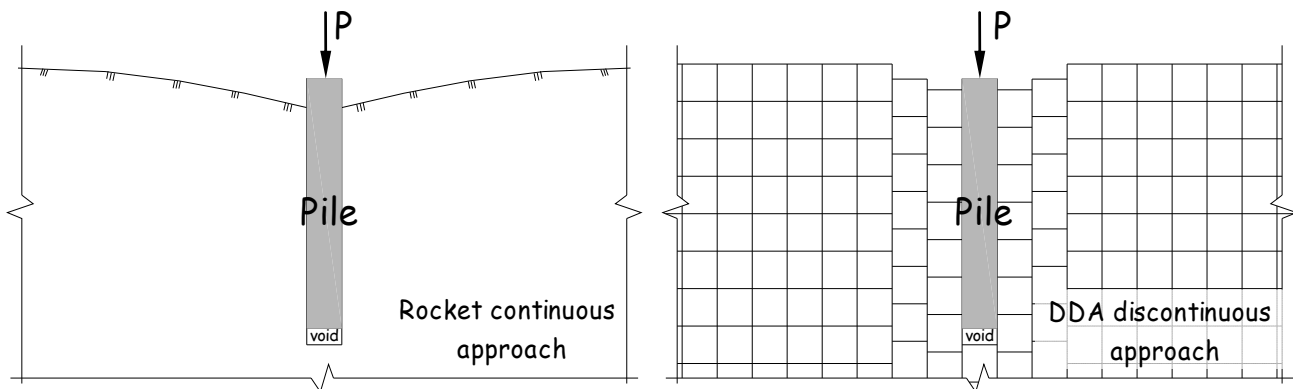


תרשים 66. ניסיון העמסה ספרתי בקנה מידה אמיתי במסת סלע מלאכותית: מידול הבעיה באמצעות שיטת DDA (צד ימין), עקומות עומס-שקיעה כפי שהתקבלו בשיטות חישוביות Rocket ו-DDA (צד שמאל).

בשתי השיטות ניסיונות העמסה ספרתיים בוצעו במסת סלע מלאכותית בעלת שתי מערכות סדקים ניצבות בנטייה אופקית-אנכית ואלכסוניות בנטייה של $\pm 45^\circ$ ביחס לאופק עם מרווח סדקים ממוצע של 45 ס"מ. מודול האלסטיות של מסת הסלע עבור הרצות של שיטת Rocket הוערך באמצעות משוואה (98) על כל הבעייתיות הטמונה בכך (תת הפרק 7.4). תכונות הממשקים עבור ניסיונות העמסה ספרתיים נבחרו בהתאם לערכים ששימשו לתיקוף ניסיונות העמסה מעבדתיים הן בשיטת Rocket והן בשיטת DDA.

לפני ביצוע ניסיונות העמסה ספרתיים בשיטת DDA, תהליך מיטוב של פרמטר שליטה ספרתי g_0 המבטא את הקשיחות הספרתית בנקודות מגע, הדומה לזה שהוצג בתת פרק קודם, בוצע עבור מערכת בלוקים ריבועיים בעלי פאה בגודל 45 ס"מ. תהליך מיטוב זה העלה כי "שחזור" קשיחויות ממשק פיזיקאליות אינו תלוי רק ביחס קבוע כלשהו בין g_0 למודול האלסטיות של החומר הרציף במרחב הבעיה, אלא גם באורך הבלוק הממוצע במרחב. מגעים בין פאות בלוקים סמוכים בשיטת DDA אינם רציפים לכל אורך הפאה, אלא נקודתיים בקצותיה. לכן במידה ואורך פאת הבלוק במדיום הנחקר עולה פי שניים גם על הקשיחות הספרתית בנקודות מגע לעלות פי שניים על מנת להמשיך ולשחזר קשיחויות ממשק פיזיקאליות זהות.

צידו השמאלי של תרשים 66 מציג עקומות עומס-שקיעה של ניסיונות העמסה ספרתיים כפי שהתקבלו בשיטות Rocket ו-DDA. שני ממצאים מעניינים עולים מתרשים זה. כפי שניתן לראות התחזיות של תסבולת כלונס בחיכוך אשר התקבלו בניסיונות העמסה ספרתיים בשתי השיטות, די דומות עד זהות, אפילו עבור קונפיגורציית סדקים אלכסונית. תצפית זו מרמזת על נכונות הטענה שהועלתה בתת פרק קודם בדבר יישום שיטת DDA במסות סלע רכות, בהן מרבית הדפורמציה מתקבלת לאורך מישורי אי רציפות (כולל גבולות גבושיות החספוס), גם כאשר עולים במימדי המודל הנחקר. יחד עם זאת, תגובת הכלונס בשיטת DDA גמישה יותר, ותסבולת הכלונס בחיכוך, אילו הייתה מוערכת על סמך ניתוח עקומת עומס-שקיעה באמצעות שיטות לקביעת עומס הרס (תת הפרק 4.3), הייתה נמוכה מזו שהייתה מתקבלת בתוכנת Rocket. הסבר אפשרי לתצפית זו נמצא, ככל הנראה, באופן הערכת הדפורמציה של מסת הסלע מסביב לכלונס בזמן העמסה. הצגה סכמאטית של גישת שתי השיטות להערכת דפורמציה זו מוצגת בתרשים 67.

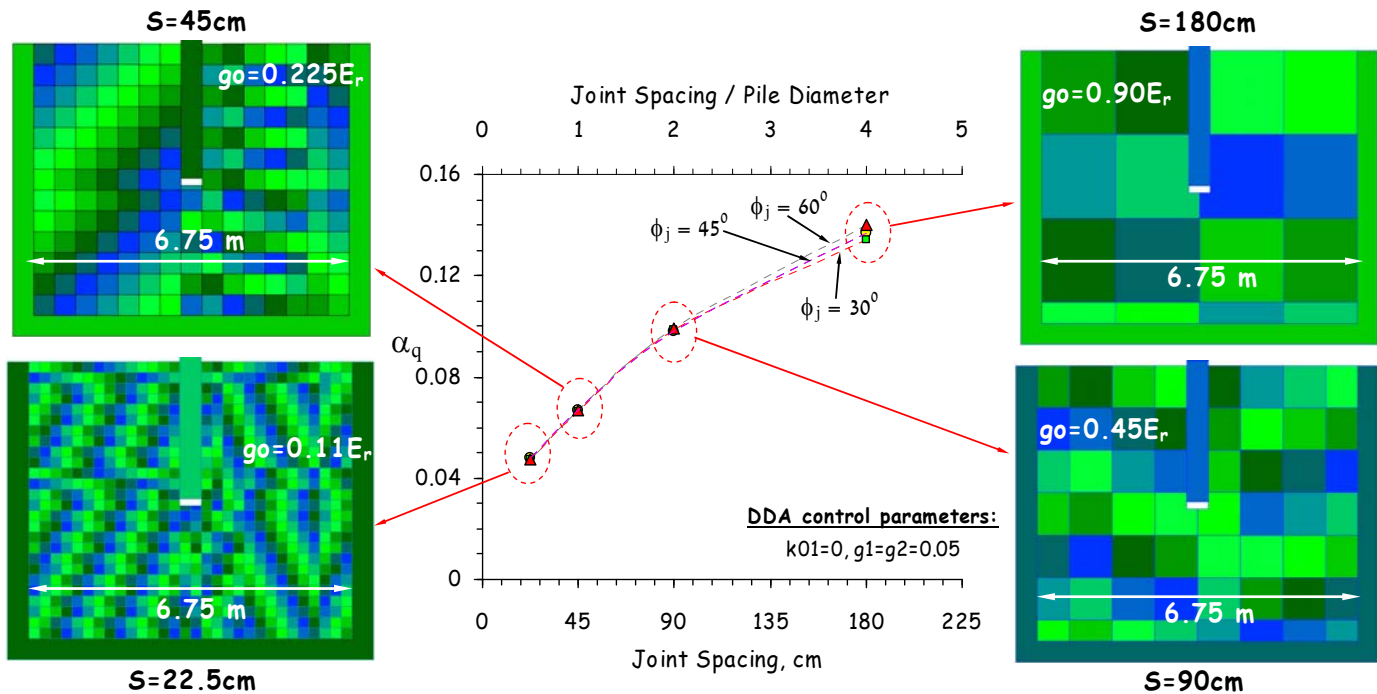


תרשים 67. הצגה סכמאטית של גישה שונה להערכת דפורמציות במסת הסלע מסביב כלונס: שיטת DDA (צד ימין), שיטת Rocket (צד שמאל).

בעוד שדפורמציה של מסת הסלע מסביב לכלונס בשיטת Rocket מבוססת על גישת רצף (Randolph and Wroth, 1978b), דפורמציה זו בשיטת DDA מחושבת ע"י צירוף הדפורמציות של הבלוקים הרציפים ודפורמציות לאורך מישורי אי רציפות. העדר חוזק מתיחה בין הבלוקים וריבוי דרגות החופש לתנועת הבלוקים במערכת בלתי רציפה הינן הסיבות העיקריות שבגללן לא ניתן למדל בצורה יעילה תגובת מסת סלע סדוקה זו בשיטות הרצף. לכן ייתכן מאוד כי תגובת הכלונס שהתקבלה בניסיונות העמסה ספרתיים בשיטת DDA תשקף נכון יותר את המציאות הפיזיקאלית במקרה של מסות סלע בלתי רציפות. אך סברה זו, ללא המשך תיקוף מקביל של שתי השיטות מול מקרי חקר נוספים במסות סלע סדוקות, תישאר בגדר היפותזה בלבד.

סדרת ניסיונות העמסה ספרתיים נוספת, אשר כללה 12 הרצות של DDA, בוצעה על מנת להדגים חלקית את הפוטנציאל הטמון בשיטה זו בכל הנוגע לחקירת השפעת איכות מסות סלע סדוקות על תסבולת כלונסאות בחיכוך. כל ניסיונות ההעמסה הספרתיים בוצעו במסת סלע מלאכותית סדוקה, הזהה בגודלה ובתכונותיה לניסיונות העמסה ספרתיים שבוצעו לעיל. מטרת סדרת ניסיונות העמסה ספרתיים אלו הייתה לחקור את השפעתם של ציפוף מישורי הסדקים וזווית החיכוך על מקדם האדהזיה. בסדרת ניסיונות ספרתיים זו נבחנו ארבע צפיפויות שונות של מישורי הסדקים: 22.5, 45, 90 ו-180 ס"מ ושלושה ערכי זווית חיכוך שונים: 30° , 45° ו- 60° . תוצאות של סדרת ניסיונות העמסה ספרתיים זו מוצגות, יחד עם מידול סכמאטי של הבעיות שנחקרו, בתרשים 68. התוצאות מוצגות במרחב מקדם האדהזיה – מרווח הסדקים או מרווח הסדקים המנורמל לקוטר הכלונס. כפי שניתן לראות, הירידה המתקבלת בערכי מקדם האדהזיה עם ירידה במרווח הסדקים אכן משקפת את המציאות הפיזיקאלית והוכחה נוספת לכך היא שצורת העקומה מזכירה מאוד את עקומות ניסיונות של

מקדם הפחתה MMF, אשר אף הוא ביטוי, במובן מסוים, לצפיפות מישורי סדקים. לזווית החיכוך של הממשקים, כצפוי, לא התקבלה שום השפעה על מקדם האדהזיה וזאת עקב העדר חופש קינמטי לתזוזת הבלוקים באוריינטציית סדקים אופקית - אנכית. תיקופים של ניסיונות העמסה מעבדתיים ותוצאות של ניסיונות העמסה ספרתיים מוכיחים פעם נוספת את יכולת שיטת DDA להשתלב ביעילות בתחום זה של ביסוס בסלע, אך שילוב זה כרוך בהמשך ביצוע תיקופים של השיטה מול מקרי חקר נוספים.



תרשים 68. בחינת השפעה של ציפוף מישורי הסדקים וזווית החיכוך על מקדם האדהזיה המתקבל באמצעות שיטת DDA.

8 סיכום

8.1 בחינת השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך בהתבסס על

ניסיונות העמסה בשטח ובמעבדה

מטרת המחקר העיקרית, כפי שהוצגה בתחילת העבודה, הייתה לחקור בצורה מקיפה ככל הניתן את השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך. חקירה זו התבססה על ניתוח תוצאות של קטלוג ניסיונות העמסה בינלאומיים, אשר נבנה במסגרת המחקר וכלל 92 תוצאות, בהן איכות מסת הסלע תוארה באחת משיטות הקלסיפיקציה המקובלות. בנוסף לכך, לצורך חקירה יסודית יותר של השפעת מישורי הסדקים בסלע על תסבולת הכלונס בחיכוך, בוצעו שמונה ניסיונות העמסה מעבדתיים בקנה מידה גדול בארבע קונפיגורציות שונות. מתוך ניתוח התוצאות של ניסיונות העמסה בשטח ובמעבדה עולות המסקנות הבאות:

1. לאיכות מסת הסלע ישנה השפעה מכרעת על תסבולת הכלונסאות בחיכוך, אשר לא נכון לבטאה באמצעות יחס כלשהו של חוזק לחיצה של הסלע הרציף בלבד, כפי שנהוג לעשות זאת כיום באמצעות גישות אמפיריות שונות. למרות נוחיות השימוש בשיטות אלו, הן אינן מספקות את הביטחון הנדרש בתהליך התכנון, אפילו לא שיטות שבעבר נטען כי הן בטוחות ושמרניות מספיק. יכולת החיזוי של הגישות האמפיריות טעונה שיפור אשר יתאפשר רק כאשר שיטות אלו תסתמכנה על מכלול מרכיבים של מסת הסלע ולא רק על חוזק הלחיצה החד צירי של הסלע הרציף. הניסיונות אשר נעשו לאחרונה לשדרג את הקשרים האמפיריים ע"י הכנסת קריטריון הכשל של Hoek and Brown עבור מסות סלע, נמצאו כלא מוצלחים. לעומת זאת, ניתוח תוצאות ניסיונות העמסה במעבדה ובשטח מראה כי שימוש בשני המקדמים האמפיריים shaft resistance coefficient (SRC) של Seidel and Collingwood, 2001 ו- mass modulus factor (MMF) של Williams et al., 1980 יכול ליעל מאוד את תהליך ההערכה הראשוני של מאמץ חיכוך ממוצע בכשל.

2. השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך הינה דבר מורכב, והגורמים המשפיעים על איכות מסת הסלע יכולים לשפר או לגרוע מתסבולת הכלונס, בעת ובעונה אחת. כך לדוגמה, עלייה בצפיפות הסדקים מורידה את איכות מסת הסלע, אך לא דווקא מורידה את מאמץ החיכוך הממוצע בכשל. כפי שהוכח בעבודה זו, עלייה בצפיפות הסדקים ייתכן שתעלה את חספוס דפנות הקידוח ובכך גם את מאמץ החיכוך הממוצע בכשל, בניגוד לאינטואיציה. אכן, ממצא זה סלל דרך מעשית במחקר זה לשלב את איכות מסת הסלע (שיטת RQD) בהערכת חספוס דפנות הקידוח. בנוסף לצפיפות הסדקים, גם לנטייתם ישנה השפעה חשובה על תסבולת כלונסאות בחיכוך. על סמך תוצאות ניסיונות העמסה מעבדתיים, נמצא כי מאמץ החיכוך הממוצע בכשל במסות סלע בעלות סדקים "אלכסוניים" נמוך מזה המתקבל במסות סלע עם אוריינטציית סדקים אופקית-אנכית. במהלך העמסת הכלונס במסת סלע עם סדקים "אלכסוניים" מתאפשרות החלקות גושי סלע לאורך המישורים הנטויים, בעוד שבמסת סלע עם אוריינטציית סדקים אופקית-אנכית אין החלקה יחסית בין בלוקי-הסלע. יש לציין כי עלייה בזווית החיכוך בממשקי הסדקים עלולה לטשטש עד מאוד את המגמתיות הזו. לעומת זאת, הימצאותו של חומר רך הממלא את הסדקים, מורידה באופן דרסטי את תסבולת הכלונסאות בחיכוך. במקרה כזה, ערכי מאמץ חיכוך ממוצע בכשל שהתקבלו מניסיונות העמסה מעבדתיים השיקו לערכי הגבול התחתון המתקבלים מתוך קטלוג של ניסיונות העמסה בשטח.

3. החקירה היעילה ביותר של השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך הינה על בסיס שיטות דירוג איכות הסלע RMR ו-GSI. שיטות אלו מתחשבות במרבית מאפייני מסת הסלע, אשר משפיעים בפועל על תסבולת כלונסאות בחיכוך, וכוללים התייחסות ספציפית לנטיית מישורי הסדקים בהקשר לביסוס בסלע. לעומתן, ההתייחסות לנטיית מישורי הסדקים אינה קיימת בשיטת Q ולכן שיטה זו אינה מתאימה לחקירת הנושא. על בסיס ניתוח תוצאות של ניסיונות העמסה, הן בשטח והן במעבדה, נמצאה תלות בין מדדים מספריים של שיטות דירוג הסלע RMR ו-GSI לבין מקדם האדהזיה. תלות זו פחות מובהקת במסות סלע בעלות ערכי RMR ו-GSI נמוכים, בהן ירידה בערכים אלו עשויה להתקבל מצירופים שונים של מאפייני מסת הסלע אשר כל אחד מהם משפיע באופן שונה על תסבולת כלונסאות בחיכוך.

8.2 בחינת השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך בהתבסס על

ניתוח באמצעות שיטות חישוביות DDA ו-Rocket

מטרת מחקר נוספת, כפי שהוצגה בתחילת העבודה, הייתה בחינת השפעת איכות מסת הסלע באמצעות המודל המיקרו מכני של מונש (Seidel, 1993) וכן בחינת אפשרות ייעול החיזוי של התנהגות כלונסאות במסות סלע סדוקות ע"י שימוש באנליזה ספרתית ממשפחת האלמנטים הדיסקרטיים באמצעות שיטת DDA (Shi, 1993). מתוך תיקופים של שיטות חישוביות אלו מול תוצאות של ניסיונות העמסה בשטח ובמעבדה עולות מסקנות הבאות:

1. המודל המיקרו מכני של מונש נמצא מתאים על פי רוב לניתוח התנהגות כלונסאות במסות סלע סדוקות. יחד עם זאת, הפתרון של מודל זה רגיש מאוד להגדרה מדויקת של חספוס דפנות הקידוח ולמודול האלסטיות של מסת הסלע. הגדרת מודול האלסטיות במסות סלע בעלות קונפיגורציות סדקים פשוטות יכולה להתבסס על פתרונות אנאליטיים קיימים, ולכן השימוש במודל המיקרו מכני של מונש נמצא יעיל בניתוח מסות סלע כאלו. לעומת זאת במסות סלע בעלות מישורי סדקים אלכסוניים, קיים חופש קינמטי לתזוזת גושי סלע לאורך המישורים. הפתרונות האנליטיים הקיימים אינם חוזים את ההחלקות היחסיות בין הבלוקים הגורמות לתגובה לא ליניארית של מסת הסלע. מאחר שאין הגדרה מדויקת למודול אלסטיות מייצג של סלעים עם קונפיגורציית סדקים אלכסונית, המודל המיקרו מכני של מונש אינו מתאים לניתוח התנהגות כלונס במסות סלע מסוג זה.

2. שיטת DDA נמצאה מתאימה לניתוח התנהגות כלונסאות במסות סלע סדוקות במידה ועיקר הדפומרציה בהן מתרחשת לאורך מישורי הסדקים. הגדרה ראשונית יעילה של מסות סלע מסוג זה יכולה להתבסס על יחס המודולוסים (E_m/E_r) , כאשר, לפחות על בסיס תיקופים מוצלחים של ניסיונות העמסה מעבדתיים, על יחס זה להיות קטן מ-0.10. ניתוח התנהגות כלונסאות במסות סלע סדוקות באמצעות שיטת DDA דורש הגדרה מפורשת של תכונות החוזק של מישורי האי-רציפות ומודול האלסטיות של החומר הרציף, אך אינו מצריך הגדרת מודול אלסטיות מייצג של מסת הסלע כולה. הפתרון של שיטת DDA תלוי אף הוא בהגדרה מדויקת של גיאומטריית החספוס וכן ב"שחזור" מדויק של תכונות ממשק פיזיקאליות במהלך ההרצות. כפי שעולה ממצאי המחקר, שחזור זה אפשרי בעיקר בזכות תהליך מיטוב של קשיחות הקפיציים הספרתיים בנקודות המגע (g_0). במהלך המחקר הוצעה דרך מעשית למטב את פרמטר הקשיחות ואף נמצא כי בחירה לא נכונה של פרמטר זה עלולה לגרום לסטיות משמעותיות בדיוק הפתרון המתקבל ולא תשקף נכונה את המציאות הפיזיקאלית בפועל.

3. האפשרות לשימוש משולב בתוכנת Rocket ובשיטת DDA לחקירת השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך נבדקה הן על סמך ניסיונות העמסה מעבדתיים והן על סמך ניסיונות העמסה ספרתיים ונמצאה כסבירה בהחלט. היכולת להגדיר את הגבולות הגיאוטכניים עבורם שילוב התוכנות יהיה יעיל מצריכה המשך תיקופים מקבילים של שתי שיטות אלו מול מקרי חקר נוספים.

הכנסת שיטה ספרתית ממשפחת האלמנטים הדיסקרטיים, כגון DDA, לתוך התחום של ביסוס בסלע תאפשר מציאת פתרונות מעשיים למגוון בעיות בניתוח התנהגות כלונסאות במסות סלע סדוקות, אשר לא היה קיים להן פתרון יעיל עד היום. כלונסאות במסות סלע עם חללים קרסטיים או עם שכבות מילוי חרסיות, כלונסאות בשליפה או כלונסאות בקרבת מדרונות סלע, הינם רק חלק מן הדוגמאות לבעיות מסוג זה. התיקוף המוצלח של שיטת DDA מול ניסיונות העמסה במעבדה, כפי שנעשה בעבודה זו, יחד עם היכולת המוכחת של השיטה לטפל במגוון בעיות גיאוטכניות במסות סלע סדוקות, כפי שעולה ממחקרים קודמים, מצביעים על יכולתה של שיטת DDA להשתלב בתחום זה של מכאניקת הסלע ולהפיכתה לכלי הנדסי אטרקטיבי לפתרון בעיות ביסוס שונות. אולם, כפי שצוין קודם, שילוב זה יכול להתאפשר אך ורק ע"י המשך התיקופים מול מקרי חקר נוספים הכוללים מסות סלע בעלות קונפיגורציות סדקים מורכבות.

8.3 המלצות להמשך המחקר

בהתייחס ליעדו העיקרי של מחקר זה, בחינת השפעת איכות מסת הסלע על תסבולת כלונסאות בחיכוך, ולממצאי המחקר שהתקבלו, ניתן להצביע על מספר סוגיות המצריכות המשך טיפול במסגרת מחקרים עתידיים:

1. הרחבת קטלוג ניסיונות העמסה בשטח אשר נבנה במסגרת מחקר זה, ע"י הוספת מקרי חקר חדשים המתועדים היטב, במיוחד אלו המפרטים את איכות מסת הסלע. הרחבה זו תאפשר חידוד דיוק המגמות והקשרים האמפיריים אשר התקבלו בין איכות מסת הסלע המבוטאת באמצעות מדדים מספריים של שיטות קלסיפיקציה שונות, לבין מקדם האדהזיה. מקרי חקר אלו יעזרו לאמת גם ממצאים נוספים אשר התקבלו במחקר זה וביניהם השפעת נטייה של מישורי אי רציפות, צפיפותם וחוזקם לגזירה.

2. המשך חקירת הקשר שבין צפיפות מישורי אי רציפות לחספוס המתקבל בדפנות הקידוח. הדרך היעילה ביותר לבצע חקירה זו היא באמצעות בנייה וניתוח של בסיס נתונים של מדידות ישירות בשטח, הן של צפיפות הסדקים והן של חספוס דפנות הקידוח. ניתוח לאחר של מקרי חקר היסטוריים באמצעות תוכנת Rocket לצורכי חילוץ פרופיל החספוס הינה דרך נוספת להגדלת בסיס נתונים זה. ייצוב קשר זה הכרחי לשיפור הדיוק בהערכת מאמץ חיכוך ממוצע בכשל ולהבנה עמוקה יותר של השפעת איכות מסת הסלע על מאמץ זה.

3. המשך ביצוע ניסיונות העמסה מעבדתיים בקנה מידה גדול במסות סלע מלאכותיות, בדומה לאלו שבוצעו במסגרת המחקר, תוך בחינת השפעתם של מאפייני מסת סלע נוספים על תסבולת כלונסאות בחיכוך וביניהם: חוזק של סלע מלאכותי רציף, אקראיות הסדקים, נטייתם וצפיפותם. במסגרת ניסיונות העמסה אלו ניתן לבחון גם היבטים נוספים הקשורים לסוגיית כלונסאות בסלע, וביניהם שליפת הכלונס במסות סלע סדוקות או אף השפעת משך ההעמסה על תגובת הכלונס המתקבלת.

4. המשך התיקופים של שיטת DDA מול מקרי חקר חדשים המתועדים היטב בכל נוגע לאיכות מסת הסלע ולמבנה מערכות הסדקים. תיקופים אלו, כפי שצוין קודם, נחוצים להגדרה מדויקת ככל האפשר של איכויות מסות הסלע עבורן ניתוח התנהגות כלונסאות להעמסה צרית בשיטה זו תקף. עניין מיוחד נוסף הוא במציאת מקרי חקר נוספים מתחום בעיות שצוין קודם, כגון נוכחות חללים קרסטיים בקרבת

כלונסאות, עבורן טיפול בשיטת DDA יכול להיות יעיל במיוחד. כשיפור נוסף לדיוק השיטה, מומלץ לבחון שיטה ספרתית נוספת (MM) Manifold Method of Material Analysis (Shi, 1991), אשר משלבת בתוכה גם את שיטת ה-DDA וגם את שיטת האלמנט הסופי (FEM). שילוב זה יכול לפתור חלק ממגבלותיה של שיטת DDA ובראשן ביטוי טוב יותר לריכוז המאמצים המתפתח במדיום הרציף.

נספח א' – קטלוג ניסיונות העמסה

נספח א' - קטלוג של ניסיונות העמסה

No	Authors	Case	Location	Rock type	Method of excavation / testing	D, m	L _s , m	L _t , m	σ _{ci} , MPa	f _{su} , kPa	Estimation Method	α _q	RQD, %	RMR	GSI	Em, Mpa
1	Basarkar and Dewaikar, 2006	21	Mumbai Region, India	Jointed Basalt	Unknown /CLT	0.900	3.50	10.3	8.48	350	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.041	0	---	---	---
2	Basarkar and Dewaikar, 2006	48	Mumbai Region, India	Greyish Basalt	Unknown /CLT	0.600	7.20	11.2	11.80	1370	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.116	0	---	---	---
3	Basarkar and Dewaikar, 2006	5	Mumbai Region, India	Weathered Basalt	Unknown /CLT	1.000	2.40	11.9	12.46	1410	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.113	0	---	---	---
4	Basarkar and Dewaikar, 2006	4	Mumbai Region, India	MW Basalt	Unknown /CLT	1.000	3.00	14.9	11.77	1370	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.116	8	---	---	---
5	Basarkar and Dewaikar, 2006	3	Mumbai Region, India	Greyish Jointed Basalt	Unknown /CLT	1.000	3.10	14.2	19.43	1760	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.091	10	---	---	---
6	Basarkar and Dewaikar, 2006	18	Mumbai Region, India	Greyish Jointed Basalt	Unknown /CLT	1.200	1.00	9.3	28.04	2120	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.076	10	---	---	---
7	Basarkar and Dewaikar, 2006	11	Mumbai Region, India	Volcanic Breccia	Unknown /CLT	1.200	4.45	19.1	6.40	1010	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.158	20	---	---	---
8	Basarkar and Dewaikar, 2006	23	Mumbai Region, India	Jointed Basalt	Unknown /CLT	0.900	2.30	11.1	21.83	1870	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.086	27	---	---	---
9	Basarkar and Dewaikar, 2006	6	Mumbai Region, India	Weathered Amyg. Basalt	Unknown /CLT	1.000	2.55	13.8	7.07	1060	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.150	30	---	---	---
10	Basarkar and Dewaikar, 2006	8	Mumbai Region, India	Greyish Tuff	Unknown /CLT	1.200	4.35	11.3	28.50	2140	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.075	30	---	---	---
11	Basarkar and Dewaikar, 2006	7	Mumbai Region, India	Jointed Yellowish Tuff	Unknown /CLT	1.200	7.85	13.2	11.49	1360	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.118	37	---	---	---
12	Basarkar and Dewaikar, 2006	20	Mumbai Region, India	Jointed Basalt	Unknown /CLT	0.900	1.10	10.4	35.70	2390	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.067	37	---	---	---
13	Basarkar and Dewaikar, 2006	15	Mumbai Region, India	MW Amyg. Basalt	Unknown /CLT	1.200	0.40	12.1	39.40	2510	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.064	37	---	---	---
14	Basarkar and Dewaikar, 2006	50	Mumbai Region, India	Greyish Basalt	Unknown /CLT	0.600	2.40	10.4	14.24	1510	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.106	39	---	---	---
15	Basarkar and Dewaikar, 2006	37	Mumbai Region, India	Jointed Amyg. Basalt	Unknown /CLT	1.100	8.00	14.0	40.80	2550	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.063	42	---	---	---
16	Basarkar and Dewaikar, 2006	47	Mumbai Region, India	Greyish Basalt	Unknown /CLT	1.050	4.00	14.0	15.30	1560	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.102	43	---	---	---
17	Basarkar and Dewaikar, 2006	1	Mumbai Region, India	Greyish Jointed Basalt	Unknown /CLT	1.000	2.50	12.7	14.14	1500	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.106	51	---	---	---
18	Basarkar and Dewaikar, 2006	29	Mumbai Region, India	MW Breccia	Unknown /CLT	1.200	0.10	22.7	5.36	930	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.174	72	---	---	---
19	Basarkar and Dewaikar, 2006	16	Mumbai Region, India	Weathered Amyg. Basalt	Unknown /CLT	1.200	1.00	9.0	35.70	720	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.020	84	---	---	---
20	Basarkar and Dewaikar, 2006	17	Mumbai Region, India	Fresh Grey Amyg. Basalt	Unknown /CLT	1.200	1.50	5.7	27.60	630	LTF- O'Neil & Hassan, 1994	0.023	100	---	---	---
21	Carruba, 1997	2	Tuscany, Italia	Diabasic Breccia	Bucket Auger and Rock Bit /CLT	1.200	2.50	19.0	15.00	490	LTF - Castelli et al., 1992	0.033	10	---	---	200 Geo.
22	Carruba, 1997	4	Tuscany, Italia	Diabase	Bucket Auger and Rock Bit /CLT	1.200	2.00	20.0	40.00	1200	LTF - Castelli et al., 1992	0.030	50	---	---	10000 Geo.
23	Carruba, 1997	3	Tuscany, Italia	Gypsum	Bucket Auger and Rock Bit /CLT	1.200	11.00	37.0	6.00	470	LTF - Castelli et al., 1992	0.078	60	---	---	2000 Geo.
24	Carruba, 1997	1	Tuscany, Italia	Marl	Bucket Auger and Rock Bit /CLT	1.200	7.50	18.5	0.90	140	LTF - Castelli et al., 1992	0.156	100	---	---	200 Geo.
25	Carruba, 1997	5	Tuscany, Italia	Limestone	Bucket Auger and Rock Bit /CLT	1.200	2.50	13.5	2.50	400	LTF - Castelli et al., 1992	0.160	100	---	---	500 Geo.
26	Jeong et al., 2007	D2	Gyeonggi	CW Gneiss	RCD + bentonite /O-Cell	1.000	1.30	13.5	48.00	670	Recorded	0.014	0	22	17	905 Pr.
27	Jeong et al., 2007	D3	Gyeonggi	CW Gneiss	RCD + bentonite /O-Cell	1.000	2.10	13.5	48.00	720	Recorded	0.015	0	22	17	974 Pr.
28	Jeong et al., 2007	W8	Inchon	MW Granite	RCD /O-Cell	2.400	15.20	45.10	35.00	1400	Recorded	0.040	8	---	40	2130 Pr.
29	Jeong et al., 2007	D4	Gyeonggi	HW Gneiss	RCD + bentonite /O-Cell	1.000	1.10	13.5	48.00	1100	Recorded	0.023	9	31	26	1203 Pr.
30	Jeong et al., 2007	E7	Inchon	MW Granite	RCD /O-Cell	2.400	13.60	40.0	30.00	1400	Recorded	0.047	18	---	35	1480 Pr.
31	Jeong et al., 2007	E7	Inchon	MW Granite	RCD /O-Cell	2.400	13.60	40.00	30.00	1720	Recorded	0.057	18	---	45	1930 Pr.
32	Jeong et al., 2007	E5	Inchon	MW Granite	RCD /O-Cell	3.000	13.00	40.1	54.00	2370	Recorded	0.044	25	---	45	1630 Pr.
33	Jeong et al., 2007	E5	Inchon	MW Granite	RCD /O-Cell	3.000	13.00	40.1	54.00	1950	Recorded	0.036	---	---	40	1300 Pr.
34	Jeong et al., 2007	E5	Inchon	MW Granite	RCD /O-Cell	3.000	13.00	40.1	54.00	1630	Recorded	0.030	---	---	45	1300 Pr.
35	Jeong et al., 2007	D4	Gyeonggi	MW Gneiss	RCD + bentonite /O-Cell	1.000	1.10	13.5	48.00	1600	Recorded	0.033	40	42	37	1932 Pr.
36	Jeong et al., 2007	D5	Gyeonggi	MW Gneiss	RCD + bentonite /O-Cell	1.000	1.30	13.5	48.00	1830	Recorded	0.038	52	45	40	2748 Pr.
37	Jeong et al., 2007	D	Houston	Clayshale	Auger /O-Cell	0.760	2.50	5.8	4.00	405	Recorded	0.101	82	---	90	200 Pr.
38	Jeong et al., 2007	R	Houston	Limestone	Auger /O-Cell	0.760	2.20	4.5	13.00	1545	Recorded	0.119	88	---	95	900 Pr.
39	Jeong et al., 2007	H	Houston	Clayshale	Auger /O-Cell	0.760	3.00	3.00	1.00	102	Recorded	0.102	95	---	95	70 Pr.
40	Jeong et al., 2007	W8	Inchon	MW Granite	RCD /O-Cell	2.400	15.20	45.10	35.00	1750	Recorded	0.050	---	---	45	2300 Pr.
41	Long M., 2000	10a	Dublin Nangor Rd.	Mod. str. l'mst / weak m'st bands	Unknown /CLT	0.800	3.00	7.0	25.00	995	LTF - Fleming 1992	0.040	25	---	---	---
42	Long M., 2000	10b	Dublin Nangor Rd.	Mod. str. l'mst / weak m'st bands	Unknown /CLT	0.800	3.00	7.9	25.00	995	LTF - Fleming 1992	0.040	25	---	---	---
43	Long M., 2000	3b	Limerick	Mod. strong limestone	Unknown /CLT	0.350	2.00	9.0	50.00	1455	LTF - Fleming 1992	0.029	31	---	---	---
44	Long M., 2000	3a	Limerick	Mod. strong limestone	Unknown /CLT	0.350	3.30	9.3	51.00	1920	LTF - Fleming 1992	0.038	31	---	---	---
45	Long M., 2000	6a	Dublin Civic Offices	Mod. strong limestone	Unknown /CLT	0.350	2.70	7.1	51.00	1620	LTF - Fleming 1992	0.032	34	---	---	---
46	Long M., 2000	6b	Dublin Civic Offices	Mod. strong limestone	Unknown /CLT	0.350	3.15	12.7	51.00	1270	LTF - Fleming 1992	0.025	34	---	---	---
47	Long M., 2000	11	Dublin Oliver Bond St.	Strong l'mst/weak mudstone bands	Unknown /CLT	0.190	0.50	8.7	40.00	3000	LTF - Fleming 1992	0.075	35	---	---	---
48	Long M., 2000	9a	Dublin Townsend St.	V weak m'st / strong l'mst bands	Unknown /CLT	0.800	3.00	9.5	16.00	910	LTF - Fleming 1992	0.057	38	---	---	---
49	Long M., 2000	9b	Dublin Townsend St.	As above	Unknown /CLT	0.600	3.00	13.3	16.00	975	LTF - Fleming 1992	0.061	38	---	---	---
50	Long M., 2000	12	Dublin St. Stephens Gr.	Weak mudstone/ strong l'mst	Unknown /CLT	0.170	0.50	12.5	75.00	1500	LTF - Fleming 1992	0.020	40	---	---	---
51	Long M., 2000	2a	Westport	Mod. strong limestone	Unknown /CLT	0.350	2.80	8.3	25.00	750	LTF - Fleming 1992	0.030	44	---	---	---
52	Long M., 2000	2b	Westport	Mod. strong limestone	Unknown /CLT	0.350	2.30	7.8	29.00	1000	LTF - Fleming 1992	0.034	44	---	---	---
53	Long M., 2000	1	Galway	Strong granite	Unknown /CLT	0.350	1.50	7.2	155.00	2015	LTF - Fleming 1992	0.013	51	---	---	---
54	Long M., 2000	8a	Dublin Temple Bar	Mod. strong limestone	Unknown /CLT	0.600	2.00	6.8	50.00	1950	LTF - Fleming 1992	0.039	55	---	---	---
55	Long M., 2000	8d	Dublin Temple Bar	Mod. strong limestone	Unknown /CLT	0.600	2.10	6.6	50.00	500	LTF - Fleming 1992	0.010	55	---	---	---

MW - Moderate Weathered
HW - High Weathered
CW - Complete Weathered

RCD - Reverse Circulation Drilling
CLT - Compression Load Test
SF - Styrofoam

D - Socket Diameter
L_s - Rock Socketed Pile Length
L_t - Total Pile Length

LTF - Load Transfer Function

Geo. - Sonic cross-hole test
Pr. - Pressuremeter
GJ - Goodman Jack
Q-δ - Load-Settlement Curve

נספח א' - קטלוג של ניסיונות העמסה (המשך)

No	Authors	Case	Location	Rock type	Method of excavation / testing	D, m	L _s , m	L _t , m	σ _{ci} , MPa	f _{su} , kPa	Estimation Method	α _q	RQD, %	RMR	GSI	Em, Mpa
56	Long M., 2000	8f	Dublin Temple Bar	Mod. strong limestone	Unknown /CLT	0.800	0.20	4.9	50.00	2000	LTF - Fleming 1992	0.040	55	---	---	---
57	Long M., 2000	8g	Dublin Temple Bar	Mod. strong limestone	Unknown /CLT	0.600	1.60	6.5	50.00	1300	LTF - Fleming 1992	0.026	55	---	---	---
58	Long M., 2000	8c	Dublin Temple Bar	Mod. strong limestone	Unknown /CLT	0.600	1.75	9.1	51.00	1670	LTF - Fleming 1992	0.033	55	---	---	---
59	Long M., 2000	8e	Dublin Temple Bar	Mod. strong limestone	Unknown /CLT	0.800	1.50	3.0	52.00	470	LTF - Fleming 1992	0.009	55	---	---	---
60	Long M., 2000	7a	Monaghan	Strong limestone	Unknown /CLT	0.210	0.50	11.3	78.00	620	LTF - Fleming 1992	0.008	62	---	---	---
61	Long M., 2000	7b	Monaghan	Strong limestone	Unknown /CLT	0.190	1.00	5.5	84.00	420	LTF - Fleming 1992	0.005	62	---	---	---
62	Long M., 2000	5	Enniscorthy	Mod. strong siltstone	Unknown /CLT	0.325	2.25	9.0	51.00	765	LTF - Fleming 1992	0.015	63	---	---	---
63	Long M., 2000	4	Little Island	Strong limestone	Unknown /CLT	0.300	3.00	14.0	92.00	550	LTF - Fleming 1992	0.006	71	---	---	---
64	Ng et al., 2001	5	Hong Kong	Grade IV/III granodiorite	RCD /CLT	1.320	2.10	25.1	6.00	480	Recorded	0.080	3	---	---	---
65	Ng et al., 2001	3	Hong Kong	Grade III coarse ash tuft	RCD /CLT	1.020	2.00	35.60	40.00	2860	Recorded	0.072	68	---	---	---
66	Ng et al., 2001	7	Hong Kong	Grade III/II granite	RCD /CLT	1.200	3.60	60.20	10.00	610	Recorded	0.061	69	---	---	---
67	Ng et al., 2001	9	Hong Kong	Grade III granite	RCD /CLT	1.000	2.50	48.30	28.80	960	Recorded	0.033	83	---	---	---
68	Ng et al., 2001	6	Hong Kong	Grade II granite	RCD /CLT	1.200	1.20	38.60	82.50	1700	Recorded	0.021	100	---	---	---
69	Doktofsky et al., 2007	C	Beit-Shemesh, Israel	Chalky Marl	Bucket Auger + bentonite /CLT	0.700	2.00	5.45	4.14	375	Recorded	0.091	75	---	---	550\280 GJ\Q-δ
70	Horvath et al., 1983	P1	Ontario, Canada	Queenston Shale	Auger /CLT+SF	0.710	1.40	1.97	5.40	1746	Chin's Method	0.323	---	---	---	1050\350 GJ\Q-δ
71	Horvath et al., 1983	P2	Ontario, Canada	Queenston Shale	Auger /CLT	0.710	1.40	1.97	11.10	1783	Chin's Method	0.161	---	---	---	1170\290 GJ\Q-δ
72	Nam and Vipulanandan, 2007	HT	Collin County, Texas	Clayshale	Auger /O-Cell	0.760	3.00	3.00	10.20	1578	Recorded	0.155	97	---	---	---
73	Nam and Vipulanandan, 2007	DT	Lewisville, Texas	Clayshale	Auger /O-Cell	0.760	2.10	5.80	2.10	429	Recorded	0.204	82	---	---	---
74	Nam and Vipulanandan, 2007	RC	Trinity River, Dallas	Limestone	Auger /O-Cell	0.760	2.60	2.60	1.20	105	Recorded	0.088	95	---	---	---
75	David et al., 1977	-	Karmiel, Israel	Dolomitic limestone	Rotary Percussion Method /CLT+SF	0.300	0.90	0.90	80.00	2521	Chin's Method	0.032	---	---	---	6000 Q-δ
76	David et al., 1977	-	Karmiel, Israel	Dolomitic limestone	Rotary Percussion Method /CLT+SF	0.300	1.50	1.50	80.00	2022	Chin's Method	0.025	---	---	---	4285 Q-δ
77	David et al., 1977	-	Karmiel, Israel	Dolomitic limestone	Rotary Percussion Method /CLT+SF	0.300	3.10	3.10	80.00	1890	Chin's Method	0.024	---	---	---	2000 Q-δ
78	Doktofsky M., 2003	-	Beit-Shemesh, Israel	Chalky Marl	Bucket Auger + bentonite /CLT	0.600	2.00	13.00	2.70	194.0	Chin's Method	0.072	---	---	---	190 Pr.
79	Doktofsky M., 2003	-	Beit-Shemesh, Israel	Chalky Marl	Bucket Auger + bentonite /CLT	0.600	1.00	13.00	6.85	583.0	Chin's Method	0.085	---	---	---	220 Pr.
80	Rosenberg and Journeaux, 1976	-	-	Fractured Andesite	Unknown /CLT+SF	0.450	0.56	12.20	10.50	1120	Recorded	0.107	---	---	45*	---
81	Goeke and Hustad, 1980	-	-	HW Clay Shale	Auger /CLT	0.762	3.40	8.80	4.20	370	Recorded	0.088	---	---	35*	---
82	Goeke and Hustad, 1980	-	-	HW Clay Shale	Auger /CLT	0.762	5.60	11.10	5.20	340	Recorded	0.065	---	---	35*	---
83	Glos and Briggs, 1983	-	-	Shaley Sandstone	Unknown /CLT+SF	1.070	1.40	16.60	9.30	2150	Recorded	0.231	---	---	60*	---
84	Glos and Briggs, 1983	-	-	Shaley Sandstone	Unknown /CLT+SF	1.070	1.50	15.50	8.40	2150	Recorded	0.256	---	---	60*	---
85	Radhakrishnan and Leung, 1988	-	-	HW Fragmented Siltstone	Auger /CLT	0.810	11.50	12.40	6.00	380	Recorded	0.063	---	---	35*	---
86	Radhakrishnan and Leung, 1988	-	-	CW Fragmented Siltstone	Auger /CLT	0.705	1.50	7.30	9.00	660	Recorded	0.073	---	---	35*	---
87	Radhakrishnan and Leung, 1988	-	-	Siltstone	Auger /CLT	1.350	6.80	14.00	7.00	400	Recorded	0.057	---	---	35*	---
88	Radhakrishnan and Leung, 1988	-	-	Hard Shale	Auger /CLT	1.500	3.00	11.50	9.00	660	Recorded	0.073	---	---	50*	---
89	Littlechild et al., 2000	-	-	Strong UW Metasandstone	RCD /O-Cell	1.200	1.50	41.80	26.00	5930	Recorded	0.228	---	---	60*	---
90	Castelli and Fan, 2002	-	-	Well Cemented Limestone	Drilling with casing /O-Cell	0.915	2.10	12.5	12.0	1400	Recorded	0.117	---	---	50*	---
91	Gunnink and Kiehne, 2002	-	Columbia, Missouri	Clastic Limestone	Auger /O-Cell	0.457	1.40	5.60	60.70	2343	Recorded	0.039	---	---	50*	---
92	Gunnink and Kiehne, 2002	-	Columbia, Missouri	Clastic Limestone	Auger /O-Cell	0.457	1.60	5.60	60.70	2278	Recorded	0.038	---	---	50*	---

* Back estimated by Sagong et al., 2007

MW - Moderate Weathered

HW - High Weathered

CW - Complete Weathered

RCD - Reverse Circulation Drilling

CLT - Compression Load Test

SF - Styrofoam

D - Socket Diameter

L_s - Rock Socketed Pile Length

L_t - Total Pile Length

LTF - Load Transfer Function

Geo. - Sonic cross-hole test

Pr. - Pressuremeter

GJ - Goodman Jack

Q-δ - Load-Settlement Curve

ביבליוגרפיה

חברת עפר וסלע (19--). כלונסאות קטני קוטר. תל אביב.

- Abad, J., Caleda, B., Chacon, E., Gutierrez, V., and Hidlgo, E. 1984. Application of geomechanical classification to predict the convergence of coal mine galleries and to design their supports. *In* Proceedings of the 5th International Congress on Rock Mechanics, Melbourne, pp. 15-19.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) 1996 Rock foundations. Volume 16 of Technical Engineering and Design Guides as Adapted from the U.S. Army Corps of Engineers. ASCE Publications.
- Amir, J.M. 1983. Interpretation of load tests on piles in rock. *In* 7th Asian Regional Conference SMFE, Haifa.
- Amir, J.M. 1986. Piling in rock. A. A. Balkema, Rotterdam/Boston.
- Arulanandan, K., and Scott, R.F. 1994. Verification of numerical procedures for the analysis of soil liquefaction problems. *In* International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems. A. A. Balkema, Rotterdam.
- Arulmoli, K., Muraleetharan, K.K., Hosain, M.M., and Fruth, L.S. 1992. VELACS Laboratory Testing Program, Soil Data Report, The Earth Technology Corporation, Irvine, California, Report to the National Science Foundation, Washington D.C., March.
- ASTM Standard D1143-81 1981. Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM Standard D3967-95 1995. Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM Standard D4395-08 2008. Standard Test Method for Determining In Situ Modulus of Deformation of Rock Mass Using Flexible Plate Loading Method. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM Standard D4543-01 2001. Standard Practices for Preparing Rock Core Specimens and Determining Dimensional and Shape Tolerances. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM Standard D4719-07 2007. Standard Test Method for Prebored Pressuremeter Testing in Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM Standard D5731-02 2002. Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Attard, M.M., and Setunge, S. 1996a. Stress-strain relationship of confined and unconfined concrete. *ACI Materials Journal*, **93**(5): 432-442.
- Attard, M.M., and Setunge, S. 1996b. Ultimate Strength of Confined Concrete, University of New South Wales, Sydney, Australia.
- Balaam, N.P., Poulos, H.G., and Booker, J.R. 1975. Finite Element Analysis of the Effects of Installation on Pile Load-Settlement Behavior. *Geotechnical and Geological Engineering*, **6**(1): 33-48.
- Bandis, S.C. 1990. Mechanical properties of rock joints *In* International Symposium on Rock Joints. *Edited by* N. Barton and O. Stephansson. Loen, Norway. Rotterdam, Balkema, pp. 125-140.
- Barton, N. 2002. Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **39**(2): 185-216.
- Barton, N., and Bakhtar, K. 1983. Rock Joint Description and Modelling for the Hydrothermomechanical Design of Nuclear Waste Repositories. TRE 83-10, Terra Tek Engineering.
- Barton, N., Lien, R., and Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel supports. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **6**(4): 189-239.

- Basarkar, S.S., and Dewaikar, D.M. 2006. Load transfer characteristics of socketed piles in Mumbai region. *Soils and Foundations*, **46**(2): 247-257.
- Benmokrane, B., Mouchaorab, K.S., and Ballivy, G. 1994. Laboratory Investigation of Shaft Resistance of Rock-Socketed Piers Using the Constant Normal Stiffness Direct Shear Test. *Canadian Geotechnical Journal*, **31**(3): 407-419.
- Bieniawski, Z.T. 1976. Rock mass classification in rock engineering. *In* Exploration for rock engineering. Balkema, Cape Town, pp. 97-106.
- Bieniawski, Z.T. 1978. Determining Rock Mass Deformability - Experience from Case Histories. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **15**(5): 237-247.
- Bieniawski, Z.T. 1989. Engineering Rock Mass Classifications. John Wiley and Sons, New York.
- Bye, A.R., and Bell, F.G. 2001. Stability Assessment and Slope Design at Sandsloot Open Pit, South Africa. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, **38**: 449-466.
- Cai, M., Kaiser, P.K., Uno, H., Tasaka, Y., and Minami, M. 2004. Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **41**(1): 3-19.
- Cameronclarke, L.S., and Budavari, S. 1981. Correlation of Rock Mass Classification Parameters Obtained from Borecore and Insitu Observations. *Engineering Geology*, **17**(1-2): 19-53.
- Carrubba, P. 1997. Skin friction of large-diameter piles socketed into rock. *Canadian Geotechnical Journal*, **34**(2): 230-240.
- Carter, J.P., and Ooi, L.H. 1988. Application of a joint model to concrete-sandstone interfaces *In* 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Innsbruck. Balkema, Rotterdam, pp. 889-893.
- Carter, J.P., and Kulhawy, F.H. 1988. Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock, Report Report EL-5918, Palo Alto: Electric Power Research Institute.
- Castelli, F., Maugeri, M., and Motta, E. 1992. Analisi non lineare del cedimento di un palo singolo. *Rivista Italiana di Geotecnica*, **26**: 115-135.
- Chapman, N.D. 1929. Spencer St Bridge - Part 1. Sub-aqueous foundation work. Transactions of the Institute of Engineers. Australia.
- Cheng, F.K.K. 1997. A laboratory study of wall smear in rock socketed piles. Ph.D. Thesis, Monash University, Melbourne, Australia.
- Chin, F.K. 1970. Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure. *In* 2nd Southeast Asian Conference: Soil Engineering. Singapore, pp. 81-92.
- Chin, F.K. 1972. The inverse slope as a prediction of ultimate bearing capacity of piles. *In* 3rd Southeast Asian Conference: Soil Engineering. Hong Kong, pp. 83-91.
- Chin, F.K., and Vail, A.J. 1973. Behavior of Piles in Alluvium. *In* Eighth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscow, Vol.2, pp. 47-52.
- Clerici, A. 1993. Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses-case histories. *In* Proc. Conf. Eurock 1993, pp. 509-517.
- Collingwood, B. 2000. The Effects of Construction Practices on the Performance of Rock Socketed Bored Piles. Ph.D. Thesis, Monash University, Melbourne, Australia.
- Coon, R.F., and Merritt, A.H. 1970. Predicting in situ modulus of deformation using rock quality indices. *In* ASTM STP 477, Philadelphia.
- Coulomb, C.A. 1776. Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs, a la architecture. *Mem. Acad. Roy. Div. Sav*, **7**: 343-387.
- Coyle, H.M., and Reese, L.C. 1966. Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, **92**(SM2): 1-26.
- Crapps, D.K. 2001. Proposed Improvements for Drilled Shaft Design in Rock, Prepared for the Florida Department of Transportation by Schmertmann & Crapps, Inc., Gainesville, Fla., 2001, 37 pp.

- Cundall, P.A. 1980. UDEC - a generalized distinct element program for modelling jointed rock, Report PCAR-1-80, Report Report PCAR-1-80, Peter Cundall Associates, European Research Office, US Army Corps of Engineers.
- Cundall, P.A. 1988. Formulation of a 3-Dimensional Distinct Element Model .1. A Scheme to Detect and Represent Contacts in a System Composed of Many Polyhedral Blocks. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, **25**(3): 107-116.
- Cundall, P.A., and Hart, R. 1985. Development of generalized 2-D and 3-D distinct element programs for modelling jointed rock, ITASCA Consulting Group, Misc. paper SL-85-1. US Army Corps of Engineers.
- D'Appolonia, E., and Romualdi, J.P. 1963. Load Transfer in End-Bearing Steel H-Piles. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, **89**(SM2): 1.25-
- Das, B.M. 1993. Advanced Soil Mechanics. Taylor and Francis, Washington, DC.
- Davisson, M.T. 1972. High capacity piles. In Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, American Society of Civil Engineers, ASCE, Illinois Section. Chicago ,Vol.81-112.
- Day, H.B. 1974. Rock socketed piles: MMBW Highways Division practice. In Symposium on Rock Socketed Piles. Australian Geomechanics Society, Victoria Group.
- Deere, D.U. 1968. Geological considerations. Rock mechanics in engineering practice. John Wiley and Sons. pp. 1 - 20.
- Deere, D.U. 1989. Rock quality designation (RQD) after 20 years. U.S. Army Corps Engrs Contract Report GL-89-1. Vicksburg, MS: Waterways Experimental Station.
- Deere, D.U., and Miller, R.P. 1966. Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock, Report Technical Report No. AFNL-TR-65-116, Air Force Weapons Laboratory, New Mexico.
- Deere, D.U., Hendron, A.J., Patton, F.D., and Cording, E.J. 1967. Design of surface and near surface construction in rock. In Eighth US Symposium on Rock Mechanics—Failure and Breakage of Rock. Newyork, pp. 237-302.
- Desai, C.S. 1974. Numerical Design-Analysis for Piles in Sands. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, **100**(GT6): 613-635.
- Dewaikar, D.M., and Joshi, P.M. 2007. Analysis of Pile Load Tests Data. In First Sri Lankan Geotechnical Society (SLGS) International Conference on Soil and Rock Engineering, Colombo.
- Dixit, M., Dev, H., Singh, R., and Dhawan, A.K. 2003. Insitu deformability characteristics of rock mass by Goodman Jack. In ISRM 2003—Technology roadmap for rock mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy, pp. 249-254.
- Donald, I.B., Chiu, H.K., and Sloan, S.W. 1980. Theoretical analyses of rock socketed piles. In International Conference on Structural Foundations on Rock. Sydney. Balkema, Rotterdam, pp. 303-316.
- Doruk, P. 1991. Analysis of the laboratory strength data using the original and modified Hoek-Brown failure criteria M.Sc, University of Toronto, Canada.
- Drucker, D.C., and Prager ,W. 1952. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quarterly of Applied Mathematics, **10**: 157-165.
- Edelbro, C. 2003. Rock Mass Strength - A Review, Division of Rock Mechanics, Department of Civil Engineering, Luleå University of Technology.
- Ellison, R.D., D'Appolonia, E., and Thiers, G.R. 1971. Load-Deformation Mechanism for Bored Piles. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, **97**(SM4): 661-678.
- Erol, O., Saglam, A., and Horoz, A. 2005. Socket friction capacity of large diameter drilled shafts in highly weathered rock (Paper TU-2). In 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, Japan.

- Fellenius, B.H. 1980. The analysis of results from routine pile load tests. *Ground Engineering*, London, **13**(6): 19-31.
- Fellenius, B.H. 2001. What capacity value to choose from the results a static loading test. *Deep Foundation Institute*, **May 2001**: 19-22.
- Fellenius, B.H. 2006. Basics of Foundation Design (Electronic Edition). <http://www.fellenius.net/>.
- Fleming, W.G.K. 1992. A New Method for Single Pile Settlement Prediction and Analysis. *Geotechnique*, **42**(3): 411-425.
- Fleuter, W.F. 1997 Analytical and experimental investigation into the shear performance of joints in soft sedimentary rocks. MEngSc. Thesis ,Monash University, Melbourne.
- Fossum, A.F. 1985. Effective Elastic Properties for a Randomly Jointed Rock Mass. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **22**(6): 467-470.
- Freeman, C.F., Klajneman, D., and Prasad, G.D. 1972. Design of deep-socketed caissons into shale bedrock. *Canadian Geotechnical Journal*, **9**(11): 105-114.
- Fuller, F.M., and Hoy, H.E. 1970. Pile load tests including quick-load test method, conventional methods and interpretations. *HRB*(333): 74-86.
- Gardner, W.S. 1987. Design of drilled piers in the Atlantic Piedmont. *In Foundations and excavations in decomposed rock of the piedmont province*, GSP ASCE. *Edited by* R.E. Smith, Vol.9, pp. 62-86.
- Gill, S.A. 1980. Design and construction of rock caissons. *In International Conference on Structural Foundations on Rock*. Balkema Sydney, pp. 241-252.
- Goel, R.K., Jethwa, J.L., and Paithankar, A.G. 1996. Correlation between Barton's Q and Bieniawski's RMR - A new approach. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, **33**(2): 179-181.
- Golze, A.R. 1977. Handbook of Dam Engineering. Van Nostrand Reinhold Company, New York.
- Goodman, R.E., and Duncan, J.M. 1971. The role of structure and solid mechanics. in the design of surface and underground excavations in rock. *In Conf. on Structure, Solid Mechanics and Engineering Design*. Wiley, New York, p. 1379.
- Grimstad, E., and Barton, N. 1993. Updating the Q-system for NMT. *In Int. Symp. on Sprayed Concrete*. Norwegian Concrete Association, Oslo, Fagernes, Norway, p. 20.
- Gu, X.F. 2001. Shear Behaviour Of Sandstone-Concrete Joints And Pile Shafts In Sandstone. Ph.D. Thesis, Monash University, Melbourne, Australia.
- Gu, X.F., and Haberfield, C.M. 2004. Laboratory Investigation of Shaft Resistance for Piles Socketed in Basalt. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, **41**(3).
- Gupton, C., and Logan, T. 1984. Design guidelines for drilled shafts in weak rock in South Florida *In Annual Meeting of South Florida Branch of the American Society of Civil Engineers*, Miami.
- Haberfield, C.M. 1987. The performance of the pressuremeter and socketed piles in weak rock. Ph.D. Thesis, Monash University, Melbourne.
- Haberfield, C.M., and Collingwood, B. 2006. Rock-socketed pile design and construction: a better way ?*Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, **159**(3): 207-217.
- Hart, R., Cundall, P.A., and Lemos, J. 1988. Formulation of a 3-Dimensional Distinct Element Model .2. Mechanical Calculations for Motion and Interaction of a System Composed of Many Polyhedral Blocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, **25**(3): 117-125.
- Hassan, K.H. 1994. Analysis and Design of Drilled Shafts Socketed into Soft Rock. PhD Thesis, University of Houston.
- Hassan, K.M., and O'Neill, M.W. 1997. Side load-transfer mechanisms in drilled shafts in soft argillaceous rock. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **123**(2): 145-152.

- Hassan, K.M., O'Neill, M.W., Sheikh, S.A., and Ealy, C.D. 1997. Design method for drilled shafts in soft argillaceous rock. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **123**(3): 272-280.
- Hirany, A., and Kulhawy, F.H. 1988. Conduct and Interpretation of Load Tests on Drilled Shaft Foundations, Volume 1: Detailed Guidelines, Report EL-5915, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.
- Hirany, A., and Kulhawy, F.H. 2002. On the Interpretation of Drilled Foundation Load Test Results. *Edited by* W.O.N. Michael and C.T. Frank. ASCE, Vol.256, p. 71.
- Ho Kong, K., Kodikara, J., and Haque, A. 2006. Numerical modelling of the side resistance development of piles in mudstone with direct use of sidewall roughness. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **43**(6): 987-995.
- Hobbs, N.B. 1974. Settlement of foundations on rock. *In* General Report Proc. British Geotechnical Society Conf. on Settlement of Structures, Cambridge, pp. 498 - 529.
- Hoek, E. 1983. 23rd Rankine-Lecture - Strength of Jointed Rock Masses. *Geotechnique*, **33**(3): 185-223.
- Hoek, E. 2002. A brief history of the Hoek-Brown criterion, Program: "RocLab", URL: <http://www.rockscience.com>, 10 June 2002.
- Hoek, E. 2006. Practical Rock Engineering. http://www.rockscience.com/hoek/pdf/Practical_Rock_Engineering.pdf.
- Hoek, E., and Brown, E.T. 1980. Empirical Strength Criterion for Rock Masses. *Journal of the Geotechnical Engineering Division-Asce*, **106**(9): 1013-1035.
- Hoek, E., and Brown, E.T. 1988. The Hoek-Brown failure criterion – a 1988 update. *In* Proceedings of the 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, University of Toronto, pp. 31-38.
- Hoek, E., and Brown, E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **34**(8): 1165-1186.
- Hoek, E., and Karzulovic, A. 2001. Rock mass properties for surface mines. *In* Slope stability in surface mining. Littleton, Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. (SME). pp. 59-703-202.
- Hoek, E., and Diederichs, M.S. 2006. Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **43**(2): 203-215.
- Hoek, E., Wood, D., and Shah, S. 1992. A modified Hoek-Brown failure criterion for jointed rock masses. *In* Proceedings of the international ISRM Symposium on Rock Characterisation – EUROCK '92. British Geotechnical Society, Chester, pp. 209-214.
- Hoek, E., Kaiser, P.K., and Bawden, W.F. 1995. Support of underground excavations in hard rock. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B. 2002. Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. *In* Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunnelling Association of Canada Conference: NARMS-TAC 2002, University of Toronto, pp. 267-271.
- Horvath, R.G., and Kenney, T.C. 1979. Shaft resistance of rock-socketed drilled piers. *In* ASCE Annual Convention, Atlanta, Georgia.
- Horvath, R.G., Kenney, T.C., and Kozicki, P. 1983. Methods of Improving the Performance of Drilled Piers in Weak Rock. *Canadian Geotechnical Journal*, **20**(4): 758-772.
- Hwang, J.H., Li, J.C.C., and Liang, N. 2003. On methods for interpreting bearing capacity from a pile load test. *Journal of Southeast Asian Geotechnical Society*, **April 2003**: 27-39.
- International Society of Rock Mechanics (ISRM) 1981. Rock characterisation, testing and monitoring. ISRM Suggested Methods (ed. E.T. Brown). Pergamon Press, New York.
- Jaeger, J.C., and Cook, N.G. 1969. Fundamentals of Rock Mechanics. Chapman and Hall, New York.
- Jeong, S.S., Seol, H.I., Kim, Y.H., and Han, K.T. 2007. Shear Load Transfer Characteristics of Rock-Socketed Drilled Shafts Based On Constant Normal Stiffness Shear Testing. *In* First Sri

- Lankan Geotechnical Society(SLGS) International Conference on Soil and Rock Engineering. Colombo, Sri Lanka p. Paper 1300.
- Jing, L. 1998. Formulations of discontinuous deformation analysis for block systems. *Engineering Geology*, **49**: 371-381.
- Jing, L. 2003. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **40**(3): 283-353.
- Jing, L., and Hudson, J.A. 2002. Numerical methods in rock mechanics. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **39**(4): 409-427.
- Johnston, I.W., and Lam, T.S.K. 1989. Shear Behavior of Regular Triangular Concrete Rock Joints - Analysis. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **115**(5): 711-727.
- Johnston, I.W., Lam, T.S.K., and Williams, A.F. 1987. Constant Normal Stiffness Direct Shear Testing for Socketed Pile Design in Weak Rock. *Geotechnique*, **37**(1): 83-89.
- Johnston, I.W., Donald, I.B., Bennett, A.G., and Edwards, J. 1980. The testing of large diameter pile rock sockets with a retrievable test rig. *In Proc. 3th Australia-New Zealand Conf. on Geomech.*, Wellington, pp. 105-108.
- Kim, S., Jeong, S., Cho, S.H., and Park, I. 1999. Shear load transfer characteristics of drilled shafts in weathered rocks. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **125**(11): 999-1010.
- Komornik, A., Yuger, M., and Lipsker, Y. 1988. Load Capacity Increasing of Enlarged-Based Piles Performed by Expansion Method, Technion Research and Development Foundation LTD, Haifa.
- Kondner, R.L. 1963. Hyperbolic Stress-Strain Response of Cohesive Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, **89**(SM1): 115-143.
- Koutsoftas, D.C. 1981. Caissons Socketed in Sand Mica Schist. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **107**(GT6): 743-757.
- Kulhawy, F.H. 1978. Geomechanical model for rock foundation settlement. *J. Geotech. Engrg., ASCE*, **104**(2): 211-227.
- Kulhawy, F.H. 2004. On the Axial Behavior of Drilled Foundations. *In GeoSupport 2004*. Orlando, Florida, USA. ASCE, Vol.135, pp. 3-3.
- Kulhawy, F.H., and Phoon, K.K. 1993. Drilled shaft side resistance in clay soil to rock. *In Conference on design and performance of deep foundations - piles and piers in soil and soft rock. Geotechnical Special Publication No. 38. ASCE*, pp. 172-183.
- Kulhawy, F.H., Prakoso, W.A., and Akbas, S.O. 2005. Evaluation of Capacity of Rock Foundation Sockets. *In The 40th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS): Rock Mechanics for Energy, Mineral and Infrastructure Development in the Northern Regions*, held in Anchorage, Alaska. ARMA/USRMS 05-767.
- Kwon, O., Choi, Y., Kwon, O., and Kim, M. 2005. Comparison of the Bidirectional Load Test with the Top-Down Load Test. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, **1936**(-1): 108-116.
- Ladanyi, B. 1987. Suggested Methods for Deformability Determination Using a Flexible Dilatometer. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, **24**(2): 123-134.
- Ladanyi, B., and Archambault, G. 1970. Simulation of shear behaviour of a jointed rock mass *In 11th Symposium on Rock Mechanics*, American Institute of Mining and Metallurgy, New York, pp. 105-125.
- Lai, P. 1998. Determination of Design Skin Friction for Drilled Shafts Socketed in the Florida Limestone. *In Florida DOT Design Conference*, Florida Department of Transportation, Tallahassee, pp. 140-146.
- Lam, T.S.K. 1983. Shear behaviour of concrete-rock joints. Ph.D Thesis, Monash University, Melbourne.

- Lee, I.K. 1973. Application of Finite Element Method in Geotechnical Engineering. Part 1- Linear Analysis. *In* Finite Element Techniques - A Short Course of Fundamentals and Application. The University of New South Wales, Sydney, Australia.
- Lee, J.S., and Park, Y.H. 2008. Equivalent pile load-head settlement curve using a bi-directional pile load test. *Computers and Geotechnics*, **35**(2): 124-133.
- Leong, E.C., and Randolph, M.F. 1991. Modelling of sliding behaviour at rock interfaces. *In* 7th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics. Cairns, Australia. Balkema, Rotterdam, Vol.1, pp. 365-369.
- Liskevich, G., and Titov, V. 2003. Loading tests on cast-in-situ bored piles. Route 10 Beit Shemesh. Sorek Stream roadway bridge construction project, ISOTOP Ltd., Gedera, Israel.
- Long, M. 2000. Skin Friction for Piles Socketed in Hard Rock. *In* GeoEng 2000. Melbourne, Australia, p. Paper 0180pf.
- Long, M., and Collins, F. 1999. Pilling in Rock. *In* Joint meeting of the Cork Region of I.E.I and the Geotechnical Society of Ireland The Institution of Engineers of Ireland, Cork.
- MacLaughlin, M.M., and Doolin, D.M. 2006. Review of validation of the discontinuous deformation analysis (DDA) method. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **30**(4): 271-305.
- Mak, R.H. 1992 Post-peak behaviour of concrete-rock interfaces and side resistance of rock socketed piles. Ph.D. Thesis, Monash University, Melbourne.
- Mattes, N.S., and Poulos, H.G. 1969. Settlement of Single Compressible Pile. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, **95**(1): 189-207.
- McVay, M.C., Townsend, F.C., and Williams, R.C. 1992. Design of Socketed Drilled Shafts in Limestone. *Journal of Geotechnical Engineering-Asce*, **118**(10): 1626-1637.
- Ménard, L. 1956. An apparatus for measuring the strength of soils in place. M.Sc.Thesis, University of Illinois, Urbana, IL.
- Mindlin, R.D. 1936. Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid. *Physics*, **7**(5): 195-202.
- Misra, A., and Chen, C.H. 2004. Analytical solution for micropile design under tension and compression. *Geotechnical and Geological Engineering*, **22**(2): 199-225.
- Misterek, D.L., Slebir, E.J., and Montgomery, J.S. 1969. Analysis of data from radial jacking tests. Determination of the in situ modulus of deformation of rock. ASTM, STP 477, Am. Soc. for Testing and Materials: 27-38.
- Nam, M.S., and Vipulanandan, C. 2008. Roughness and unit side resistances of drilled shafts socketed in clay shale and limestone. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **134**(9): 1272-1279.
- Neoh, C.A. 1998. Design & construction of pile foundations in limestone formation. *Institution of Engineers, Malaysia*, **59**(1.38 – 23 : (
- Ng, C.W.W., Yau, T.L.Y., Li, J.H.M., and Tang, W.H. 2001. Side resistance of large diameter bored piles socketed into decomposed rocks. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **127**(8): 642-657.
- O'Neill, M.W., and Hassan, K.M. 199. 4Drilled shafts: effects of construction on performance and design criteria. *In* International Conference on Design and Construction of Deep Foundation. Orlando, Vol.1, pp. 137-187.
- O'Neill, M.W., and Reese, L.S. 1999. Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. Report FHWA-IF-99-025, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- O'Neill, M.W., Townsend, F.C., Hassan, K.H., Buller, A., and Chan, P.S. 1996. Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials, Federal Highway Administration, McLean, Va.
- Ohnishi, Y., Chen, G.Q., Ogawa, M., Itoh, T., and Nakai, T. 1999. Comparison between physical and manifold method models of discontinuous rock masses. *Icadd-3: Third International Conference on Analysis of Discontinuous Deformation - from Theory to Practice*, Proceedings: 33-44 .289

- Osterberg, J.O., and Gill, S.A. 1973. Load transfer mechanisms for piers socketed in hard soils or rock. *In* 9th Canadian Rock Mechanics Symposium, Montreal, pp. 235-261.
- Osterberg, J.O., and Pepper, S.F. 1984. A New Simplified Method for Load Testing Drilled Shafts. Foundation Drilling, Association of Drilled Shaft Contractors, **August 1984**: 9-11.
- Paikowsky, S.G. 2004a. Load and resistance factor design (LRFD) for deep foundations. NCHRP Report 507, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C.
- Paikowsky, S.G. 2004b. Innovative Load Testing Systems, Draft Final Report NCHRP 21-08, Transportation Research Board, National Research Council Washington, D.C.
- Paikowsky, S.G., Klar, I., and Chernauskas, L.R. 2004. Performance Evaluation of Continuous Flight Auger (CFA) vs. Bentonite Slurry Drilled Shafts Utilizing Drop Weight Testing. Geotechnical Special Publication No. 124: Geo-Support 637-652.
- Palmstrom, A. 1982. The volumetric joint count - a useful and simple measure of the degree of jointing. *In* Proc. 41st Int. Congress Int. Ass. Engng. Geol., New Delhi, pp. 221-228.
- Palmstrom, A. 1995. Rmi - a rock mass characterization system for rock engineering purposes. Ph.D. Thesis, University of Oslo, Oslo, Norway.
- Palmstrom, A. 2001. Measurement and Characterization of Rock Mass Jointing. *In* In-situ characterization of rocks. A.A. Balkema. pp. 49-97.
- Palmstrom, A. 1996. Characterizing rock masses by the Rmi for use in practical rock engineering .1. The development of the Rock Mass index (Rmi). *Tunnelling and Underground Space Technology*, **11**(2): 175-188.
- Palmstrom, A. 2005. Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). *Tunneling and Underground Space Technology*, **20**(4): 362-377.
- Palmstrom, A., and Singh, R. 2001. The deformation modulus of rock masses - comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunneling and Underground Space Technology*, **16**(2): 115-131.
- Patton, F.D. 1966. Multiple modes of shear failure in rock. *In* 1st International Congress of Rock Mechanics, Lisbon, pp. 509-513.
- Pearce, H. 2001. A micro-mechanical approach to the shear behaviour of rock joints. Ph.D. Thesis, Monash University, Melbourne.
- Pease, K.A., and Kulhawy, F.H. 1984. Behaviour of rock anchors and sockets. *In* 25th US Symposium on Rock Mechanics. Evanston. Society of Mining Engineers of AIME, New York, pp. 883-890.
- Pells, P.J.N. 1999. State of practice for the design of socketed piles in rock. *In* 8th ANZ Conference on Geomechanics. Hobart, Vol.1, pp. 307-328.
- Pells, P.J.N., and Turner, R.M. 1979. Elastic Solutions for the Design and Analysis of Rock-Socketed Piles. *Canadian Geotechnical Journal*, **16**(3): 481-487.
- Pells, P.J.N., Rowe, R.K., and Turner, R.M. 1980. An experimental investigation into side shear for socketed piles in sandstone. *In* International Conference on Structural Foundations on Rock. Sydney. Balkema.
- Pells, P.J.N., Douglas, D.J., Rodway, B., Thorne, C., and B.K., M. 1978. Design loadings for foundations on shale and sandstone in the Sydney region. *Australian Geomechanics Journal*, **98**: 31-39.
- Popescu, R., and Prevost, J.H. 1995. Comparison between Velacs Numerical Class-a Predictions and Centrifuge Experimental Soil Test-Results. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **14**(2): 79-92.
- Poulos, H.G. 1968. Analysis of Settlement of Pile Groups. *Geotechnique*, **18**(4): 449.&-
- Poulos, H.G., and Davis, E.H. 1968. Settlement Behaviour of Single Axially Loaded Incompressible Piles and Piers. *Geotechnique*, **18**(3): 351.&-
- Poulos, H.G., and Davis, E.H. 1974. Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics. John Wiley & Sons, New York.

- Poulos, R.G., and Davis, E.H. 1980. Pile foundation design and analysis. John Wiley and Sons.
- Priest, S.D., and Hudson, J.A. 1976. Discontinuity spacing in rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, **13**(5): 135-148.
- Radhakrishnan, R., and Leung, C.F. 1989. Load-Transfer Behavior of Rock-Socketed Piles. *Journal of Geotechnical Engineering-Asce*, **115**(6): 755-768.
- Ramamurthy, T. 1995. Bearing capacity of rock foundations. *In* Rock foundation. Balkema, Rotterdam.
- Randolph, M.F., and Wroth, C.O. 1978a. A simple approach to pile design and the evaluation of pile tests. *In* Behaviour of Deep Foundations. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, pp. 484-499.
- Randolph, M.F., and Wroth, C.P. 1978b. Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **104**(12): 1465-1488.
- Reese, L.C., and O'Neill, M.W. 1988. Drilled shafts: construction procedures and design methods. Publication FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- Reynolds, R.T., and Kaderbeck, T.J. 1980. Miami limestone foundation design and construction. Preprint 80-546. *In* Annual Meeting of South Florida Branch of the American Society of Civil Engineers, Miami.
- Riedmüller, G., and Schubert, W. 1999. Critical comments on quantitative rock mass classifications. *Felsbau*, **17**(3): 164-167.
- Ritter, W. 1879. Die Statik der Tunnelgewölbe. Springer, Berlin.
- Rosenberg, P., and Journeaux, N.L. 1976. Friction and End Bearing Tests on Bedrock for High-Capacity Socket Design. *Canadian Geotechnical Journal*, **13**(3): 324-333.
- Rowe, R.K., and Pells, P.J.N. 1980. A theoretical study of pile-rock socket behaviour. *In* International Conference on Structural Foundations on Rock. Sydney. Balkema, pp. 282-293.
- Rowe, R.K., and Armitage, H.H. 1984. The design of piles socketed into weak rock, Report Report GEOT-11-84, University of Western Ontario, London, Ont.
- Rowe, R.K., and Armitage, H.H. 1987a. Theoretical Solutions for Axial Deformation of Drilled Shafts in Rock. *Canadian Geotechnical Journal*, **24**(1): 114-125.
- Rowe, R.K., and Armitage, H.H. 1987b. A Design Method for Drilled Piers in Soft Rock. *Canadian Geotechnical Journal*, **24**(1): 126-142.
- Rutledge, J.C., and Preston, R.L. 1978. Experience with engineering classifications of rock. *In* Proceedings of the International Tunnel Symposium, Tokyo, pp. A3.1-A3.7.
- S.I.I. 118 1992. Concrete: Specifications, Performance and Production.
- S.I.I. 1378 1994. Pile foundations in rock by percussion drilling.
- Sagong, M., Paik, K., and Kim, D. 2007. A new approach to estimate side resistance of rock socketed drilled shafts. *Soils and Foundations*, **47**(2): 415-421.
- Seed, H.B., and Reese, L.C. 1957. The Action of Soft Clay Along Friction Piles. *Transactions, ASCE*, **122**: 731-754.
- Seidel, J.P. 1993. The analysis and design of pile shafts in weak rock. Ph.D. Thesis, Monash University, Melbourne, Australia.
- Seidel, J.P. 2002. Rocket Ver 3.0 manual, p. Software package for the simulation of drilled shaft load deflection response.
- Seidel, J.P., and Haberfield, C.M. 1994. A new approach to the prediction of drilled pier performance in weak rock. *In* US FHWA International Conference on Design and Construction of Deep Foundations. Orlando, Florida, pp. 556-570.
- Seidel, J.P., and Haberfield, C.M. 1995a. The Axial Capacity of Pile Sockets in Rocks and Hard Soils. *Ground Engineering*, **28**(2): 33-38.

- Seidel, J.P., and Haberfield, C.M. 1995b. Towards an Understanding of Joint Roughness. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **28**(2): 69-92.
- Seidel, J.P., and Collingwood, B. 2001. A new socket roughness factor for prediction of rock socket shaft resistance. *Canadian Geotechnical Journal*, **38**(1): 138-153.
- Seidel, J.P., and Haberfield, C.M. 2002a. Laboratory testing of concrete-rock joints in constant normal stiffness direct shear. *Geotechnical Testing Journal*, **25**(4): 391-404.
- Seidel, J.P., and Haberfield, C.M. 2002b. A theoretical model for rock joints subjected to constant normal stiffness direct shear. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **39**(5): 539-553.
- Seidel, J.P., Gu, X.F., and Haberfield, C.M. 1996. A new factor for improved prediction of the resistance of pile shafts in rock. *In Geomechanics in a Changing World, Proceedings of the 7th ANZ Conference on Geomechanics*. Adelaide, Institute of Engineers, Australia, pp. 693-697.
- Seidel, J.P., Cho, C.W., and Haberfield, C.M. 2002. Prediction of the axial capacity of pile sockets. *Korean Geotechnical Journal*, **18**(8): 8-19.
- Seol, H., Jeong, S., Cho, C., and You, K. 2008. Shear load transfer for rock-socketed drilled shafts based on borehole roughness and geological strength index (GSI). *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **45**(6): pp. 848-861.
- Serafim, J.L., and Pereira, J.P. 1983. Consideration of the geomechanics classification of Bieniawski. *In Int. Symp. on Engineering Geology and Underground Constructions*, Lisbon, pp. 1133-1144.
- Serrano, A., and Olalla, C. 2004. Shaft resistance of a pile embedded in rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **41**(1): 21-35.
- Serrano, A., and Olalla, C. 2006. Shaft resistance of piles in rock: Comparison between in situ test data and theory using the Hoek and Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **43**(5): 826-830.
- Setunge, S., Attard, M.M., and Darvall, P.L. 1993. ULTIMATE STRENGTH OF CONFINED VERY HIGH-STRENGTH CONCRETES. *ACI Structural Journal*, **90**(6): 632-641.
- Sheorey, P.R., Biswas, A.K., and Choubey, V.D. 1989. An Empirical Failure Criterion for Rocks and Jointed Rock Masses. *Engineering Geology*, **26**(2): 141-159.
- Shi, G.-H. 1988. Discontinuous Deformation Analysis – a new numerical method for the statics and dynamics of block system. Ph. D. Thesis, University of California, Berkley.
- Shi, G.-H. 1993. Block System Modeling by Discontinuous Deformation Analysis, *Topics in Engineering Vol. 11*, Computational Mechanics Publications.
- Shi, G.-H. 1996. Discontinuous Deformation Analysis – Technical Note. *In First International Forum on Discontinuous Deformation Analysis* Berkeley, California, p. 135p.
- Shi, G. 1991. Manifold method of material analysis. *In Trans. Ninth Army Conference on Applied Mathematics and Computing*, Minneapolis, MN, pp. 57-76.
- Singh, B. 1973. Continuum characterization of jointed rock masses. Part I - The constitutive equations. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech.*, **10**: 311-335.
- Sokolovsky, V.V. 1960. States of soil media. Butterworth Scientific Publications, London.
- Steinbrenner, W. 1934. Tafeln zur Setzungberechnung. *Die Strasse*, **Vol 1**.
- Terzaghi, K. 1943. Theoretical Soil Mechanics. John Wiley and Sons, New York.
- Thorburn, S. 1966. Large diameter piles founded in bedrock. *In Symposium on large bored piles*. Institution of Civil Engineers and Reinforced Concrete Association, London, pp. 95-103.
- Thorne, C.P. 1977. The allowable loadings of foundations on shale and sandstone in the Sydney region. Part 3: Field test results. *In Paper presented to Sydney Group of Australian Geomechanics Society*. Institution of Engineers of Australia.

- Thorne, C.P. 1980. The capacity of piers drilled into rock. *In* International Conference on Structural Foundations on Rock. Balkema, Sydney, pp. 223-233-
- Thurman, A.G., and D'Appolonia, E. 1965. Computed Movement of Friction and End-Bearing Piles Embedded in Uniform and Stratified Soils *In* 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Montreal, Vol.2, pp. 323-327.
- Timoshenko, S.P. 1953. History of Strength of Materials. McGraw-Hill, New York.
- Timoshenko, S.P., and Goodier, J.N. 1970. Theory of Elasticity. McGraw-Hill, New York.
- Toh, C.T., Ooi, T.A., Chiu, H.K., Chee, S.K., and Ting, W.H. 1989. Design parameters for bored piles in weathered sedimentary formations. *In* International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio de Janeiro, pp. 1073-1078.
- Tomlinson, M.J. 1977. Pile design and construction practice. Viewpoint Publications, Cement and Concrete Association, London.
- Tomlinson, M.J. 1995. Foundation design and construction. Longman.
- Tsay, R.J., Chiou, Y.J., and Chuang, W.L. 1999. Crack growth prediction by manifold method. *Journal of Engineering Mechanics-Asce*, **125**(8): 884-890.
- Tsesarsky, M. 2004. Stability of underground openings in stratified and jointed rock mass. PhD Thesis, Ben-Gurion University of the Negev, Beer-Sheva, Israel.
- Tsesarsky, M., and Talesnick, M.L. 2007. Mechanical response of a jointed rock beam - Numerical study of centrifuge models. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **31**(8): 977-1006.
- Turner, J.P. 2006. Rock-Socketed Shafts for Highway Structure Foundations. Synthesis of highway practice 360. Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Vrkljan, I., Kavur, B., and Štambuk Cvitanović, N. 2007. Strength and Deformation Properties of the Concrete-to-Rock Contact. *In* ISRM 11th International Congress on Rock Mechanics, Lisbon.
- Wallace, G.B., Slebir, E.J., and Anderson, F.A. 1969. In situ methods for determining deformation modulus used by the Bureau of Reclamation. Determination of the in situ modulus of deformation of rock. ASTM, STP 477, American Society for Testing and Materials: 3-26.
- Wei, Z.Q., and Hudson, J.A. 1986. The influence of joints on rock modulus. *In* International Symposium on Engineering in Complex Rock Formations. *Edited by* T.K. Tan. Beijing. Pergamon Press, pp. 54-62.
- Whitaker, T. 1976. The design of piled foundations. Pergamon Press.
- Whitaker, T., and Cooke, R.W. 1966. An investigation of the shaft and base resistances of large bored piles in London Clay. *In* Symposium on Large Bored Piles, London, pp. 7- 49.
- Whyatt, J., MacLaughlin, M., and Miller, S. 2004. Analysis of Bench Crest Performance at the Yellowstone Mine: A Case Study. *In* 39th Symposium on Engineering Geology and Geotechnical Engineering: Research to Practice. Butte, MT: Montana Tech of the University of Montana, pp. 149-163.
- Williams, A.F. 1980. The design and performance of piles socketed into weak rock. Ph.D. thesis, Monash University, Melbourne, Australia.
- Williams, A.F., and Pells, P.J.N. 1981. Side Resistance Rock Sockets in Sandstone, Mudstone, and Shale. *Canadian Geotechnical Journal*, **18**(4): 502-513.
- Williams, A.F., Johnston, I.W., and Donald, I.B. 1980. The design of socketed piles in weak rock. *In* Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock. Sydney. A.A. Balkema, pp. 327-347.
- Woodward, R.J., Gardner, W.S., and Greer, D.M. 1972. Drilled pier foundations. McGraw-Hill, New York.
- Wyllie, D.C. 1999. Foundations on Rock. E. and F. N. Spon, London and New York.

- Yudhbir, Lemanza, W., and Prinzl, F. 1983. An empirical failure criterion for rock masses. *In* Proceedings of the 5th International Congress on Rock Mechanics. Balkema, Rotterdam, Melbourne, pp. B1-B8.
- Zhang, G.X., Sugiura, Y., and Saito, K. 1999. Application of Manifold Method to jointed dam foundation. Icadd-3: Third International Conference on Analysis of Discontinuous Deformation - from Theory to Practice, Proceedings: 211-220.289
- Zhang, L.Y. 1999. Analysis and Design of Drilled Shafts in Rock. Ph.D. Thesis, Massachusetts Institute of Technology.
- Zhang, L.Y., and Einstein, H.H. 2004. Using RQD to estimate the deformation modulus of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **41**(2): 337-341.

Bearing capacity of rock-socketed piles in discontinuous rock masses

**Thesis submitted in partial fulfillment
of the requirements for the degree of
“DOCTOR OF PHILOSOPHY”**

by

Ilia

Wainshtein

**Submitted to the Senate of Ben-Gurion University
of the Negev**

**03/05/2009
Beer-Sheva**

Bearing capacity of rock-socketed piles in discontinuous rock masses

**Thesis submitted in partial fulfillment
of the requirements for the degree of
“DOCTOR OF PHILOSOPHY”**

by

Ilia

Wainshtein

**Submitted to the Senate of Ben-Gurion University
of the Negev**

Approved by the advisor: _____

Approved by the Dean of the Kreitman School of Advanced Graduate Studies: _____

**03/05/2009
Beer-Sheva**

This work was carried out under the supervision of

Prof. Yossef Hodara Hatzor

in the Department of Geological and Environmental Sciences

Faculty of Natural Sciences

Bearing capacity of rock-socketed piles in discontinuous rock masses

By

Ilia Wainshtein

Department of Geological and Environmental Sciences

Ben Gurion University of the Negev

Abstract

Rock-socketed piles are a common foundation solution to transfer heavy loads from structures to the underlying rock mass. Pile – Rock load transfer mechanism is largely based on skin friction at the rock-pile interface. At this case, an estimate of the ultimate socket-shaft resistance (f_{su}) is required in order to evaluate the total bearing capacity of the rock-socketed pile. In the absence of analytical solutions, most of the methods used to estimate shaft resistance in rocks are largely based on empirical rules, which usually relate to uniaxial compressive strength of the weakest component in the pile-rock interface. Recent studies have shown that shaft resistance is influenced not only by the intact strength of the weakest component along the interface, but also by borehole roughness, characteristics of the rock-mass (i.e. deformation modulus, Poisson's ratio, structure and shear strength of discontinuities), pile diameter, initial normal stress on the interface prior to loading, and construction practice. Consequently, the prediction ability of the above mentioned empirical methods is limited and must be improved. Since most factors influencing shaft resistance are related to rock mass properties, the expected improvement of the prediction ability should account for these in design procedures. The main goal of this research is to explore how rock-mass properties contribute to the ultimate socket-shaft resistance.

Three different research methods are applied to pursue the goal of this thesis:

1. Compilation and analysis of large international database of in-situ load tests with some rock mass description.
2. Performing large-scale laboratory load tests.

3. Critical application of computational methods: the ROCKET code, based on the "Monash micro mechanical model" of Seidel (1993) (Seidel, 1993); and the Discrete Element Discontinuous Deformation Analysis – DDA code (Shi, 1993), as analytical tools for this research.

Within the framework of the research program a large international database catalogue for in situ load tests was compiled. This catalogue includes 92 results with some rock mass description, expressed in terms of conventional rock mass classification systems (RQD, RMR, and GSI) and rock mass modulus. Analysis of the results suggests the existence of direct correlation between rock mass quality (expressed in terms of RMR or GSI) and the ultimate socket shaft resistance. Comprehensive analysis of the influence of RQD on f_{su} has reveals an ambiguous correlation between the two. Increasing RQD causes an increase in rock-mass modulus and consequently increases the socket-shaft resistance. However, our results also indicate that lowering RQD, reflecting higher intensity of rock mass discontinuity, typically results in higher borehole roughness, consequently increasing shaft resistance. This observation lead to effective incorporation of the RQD index in to the existing empirical procedures for shaft roughness estimation. When RMR, GSI and rock mass modulus were reported the empirical relation between rock-mass ratings and rock-mass modulus was studied. It was found that predictions of the existing empirical relationships tend to overestimate the modulus value.

Within the framework of the research program large-scale two-dimensional laboratory load tests in synthetic rock-masses (composed of concrete) were performed using four different configurations:

1. Intact rock-mass – a slab of cast concrete without any joints
2. Fractured synthetic rock mass with two orthogonal (horizontal to vertical) joint sets.
3. Same as before but with greased joint interfaces to simulate joint infilling by soft clay.
4. Fractured synthetic rock mass with two orthogonal joint sets rotated by $\pm 45^\circ$ to the horizontal.

The main goal of these load tests was to study the influences of joint orientation and infilling material on ultimate socket shaft resistance. The results reveal that diagonal orientation of joint sets at the synthetic rock mass caused an approximately 150% reduction in shaft resistance in comparison with shaft resistance measured with horizontal-vertical joint set orientations. We propose the following rational for this observation: rotating the joints by 45° introduces additional degrees of freedom such that the rock blocks are free to move along the joint surfaces. Consequently, the response of the rock mass to external loading becomes softer in this jointing

configuration, leading ultimately, to a decreased shaft resistance. It is also found that when the joints are filled with soft and weak infilling material (represented here by grease) socket-shaft resistance is reduced dramatically, by an order of magnitude when compared with clean and tight joints. Finally, it is found that shaft resistance measured at synthetic intact rock is higher than that which is measured for blocky rock masses, as would be expected.

The third part of this research concentrated on critical application of two distinct computational tools: ROCKET and DDA. The main goal of this stage was to study the ability of these methods to account for the influence of rock-mass quality on shaft resistance. The ROCKET code has been applied successfully in rock mechanics over the past two decades for similar purposes; applying the DDA code for the purpose of estimating socket-shaft resistance and socket bearing is a novel approach, not attempted before.

The prediction capabilities of ROCKET were tested by validation of in-situ load test, performed in a jointed chalk-marl rock mass, and by comparison with the laboratory load tests mentioned above. Validation results pointed out that the predictive capability of ROCKET is satisfactory, provided that the rock mass modulus is found by an iterative procedure that in turn is based on fitting estimated and measured behaviors of rock-socketed pile. It is important to point out however, that the optimal rock mass modulus value thus obtained is not always identical to values measured in-situ or calculated analytically, particularly in rock masses containing rotated joint sets. It was also found that the rock-mass modulus of the uncomplicatedly configured rock mass (horizontal-vertical joint sets) could be accurately calculated by analytical approaches and therefore applying ROCKET in such rock-masses could be especially effective.

Validations of DDA by the laboratory load tests revealed that this method has a satisfactory ability to model the deformation processes in the rock mass and along the roughened rock-pile interface, during loading. Unlike ROCKET, when modeling deformation with DDA the (unknown) rock mass modulus is not required a priori as an input parameter for the analysis to proceed, and the obtained deformation and failure modes are based only on the basic characteristics of the joints: the angle of friction, orientation, and shear and normal stiffness values. Validation of DDA using laboratory loading tests showed that DDA accurately predicts the mechanical behaviour of rock-socketed piles when the numeric control parameters are optimized correctly. The most important numeric control parameter is found to be the normal stiffness of the numeric contact springs. A simple procedure to optimize this numeric control parameter is provided. The following limitations of the DDA method for predicting the mechanical behaviour of rock-socketed piles are found: 1) the two-dimensional formulation, 2) the first order displacement approximation, 3) the lack of an implementation of a constitutive failure law for intact material which limits the applicability of DDA to "soft" rock

masses only where most of the shear displacement along roughness asperities is expected to be by sliding and not by crushing. An effective definition of such rock masses could be based on modulus ratio (E_m/E_r); according to laboratory test results this ratio should be lower than 0.10 for good agreement between DDA and physical load test results. Application of DDA method in such cases could provide practical and effective solutions for different foundation problems in blocky rock masses, e.g. for rock-socketed piles in a karstic area, piles in the immediate vicinity of rock slopes and piles under a tensional stress field. The accurate definition of rock mass conditions at which 2D-DDA with 1st order displacement approximation can be applied safely requires further analysis of case-studies.

The contributions of this study to the understanding of the interaction between socket-shaft resistance and rock mass properties are as follows:

1. A large international database catalogue for in situ load tests was compiled. This database can be used for further research in future studies.
2. A method to incorporate RQD in empirical estimates of shaft roughness is proposed.
3. Large-scale two-dimensional laboratory load tests in synthetic intact and blocky rock-masses were carried out for the first time. Analyses of laboratory test results provide, for the first time, a quantitative assessment of the influence of joint orientation and infilling material on ultimate socket-shaft resistance. Furthermore, large scale laboratory tests performed in this study enable a critical evaluation of the predictive capabilities of two powerful computational tools for such rock mechanics applications: the DDA and ROCKET codes.
4. The Monash ROCKET code is found to be an effective and reliable analysis tool for intact rock masses as well as jointed rock masses in a simple configuration of horizontal and vertical joints sets.
5. For the first time the Discontinuous Deformation Analysis method was successfully applied for in the context of rock-socketed pile foundation rock mechanics. The applicability of DDA was verified using large-scale laboratory tests in simple jointing configurations. Hence the power of DDA in analyzing deformation in complicatedly jointed rock masses can be fully utilized in the future for rock-socketed pile analysis in jointed and fractured rock masses. Such an application calls for some required enhancements in the DDA code, primarily the implementation of a constitutive relationship for the shear strength of asperities.

Finally, the results of this research contribute to a more efficient and economic rock-socketed pile design in rock masses, reduce the uncertainties associated with world-wide application of empirical rules, and demonstrate a modern, sophisticated, and robust approach to the design of rock-socketed piles.