



ועדת היגוי בין משרדית להיערכות לרעידות אדמה
National Steering Committee for Earthquake Preparedness
لجنة التنسيق الوزارية للتأهب للزلازل الأرضية

מדריך למהנדס לחיזוק מבנים קיימים בפני רעידות אדמה

נכתב ע"י ש. אנגל מהנדסים בע"מ
בהזמנת ועדת היגוי בין-משרדית להיערכות לרעידות אדמה

מאי, 2011

השימוש במדריך הוא באחריות המשתמש בלבד. משרד ראש הממשלה ו/או ועדת ההיגוי להיערכות לרעידות אדמה ו/או כל משרד ממשלתי אחר אינם נושאים בחבות או באחריות ביחס לשימוש בתוכן המוצג במדריך, לרבות הרעיונות, הדוגמאות והמידע שכלול במדריך וכן ביחס לכל נזק שעלול להיגרם למשתמש.

תודתי למשרד לתשתיות לאומיות על ההזדמנות שניתנה לי לערוך מדריך זה. אני מקווה שהמדריך יסייע לעוסקים בתכנון ובביצוע של שיפור עמידות מבנים לרעידות אדמה, ידריך ויעמיק את הבנתם בנושא. כמו כן, אני משוכנע שמדריך זה יהווה מסמך חשוב בספרייתו של כל מהנדס ואדריכל בישראל.

ברצוני להודות גם לצוות במשרדי אשר תרמו רבות בהכנת המדריך.

המהנדסים: שמואל אחאי, ניר אנגל, גיא שיבר ופבל חלבינין.

שמואל אנגל

תוכן העניינים

5.....	פתח דבר
8.....	פרק א' - פילוסופיית התכן של חיזוק מבנים קיימים
19.....	פרק ב' - עקרונות התכן לעמידות מבנים קיימים ברעידות אדמה
28.....	פרק ג' - ת"י 2413 סקירה כללית
39.....	פרק ד' - תקנים ומדריכים זרים לתכנון
56.....	פרק ה' - עקרונות למיון מבנים לאחר רעידת אדמה
59.....	פרק ו' - שיטות מתקדמות לחיזוק מבנים
66.....	פרק ז' - חיזוק מבנים הנדסיים וגשרים
73.....	פרק ח' - יישום תמ"א 38 היבטים סטאטוטוריים
80.....	פרק ט' - חיזוק של מערכות ואלמנטים לא מבניים
87.....	פרק י' - סיכוני רעידת אדמה ספציפיים לאתר
107.....	פרק יא' - בדיקות מומלצות לצורך הערכת פרמטרים הנדסיים של המבנה והקרקע
111.....	פרק יב' - בעיות תכן נפוצות בתכנון חיזוק מבנים ודגשים לפתרון
116.....	פרק יג' - פרטים טיפוסיים של חיזוק מבנים ומפרטים לביצועם
118.....	פרק יד' - בחינת עמידות מבנים לרעידת אדמה והצעות לחיזוק
119.....	דוגמאות 1+2 - מבנה "רכבת" 4 קומות בטבריה ושני פתרונות לחיזוק
205.....	דוגמא 3 - מבנה בן 3 קומות בתל אביב
244.....	דוגמא 4 - מבנה טרומי, בית ספר
269.....	דוגמא 5 - מבנה בן 5 קומות
297.....	פרק טו' - מקורות מידע וביבליוגרפיה
312.....	נספח למדריך - פרטים טיפוסיים של חיזוק מבנים ומפרטים לביצועם

34.....	תרשים ג-1: תמונה של קורת בטון במצב רעוע.
54.....	תרשים ד-1: תרשים זרימה לתהליך התכן מתוך ASCE/SEI 41-06
58.....	תרשים ה-1: נזקים במבנה באינדונזיה לאחר רעידת אדמה
60.....	תרשים ו-1: התזת בטון
61.....	תרשים ו-2: הוספת יריעות CFRP לרכיב בטון קיים.
62.....	דוגמאות לספרות מקצועית בנושא חיזוק באמצעות סרטים רצועות או יריעות:
62.....	תרשים ו-3: חיזוק קומת המרתף בבניין פדראלי ביטה ארה"ב (2003).
63.....	תרשים ו-4: הוספת מרסנים למבנה קיים
63.....	תרשים ו-5: מרסן ויסקוזי
64.....	תרשים ו-7: בידוד סיסמי במבנה מבטון
64.....	תרשים ו-6: איור להמחשת בידוד סיסמי
81.....	תרשים ט-1: אבחנה בין אלמנטים מבניים לאלמנטים לא מבניים
83.....	תרשים ט-2: התמוטטות תקרת תותב ברעידת האדמה ב-Northridge ארה"ב (1994)
83.....	תרשים ט-3: קריסת מדפים ברעידת האדמה ב-Northridge ארה"ב (1994)
92.....	תרשים י-1: מפת העתקים פעילים והעתקים החשודים כפעילים
93.....	תרשים י-2: מפת האזורים החשודים בהגברות שתית חריגות
95.....	תרשים י-3: גלישת מדרון בבריטניה (1993)
96.....	תרשים י-4: סוגי גלישות מדרון אופייניות
97.....	תרשים י-5: תהליך התנזלות הקרקע
97.....	תרשים י-6: נזקים במבנים כתוצאה מהתנזלות
97.....	תרשים י-7: נזקים בכביש כתוצאה מהתנזלות
98.....	תרשים י-8: מפת האזורים בהם קיימת סכנה לגלישת מדרון
99.....	תרשים י-9: מפת האזורים החשודים בהתנזלות קרקע.
110.....	תרשים יא-1: אופן פעולת פטיש רתע לבדיקות לא הרסניות בבטון
115.....	תרשים יב'-1: תרשים זרימה – תהליך יישום תמ"א 38

אוסף טבלאות

24.....	טבלה ב-1: טבלה 4 מתוך ת"י 413
25.....	טבלה ב-2: טבלה 1 מתוך ת"י 413
26.....	טבלה ב-3: טבלה 9 מתוך ת"י 413
29.....	טבלה ג-1: טבלה 2 מתוך ת"י 2413
31.....	טבלה ג-2: טבלה 1 מת"י 2413 (2003)
33.....	טבלה ג-3: ריכוז גבולי האינדקסים הסיסמיים מתוך כפי שמוצגים בת"י 2413
41.....	טבלה ד-1: טבלה 4-1 מתוך המדריך FEMA 547
49.....	טבלה ד-2: טבלה 12.3-1 מתוך המדריך FEMA 547
53.....	טבלה ד-3: טבלה C1-2 מתוך ASCE/SEI 41-06 תיאור איכותי של רמות התפקוד
86.....	טבלה ט-1: איור 5.2.1.1 מתוך הספר המוזכר בפרק(סטולובס, 2002)

אוסף נספחים

14.....	נספח א-1: חוזר מנכ"ל 4/2008
35.....	נספח ג-1: נספח ה' בת"י 2413
37.....	נספח ג-2: סעיפים 5.1, 5.2, 5.3 מת"י 2413
72.....	נספח ז-1: סעיף 5.7 בת"י 1227
102.....	נספח י-1: דו"ח GSI\15\2009

פתח דבר

רעידות האדמה הן אחת מתופעות הטבע הנחקרות בימינו, תוצאותיה של תופעת טבע זו יכולות להיות הרוג אסון במידה ולא נערכים אליה כראוי. רעידות האדמה המוכרות מניסיון העבר מקורן בתזוזה של הלוחות הטקטוניים בקרום כדור הארץ.

מדינת ישראל ממוקמת באזור פעיל במיוחד מבחינה סיסמית ולפיכך נמצאת בסיכון גבוה לרעידות אדמה. במהלך ההיסטוריה המתועדת התרחשו בארץ עשרות רעידות אדמה, חלקן הרסניות ביותר, דוגמת זו שהחריבה ערים שלמות בשנת 749 לספירה (מתוכן את העיר בית שאן שקרסה ברגע אחד על אף שהייתה עיר מפוארת ועשירה). מניתוחן של רעידות האדמה שאירעו בעבר החל משנת 700 לפני הספירה ועד תחילת המאה העשרים, עולה כי מתרחשת בישראל רעידת אדמה משמעותית בממוצע אחת ל-80 שנים (!).

מדריך זה ינסה להקנות לקורא מעט ידע תיאורטי באשר לתיאוריות המקובלות כיום בנוגע לגורם לרעידות אדמה ומכאן לדרך בה מנסים להתגונן בפני אסון שמקורו ברעידת אדמה.

כדור הארץ הוא גוף כמעט כדורי בעל רדיוס ממוצע של 6,370 ק"מ שחלקו המרכזי (גרעין בקוטר 3,500 ק"מ) כבד וצפוף ונמצא במצב נזלי ובטמפרטורות גבוהות. הגרעין מוקף שכבה מוצקה למחצה הנתונה במצב צמיג וחם (עד 2,000 מעלות צלסיוס) וקרום חיצוני שעוביו הוא כ- $10 \div 70$ ק"מ, קרום זה הוא שכבה מוצקה המורכבת מסלעים מסוגים שונים. הקרום החיצוני מורכב ממספר גדול של טבלאות (המוכרים לנו כ"לוחות הטקטוניים") הנמצאות בתנועה איטית מתמדת ביניהם, תנועה זו יכולה להיות של לוחות האחד לכיוון השני, תנועה של לוחות הרחק האחד מהשני ותנועה לאורך קו התפר בין שני לוחות סמוכים (תזוזות גזירה אופקיות). גבולותיהם של הטבלאות הצפות על התווך הצמיג של כדור הארץ אינם ישרים וחלקים ולכן נוצר חיכוך רב בין הטבלאות, חיכוך זה מעכב את תנועת הלוחות, גורם להצטברות של מאמצי לחיצה וגזירה בשטחי המגע ביניהם ואוצר אנרגיה עצומה. הצטברות המאמצים, עם הזמן, גורמת למעיכה או שבירה של סלעים או תנועה בכיוונים שונים כאשר תנועה זו היא פתאומית ומלווה בשחרור אנרגיה במימדים אדירים. בזמן שאנרגיה זו משתחררת היא מעוררת התפשטות של גלים לכל הכיוונים על פני הקרום החיצוני, זוהי למעשה רעידת האדמה. אירוע זה, על פי רוב, איננו אירוע נקודתי אלא אירוע המתרחש לאורך קטע שבין שני לוחות טקטוניים ובעומק גדול מתחת לפני הקרקע. מרכז הקטע הפעיל מוגדר כמוקד הרעידה הטקטונית (פוקוס) והנקודה על פני הקרקע הנמצאת מעל המוקד מוגדרת כאפיצנטר. מהאפיצנטר מתפשטים הגלים הסיסמיים דלעיל, אלו מרעידים את הקרקע וגורמים לה לחוות תאוצות אופקיות ואנכיות.

תופעה נוספת, מוכרת וידועה, שיש לקחתה בחשבון היא רעידות משנה או בשמן הלועזי "Aftershocks". רעידות משנה הן רעידות אדמה לכל דבר ועניין, המופיעות בטווח זמן משתנה (שעות ולעיתים ימים) לאחר רעידת האדמה, במגניטודה (עוצמה) הפחותה מזו של הרעידה הראשונה אך לעיתים מופיעות אלו במספרים גדולים. בעבר, תועדו רעידות משנה בעוצמה רבה שהגיעה אפילו עד מגניטודה של 6.0 בסולם ריכטר (רעידת Northridge בקליפורניה, 1994). רעידות המשנה הינן תופעה מסוכנת והן יכולות להסב נזק רק למבנה שכבר ניזוק ואף לגרום להתמוטטות וכשל טוטאליים של מבנים שניזוקו ברעידת האדמה הראשונה.

על מנת לנסות ולהיערך לאירוע בלתי צפוי זה מושקע מאמץ רב בחקר ולימוד התופעה. במסגרת החקר וההערכות להקטנת הנזקים לרכוש והפגיעות בנפש, עומד אל מול עייני העוסקים במלאכה הצורך לשיפור עמידותם של מבנים בפני רעידת אדמה, כך שכאשר אלו ייחשפו לאירוע קיצון שכזה יתנהגו המבנים בצורה כזו שתאפשר להציל חיי אדם ואולי אף להקטין את הנזקים ועלויות התיקון של המבנים. התקנים השונים לתכנון מבנים ובייחוד התקנים לחיזוק מבנים קיימים, בנויים על בסיס הערכה ותכן סיסמיים לצורך תפקוד רצוי וסביר בזמן רעידת אדמה, זאת כך שתובטח למבנה סדירות ומשיכות, תוך כדי תכן רציונאלי גם באספקט הכלכלי.

מדריך זה, שואף להציג את הסיכונים הנלווים אל רעידות אדמה ואת השלכותיהם על מבנים. במסגרת המדריך תוצג סקירה נרחבת של מקורות המידע והתקנים הרלוונטיים בארץ ובחו"ל, מתודולוגיות מקובלות בעולם ודוגמאות לחישוב על פי התקינה הישראלית העכשווית. בנוסף (כאשר העניין רלוונטי) תוצג המגמה העולמית בכל הנוגע לשיפור ושינוי מתודולוגיות החישוב והתכן במחשבה כי סביר להניח, שלא רחוק היום בו נאמץ בספרות המקצועית שלנו את הגישות הללו.

תפקידו של מדריך זה הוא להדריך את המהנדס כיצד לתכנן את חיזוק המבנה הקיים, זאת על מנת לשפר את התפקוד של המבנה בזמן רעידת האדמה הצפויה על בסיס הידע והתקנים הקיימים בעת כתיבת המדריך הזה, ת"י 413 ות"י 2413. בנוסף, תוצג האפשרות לעיין ולהתעמק בתקנים ומדריכים זרים כדי לבצע תכן רציונאלי ומושכל, מתוך כך יוכל לצפות מתכנן החיזוק שהמבנה המחוזק יגיב ברמה הרצויה בעת שייחשף לרעידת אדמה.

לסיכום, רעידות אדמה הן אירוע בלתי צפוי הן בתדירותו והן בעוצמתו ועל כן יש לנסות ולמזער את תוצאותיו ההרסניות, כפי שנאמר במשנה: "כל המציל נפש אחת מישראל כאילו קיים עולם מלא".

פרק א' - פילוסופיית התכן של חיזוק מבנים קיימים

מדינת ישראל ממוקמת באזור שבר גיאולוגי פעיל, "בקע הירדן" ותיעד לכך ניתן למצוא בתנ"ך ובכתבים קדומים שונים. חבל ארץ זה ספג כעשר רעידות אדמה חזקות בפרק זמן של כ- 1,000 שנים. ניתן רק לשער, כי מדינת ישראל כיום מכילה את כמות האוכלוסין הרבה ביותר שהכיל חבל ארץ זה לאורך ההיסטוריה ועל כן הנזקים העשויים להיגרם כיום מרעידת אדמה גדולים לאין שיעור ממה שאנו מכירים מהעבר בארץ זו. רעידות אדמה ברחבי העולם גורמות נזקים עצומים וניתן לראות כי לא תמיד יש קשר בין עוצמת הרעידה לנזק שנגרם, לעיתים המוכנות לרעידה משפיעה על גודל הנזק.

כבר נאמר לא פעם כי רעידת האדמה אינה זו שהורגת את האנשים אלא המבנים שבהם הם שוהים בעת האירוע. לכן, לאיכות התכנון והבניה של אותם מבנים השפעה רבה על הנזק שנגרם. מסקירה שטחית של הספרות והתקינה בנושא, ניתן לראות כי בעוד ענף הבניה נחשב "שמרן" הרי שנושא תכן עמידות מבנים ברעידת אדמה מתעדכן ומתפתח כל הזמן. ניכר כי אנו בעקומת למידה מתמדת של הנושא ולאחר כל אירוע סיסמי בעולם, ישנן מסקנות חדשות וכתוצאה מכך מחקרים ותקנים חדשים. אחת התוצאות של חדשנות זו היא שמבנה שתוכנן על סמך הידע של אותה תקופה, לא פעם אינו עומד בדרישות תכנוניות חדשות הנובעות מצבירת ידע נוסף בנושא. כמו כן, בשל ההתחדשות הבלתי פוסקת, נותרו מבנים שתוכננו בלי שום מודעות לסוגיה ובוודאי יזדקקו לחיזוק.

אחד הקשיים בלימוד וקביעת מתודולוגיות לתכן סיסמי, נובע מהשוני הרב של העומס הסיסמי לעומת העומס הגרביטציוני אליו אנו מורגלים ומכירים את השפעותיו על התנהגות המבנה ועל החומרים. בעוד שהעומסים הגרביטציוניים סטטיים, העומסים הסיסמיים הינם עומסים דינאמיים שעוצמתם תלויה הן בגורמים סביבתיים (כמו עוצמת הרעידה וסוג הקרקע) ובמבנה עצמו (משיכות/קשיחות, זמן מחזור ומשקל). ניתן לצטט את אינג' ירון אופיר (2008) אשר מתייחס לנושא במאמר שפרסם בנושא: *"...מטעמי נוחות ושמרנות ניסו כותבי התקן והמתכננים בעבר להיצמד לגישה זו (תכנון סטטי) גם כאשר מדובר בהטרדות הקשורות לתופעות טבע קשות לחיזוי כמו, רעידת אדמה בהן קיימת אפשרות סבירה לסטייה מערכים מוחלטים כלשהם. כך הוגדרו ערכים ממוצעים, גבולות ו/או מקדמי ביטחון בניסיון להבטיח שלא יהיו סטיות מערכי תכן שמרניים, מסיבה זו אך טבעי הוא, שמהנדס ינסה לעשות שימוש בשיטה דטרמיניסטית גם כאשר הוא מנסה לטפל בתופעה רנדומאלית מובהקת זו. כך קרה שבחירת נקודה אחת (בודדת) לפי זמן מחזור (בודד) בסיסי של מבנה בספקטרום תגובה תאוצה (בודד) מהווה בהרבה מקרים, אם לא ברובם, עומס התכן היחיד אשר נלקח בחשבון לייצוג תופעה מורכבת של רעידת אדמה צפויה."*

בנוסף למורכבות של קביעת עומסים לרעידות אדמה, הרי שבבדיקת מבנה קיים מצטרף גם הנושא של קביעת תסבולת למבנה בהעדר נתונים מלאים עליו, פרטי התכנון, פרטי הביצוע ותכונות מבניות שונות. על המהנדס מוטלת המשימה הלא פשוטה של קביעת ההנחות הסבירות ביותר אשר מצד אחד יובילו לתכנון הנדסי נאות, כך שבעת רעידת אדמה חזקה, המבנה לא יסכן חיי אדם (כפי שדורש ת"י 413 בהקדמה). מצד שני, חיזוק המבנה צריך להיות מידתי ואפשרי הן מבחינת עלותו והן מבחינת שמירת המבנה כפונקציונאלי למשתמשים בו.

כפי שיפורט בהמשך, הצעת תקן ישראלי ראשון לנושא של רעידות אדמה פורסם בשנת 1961, בשנת 1975 פורסם תקן מפורט יותר שנכנס לתוקף רק בשנת 1980 כאשר שניהם שונים מאוד מהתקן המוכר

כיום שעיקרו פורסם בשנת 1995 וגיליונות תיקון שלו מעדכנים אותו עד לימים אלו. מיותר לציין שתקנים אלו לא עסקו במבנים קיימים אשר לכל היותר תוכננו על פי תקנים מיושנים ובמקרה החמור יותר, לא תוכננו לעומסים אופקיים אפשריים של רעידות אדמה כלל. בשנת 2003 פורסם לראשונה בישראל תקן העוסק בנושא של חיזוק מבנים. תקן זה זכה לתשומת לב מיוחדת עם פרסום תכנית מתאר ארצית 38 העוסקת גם היא בנושא. תקן 2413 הינו תקן שתפקידו לסייע למהנדס לאבחן מבנה קיים ולקבוע האם המבנה אכן צריך חיזוק. לאחר אבחון מבנה ככה הדורש חיזוק, תקן 2413 מפנה לתקן 413 שהוא תקן לתכנון מבנים לרעידת אדמה (לאו דווקא מבנים קיימים), משמע שמבחינה עקרונית מבנים שהוחלט לחזק יחזקו עפ"י אותם הנחיות ופרמטרים של תכנון מבנה חדש. עם זאת ישנם מספר הבדלים והקלות בתכנון החיזוקים הדרושים והם מפורטים בפרקים ד' ו-ה' של ת"י 2413. (סקירה כללית של התקן מופיעה בפרק ג' בהמשך).

ישנם הבדלים עקרוניים בתכנון חיזוק למבנה קיים לעומת תכנון מבנה חדש:

1. הצורך בהשגת מידע רב ככל הניתן על המבנה. על מנת להגיע לפתרון ההנדסי האופטימאלי הנדרש לחיזוק, יש לפעול נמרצות להשגת מרב המידע שניתן למצוא על המבנה. החל ממצאת תיעוד בתיק הבניין בעירייה, דרך השגת תכניות קונסטרוקציה וחישובים סטטיים של המבנה ועד לעריכת מדידות ובדיקות לגילוי האלמנטים הקונסטרוקטיביים, מיקומם, מימדיהם וכיו"ב. בנוסף יש לערוך חפירות גישוש להכרת ביסוס המבנה אם ובמידה לא נמצאו פרטים אלו בתכניות.

2. כיוון שהמבנה כבר קיים וכמות המידע לגביו מוגבלת, יש לתכנן בהנחות החישוב לרעידת אדמה עפ"י רמת משיכות בינונית לכל היותר. רמת משיכות של מבנה היא פרמטר של התנהגות פלסטית של מבנה לרעידות אדמה, בהעדר מידע מספיק על פרטי התכנון והביצוע, פרמטר זה יוגבל.

3. הפחתת עומס תכן אופקי (F_H)

ישנה דרישה לקבוע את העומס האופקי הכולל (F_H) ע"פ ת"י 413. פרמטר זה נקבע על סמך תדירות עצמית של המבנה, סוג הקרקע, מקדם תאוצת הקרקע, רמת משיכות וכיו"ב. עם זאת ת"י 2413 מתיר הפחתה בעומס הנ"ל וזאת בהתאם לשנת הקמת המבנה. העיקרון עליו מתבססת הפחתה זו הוא שלכל מבנה יש אורך חיים "כלכלי" וכלל המבנים בארץ מתוכננים ל- 50 שנה. המשמעות של הנחה זו היא כי על המבנים לעמוד (בהסתברות גבוהה) בכל העומסים הצפויים במשך זמן זה בין אם מדובר בעומסים אנכיים (קבוע, שימושי) או עומסים אופקיים (רוח ורעידות אדמה). בהתחשב בעובדה שמבנים אלו כבר מיצו חלק מ"תוחלת החיים" הכלכלית שלהם, הרי שהתקן מאשר הפחתה בעומס האופקי בו נדרש המבנה לעמוד על בסיס תיקון סטטיסטי מתאים. כמו כן, כפי שניתן להבחין בטבלה 3 בת"י 2413 הרי שערך ההפחתה הוא על סמך שנת ההקמה של המבנה בהתאם לתקינה והידע ההנדסי באותו העת.

כפי שצוין קודם, בשנת 1961 פורסמה לראשונה הצעת תקן בנושא חישוב מבנים לרעידות אדמה. לפיכך, הנחת היסוד היא שקודם לכן לא תוכננו המבנים לרעידות אדמה כלל (על אף שהיה מקובל להשתמש בתקן הצרפתי שהיה קיים אז). לכן, על אף שמבנה שהוקם לפני 1960 כבר "חי" מעל ל- 50 שנה ישנה דרישה לחזקו לרעידות אדמה וההפחתה המותרת על העומס האופקי מוגבלת ל- 1/3.

הגבלה זו נובעת גם מתוך התחשבות בכך שבתקופה זו התכנון לא כלל התייחסות לעומסים סיסמיים.

בין השנים 1960-1975 כבר ישנה טיוטת תקן (כמו גם מסמך של הטכניון עם ביקורת קשה על טיוטה זו) אך זוהי רק טיוטה ורבים מהמבנים עדיין לא מתוכננים תוך התחשבות בעומסים סיסמיים. בשנת 1975 מופץ לראשונה בישראל תקן ישראלי לרעידות אדמה ומאז כל כמה שנים התקן זוכה להרחבות והחמרות על סמך הניסיון שהצטבר בעולם. ניתן לראות מגמה דומה גם בתקינה הזרה, מגמה זו נובעת מהמחקר המקיף שנערך בנושא ובהתאם לאירועים סיסמיים ברחבי העולם אשר הובילו למסקנות שונות. מסקנות אלו יושמו ובאו לידי ביטוי במקדמים המופיעים בתקנים ומתודולוגיות החישוב.

4. בעת שבתכנון מבנה חדש, עמודי המבנה (במידה ואינם משמשים חלק ממסגרת) יתוכננו כך שיוכלו לקבל את התזוזות המחושבות עקב רעידת אדמה, השאיפה במבנה קיים היא לצמצם את תזוזות המבנה ככל שניתן, אפילו מעבר לדרישות תקן 413 זאת מהשיקול שהעמודים ופרטי הזיון שלהם קיימים וסביר להניח שיכולתם לקבל תזוזות משמעותיות קטנה יותר מהתזוזות הצפויות. עד כדי כך, שלעיתים נדרש לחזק את עמודי המבנה הקיימים כך שיעמדו בתזוזות הצפויות במצב של רעידת אדמה. למעשה, נדרש לבצע מאין תהליך תכנוני "הפוך" (Reverse engineering) שבו נבחנים הרכיבים הקונסטרוקטיביים הקיימים ותסבולתם במקום לקבוע את הרכיבים הקונסטרוקטיביים על סמך העומסים הצפויים.

5. במבנה חדש אלמנטי ההקשחה לכוחות אופקיים משתתפים גם בקבלת עומסים גרביטאציוניים של המבנה. לעומתם, אלמנטי החיזוק במבנה קיים אמנם קשורים למבנה אך המבנה לא ישנה את אופן העברת העומסים הגרביטאציוניים בעקבות הוספת אלמנטי החיזוק. כתוצאה מכך, אלמנטי החיזוק יישאו עומסים גרביטאציוניים קטנים יחסית ובעת רעידת אדמה צפויים להתפתח כוחות מתיחה (בקירות) וכוחות שליפה (באלמנטי הביסוס) גדולים יותר מהכוחות המתקבלים במבנה אשר מתוכנן מראש להתמודדות עם עומסי רעידת אדמה.

6. שימוש בקירות בני כאלמנטי הקשחה נוספים לחישוב הסיסמי. ת"י 413 אמנם נותן כלים והנחיות לשימוש בקירות בני כאלמנט הקשחה אך הנטייה הרווחת היא להזניח ככל הניתן את תרומת קירות הבני מתוך שיקול של גמישות באפשרויות השימוש במבנה. מנגד, מבנה שקיים ומתפקד מספר שנים לרוב לא נדרש לגמישות כזו ועל כן ניתן ורצוי להיעזר בקירות הבני הקיימים. לתרומת קירות הבני יכולות להיות השלכות, לעיתים משמעותיות, על עלויות החיזוק. בת"י 2413 ניתנים כלים מפורטים יותר להתחשבות בחזקת הקיר לכוחות סיסמיים ובתנאי שלוקחים בחשבון שקירות הבני טובים ללחיצה ואינם טובים למתיחה וגם זאת תוך כדי סדיקה בדפורמציות גדולות.

7. רמת התייעוד הטכני – אחת המגבלות הבולטות, הן בבחינת הצורך בחיזוק ואף יותר בתכנון חיזוק המבנה לרעידות אדמה, היא העדר ידע ודאי על המבנה ולכן ת"י 2413 מכתוב הפחתה בתסבולת הרכיבים בהתבסס על רמת התייעוד הטכני.

4.5. רמת התייעוד הטכני

מידת חוזקאות לבטיחות המבנה ותנבטא ברמת התייעוד הטכני.

רמת התייעוד הטכני הקיים מתבטאת בזכפלת תסבולת הרכיבים במקדם μ , כלחלן:

- א. כשיש תכניות קונסטרוקציות עם פרטי זיון: $\mu=1.0$
- ב. כשאין תכניות קונסטרוקציות עם פרטי זיון:
1. אם עורכים בדיקות לפרטי זיון באתר: $\mu=0.85$
 2. אם אין עורכים בדיקות לפרטי זיון באתר: $\mu=0.70$

בשנת 2008, מתוך הבנה כי ישנה בעייתיות מסוימת בביצוע חיזוק המתבסס לעיתים על ידע מועט מאוד על המבנה, ומתוך כוונה כי תמ"א 38 אכן ינוצל למילוי ייעודו (חיזוק מבנים לרעידת אדמה ולא הוספת שטחים למבנים) יצא חוזר מנכ"ל משרד הפנים. חוזר מנכ"ל זה דורש כי לבקשה להיתר מתוקף תמ"א 38 יתלווה גם דו"ח מעבדה המאבחן את מצב האלמנטים הקונסטרוקטיביים במבנה הקיים, כולל מצב יסודות וביסוס וכולל ממצאים ביחס לבטון וברזל הזיון שבתוכו. דרישה זו של אותו הינה דרישה מחמירה יותר מתקן 2413 דרוש לשחזור באמצעות בדיקות לא הורסות (Non – N.D.T – Destructive Tests) והצגה בפועל של התייעוד הטכני למבנה, שלעיתים תכופות אינו בנמצא.

צורף בסוף פרק זה חוזר מנכ"ל 04/2008 (הדרישות מופיעות בנספח א') תחת הכותרת נספח א-1.

לסיכום פרק זה, ניתן לומר שעומסים סיסמיים הינם עומסים מורכבים מאוד להערכה עקב אופיים האקראי של עומסים אלו. תהיה זו טעות למהנדס, או לכל גורם אחר, לקבוע כי מבנים שעמידותם שופרה (ולצורך העניין גם מבנים חדשים) חסינים בפני רעידת אדמה. על פי מיטב הידע העומד לרשותנו ועל פי הנחיות התקנים, הרי שניתן לכל היותר לקבוע כי ההסתברות לעמידתו של המבנה בפני רעידת אדמה היא גבוהה וללא ספק התנהגות המבנה בעת רעידת אדמה תהיה טובה לאין שיעור מאשר מבנה שלא תוכנן לעומס זה או לא חוזק לעומס זה.

כמו האדם, גם יצירי כפיו לא ניחנו בחיי נצח וכפי שאנו עדים לכך בתקופה זו, גם הסכר בניו אורלינס לא שרד את הסופה וגם מיטב התכנון ההנדסי ביפן לא הצליח למנוע את מזקי הצונאמי. במאבקו של האדם מול איתני הטבע, כל שניתן לעשות הוא לתכנן ולבנות על פי ניסיון העבר בכל הנוגע לעוצמתם ואופיים של איתני הטבע כמו גם ההסתברות הסבירה להופעתם של אותם אירועי קיצון. למעשה, תמצית מלאכתו של מהנדס מבנים היא, כפי שהיטיב להסביר אינג' אליעזר שמיר (ללא תאריך) באחד ממאמריו: "בחזית ההתמודדות עם רעידות האדמה עומדים מהנדסי המבנים, וזו אינה התמודדות פשוטה. תכנון קונסטרוקציות מבנים הוא למעשה קריאת תיגר על כוחות הטבע. עצם בניית המבנה ויצירת חללים מבניים (חדרים, אולמות, מפתחי גשר וכיו"ב) היא התמודדות קשה ומושכלת מול כוח הכובד, תכנון סכרים ומבני תמיכה הוא התמודדות עם לחצי מים, כוחות גלים ולחצי עפר, ובתכנון מבנים גבוהים מתמודדים מולך גם כוחות רוח, אבל המשותף לכל הנ"ל הוא הצורך לעמוד גם כנגד כוחות רעידת האדמה. בניגוד לכל הכוחות שמנינו לעיל, שעצמתם וכוונם ידוע במדויק או שניתן להערכה בדרגת דיוק מספקת, רעידת האדמה איננה בעלת עוצמה ידועה. מדובר בתזוזה פתאומית של הקרקע שמועד התרחשותה אינו ידוע, וכן לא ידועים מראש המאפיינים הדינמיים של התזוזה הזו עוצמתה או כיוונה. כל

שיש בידנו הם נתונים על בסיס הסתברותי, ברמת אמינות לא גבוהה תמיד, אבל גדלים סופיים שיאפשרו תכנון מדויק ממש לא קיימים כאן".

"לעומת הציבור, בקהילה המקצועית ערים לפרובלמטיקה של תכנון אסימטרי למבנים כבר שנים רבות. תכנון מבנים לעמידה בהטרדות דינמיות בלתי סדירות הוא נושא שנמצא כיום, בכל העולם, בחזית המחקר השימושי".

"הבעיה האמיתית בעניין עמידות הבניה בישראל ברעידת אדמה, איננה בבניה הנוכחית והעתידית, אלא בבניה הישנה, זו שבוצעה בטרם הייתה בארץ (ובעולם) מודעות מספקת לרעידות אדמה, ובטרם היו בארץ (ובעולם), הידע המתאים והתקינה המתאימה לכך".

על פי מה שהוצג בפרק זה, אשר ביקש לדון בפילוסופיית התכנן של חיזוק מבנים לרעידות אדמה. ניתן לומר, שלמרות שרוב הלא ידוע על הידוע, נבנו כלים הנדסיים לצורך חיזוק מבנים לרעידות אדמה. לא נותר אלא להשתמש בהם, להתעדכן כל הזמן לפי המחקר המתקדם ולשפר את התכנן לפי הידע העדכני הקיים.

חוזר המנהל הכללי 4/2008
כ' בסיוון התשס"ח, 23 ביוני 2008

עידוד חיזוק מבנים מפני רעידות אדמה על פי תמ"א 38 ואמצעים

נוספים

מטרת תמ"א 38 היא עידוד חיזוקם של מבנים - שהיתר בנייה להקמתם הוצא לפני שנת 1980 - מפני רעידות אדמה, בין היתר באמצעות הענקת זכויות בנייה למבנים שבהם יתבצע החיזוק בהליך מהיר ופשוט של היתר ישיר מכוח התמ"א, ללא צורך בהכנת תוכנית מפורטת.¹

לאחרונה אושרה החקיקה המשלימה לתמ"א 38 – חוק המקרקעין (חיזוק בתים משותפים מפני רעידות אדמה), התשס"ח-2008,² חוק התכנון והבנייה (עידוד חיזוק מבנים מפני רעידות אדמה) (הוראת שעה), התשס"ח – 2007³ וחוק מיסוי מקרקעין (שבח ורכישה) (תיקון מס' 62 – הוראת שעה), התשס"ח-2008.⁴

מטרת נוהל זה היא להדגיש פעם נוספת את החשיבות הרבה שיש לעידוד חיזוק מבנים קיימים מפני רעידות אדמה, בין השאר במסגרת תמ"א 38.⁵

על הרשויות המקומיות והוועדות המקומיות לעשות כל שביכולתן כדי להפיק מהתמ"א את התועלת הראויה ולהשתמש בה כמנוף להגברת עמידות מבנים קיימים בפני רעידת אדמה.

1. מומלץ כי כל רשות מקומית תגבש **תוכנית פעולה לשם הגברת יישומה של תמ"א 38**. בתוכנית הפעולה, רצוי לכלול, בין היתר, את הפירוט הבא:

א. אמצעים להגברת מודעות הציבור למנגנון הסטטוטורי הקיים לחיזוק המבנים (תמ"א 38):

ניתן לעשות זאת בין השאר באמצעות פעילות במינהלים הקהילתיים או במתנ"סים, באמצעות דיוור ישיר, דרך אתרי האינטרנט של הרשויות המקומיות וכו'.

רצוי להבהיר לציבור כי תמ"א 38 חלה על מבנים קיימים אשר הוצא היתר בנייה לבנייתם קודם ל-1.1.1980, למעט מבנים שתקן ישראלי ת"י 413 (תקן עמידות מבנים ברעידות אדמה) פטר אותם מתחולתו.

מבנים בהיתר, שנבנו לאחר המועד האמור ונקבע בכתב על-ידי מהנדס כי לא נבנו על-פי ת"י 413 - כפי שהיה בתוקף במועד הוצאת ההיתר לגביהם - חלות עליהם הוראות התמ"א למעט תוספת זכויות בנייה כאמור בסעיפים 11-14.

תמ"א 38 לא חלה על מבנים המיועדים להריסה על-פי תוכנית או על-פי צו של בית משפט.

¹ מסמכי תמ"א 38 ומידע נוסף בנושא נמצאים באתר האינטרנט של משרד המגורים: <http://www.mojin.gov.il/dama38>

² סייח התשס"ח, עמ' 154.

³ סייח התשס"ח, עמ' 62.

⁴ סייח התשס"ח, עמ' 221.

⁵ זאת בנוסף לחוזר המנכ"ל מיום 29.06.2005 אשר מסביר את המנגנון המוצע בתמ"א 38 לשם חיזוק המבנים הקיימים מפני רעידות אדמה.

ב. **אמצעים לעידוד התושבים המעוניינים לקבל היתר לבנייה וחיזוק ביתם:**
יש לתת קדימות בטיפול בבקשות למתן היתר אשר מוגשות לוועדות התכנון מכוח תמ"א 38. במידת הצורך, יש להרחיב את שעות קבלת הקהל לצורך מתן מידע והסבר על אופן קבלת היתר מכוח תמ"א 38, ולצורך טיפול בהיתרים לחיזוק המבנים.

ג. **ייזום תוכניות מפורטות המעודדות ביצוע חיזוק המבנים אף מעבר לעידוד שנותנת תמ"א 38:**

תמ"א 38 מציעה מנגנון לעידוד חיזוק המבנים בקנה מידה ארצי. לא בכל מקום מהווה תוספת הזכויות תמריץ מספיק לכיסוי ההשקעות בחיזוק המבנים. על כן, יש חשיבות רבה לאיתור האזורים שבהם תמ"א 38 אינה אפקטיבית. באזורים אלה ניתן ליזום תוכניות כפי שמפורט בסעיף 23 בתמ"א 38. תוכניות אלה יאפשרו תוספת זכויות בנייה כתנאי לחיזוק המבנים, בהתאם לתנאים המקומיים.

מודגש כי יש לבחון היטב את הצורך בהכנת תוכנית כאמור בסעיף 23 לתמ"א, גם באזורים שבהם קיימות תוכניות להרחבה ותוספות בנייה אחרות אשר טרם מומשו, במידה ותוכניות אלה מעניקות פחות זכויות מאלה המוענקות בתמ"א 38 (במקומות שבהם קיימות תוכניות מקומיות שטרם מומשו, תמ"א 38 ושינוי מס' 1 לתמ"א 38 מנחות לפעול לפי התוכניות המקומיות. ההנחה בבסיס דרישה זו היא כי התוכניות המקומיות רגישות יותר לתנאים המקומיים הספציפיים הקיימים במקום מסוים, מאשר תמ"א 38. יחד עם זאת, במידה ונמצא כי יש צורך בכך, יש מקום לתוכניות המעניקות זכויות נוספות לצורך ביצוע חיזוק של מבנים אלה).

2. רצוי כי בקשות להיתר בנייה מכוח תמ"א 38 יכללו, ככל האפשר, **תוספת מרחבים מוגנים**, במקומות שבהם נדרשת ממילא הוספתם. זאת, בתנאי שאין בכך כדי לפגוע בחיזוק המבנה או ביציבותו.

3. מומלץ לגבש **סדר עדיפויות לחיזוק מבנים ציבוריים קיימים שמצויים בשטח השיפוט של הרשות המקומית, ומבנים שבבעלות הרשות המקומית**. כל זאת בתיאום עם ועדת ההיגוי להיערכות לרעידות אדמה⁶ ומשרד הבינוי והשיכון.

בהתאם להחלטת הממשלה מס' 3021 מיום 27.01.2008, פנה יו"ר ועדת ההיגוי להיערכות לרעידות אדמה ביום 3.03.08 לרשויות המקומיות בבקשה לקבלת פירוט של מבני הציבור שהוקמו לפני שנת 1980, ועל כן יש להעביר את מלוא המידע לוועדה.

לצורך גיבוש סדר העדיפויות לחיזוק מבנים ציבוריים קיימים המצויים בשטח השיפוט של הרשות המקומית, ניתן להשתמש בנתונים כאמור.

4. רשות מקומית המתכוונת לשכור/לרכוש מבנים, **תעדיף מבנים העומדים בתקני רעידות אדמה**.

5. **ביצוע בקרה הנדסית על בקשה להיתר מכוח תמ"א 38:**
לפי הוראות תמ"א 38 על המבנה המחוזק לעמוד בדרישות התקנים הישראליים העוסקים בעמידות מבנים מפני רעידות אדמה. בהתאם לכך, נדרשת בהוראות

⁶ מידע לגבי הרכב ופעילות ועדת ההיגוי להיערכות לרעידות אדמה נמצא באתר האינטרנט של הוועדה:
<http://www.eqred.gov.il/eqred/info/info.htm>

התוכנית הגשת דו"ח ובו פירוט המצב הקונסטרוקטיבי של המבנה, אופן החישוב הסטטי של חוזק המבנה והתוכניות לחיזוק המבנה.

יש לוודא שכל בקשה לחיתור המוגשת לוועדה המקומית, תכלול את תוכנית החיזוק שתבטיח את עמידות המבנה, לאחר הביצוע, בדרישות התקן ובהוראות סעיף 13 לתמ"א.

על-מנת לוודא כי תוכנית החיזוק אכן מבטיחה את עמידות המבנה, יש לפעול על-פי האמור **בנספח א'**, המפרט את המסמכים ההנדסיים הנדרשים ממבקשי ההיתרים להוכחת אופן החיזוק והתאמת הבניין המחוזק לתקני רעידות אדמה וקובע את אופן בדיקתם.

נספח א'

**נוהל ביצוע בקרה הנדסית על בקשה להיתר
הכוללת חיזוק בפני רעידות אדמה מכוח תמ"א 38**

הגדרות

"חישובים סטטיים"	כמשמעותם בתקנות התכנון והבנייה (בקשה להיתר, תנאים ואגרות) תשי"ל-1970.
"מהנדס"	למשמעותו בתמ"א 38.
"מעבדה"	מעבדה שהוסמכה לעריכת בדיקות הנדסיות ובקרת חומרי בנייה, על-פי חוק הרשות הלאומית להסמכת מעבדות התשנ"ז-1997 או מעבדה מאושרת על-פי סעיף 12(א) בחוק התקנים התשי"ג-1953, הכל לפי העניין.

א. כללי

היתר בנייה מכוח תמ"א 38 יינתן רק אם הונחה דעתם של הוועדה המקומית ומהנדס הוועדה כי המסמכים ההנדסיים, החישובים הסטטיים והנספחים ההנדסיים שהוצגו בפניהם ונבדקו על ידם, מעידים כי הבנייה במצבה הסופי, לאחר ביצוע עבודות החיזוק, עומדת בדרישות התקן הישראלי ת"י 413.

לא יינתן היתר לביצוע עבודות בנייה וחיזוק על-פי תמ"א 38, אלא לאחר שהונחה דעתו של מהנדס הוועדה כי מולאו הוראות נוהל זה במלואן והוגשו ונבדקו על-ידי כל המסמכים הנדרשים.

מומלץ כי מהנדס הוועדה יבחן את המסמכים ההנדסיים, חוות הדעת וממצאי בדיקות המעבדה המפורטים בנוהל זה בעזרת מהנדס יועץ המומחה בתחום.

ב. תנאי לדיון בבקשה להיתר

הוועדה המקומית תדון בבקשה מכוח תמ"א 38, לאחר שהוגשו למהנדס הוועדה ונבדקו על ידו המסמכים הבאים **הערוכים על-ידי מהנדס**, ומפורטים בהם הנושאים הבאים:

1. חוות דעת המתבססת על אבחון על-פי תקן ישראלי ת"י 2413 (הנחיות להערכת עמידות מבנים קיימים ברעידות אדמה ולחיזוקם) בדבר הצורך בחיזוק המבנה הקיים בפני רעידות אדמה (יש להגיש את החישוב בצורה מפורטת, ובהעדף תוכניות קונסטרוקציה לבסס מקדמים על הבדיקות שבוצעו).
2. דו"ח בהתאם להוראות סעיף 9 לתמ"א 38 ובו הנתונים הבאים:
 - שנת הקמתו של הבניין הקיים.
 - מקדם חשיבות המבנה (יעוד לפי טבלה 4 בת"י 413), לפי הבקשה להיתר.
 - הערכת משקל של המבנה, כולל התוספת.
 - סדירות המבנה עם התוספת (כמפורט בסעיפים 203.1, 203.2 בת"י 413).
 - שיטת הבנייה לפיה נבנה המבנה (קירות, תקרות, מסגרות וכיו"ב).
 - תיאור מילולי וגרפי של האלמנטים הקונסטרוקטיביים ומימדיהם.
 - תיאור מצב שלד המבנה הקיים (לרבות בדיקה ותיעד של ליקויים קונסטרוקטיביים).
 - תיאור התוספות שנעשו (אם נעשו) בו במהלך השנים, ומועד ביצוען.
 - שיטת החיזוק המוצעת בק"מ שלא יפחת מ- 1:100, המציגה באופן צבעוני על גבי התוכנית את כל מרכיבי השלד הקיימים והמתוכננים (משורטטים בצבע שונה), בתנוחה, בפריסה ובחתכים.

בדק מהנדס הוועדה ומצא כי המסמכים שהוגשו אינם מעידים על מתן פתרון הולם בדבר חיזוק הבניין בפני רעידות אדמה, רשאי הוא לדרוש מסמכים הנדסיים נוספים, לרבות אלה המפורטים בסעיף ג' להלן.

ג. דיון בבקשה

מהנדס הוועדה ידווח לוועדה המקומית על ממצאיו ביחס למסמכים המקדימים שהוצגו בפניו. הוועדה המקומית תבחן את הנושאים התכנוניים והיבטים סביבתיים ואחרים העולים מן הבקשה. במידה ומבחינת נושאים אלה אין מניעה ליתן את החיתר, יוגשו **בנוסף לכך** המסמכים הנדסיים הבאים:

1. דו"ח קרקע הכולל תיאור של מאפייני הקרקע במקום, תאוצת הקרקע, תאוצת הקרקע החזויה (בהתאם לדרישות הת"י), השפעת חתכי הקרקע, מידת הקרבה להעתק פעיל, יציבות המדרון, וכן אבחון לביסוס הקיים.
2. דו"ח מעבדה המאבחן את מצב האלמנטים הקונסטרוקטיביים במבנה הקיים, כולל מצב היסודות והביסוס. הדו"ח יכלול ממצאים ביחס לסוג הבטון ומצבו, ביחס לקוטר הברזל ומצבו וכיו"ב.
3. חישובים סטטיים הערוכים על-ידי מהנדס, הכוללים בין היתר גם את תכן החיזוק (במלל ובתיאור גרפי), את הפרמטרים לחישוב, כולל הסבר לקביעתם, ואת חישוב חוזק הבניין (הקיים ביחד עם התוספת המבוקשת), על-פי התקנים הרלוונטיים, תוך הוכחת הסתמכות על הדו"חות האמורים בסעיפים 1 ו-2 לעיל.
4. טבלת נתונים הנדסיים הכוללת פרמטרים סטטיים ודינאמיים של המבנה, שבין היתר יכללו את הפרמטרים הנדרשים על-פי ת"י 413 סעיף 201.1.2.

ד. דרישות נוספות

מהנדס הוועדה המקומית רשאי להוסיף דרישות על האמור, לצורך הבהרת הבקשה ומסמכיה.

ו. תנאים בהיתר

הוועדה המקומית רשאית לקבוע תנאים בהיתר הבנייה לעניין שלביות הביצוע. כמו כן, תהיה רשאית הוועדה להזהיר במסמכי ההיתר כי בניית התוספות ללא ביצוע החיזוקים עלולה לגרום לכך שהמבנה יהווה סכנה לציבור, על כל המשתמע מכך.

ז. דיווח

בהתאם להוראות סעיף 28 לתמ"א 38, בתחילת כל שנה יש לדווח למתכנן המחוז על מספר החיתרים שניתנו בשנה שקדמה למועד הדיווח.

פרק ב' - עקרונות התכן לעמידות מבנים קיימים ברעידות אדמה

מדריך זה, אף שאין תכליתו להסביר כיצד להשתמש בת"י 413, סוקר מעט ומתייחס רבות לתקן זה מכיוון שיהיה זה בלתי אפשרי לעסוק בחיזוק מבנים קיימים לרעידות אדמה ללא התמצאות והבנה מעמיקים בתקן זה ובעקרונות התכנון הדינמי לרעידות אדמה.

ב"מדריך לתכן מבנים לרעידות אדמה לפי ת"י 413 כרך א" (עדין ולויתן, 1998), מוסבר באופן בהיר על ידי פרופ' משה עדין ואינג' אריה לויתן כיצד מתנהג מבנה בעת רעידת אדמה וניתנים דגשים לתכנון. מדריך זה בוחר להביא בפני הקוראים את הקטע דלעיל מתוך המדריך הזה כמענה לשאלות כיצד מגיב מבנה על הרעידה, ממה עלינו להיזהר ולמה לשים לב.

עקרונות תכנון מבנים עמידים מתוך המדריך הנ"ל:

"בעת רעידת אדמה מרקדת הקרקע מתחת ליסודות המבנה בצורה פראית. המבנה, הנשמע לחוקי הפיסיקה, מנסה לשמור על מצבו הקודם במרחב (עקרון ההתמדה של ניוטון) ועל רציפותו האלסטית – ואינו מצליח בגלל הסתירה בין השניים. אם המבנה בעל מסה מחולקת באופן אחיד לכל גובהו ובעל קשיחות קבועה בכל חלקיו הוא יתחיל להתנודד – חלקו התחתון, היסוד, ינוע עם הקרקע, ואילו ראשו ינסה לפגר ולשמור על מצבו המקורי. הדבר יביא לעיבורי כפיפה לאורכו, הנשלטים על ידי קשיחותו, ולהופעת כוחות גזירה אופקיים ברכיביו האנכיים (ובעקבותיהם כוחות גזירה אנכיים נוספים ברכיביו האופקיים).

נוח לנו לבחון את המצב כשאנו דנים במקרה פשוט יותר – בהנחה שהתנועה של הקרקע נמצאת כולה במישור אנכי אחד והמבנה מיוצג על ידי רכיב אנכי יחיד, זיז פרסזמטי הרתום ביסוד עם מסה מחולקת באופן אחיד לאורכו. ניתן לרשום למבנה כזה את המשוואה הדינאמית הדיפרנציאלית ולמצוא עבורה את התדרים העצמיים ואת צורות התנודה המתאימות להם.

תנודות הקרקע כוללות ברוב המקרים מגוון רחב של תדרים באמפליטודת המשתנות במשך זמן הרעידה. המבנה קולט בעיקר תנודות התואמות את התדרים העצמיים שלו (תופעת התהודה Resonance), או קרוב להן. תנודות בתדרים השונים מהתדרים העצמיים משאירות בו רק רישום קל וחולף. כאשר התנודות של הקרקע תואמות – מצטברת השפעתן ואנו פוגשים את תופעת **ההגברה הדינאמית**. המבנה הזיזי עלול להגיע לכשל אם מומנט הכפיפה או כוח הגזירה בו באחד מחתכיו יהיו גבוהים מתסבולתו. הנקודה הרגישה ביותר היא לרוב מקום ריתום הזיז ביסוד (או שטח המגע בין היסוד לקרקע, אם מופיע שם מאמץ מתיחה שאינו ניתן להגשמה או מאמץ לחיצה העולה על חוזק הקרקע).

נרחיב מעט את ניתוחנו – נדון במערכת מישורית שאינה מרוכזת ברכיב אחד, אלא במסגרת רבת קומות. כאן תהיינה רוב המסות מרוכזות במפלסי המשקופים (ובבניין ממש, בתקרות).

גם כאן ניתן לנסח משוואה דינאמית דיפרנציאלית ולמצוא עבורה את התדרים העצמיים ואת צורות התנודה המתאימות להם. תגובת המבנה תהיה דומה למתואר לעיל – אך הפעם הכשל אינו הכרחי כאשר מומנט הכפיפה עולה על תסבולת אחד החתכים. אפשרית כאן הופעה של **מפרק פלסטי** (בו החומר מסוגל להמשיך ולהעביר את מומנט התסבולת אך לא להגדילו, בהגבלה של כושר העיבור המקסימאלי). המפרק הפלסטי אינו פוגם כשהוא מופיע ברכיב חסר כוח צירי, אך אינו רצוי בעמודים שהכוח הצירי הוא עיקר הטרחתם. כמו כן, מקום ריתום העמוד ליסוד אינו בהכרח הנקודה הרגישה ביותר במערכת.

הבעיה האמיתית היא מרחבית, אלא שניתוח מרחבי של תגובת הבניין קשה לבצע באופן ידני, אולם ניתן לעשותו בעזרת תוכנות מחשב מתאימות. לכן מתירים התקנים – במקרים בהם ברור שעיקר תגובת המבנה היא במישור הנבדק, בלי צימוד משמעותי של המערכות בכיוון הניצב לו – לבצע ניתוח מישורי בשני מישורים ניצבים זה לזה, תוך צרופים מתאימים של תוצאות שני החישובים. מגבלה חשובה בהקשר זה: כשחתכי הרכיבים בקומות השונות משתנים בהדרגה, מותר החישוב בשני מישורים ניצבים **רק** אם נשמר מקומו של **מרכז הקשיחות** בכל הקומות.

ממה עלינו להיזהר?

שלוש החולשות המשותפות, בדרגה גבוהה או נמוכה יותר, למרבית החומרים המשמשים לבניית בניינים, הן: פיתול, גזירה וריכוז מאמצים. לכך נוספת בעיית היציבות הכוללת של המבנה. לכן חשוב בעת תכן המבנים למנוע ככל הניתן היווצרות סיבות להופעת הטרדות משלושה סוגים אלה.

האמצעים הנוחים ביותר לכך הם:

- א. שמירה על סדירות רכיבי המבנה, הן בתכנית (מתווה אופקי) והן בכיוון אנכי (מתווה אנכי).
- ב. שמירה על סימטריות ככל שניתן.
- ג. התחשבות בתנאי קרקע מיוחדים (ביסוס בעומק משתנה, קיום סכנת התנזלות הקרקע, בניין ארוך).
- ד. הימנעות מפנינות חודרות (מגרעות) בעלות מידה גדולה במתווה האופקי ובמתווה האנכי.
- ה. הכללת תפרי התפשטות במקרים של מגרעות עמוקות או מבנה ארוך.
- ו. הבטחת רציפות וקשיחות התקרות שבמבנה (דיאפרגמות אופקיות), במישורן.
- ז. הרחקת חורים בתקרות מאזורים שבהם צפוי ריכוז מאמצים.
- ח. הימנעות מיצירת קומה גמישה בתחתית המבנה, כשהקומות הגבוהות יותר קשיחות ממנה.
- ט. הימנעות מריכוז מסות בקומות הגבוהות של המבנה ומיצירת קומה חלשה סמוך לבסיסו.
- י. צמצום המרחק בין מרכז המסות לבין מרכז הקשיחות בכל קומה.
- יא. הימנעות מחזיתות פתוחות שאינן מחוזקות די הצורך.
- יב. הימנעות משינוי לא מבוקר של חתכי רכיבים ושל גובה הקומה ועומקה בקומות השונות.
- יג. הימנעות מהפסקת הרציפות האנכית של רכיבי השלד הנושא (עמודים, קירות וגרעינים).
- יד. הישמרות מהופעת עמוד קצר, כתוצאה מקירות בגובה חלקי או בגלל קרקע מדרוני.
- טו. התחשבות ברכיבים השונים במבנה, גם כשהם נראים "לא סטרוקטורליים".

כפי שהטיבו מחברי המדריך הנ"ל להסביר, הרי שאותם עקרונות תקפים לחיזוק מבנים קיימים. אלא, שבמבנה קיים יש לבדוק בדיעבד את הרכיבים, זאת כאשר לא תמיד ברשותנו מלוא הנתונים על אותם רכיבים ואין את הידע או את השליטה על פרטי הבנייה.

דוגמאות למגבלות הטמונות בשימוש בת"י 413 לחיזוק מבנה קיים

- בחישוב מבנה בטון, לאחר חישוב עפ"י תקן 413 נקבעת מנת הזיון בקירות, זאת כאשר הלכה למעשה במבנה קיימת מנת זיון שונה מהנדרש בחישוב או שאין את המידע על מנת הזיון הקיים. במצב כזה, יהיה זה סביר לבצע הנחות הנדסיות כי בקיר הקיים (כתלות בגיל המבנה) קיימת מנת זיון בכמות הזיון המינימאלית. כאשר הנחה (לעיתים מחמירה) זו איננה מניחה את דעתו ההנדסית של המתכנן ולנושא השלכות על אבחון המבנה, יש לערוך בדיקות לזיהוי האלמנטים הקונסטרוקטיביים לרבות הזיון בהם וכן להתחשב במשתנים נוספים המפורטים בת"י 413.
- תקן 413 דן בדרישות לקבל תקרה שמשמשת דיאפרגמה וקבע לכך פרטי זיון אשר במבנים קיימים אשר נבנו לפני 1980 (אפילו לפני 1995) אינם קיימים.
- לנושא פרטי הזיון המיוחדים התייחסות רבה בתקן 413, במיוחד כאשר מתוכנן מבנה ברמות המשיכות העליונות ולכן גם תקן 2413 מסייג ומגביל לרמת משיכות נמוכה או לכל היותר בינונית.
- סעיף 108 בת"י 413 בגיליון תיקון 3 דן בנושא של תוספת או שינויים במבנים אך גיליון תיקון 4 דוחה את יישום סעיף זה במתכונתו החדשה. למתכונת חדשה זו (כפי שמוצגת בגיליון תיקון 3) יש השלכות רבות על הצורך לחזק ולתכנן לעומסים סיסמיים למעשה כמעט כל מבנה אשר עובר תוספת או שיפוץ. סעיף זה, נותן מספר הנחיות לאופן בחינת תסבולת אלמנטים מבניים במבנה הקיים אך למעשה הוא מפנה לתקן 2413 העוסק בצורה יסודית יותר בנושא.
- עקב ההשלכות של עדכון סעיף 108 בגיליון תיקון 3 (בין היתר), אשר למעשה דורש בחינה ו/או חיזוק בכל מבנה קיים בו מבקשים תוספת בניה כלשהי או שיפוץ (כך שמבנה זה יהיה עתה מחוזק לרעידות אדמה עפ"י תקנים 413 ו-2413), הוחלט לעכב את יישום גיליון תיקון זה. זאת כיוון שדרישה זו מכתיבה למעשה כי דייר בבניין אשר מבקש "לסגור" מרפסת או להוסיף פרגולה בגג, יהיה עליו להוכיח הנדסית כי המבנה כולו עומד בתקנים לרעידות אדמה או לחילופין לחזק את המבנה.
- סעיף 108 בת"י 413 (כפי שבתוקף כיום) דורש כי תוספת למבנה תחייב כי גם המבנה וגם התוספת יעמדו בדרישות התקן לרעידות אדמה כתלות בשטח המבנה הקיים ובשטח התוספת. סעיף זה, במתכונתו הנוכחית וכפי שהוא מופיע בג"ת 3 מצורפים בזאת.

להלן סעיף 108 מת"י 413:

108. תוספת למבנה קיים

- תוספת למבנה קיים תיתכן לעמידות המבנה כולו (עם התוספות) ברעידות אדמה, כתלות בשטח המבנה הקיים ולעמידה בדרישות חמינימום שלהלן:
- תוספת 25% משטח מבנה קיים - עמידות ב- $2/3$ מחעומס הנדרש בתקן זה.
 - תוספת 50% או יותר משטח מבנה קיים - עמידות כנדרש בתקן זה.
 - תוספת בין 25% לבין 50% משטח מבנה קיים - עמידות בביון לינארי מהנדרש לעיל.

להלן סעיף 108, כפי שמופיע בג"ת 3 (אשר בעת כתיבת מדריך זה נמצא ברביזיה):

סעיף 108. תוספת למבנה קיים

הסעיף יושמט, ובמקומו ייכתב:

108. הנחיות לתוספות, לשינויים מבניים (קונסטרוקטיביים) ולשינויי ייעוד למבנים

108.1. כללי

ההנחיות בסעיף זה יחולו על הותכן של תוספות למבנה קיים או/וגם שינויים מבניים במבנה קיים, וכן על הותכן של מבנה קיים שיעודו השתנה.

108.2. תוספות עצמאיות מבחינה מבנית

תוספת שאינה תלויה מבנית במבנה הקיים, תתוכנן לעמוד בכל דרישות תקן זה.

108.3. תוספות שאינן עצמאיות מבחינה מבנית ושינויים מבניים במבנה הקיים^(א)

108.3.1. כללי

תוספת למבנה קיים שאינה עצמאית מבחינה מבנית, שינויים במבנה קיים, וכן תכן המבנה הקיים עם התוספות או השינויים שנעשו במבנה מאז הקמתו (להלן: "המבנה הכוללי"), יעמדו בכל הדרישות לעמידה בכוחות הסיסמיים שנתקן זה, וביהר תשתמשנה הודרשים בתקנים הישראליים כשיש תוכנית מבנה (תוכנית קונסטרוקטיבית) עורכים בדיקות מדגמיות באתר כדי לוודא את התאמת התוכנית למצב הקיים, ומחשבים את תסבולות החתכים בהתאם לממצאים. המהנדס יעקול הקטנת התסבולות המחושבת בכפוף לכמצאים אלה ולמועד הקמת המבנה. כשאין אפשרות לאתר תוכניות מבנה מקוריות, משחזרים את תוכניות המערכת הנושאה (לכוחות אנכיים ואופקיים) באופן מדויק ככל ראפשר, על ידי מדידות ובדיקות מוגמיות לפי שיקול דעו המהנדס ובהשגחתו, ובעזרת התוכנית רארכיטקטונית (כגון תוכנית כנספת היבקשה להיתר) אם ישנה. במקרה זה תוכפל תסבולת החתכים המחושבת, שנקבעה על פי הממצאים בפועל, במקדם החסטה 0.8.

108.3.2. חויגים

למרות האמור לעיל, מבנים מקבוצת חשיבות ג (ראו סעיף 204.3) בלבד, שקיימת עבורם תוכנית מבנה, וגם מבנים שהתוספות שלהם הן פירי ממ"דים, ממ"קים או פירי מעליות מבטון מזוין^(ב), באתרים שאינם מסוגים E ו-F (ראו סעיף 202.2) ושהם באזורים שבהם $S_{MS} \leq 0.6$ ו- $S_{MI} \leq 0.3$ (ראו סעיף 202.2), יכולים לחרוג מדרישת סעיף 108.3.1, כמפורט להלן:

הנחות המתקבלים באנליזה סיסמית של המבנה הכולל בכל אחד מרכיבי המבנה הקיים יכולים להיות גדולים עד 10% מתסבולתם המחושבת, והנחות במבנים ללא תוכניות מבנה עם תוספת פירים יכולים להיות גדולים עד 10% מתסבולתם המוקטנת (מקדם הקטנה = 0.8), אך זאת רק אם כל התנאים שלהלן מתקיימים:

- התוספה עצמה מתאימה לדרישות החלות על מבנים חדשים;
- אין התוספת או השינוי מפחיתים מן החוזק של המבנה הקיים, אלא אם החוזק המופחת שווה לזה הנדרש לפי הקן זה למבנים חדשים או גדול ממנו;
- התוספה או השינוי אינם יוצרים אי-סדירות ואינם מחמירים אי-סדירות קיימת;
- הכוחות בחיבורים למבנה הקיים מתאימים לכוחות המחושבים לפי הנדרש בתקן זה ובתקנים אחרים.

- יוספו הערות שוליים (א3), (ב3), כמפורט להלן:

הערת שוליים (א3)

(א3) שיטות להערכת עמידות של מבנים קיימים מפורטות בתקן הישראלי ת"י 2413 וכן בתקן האירופי EN 1998-3.

הערת שוליים (ב3)

(ב3) מבנים שהתוספות שלהם הן גירים כנזכר לעיל, אינם חייבים בתוכניות מבנה כדי להיכלל במסגרת חריגים, בתנאי שהפירים הם התוספות היחידות למבנה הנוגעות לשינוי הרלוונטי (כגון התוספות והשינויים הכלולים באותו חיתר בנייה שבו כלולים הפירים), ושהם רציפים מן היסוד לכל גובה המבנה הקיים.

108.4. שינוי ייעוד

כאשר שינוי בייעוד גורם לסיווג מחדש של המבנה לקבוצת חשיבות גבוהה יותר (סעיף 204.3), יעמוד המבנה, לרבות הגישות אליו, בדרישות העמידות בכוחות סיסמיים החלות לפי תקן זה על מבנים חדשים עבור הקבוצה המתאימה.

חיזוק מבנים קיימים לרעידת אדמה מבוסס לחלוטין על תכנון על פי תקן ישראלי 413 וטכניקות החישוב המוצגות בו. הדרישה בתקן היא לקביעת וחישוב הפרמטרים ובסיכומם של עניין, ביצוע אנליזה שבבסיסה זהה לזו המבוצעת על מבנה חדש.

הפרמטרים החשובים השונים

- מקדם החשיבות (I) לפי טבלה 4 בת"י 413.

טבלה ב-1: טבלה 4 מתוך ת"י 413

טבלה 4 - ערכי מקדם חשיבות המבנה

מקדם החשיבות	סוג המבנה	הקבוצה
I - 1.4	מבנים בעלי חשיבות בטחונית גבוהה, האמורים לתפקד על מערכותיהם בעת רעידת אדמה ולאחריה: מרכזיות טלפון, תחנות כוח, בתי חולים, תחנות מכבי אש, תחנות משטרה, תחנות עזרה ראשונה (לרבות מבני חשירות ומכלי חמים חמשרתים אותם)	א
I - 1.2	מבנים בעלי חשיבות ציבורית, שנקבעו על ידי רשות מוסמכת, כדי לתת לאנשים שבהם אפשרות מילוט בלא סיכון חיים, כגון: בתי ספר, בתי קולנוע, בתי כנסת, בנייני ציבור ובניינים שבהם צפויה התקהלות	ב
I = 1.0	כל שאר המבנים, שלא נכללו בקבוצות א ו- ב	ג

- ז

זמן המחזור (T) ומקדם השתית (S) של המבנה. כפי שמפורט בסעיף 203.4 וטבלה 1 בתקן (צפוי לעבור רביזיה בהתאם לג"ת 3). זמן מחזור הוא תכונה פיסיקלית של כל מבנה ומבנה בהתאם לגובהו ומקדם השתית S הנקבע ע"י נתוני הקרקע והנחיות יועץ הביסוס.

להלן טבלה 1 מת"י 413 הקובעת את ערך מקדם השתית ע"פ נתוני הקרקע.

טבלה ב-2: טבלה 1 מתוך ת"י 413

טבלה 1 - מקדם השתית לפי תיאור חתך קרקע וסוגה
(מתייחס לקרקע יציבה)

מס'	תאור חתך הקרקע	בדיקת החדרה תקנית SPT ^(א)	סוג קרקע	מקדם השתית
א ב 13 23 ג	סלע מסוג כלשהו שכבת קרקע קשיחה בעובי מינימלי 30 מ': גרנולרי ^(ב) חרסית ^(ב) כל קרקע שמחירות גל הגזירה שבה גדולה מ-750 מטר לשנייה ^(ג)	SPT > 50 SPT > 30	S ₁	1.0
ד 14 24 ח	שכבת קרקע בקשיחות בינונית ועובי מינימלי 30 מ': גרנולרי חרסית כל קרקע שמחירות גל הגזירה שבה בין 400 מטר לשנייה לבין פחות מ-750 מטר לשנייה	20 < SPT ≤ 50 10 < SPT ≤ 30	S ₂	1.2
ו 15 25 ז ח	שכבת קרקע בקשיחות קטנה: גרנולרי חרסית כל קרקע שמחירות גל הגזירה שבה בין 200 מטר לשנייה לבין פחות מ-400 מטר לשנייה כל קרקע שאינה נבדקת או אינה כלולה בתיאורים אחרים	SPT ≤ 20 5 < SPT ≤ 10	S ₃	1.5
ט י	שכבת חרסית רכה עד רכה מאוד בעובי גדול מ-12 מ': כל קרקע שמחירות גל הגזירה שבה קטנה מ-200 מטר לשנייה	SPT ≤ 5	S ₄	2.0
הערות לטבלה:				
(א) בדיקת החדרה תקנית (Standard penetration test) כמפורט בתקן הישראלי ת"י 253.				
(ב) גרנולרי וחרסית כמוגדר בתקן הישראלי ת"י 253.				
(ג) מודדים את מחירות גל הגזירה בעומק 10 מ'.				

- מקדם תאוצת הקרקע (Z) לפי מיקום המבנה כפי שמפורט בג"ת 2.
- מקדם הקטנת הכוח (K) יוגבל למשיכות נמוכה או לכל היותר לרמת משיכות בינונית. בשונה מהניתן בתכנון מבנה חדש בו ניתן לתכנן לכל רמות המשיכות, יוגבל מקדם זה כיוון שתפקידו לייצג את ההתנהגות האלסטו-פלסטית של המבנה בהתבסס על כך שפרטי הבניה של המבנה מאפשרים יצירת פרקים פלסטיים במבנה ללא פגיעה ביציבותו. באמצעות תכונה זו המבנה יכול לספוג חלק מאנרגיית הרעידה וזאת ע"י תזוזות גדולות יותר והעמסות קטנות יותר. במבנים קיימים, פרטים אלו חסרים וכאן טמון שורש המגבלה של המשיכות הנמוכה.

באמצעות פרמטרים אלו ניתן לחשב את מקדם ההגברה הספקטראלי הבסיסי (Ra) ולבסוף את מקדם התכן הסיסמי (Cd). לאחר חישוב מקדם התכן ניתן להתקדם לשלב האנליזה.

אנליזת המבנה

אנליזה סטטית שקילה ניתנת לשימוש לפי אותם מגבלות המופיעות בתקן בטבלה 9, ע"פ רוב יידרש לבצע חישוב גם באמצעות אנליזה מודלית.

טבלה ב-3: טבלה 9 מתוך ת"י 413

טבלה 9 - סוגי האנליזה לפי תכונות המבנה

סוג האנליזה	סוג המבנה
אנליזה סטטית שקילה (סעיף 302)	מתאימה רק למבנים שלחלן: א. מבנים מקבוצות חשיבות ב או ג, שהוגדרו מבנים "סדירים", שנובחים פחות מ- 80 מ' ותקופתם קצרה מ- 2 שניות, בכל האזורים; ב. מבנים מקבוצת חשיבות ג, שהוגדרו מבנים "מיוחדים", או המשמשים למגורים, באותם תנאים שבפסקה א, באזור שבו $Z \leq 0.075$; ג. מבנים מקבוצת חשיבות ג, שבהם קרמה גמישה, ושאר קומותיהם יכולות להתאים לתנאי מבנה "סדיר" - בתנאי שמספר הקומות מעל פני קרקע הנמוכים ביותר סביבם, אינו גדול מ- 5, והם מקיימים את דרישות סעיף 403.4; ד. מבנים מקבוצת חשיבות ג, "סדירים" או "מיוחדים", בכל האזורים, שנובחים מעל מפלס בסיסם קטן מ- 20 מ' ומספר הקומות מעל פני הקרקע הנמוכים ביותר סביבם, אינו גדול מ- 5 - בתנאי שאין בהם קומה גמישה או חלשה והרוחק בין מרכז המסות לבין מרכז הקשיחות בכל כיוון קטן מ- 15% מאורך המבנה באותו כיוון.
אנליזה מודלית (סעיף 303)	מתאימה לכל המבנים בכל האזורים (מתאים גם השימוש באנליזות דינמיות מקובלות אחרות).

בסעיף 303 בת"י 413 מפורט אופן ביצוע אנליזה מודלית ומתי נדרשת אנליזה מודלים מרחביים. כפי שגם יוצג בדוגמאות בהמשך, מודל מרחבי מאפשר ניתוח מדויק יותר להתנהגות המבנה תחת עומסים סיסמיים. על כן מחד יש מקום מלכתחילה לבצע אנליזה בטכניקה זו. טכניקה זו קשה מאד לבקרה ע"י המתכנן ומתבססת בעיקר על פתרון מורכב בשימוש בכלים ואנליזות ממוחשבות מאידך. מומלץ מאד לבצע את האנליזה בכל המתכונות המוזכרות ולו רק על מנת לקבל "תחושה" לגבי הערכים הצפויים להתקבל במודל המרחבי.

אנליזה סטטית שקילה, גם אם אינה מתאימה ע"פ טבלה 9, מספקת את הרף העליון, מאפשרת לאמוד את סדרי הגודל ובכך מאפשרת כלי יעיל לבקרת תוצאות המודל הממוחשב. באופן זה יוכל המהנדס לבקר את עצמו ולהימנע משגיאות גסות שלעיתים מתרחשות עקב הזנת נתונים לא נכונה, חוסר הכרות עם תוכנת החישוב או חוסר הבנה. אותו הדין יחול גם בבניית מודלים מישוריים לצורך אנליזה מודלית מרחבית.

נושאים נוספים הדורשים את התייחסותו של מתכנן החיזוק

- הטכניקות הנ"ל (אנליזה מודלית מישורית ואנליזה סטטית שקילה) אינן מתחשבות בתופעת הפיתול אשר יכולה להתרחש במבנים בעת רעידת אדמה ולכן למודל המרחבי חשיבות רבה אף יותר. לעיתים ניתן להסתפק במודל המישורי וזאת בתנאי שישנה התחשבות בפיתול כנדרש בסעיף 302.6 בתקן .

- בחיזוק מבנה קיים, כמו במבנה חדש, יש לאבחן ולבדוק את סוגיית קיומה של קומה גמישה או חלשה ולתכנן בהתאם לדרישת התקן.

- בשונה מתכנון דיאפרגמה במבנה חדש הרי שבמבנה קיים, השאיפה היא שהדיאפרגמה הקיימת תהיה מחוברת לאלמנטי ההקשחה החדשים ולשם כך יש לתכנן את החיבור בין אלו בהתאם. זאת רק אם לא קיימים אלמנטי הקשחה אשר אפשר להשתמש בהם כתחליף לדיאפרגמה בכל הנוגע לאחידות התזוזות ושיתוף כל אלמנטי ההקשחה בהתנגדות לכוחות האופקיים והמומנטים (דוגמת מסגרות מרחביות).

- כפי שגם הוזכר בקצרה בפרק הקודם (כדוגמה להבדלים בין תכנון מבנה קיים עם חיזוק למבנה חדש), יש להתייחס לנושא ההסטות הקומתיות והתזוזה האופקית המתקבלות באנליזה. נושא זה דורש תשומת לב מיוחדת בתכנון חיזוק. כפי שצוין לפני, גם אם התזוזה המתקבלת בחישוב מתאימה לדרישות התקן, אם ובמידה ועמודי המבנה הקיימים יגזרו עקב תזוזות אלו או לא יוכלו לעמוד בהם (עקב מחסור בפרטי זיון מתאימים), הרי שאלו לא יוכלו להמשיך לקבל עומסים אנכיים. התוצאה מכך תהיה שעל אף החיזוק, המבנה ייכשל ברעידת אדמה. לפיכך, יש לבדוק את ההסטות הקומתיות והשפעתם על עמודים או על אלמנטים אחרים.

- התייחסות תקן 413 לסוגיית המישקים במרווחים בין מבנים, הינה הבדל דרמטי לעומת הרווחים הקיימים בפועל במבנים שנבנו טרם פרסום תקן זה במתכונתו האחרונה. סוגיה זו בעייתית מאוד ודורשת כמעט תמיד התייחסות וטיפול הנדסיים במבנים קיימים עם מישקים (דוגמת "מבנה רכבת"). מכיוון שלא ניתן לשנות מרווח קיים בין מבנים, הרי שהאפשרויות הן ביצוע הקשחות שיצמצמו את התזוזה כך שתהיה פחותה מזו של המרווח או לחילופין ליצור חיבור בין המבנים ובכך לבטל את ההפרדה הקיימת. בביטול ההפרדה תובטח דיאפרגמה בעלת תזוזות אחידות במישורה, ברם יש צורך לקחת בחשבון כוחות נוספים שיווצרו כשמקורם בהתפשטות והתכווצות.

לסיכום פרק זה, יש להבין את השימוש בת"י 413 כבסיס לעבודה עם ת"י 2413.

פרק ג' - ת"י 2413 סקירה כללית

תקן 2413 נכנס לתוקף בשנת 2003 ואושר על ידי ועדה טכנית 104 העוסקת בעומסים אופייניים על מבנים. תקן זה אינו תקן עומסים מחד, מאידך גיסא הוא איננו תקן לתכן. תקן זה הוא תקן אינדוקטיבי ולמעשה עוסק במתודולוגית בחינת עמידות של מבנה קיים לרעידת אדמה על מנת לקבל אינדיקציה לעמידותו בהתבסס על הנתונים הקיימים על המבנה. לאחר שלב האבחון תקן זה מפנה, במידת הצורך, לחיזוק לפי עומסים שנקבעים בתקן ישראלי 413.

התקן (כפי שמפורט בתחילתו) אינו קובע איפה ומתי יש לבדוק מבנה על פיו ומבהיר כי הוא אינו מהווה שיטה לקביעת איכות או תקינות של מבנה נבדק. כך שלמעשה, תקן זה אינו מנדטורי ואינו מחייב אלא הוא יותר בחזקת כלי עבודה למהנדס שמעוניין לבדוק צורך בחיזוק מבנה לרעידות אדמה או בעקרונות לחיזוק המבנה במידה ונמצא כי יש בכך צורך, וזאת תוך הפניה לתקן 413.

תקן 2413 מקדים ומבהיר בסעיף 3.3 אילו מבנים כלל אין צורך לבחון את עמידותם לרעידות אדמה:

3. מבנים שאין צורך לבדוקם

3.1. מבנים נמוכים

אין צורך לבדוק את העמידות הסייסמית כאשר כל התנאים האלה מתמלאים:

- המבנה בעל 1-2 קומות ואין בו קומות מפולשות;
 - שטח המבנה עד 400 מ"ר ואין בו קומות מפולשות;
 - במבנה אין קומה בעלת גמישות ניכרת.
- כמו כן אין בודקים את העמידות הסייסמית כאשר המבנה הוא מחסן בעל קומה אחת; או ללא חשיבות מיוחדת; או אינו מאוכלס רוב הזמן.

3.2. מבנים בעלי ממ"דים או ממ"קים⁽³⁾

אין צורך לבדוק את העמידות הסייסמית במבנים בעלי קומות שמספרן כמפורט בטבלה 2, כשבכל גוש בהם קיימים ממ"דים או ממ"קים.

טבלה ג-1: טבלה 2 מתוך ת"י 2413

טבלה 2 - תנאי פטור למבנה עם ממ"ד או ממ"ק

מספר מרבי של קומות במבנה ^(א)		מקדם תאוצת הקרקע האופקית החזויה
ממ"ד	ממ"ק	Z
8	4	0.10 - 0.075
6	3	0.20 - 0.11
5	2	>0.20
הערה לטבלה:		
(א) כולל קומת עמודים או קומת קרקע.		

סעיף 3.3.1 למעשה מתבסס על דרישות ת"י 413 הפוטר מבנים נמוכים (כמוגדר בסעיף 103.6) מהצורך לתכננם לרעידות אדמה, ללא שיוך לתאוצת קרקע מסוימת אך עם סייגים לנושא של קומה מפולשת.

סעיף 3.3.2 פוטר מבנים בעלי ממ"דים או ממ"קים (כתלות במספר הקומות במבנה ותאוצות הקרקע באתר) מהצורך בבדיקת עמידותם.

יש לשים לב לכך שבניית מרחבים מוגנים החלה בשנות ה-90 של המאה הקודמת, בעוד שתמ"א 38 מתייחסת למבנים שהיתר הבניה עבורם ניתן טרם ה-1 בינואר 1980. למעשה, נוצר טווח זמן של כעשר שנים בו אין המבנה עומד בקריטריון לחיזוק באמצעות הרחבת זכויות הבניה ע"פ תמ"א 38 אך יחד עם זאת הוא תוכנן בהסתמך על תקן מיושן וכלל לא בטוח שהמבנה עמיד בפני רעידות אדמה ע"פ הסטנדרטים המקובלים כיום. **מבנים שנבנו בטווח הזמן הנ"ל, רצוי שייבדקו (ועמידותם תשופר במידת הצורך) למרות שלא ניתן לבצע תוספות בניה בעבודות החיזוק ע"פ תמ"א 38.**

תקן ישראלי 2413 מצטרף לשורה של תקנים דומים בעולם, נותן הנחיות פרטניות לאבחון ובדיקת מבנים קיימים כמו גם עקרונות לחיזוק מבנים אלו. התקן מבחין בין שלוש רמות אבחון למבנים (רמה I, רמה II ורמה III).

1. רמה I- אבחון מהיר

האבחון המהיר הוא שיטה להערכה סטטיסטית של עמידות מקבץ מבנים ואינה מיועדת למבנים יחידים בהם נדרשות בדיקות ברמות II ו-III. תפקידה של שיטת האבחון המהיר הוא לזהות אזורים בעיתיים עפ"י הפרמטרים המפורטים בטבלה 1 בתקן 2413. טבלה זו מבוססת בעיקרה על מסמך ניו-זילנדי¹ תוך התאמה לבניה המקובלת בישראל.

כלי זה של אבחון מקבצי מבנים, יכול לשמש בידי רשות מקומית ככלי יעיל היכול לעזור בזיהוי המבנים הדורשים את התייחסותה המיידית. מבנים אלו צריכים להיות בראש סדר העדיפויות (בכל הנוגע לטיפול וחיזוק לרעידות אדמה) ויש לעודד באמצעים שונים את חיזוק אותם מקבצי מבנים. על מנת להמחיש לאילו פרמטרים השפעה באבחון המהיר – מצ"ב טבלה 1 מת"י 2413 (2003).

¹ (NZSEE, 1996)

טבלה ג-2: טבלה 1 מת"י 2413 (2003)

טבלה 1 - מקדמים לאבחון מחיר (סטטיסטי) למיקבץ מבנים
(ראו הסברים למקדמים בסעיף 2.3)

ערכי המקדמים לפי סוג המבנה								סוגי המקדמים והפרמטרים שלהם	
קירות בני	בטון טרומי: מוטות (מיסבך)	בטון טרומי: לוחות	מסגרות עם מילוי בני	בטון: קירות הקשחה	בטון: מערכות כפיפה	פלדה: מסגרות מוקשחות	פלדה: מסגרות כפיפות		
1.6	1.4	0.7	0.8	0.6	1.0	0.7	0.8	$Z > 0.2$	S_0
1.4	0.8	0.4	0.5	0.3	0.5	0.5	0.4	Z בין 0.15 לבין 0.20	
1.2	0.4	0.2	0.3	0.1	0.2	0.4	0.3	$Z < 0.15$	
0.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	אי שביעות רצון ממצב המבנה	ΔS
0.3	0.3	0.3	0.4	0.4	0.3	0.3	0.3	אי סדירות אופקית	
0.8	0.7	0.6	0.7	0.6	0.7	0.7	0.7	אי סדירות אנכית	
0.1	0.1	0.05	0.1	0.06	0.1	0.1	0.1	הולם סייסמי	
0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0	0.1	עמודים קצרים	
0.3								הקמה לפני 1970	
0								הקמה בין 1970 לבין 1980	
-0.3								הקמה אחרי 1980	
-0.2	-0.2	-0.3	-0.2	-0.3	-0.2	-0.15	-0.2	SL_1	
0								SL_2	
0.14	0.2	0.15	0.2	0.1	0.2	0.1	0.2	SL_3	
0.3	0.3	0.2	0.2	0.2	0.3	0.2	0.3	SL_4	
0.4	0.2	0.1	0.2	0.1	0.2	0.1	0.2	קרבה לקו העתק (מבנים הנמצאים בתחום עד 50 מ' מקו העתק החשוד כפעיל - לא יבדקו לפי שיטה זו)	

2.3. הסברים למקדמים שבטבלה 1

2.3.1. המקדם הבסיסי S_0 נבחר בתלות במקדם תאוצת הקרקע האופקית החזויה - Z , לפי התקן הישראלי ת"י 413.

כפי שכבר צוין, שלב אבחון זה אינו כה שימושי עבור מהנדס הבוחן חיזוק מבנה ספציפי ומיועד יותר ככלי אבחון סטטיסטי של הרשויות.

רמה זו, בשונה מרמה I, בוחנת מבנה יחיד ולא מקבץ. חלק נכבד מהבעיות באבחון מבנים וקביעת הצורך בחיזוקם, הינו העדר אינפורמציה מספקת על המבנה. על כן, חלק ניכר מאבחון המבנה תלוי בשיקול דעתו של המהנדס וביכולתו, על סמך מעט אינפורמציה, להגיע למקסימום מסקנות על המבנה הנבדק. יחד עם זאת, תהליך החישוב ההנדסי מביא בחשבון נתונים מדויקים של המבנה וכן הוא מוגבל לשימוש למבנים של עד 12 קומות או 35 מ' גובה הנמצאים במרחק הגדול מ- 50 מ' מקו העתק פעיל.

תקן 2413 מנחה בשלב אבחון זה לבדוק את כל גוש המבנה לשני הכיוונים הראשיים, כאשר יש להתרכז בנקודות התורפה של המבנה. נקודות התורפה הן קומת הכניסה/קומת הקרקע ובדיקה האם קיים חשש שזוהי קומה "גמישה" או "חלשה". בשלב האבחון הראשוני כבר נדרשות תכניות קונסטרוקציה של המבנה או לכל הפחות תכניות ההגשה לעירייה, בהן מצוינים נתונים גיאומטריים של המבנה ושל הרכיבים הנושאים. בהעדר תכניות אלו כבר יש צורך לבצע מדידות במבנה עצמו במטרה לספק את הנתונים הדרושים ועל מנת לקבוע את האינדקס הסיסמי של המבנה (נספח ה' מת"י 2413 מצורף בסוף פרק זה תחת הכותרת נספח ג-1).

בשלב אבחון זה, חשיבות איסוף הנתונים על המבנה הקיים רבה. לצורך הערכת עמידותו של המבנה לרעידות אדמה, יש לרכז את המאמצים בנתונים הרלבנטיים להלן:

- תכניות קונסטרוקציה מקוריות.
- תכניות הגשת בקשה להיתר בניה.
- דו"ח ביסוס.
- ביקורים באתר, צילומים ומדידות.
- בדיקות אל הרס לצורך זיהוי עמודים, קירות וקורות.
- שימוש במכשור אל הרס לזיהוי כמויות ברזל ואיכותו.
- חפירות לזיהוי סוג ואיכות הביסוס. רצוי לבצע בדיקות המאפשרות להרכיב תכנית ביסוס של המבנה הקיים.

אינדקס סיסמי

אינדקס סיסמי (I_s) – הינו פרמטר הבוחן את היחס בין תסבולת הקומה לכוח הסיסמי הכולל, כאשר במסגרת אבחון ראשוני עלינו לקבוע את האינדקס הסיסמי (סעיף 3.2 בת"י 2413). בטבלה ג-2 בהמשך, רוכזו גבולי האינדקס הסיסמי והשלכותיהם על האבחון כפי שאלו מוצגים בסעיף הנדון בתקן. סיכום שלב האבחון הראשוני (רמה II). שלב האבחון הראשוני הינו שלב בעל חשיבות עליונה והוא למעשה קובע האם יש צורך בחיזוק המבנה. עפ"י תכנית המתאר הארצית 38, הרי שבהעדר קביעה בכתב של מהנדס כי יש צורך בחיזוק המבנה לרעידות אדמה לא יותר ביצוע החיזוק. אבחון זה מהווה כלי וגושפנקה בידי המתכנן לצורך קביעה זו.

טבלה ג-3: ריכוז גבולי האינדקסים הסיסמיים מתוך כפי שמוצגים בת"י 2413

גבולי האינדקס הסיסמי (I_s)	עמידות המבנה לכוחות סיסמיים	צורך בבדיקה ברמה III
$I_s > 1.3$	המבנה עמיד לכוחות סיסמיים בסבירות גבוהה.	אין צורך בבדיקה ברמה III.
$1.1 \leq I_s \leq 1.3$	המבנה עמיד לכוחות סיסמיים בסבירות רגילה.	מומלץ לערוך בדיקה ברמה III אך לא בדחיפות.
$0.9 \leq I_s \leq 1.1$	המבנה אינו עמיד לכוחות סיסמיים בסבירות רגילה.	יש לערוך בדיקות עפ"י רמה III.
$I_s < 0.9$	המבנה אינו עמיד לכוחות סיסמיים בסבירות גבוהה.	יש לערוך בדיקות עפ"י רמה III בדחיפות רבה.

3. רמה III – בדיקת מבנים קיימים בהתאמות לת"י 413

פרק זה בתקן 2413 מציין מספר הנחיות לתכן חיזוק המבנה הקיים לרעידת אדמה תוך שימוש בת"י 413. ההנחיות המפורטות:

- מקדם הקטנת הכוח (K), סעיף 4.2 – סעיף זה מגביל לתכנון המבנים המחוזקים לרמת משיכות בינונית לכל היותר.
- קביעת עומס התכן האופקי הכולל (F_h), סעיף 4.3 – עבור עומס זה, המחושב ע"פ הנחיות ת"י 413 מותרת הפחתה בהתאם לשנת ההקמה של המבנה (ככל שהמבנה ישן יותר כך הפחתת העומס האופקי גדולה יותר).
- רכיבים נושאים, סעיף 4.4 – סעיף זה מספק הנחיות פרטניות כיצד יש להתחשב באלמנטי ההקשחה הקיימים במבנה (קירות בנייה, מסגרות עץ, פלדה וכיו"ב).
- רמת התיעוד הטכני, סעיף 4.5.
- המצב הנוכחי של שלד המבנה, סעיף 4.6 – מגדיר ליקויים ברכיבי המבנה הקיים הדורשים טיפול בכדי שיוכלו לשמש חלק משלד המבנה המחוזק.
- מישקים, סעיף 4.7 – סעיף זה מנחה מתי אין צורך לטפל במישקים צרים (תת סעיף א') ומתי יש צורך לטפל בהם (תת סעיף ב') כאשר אלו אינם עונים לדרישות ת"י 413.
- עמודים קצרים, סעיף 4.8.
- יסודות, סעיף 4.9.
- תוספת למבנה קיים, סעיף 4.10.

4. עקרונות לחיזוק מבנים קיימים (פרק ה' בת"י 2413)

סעיפים 5.1, 5.2 ו-5.3 בתקן, נותנים למהנדס הנחיות כלליות (לא רק הנחיות הנדסיות) וכן מציינים אופני חיזוק אפשריים למבנה וליסודות (מצורפים בהמשך תחת הכותרת נספח ג-2) סעיף 5.4 (בהמשך לסעיפים שצוינו דלעיל) עוסק בחיבורים בין רכיבי החיזוק ושלד המבנה הקיים. סעיף זה מפרט בעיקר על חיבור בין רכיבי בטון באמצעות קידוח קוצים וחישוב תסבולת השליפה והגזירה (דחייה) בין רכיבי הבטון. במדריך זה מוצגים בהמשך פרטי חיבור וחיזוק הלקוחים מהדע שנצבר במשרדנו, הרצאות וספרות ישראלית, כמו גם מהספרות והתקינה הזרים. דוגמאות חישוב מבנים לרמה II עפ"י תקן 2413 מופיעות בפרק יד' של מדריך זה. להלן דוגמא להמחשת חיבור בעייתי בין קורת בטון לאלמנט נושא, כזה הזקוק לשיפור עמידות לרעידות אדמה:



תרשים ג-1: תמונה של קורת בטון במצב רעוע

לסיכום פרק זה, כפי שצוין בתחילת הפרק, תקן 2413 הינו תקן שמטרתו אבחון מבנים קיימים ועמידותם לרעידות אדמה. תקן זה, נותן בידי המהנדס במגזר הפרטי וגם בידי הרשויות את הכלים והיכולת לקבוע באמצעים פשוטים יחסית (תוך כדי גיבוי חוקי לקביעה זו) את עמידות המבנה הקיים ועד כמה החיזוק הכרחי.

נספח ה - שאלון צבירת נתונים לעריכת אבחון ראשוני

(למידע בלבד)

ה-1. כללי

- בשלב הראשון מכינים את הנתונים במשרד, לפי מידע כללי שאינו מצריך ביקור באתר המבנה.
- בשלב השני מבקרים באתר המבנה כדי לאמת נתונים, למדוד ולאתר נתונים נוספים.
- בשלב השלישי והאחרון משלימים נתונים לשם עריכת האבחון הראשוני מהאיסוף בשני השלבים המוקדמים.
- הנתונים בנספח זה מתוארים מילולית וכן בעזרת חסימנים המפורטים בתקן (ראו סעיף 1.5).
- יש לבדוק את קומת הקרקע, ונוסף על כך:
 - קומה שמעליה - כשהמערכת הנושאת גמישה מהמערכת של קומת הקרקע;
 - כל קומה החשודה כקומה מפולשת.

ה-2. הנתונים המיועדים להכנה במשרד

- כתובת המבנה
- גובה המבנה (H)
- מספר הקומות (n)
- מספר הקומות הנבדקות (g)
- עומס כולל (עומס קבוע + עומס שימושי מוקצן לפי ת"י 413)
- סוג רכיבי המבנה (קירות בטון מזוין, קירות גני, עמודי בטון או פלדה)
- מקדם תאוצת הקרקע (Z)
- השטח הכולל של תקרות המבנה
- שטח הקומה הנבדקת
- השטח הכולל של התקרות שמעל לקומה הנבדקת (ΣA_f)
- היקף הקומה הנבדקת (L_f)
- מקדם תיקון לחשיבות (f_i)
- מקדם תיקון לסוג הקרקע (f_s)
- שנת הקמת השלד (a_y)
- מקדם תיקון לשלמות התייעוד (a_d)

ה-3. נתונים לבדיקת תכניות + בדיקה באתר

- (א) גרעינים מבטון מזוין
 - השטח ומרכז הכובד של כל גרעין
 - לגרעין גדול (השטח הכולל בתוך הצירים של קירות ההיקף גדול מ-30 מ"ר) יש לציין את האורך והעובי של קירות ההיקף (ציור ב-2)
 - לגרעין או לקיר הקשחה אחד בלבד - גורל האקסצנטריות e_y, e_x (ציור ב-3)
- (ב) קירות הקשחה מבטון מזוין
 - כיוון כל קיר המקביל לציר x או לציר y
 - לקיר שחתכו האופקי משופע, הזווית β לגבי ציר x (ציור ב-2)

- השטח ומרכז הכובד של כל קיר
- החוזק האופייני של הבטון בלחיצה f_{ck}
- כשהקיר יצוק לפי "השיטה היושלתית", יש לציין זאת בנתונים.
- (ג) **קירות הקשחה מבני**
 - כיוון כל קיר
 - השטח ומרכז הכובד של כל קיר
 - חוזק הבטון בגזירה (f_a) (ראו סעיף 3.7).
- (ד) **עמודים מבטון מזוין**
 - המידות b_e, h_e לעמודים המקבילים לכיוונים הראשיים
 - זווית השיפוע לעמודים משופעים במישור התקרה (צויר 2)
 - למבנים הנשענים על עמודי בטון וקירות בני בלבד יש להוסיף את הקוטר והצפיפות של החישוקים באזורים הנמצאים במרחק קטן מ-0.50 מ' מקצות העמוד
 - חוזק הבטון (f_{ck})
 - מין קורות התקרה (קורות סמויות, קורות בולטות, קורות מעורבות).
- (ה) **עמודים מבלדה**
 - מודולי החתך W_x ו- W_y ;
 - מאמץ σ_a מעומסים אנכיים ;
 - זווית השיפוע לעמודים משופעים, במישור התקרה (צויר 2).
- (ו) **גובה הקומה הנבדקת (h_i)**
 - יש למלא את הנתונים שבסעיפים (א) - (ו) גם לקומה $(i + 1)$ שמעל לקומה הנבדקת (i).
- (ז) **רכיבים טרומיים (מקדם התיקון a_s)**
- (ח) **תיסודות (מקדם התיקון a_f)**
 - הקרבה למצוק (ראו D_0 בצויר 5)
 - השיפוע (ראו θ בצויר 5)
 - הקרבה לחעתק החשוד כפעיל.
- (ט) **מצב קיים (מקדם התיקון a_p)**
- (י) **מישקי התפשטות (מתקן a_j)**
 - רוחב המישקים
 - האם תקרות סמוכות חן באותו מפלס? (כן או לא)
- (יא) **הימצאות עמודים קצרים (מקדם התיקון a_{sc})** (כן או לא)
- (יב) **שיקול דעת המהנדס (מקדם התיקון a_o)**

פרק ה - עקרונות לחיזוק מבנים קיימים

5.1. הנחיות כלליות

- א. בחרים אופני חיזוק שישפרו על חסנון והאופי האדריכלי של המבנה וסביבתו.
- ב. בחרים את אופני החיזוק בתואדם ובחתייעצות עם אדריכל מנוסה.
- ג. בחרים אופני חיזוק שישפרו ככל האפשר על אזורים ירוקים ועל אזורים המיועדים לשימוש פונקציונלי, כגון: למקומות חניה.
- ד. עורכים תכנ ונאליזה של העומסים והתסבולות לרכיבי המבנה ומחזקים ברכיבי חיזוק כמפורט בתקן הישראלי ת"י 413.
- ה. מחזקים את המבנה בחתייעצות לתנאים העיקריים האלה:
 - קיימות קומות גמישות או חלשות (קומה מפולשת);
 - קיים מצב של פיתול (אקסצנטריות יתר של רכיבים נושאים);
 - קיימת סכנה לחילס סייסמי במבנים בעלי רוחב מישק צר, ביחוד כשהתקררות במבנים סמוכים או בגושים סמוכים אינן באותו מפלס.
 - קיימים עמודים קצרים.

5.2. אופני חיזוק המבנה

- א. מחזקים באחד או ביותר מהאופנים האלה:
 - א. אם אפשר - מחזקים במעטפת החיצונית בלבד של המבנה.
 - ב. מחזקים בתוספת עיבוי גרעינים או/עם קירות הקשחה אנכיים.
 - ג. בונים קירות הקשחה חדשים, ביחוד בקומת קרקע, ומבטיחים את החמשכיות של קירות החקשחה לגובה המבנה באמצעות קיצים ביציקות העוברות דרך חורים בתקרות.
 - ד. מחברים חדרי ביטחון ופירי מעליות קיימים או חדשים לשל המבנה.
- ה. מחזקים בתוספת הקשחות אלכסוניות מפלדה בצורות X או K, במתן תשומת לב לאזורי החיבור ובהעברת העומסים לרכיבים הנושאים הקיימים.
- ו. מחזקים בדריכת קירות הבני לשני הכיוונים, בהנבלת האקסצנטריות שבדריכה ובחבטת חיבור הקיר לתקרות ולעמודים.
- ז. מחזקים את העמודים הקיימים בעיבויים או בעטיפתם.
- ח. מחזקים בחיבורים בין רכיבי המבנה הקיים לבין רכיבי החיזוק הנושאים, בחבטת העברת הכוחות ביניהם.
- ט. מחזקים בסגירה של מישקים ובחיבור בין נושי מבנים (ללא אורך יתר של הנושים, כדי למנוע סדיקה מהשפעת תרסיות).
- י. אין להשתמש בקירות בני כרכיב נושא במבנים מחוזקים, למעט כשקיר הבני מחוזק על ידי תוספת מעטפות מבטון מוזין.
- יא. למבנים בעלי חשיבות מיוחדת ניתן להקטין את הכוחות הסייסמיים המועברים למבנה על ידי שימוש במרסנים.

5.3. אופני חיזוק ליסודות בקרקע

- א. תרכיבים הנושאים העומסים, המיועדים להעברת העומסים הסייסמיים, יינשאו (אם אפשר) על יסודות קיימים. מאמצי המנע הסותרים על הקרקע יוגדלו ב-50% לעומת המאמצים הסותרים שתוכננו לעומסים האנכיים.

- ב. כשאני אפשר לקיים את סעיף א שלעיל - מגדילים את מידות היסודות הבדדיים. לכלונסאות קיימים מוסכמים כפי הנדרש עוד כלונסאות [ברציקה קרובה ככל האפשר לכלונסאות הקיימים] ומאגדים את קבוצות הכלונסאות על ידי ראשי כלונסאות.
- ג. כשקיימות רצפות המונחות על הקרקע, אפשר לעבותן מעל עמודים וקורות ולחשתמש בתן כיסודות.
- ד. תכן היסודות הנוספים או המוגדלים ייעשה בהנחיית מהנדס קרקע.

פרק ד' - תקנים ומדריכים זרים לתכנון

תקן ישראלי, 2413 כפי שגם הוסבר בפרק הקודם, מתבסס רבות על תקנים ומסמכים זרים דוגמת התקן האירופאי והמסמך הניו זילנדי אשר עד למועד פרסום תקן 2413 (2003) היו התקנים המובילים. חלק מהתקנים והמסמכים הזרים עליהם מבוסס ת"י 2413:

1. ENV 1998- 1-4:1996, Euro code 8 – Design provisions for earthquake resistance of structures.
2. BS 5628:1985 – Code of practice for use in masonry.
3. NZSEE: June 1996 – The assessment and improvement of structural performance of earthquake risk buildings.

עם זאת, בעשור האחרון, יצאו תקנים ומדריכים אמריקאיים עדכניים יותר. דיון מעמיק בחלק ממסמכים אלו ייעשה בפרק זה.

תקנים ומדריכים זרים עדכניים רלוונטיים:

1. ASCE/SEI 41-06
2. FEMA 547/2006
3. EN-2005 – EUROCODE 8
4. ASCE/SEI 31-03

היות והתקנים והמדריכים הנ"ל חדשניים יותר מהמקורות עליהם התבסס ת"י 2413 ועקב כך שמקורות אלו (דוגמת התקן האירופאי והבריטי) התעדכנו מאז פרסום התקן, מתקיימים בעת כתיבת מדריך זה דיונים ונבחנת רביזיה יסודית לתקן 2413 על מנת להטמיע עקרונות מסוימים מאותם מדריכים חדשניים בנוסף להתאמות הטבעיות הנדרשות עקב העדכונים בת"י 413.

כיום, הדעה הרווחת בקרב המומחים העולמיים בתחום היא שיש לעבור לאנליזה שמבוססת על הזזות ולא אנליזה שמבוססת על כוחות, כמו גם לעבור מאנליזות ליניאריות לאנליזות לא ליניאריות. דוגמא לאנליזה סטטית לא ליניארית מבוססת הזזות היא אנליזה דחיפה (Push-over) המוכרת בארץ בעיקר מעולם תכן הגשרים. דוגמא לאנליזה דינאמית לא ליניארית מתקדמת היא למשל אנליזה טיים-היסטורי (Time-history) בהמשך יפורטו מעט עקרונותיהם של השיטות השונות. סימוכין לכך ניתן למצוא בתקינה האמריקאית העדכנית.

כמו כן, הטכניקות להערכת עמידות מבנים קיימים ברעידת אדמה, משתנה בין מדינות שונות בעולם בהתאם לאופי הבניה המקובל באותן ארצות. כך שלדוגמא, בספרות האמריקאית תהיה התייחסות מעמיקה ורחבה למבני עץ, מבני מסגרות מפלדה וכד'. מבנים אלו אינם נפוצים כל כך בישראל, אף על פי כן חשוב לדעת כיצד להתייחס אליהם בכל הנוגע לתכנונם ולתכנון חיזוקים בהם.

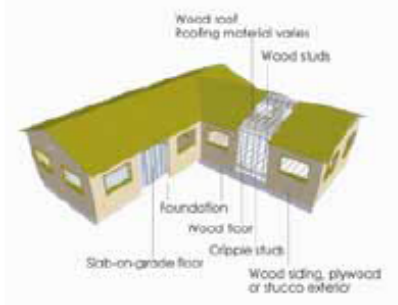
פרק זה מציג סקירה של שני מסמכים אמריקאים אשר כדאי שיהוו נדבך חשוב ברביזיה המתגבשת בתקן 2413 שכן הם מקיפים וממצים את הנושא.

מדריך זה הופק ע"י סוכנות "פימה" (Federal Emergency Management Agency), סוכנות שהוקמה בשנת 1984. במסגרת תפקידה בחרה סוכנות זו להוציא לאור מדריך זה במטרה להפחית סכנות ונזקים עקב רעידת אדמה. מדריך זה מציג טכניקות שונות לחיזוק מבנים קיימים תוך הצגת פתרונות חיזוק שונים לסוגי מבנים שונים (ניתן להוריד את המדריך ללא תשלום מהאינטרנט).

מדריך זה הינו רחב היקף ומפורט מאוד. בצורה מעט פשטנית ותמציתית הרי שהנושאים העיקריים בהם הוא עוסק הינם:

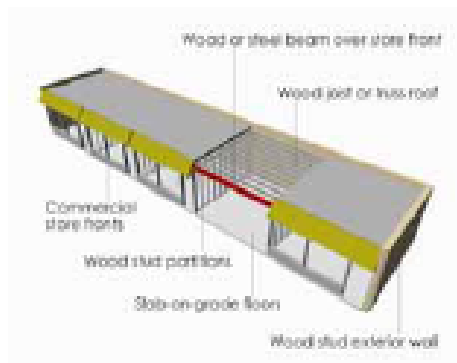
- סקירת הסכנות והליקויים הסיסמיים לכל סוג של מבנה תוך התייחסות לאלמנטי המבנה השונים החל בקונפיגורציה של המבנה (סדירות), קשיחות, התנהגות דיאפרגמה של התקרות, הביסוס וכלה בפרטי האלמנטים כמו חיבור עמוד קורה וכיו"ב.
- מיון מבנים – מבני בטון, מבני פלדה, מבני עץ, קירות בניה, מבני מסגרות, מבנים עם קירות הקשחה וכו' (להלן קטע מטבלה 4-1 מהמדריך המפרט את סוגי המבנים בהם הוא עוסק).

טבלה ד-1: טבלה 4-1 מתוך המדריך FEMA 547

Table 4-1: Model Building Types	
 W1: Wood Light Frames	Building Type W1 consists of one- and two-family detached dwellings of one or more stories. Floor and roof framing are most commonly woodframe joists and rafters supported on wood stud walls. The first floor may be slab-on-grade or framed. Lateral forces in W1 buildings are resisted by woodframe diaphragms and shear walls.
 W1A: Multistory, Multi-Unit Residential Woodframes	Building Type W1A is similar to Building Type W1 in use of light-frame wall, floor and roof construction, but includes large multi-family, multistory buildings. In W1A buildings, second and higher stories are almost exclusively residential use, while the first story can include any combination of parking, common areas, storage, and residential units. Post and beam framing often replaces bearing walls in non-residential areas. Multi-family residential buildings with commercial space at the first story are included in Building Type W1A due to similar building characteristics. Lateral forces in W1A buildings are primarily resisted by woodframe diaphragms and shear walls.

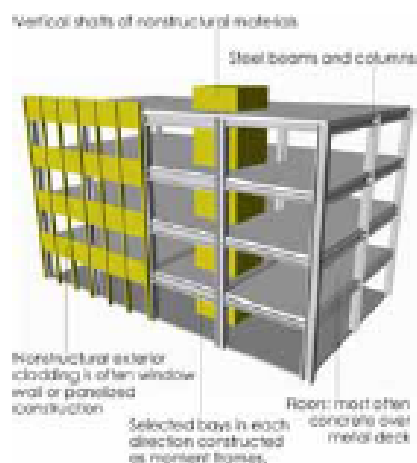
²(FEMA 547/2006 edition)

Table 4-1: Model Building Types (continued)



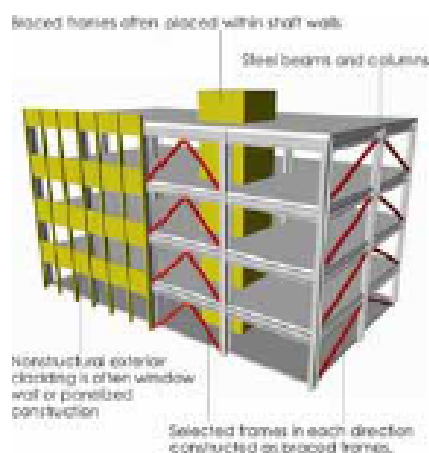
W2: Woodframes, Commercial and Industrial

Building Type W2 consists of commercial, institutional, and smaller industrial buildings constructed primarily of wood framing. The first floor is most commonly slab-on-grade, but may be framed. Floor and roof framing may include wood joists, wood or steel trusses, and glulam or steel beams, with wood posts or steel columns. Post and beam framing is common at storefronts or garage openings. Lateral forces in W2 buildings are primarily resisted by woodframe diaphragms and shear walls, sometimes in combination with isolated concrete or masonry shear walls, steel braced frames, or steel moment frames. Diaphragm spans may be significantly larger than in W1 and W1A buildings.



S1/S1A: Steel Moment Frames

Building Type S1 consists of an essentially complete frame assembly of steel beams and columns. Lateral forces are resisted by moment frames that develop stiffness through rigid connections of the beam and column created by angles, plates, and bolts, and/or by welding. Floors are cast-in-place concrete slabs or metal decks infilled with concrete. Building Type S1A is similar but has floors and roofs that act as flexible diaphragms such as wood or untopped metal deck.



S2/S2A: Steel Braced Frames

Building Type S2 consists of a frame assembly of steel beams and columns. Lateral forces are resisted by diagonal steel members placed in selected bays. Floors are cast-in-place concrete slabs or metal decks infilled with concrete. Building Type S2A is similar but has floors and roofs that act as flexible diaphragms such as wood or untopped metal deck.

Table 4-1: Model Building Types (continued)

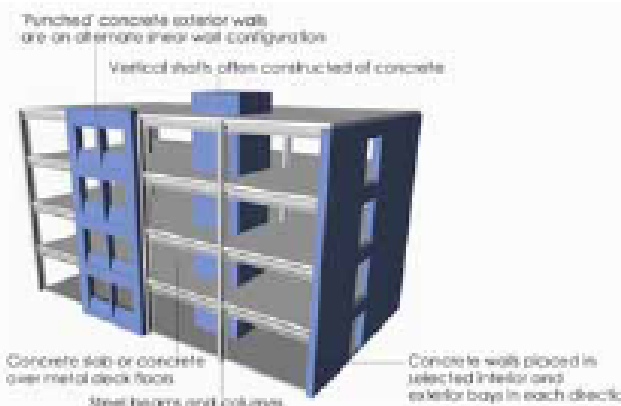
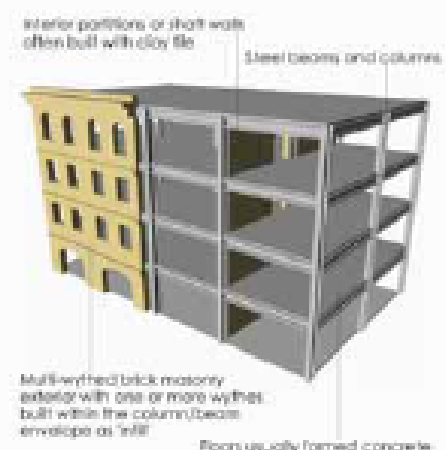
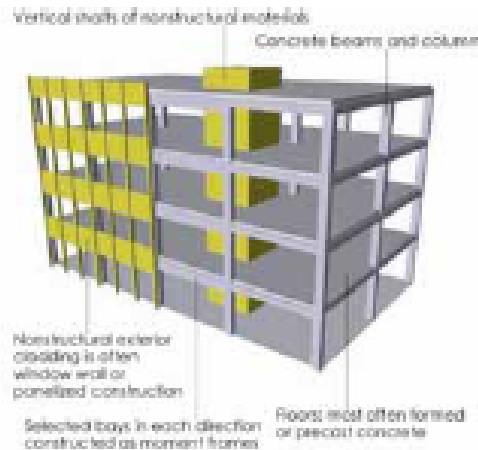
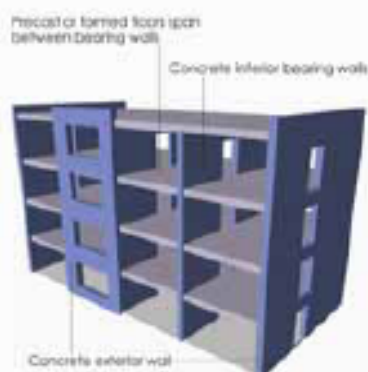
 S4: Steel Frames with Concrete Shear Walls	Building Type S4 consists of an essentially complete frame assembly of steel beams and columns. The floors are concrete slabs or concrete fill over metal deck. These buildings feature a significant number of concrete walls effectively acting as shear walls, either as vertical transportation cores, isolated in selected bays, or as a perimeter wall system. The steel column and beam system may act only to carry gravity loads or may have rigid connections to act as a moment frame to form a dual system.
 S5/S5A: Steel Frames with Infill Masonry Shear Walls	Building Type S5 is normally an older building that consists of an essentially complete gravity frame assembly of steel floor beams or trusses and steel columns. The floor consists of masonry flat arches, concrete slabs or metal deck and concrete fill. Exterior walls, and possibly some interior walls, are constructed of unreinforced masonry, tightly infilling the space between columns and between beams and the floor such that the infill interacts with the frame to form a lateral force-resisting element.
 C1: Concrete Moment Frames	Type C1 buildings consist of concrete framing, either a complete system of beams and columns or columns supporting slabs without gravity beams. Lateral forces are resisted by cast-in-place moment frames that develop stiffness through rigid connections of the column and beams.

Table 4-1: Model Building Types (continued)



**C2b: Concrete Shear Walls
(Bearing Wall Systems)**

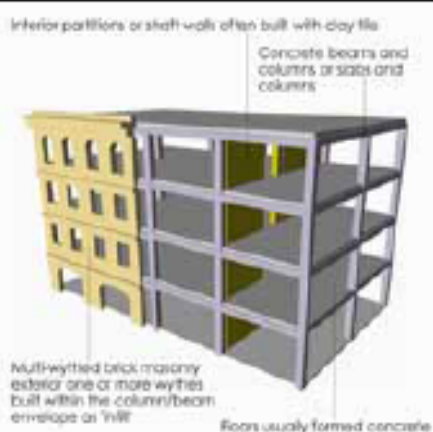
Building Type C2 covers buildings with concrete walls. For this document, the type is split into C2b and C2f.

Building Type C2b is usually all concrete with flat slab or precast plank floors and concrete bearing walls. Little, if any, of the gravity loads are resisted by beams and columns.



**C2f: Concrete Shear Walls
(Gravity Frame Systems)**

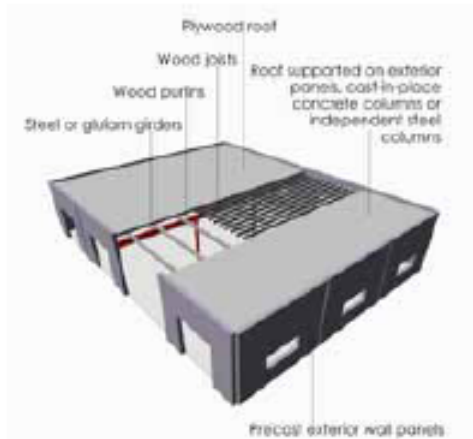
Building Type C2f has a column and beam or column and slab system that essentially carries all gravity load. Lateral loads are resisted by concrete shear walls surrounding shafts, at the building perimeter, or isolated walls placed specifically for lateral resistance.



**C3/C3A: Concrete Frames with
Infill Masonry Shear Walls**

Building Type C3 is normally an older building with an essentially complete gravity frame assembly of concrete columns and floor systems. The floors can consist of a variety of concrete systems including flat plates, two-way slabs, and beam and slab. Exterior walls, and possibly some interior walls, are constructed of unreinforced masonry, tightly infilling the space between columns horizontally and between floor structural elements vertically, such that the infill interacts with the frame to form a lateral force-resisting element.

Table 4-1: Model Building Types (continued)



PC1: Tilt-Up Concrete Shear Walls

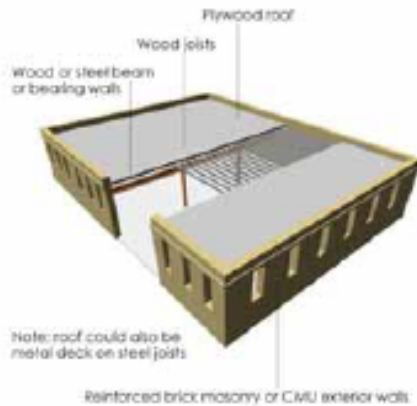
Building Type **PC1** is constructed with concrete walls, cast on site and tilted up to form the exterior of the building. **PC1** buildings are used for many occupancy types including warehouse, light industrial, wholesale and retail stores, and office. The majority of these buildings are one story; however, tilt-up buildings of up to three and four stories are common, and a limited number with more stories exist. For many years, tilt-up buildings have been primarily large box-type buildings with the tilt-up walls at the building perimeter; however, in recent years, tilt-up construction has been used in more complex and varied commercial building configurations. Lateral forces in **PC1** buildings are resisted by flexible wood or steel roof diaphragms and tilt-up concrete shear walls. Floor diaphragms are most commonly composite steel decking.



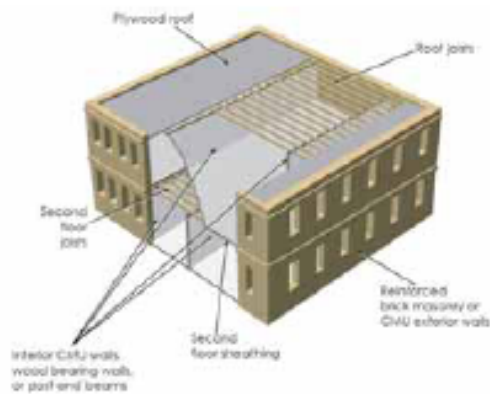
PC2: Precast Concrete Frames with Shear Walls

Buildings designated as **PC2** include wide ranging combinations of precast and cast-in-place concrete elements. Precast members may be limited to a floor system of hollow core or T-beam construction, or may include all elements of the gravity and lateral load systems. For this document, Building Type **PC2** includes concrete wall or frame buildings in which any of the horizontal or vertical elements of the lateral load system are of precast concrete, except for flexible diaphragm buildings which are addressed as Building Type **PC1**.

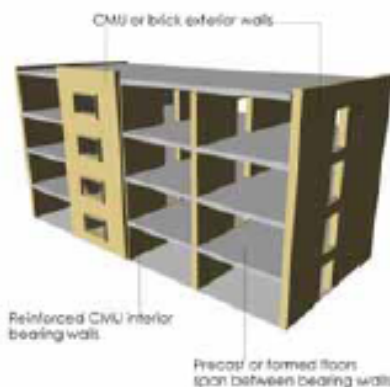
Table 4-1: Model Building Types (continued)



RM1t: Reinforced Masonry Bearing Walls
(Similar to Tilt-Up Concrete Shear Walls)



RM1u: Reinforced Masonry Bearing Walls
(Similar to Unreinforced Masonry Bearing Walls)

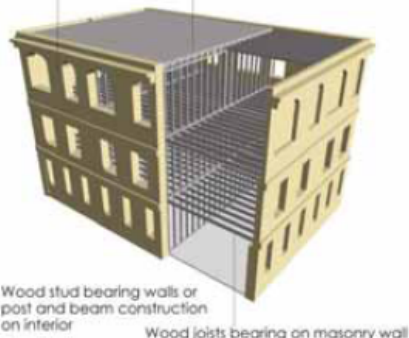


RM2: Reinforced Masonry Bearing Walls
(Similar to Concrete Shear Walls w/ Bearing Walls)

Building Type **RM1** is constructed with reinforced masonry (brick cavity wall or concrete masonry unit) perimeter walls with a wood or metal deck flexible diaphragm.

For this document, Building Type **RM1** is separated into two categories, **RM1u**, which is multistory, and typically has interior CMU walls and shorter diaphragm spans, and **RM1t**, a large, typically one-story buildings similar to concrete tilt-ups.

Building Type **RM2** consists of reinforced masonry walls and concrete slab floors that may be either cast-in-place or precast. This building type is often used for hotel and motels and is similar to the concrete bearing wall type **C2**.

Table 4-1: Model Building Types (continued)	
 URM: Unreinforced Masonry Bearing Walls	Building Type URM consists of unreinforced masonry bearing walls, usually at the perimeter and usually brick masonry. The floors are typically of wood joists and wood sheathing supported on the walls and on interior post and beam construction.

ליקויים סיסמיים עקרוניים במבנים

- חוזק גלובלי – יכולת ההתנגדות (תסבולת) של המבנה לכוח אופקי. ליקוי בחוזק גלובלי נפוץ במבנים שלא תוכננו לפי תקן רעידות אדמה או על פי תקנים ישנים לרעידות אדמה.
- קשיחות גלובלית – לעיתים ישנה קורלציה בין ליקוי זה לליקוי של חוזק גלובלי על אף שליקוי זה לעיתים אינו מלווה בליקוי של חוזק גלובלי. ישנם מקרים בהם המבנה הוא בעל תסבולת מתאימה לכוחות סיסמיים אלא שקשיחותו הנמוכה מאפשרת תזוזות אופקיות מעבר למותר.
- סדירות המבנה (קונפיגורציה) – כידוע, אי סדירות במבנה גורמת להשלכות שליליות על עמידות המבנה לרעידות אדמה ולכן יש לבדוק סדירות אופקית (של הקומה) וסדירות אנכית (לגובה המבנה).
- נתיב העומס – יש להבטיח את מעבר הכוחות האופקיים דרך הדיאפרגמות לרכיבי ההקשחה השונים. כשלון בהעברת העומסים יביא לכך שאלמנט הקשחה שאומנם קיים, אינו מתפקד בפועל. בנוסף, אלמנט חדש יכול "למשוך" כוח למקום שלא תוכנן עבורו ובכך לפגוע באלמנט על התוואי.
- פרטי הרכיבים – פרטים באלמנטים הקונסטרוקטיביים אשר אינם תואמים לפרטים הרצויים בתכן כיום, דוגמת אי ציפוף החישוקים בתחומים רגישים בעמודים או עיגון ופרטי זיון שאינם מתאימים. התוצאה תהיה שהתנהגות אלסטו-פלסטית מסוימת, רצויה, שנלקחה בחשבון בחישוב המבנה לא תבוא לידי ביטוי ובכך יכול להתקבל שבר פריך באלמנטים קונסטרוקטיביים.
- דיאפרגמות – אי יכולתה של הדיאפרגמה לבצע את תפקידה ולהעביר את הכוחות האופקיים לרכיבי ההקשחה. ליקוי זה יכול לנבוע מהימצאות פתחים נרחבים למשל או עקב כך שהדיאפרגמה לא תוכננה כראוי. פגם זה מתקשר ומשתלב עם ליקוי בנתיב העומס.
- ביסוס – נושא זה מתייחס הן לעמידות היסוד עצמו והן למצב הקרקע הקיים בפועל באזור.
- ליקויים גיאולוגיים – כשל בקרקע עקב התנזלות, גלישת מדרונות, הצפות וכדו'.
- קרבה בין מבנים – העדר מרווח מספיק בין מבנים עשוי להביא להתנגשות ביניהם ולהעצמת הנזקים במבנה עקב רעידת אדמה.
- שחיקה במצב חומרי המבנה – תופעה מוכרת במבנים ישנים. מתאפיינת בהתפורריות בטון, קרבונציה של פלדת הזיון וכו'. הליקוי מחייב שיקום המבנה לפני החיזוק.

הצגת המלצות ופתרונות לליקויים סיסמיים שונים

בחלק זה מוצגים עקרונות לחיזוקים אפשריים בהתאם לעקרונות התכן הסיסמי, בין אם באמצעות הוספת רכיבי הקשחה או חיזוק עמודים ובין אם באמצעים דרסטיים יותר, כגון באמצעות הריסת קומות עליונות ובכך הקטנת גובה המבנה והמסה שלו או החלשת המבנה והכנסת מרסנים.

להלן תמצית דרכי הטיפול האפשריות:

- תוספת אלמנטים מבניים – קירות גזירה, אלכסונים, מסגרות וכדו'. יש לשים לב כי האלמנטים שנוספו מחוברים כנדרש לדיאפרגמה וכך משתלבים בנתיב העומס.
- חיזוק ושיפור של אלמנטים קיימים – חיזוק קירות בנייה בבטון או יריעות פחמן, סגירה של חלונות בבטון, חיזוק עמודים קיימים בכדי שיוכלו להמשיך לשאת עומסים אנכיים לאחר התזוזה שתתקבל עקב רעידת האדמה.
- חיזוק ושיפור פרטי חיבור בין אלמנטים.
- הקטנת התזוזה הסיסמית – ניתן להשיג זאת באמצעות הפחתת המסה בקומה העליונה, הוספת מרסנים, בידוד סיסמי וכדו'.

שיקולים בבחינת אפשרויות לחיזוק מבנה קיים

- לימוד הליקויים הסיסמיים וסיווגם לליקויים הדורשים טיפול מקומי בלבד לעומת ליקויים הדורשים תוספת של רכיבי הקשחה למשל.
- היתכנות העבודה – במבנים קיימים (בשונה מחדשים) אפשרויות ההיערכות לביצוע עבודות החיזוק מוגבלות יותר ולכן תיתכן השפעה גם על אופן החיזוק הנבחר.
- השלמת כל נתוני המבנה הקיים לרבות בדיקות מעבדה לרכיבי המבנה במידת הצורך.
- נקודות רגישות במבנה בשלב עבודות הבינוי. לעיתים עומסים הנובעים מעבודות הבינוי על המבנה הינם העומסים הגדולים ביותר שהמבנה יידרש לעמוד בהם ולכן חשוב לשים לב לנקודה זו.
- עלויות החיזוק.
- תפקוד המבנה במהלך העבודות.

בהמשך מדריך זה (FEMA 547) ישנה התייחסות פרטנית לליקויים ודרכי חיזוק אפשריות לסוגי המבנים השונים. פרקים 8, 12 ו-13 עוסקים בסוגי המבנים שנפוצים גם בישראל ולכן מומלץ להיעזר בהם ובפרטים המוצעים בהם.

מצ"ב טבלה 12.3-1 המופיעה בפרק 12 העוסק במבני מסגרות מבטון. טבלה זו מציגה את הליקויים הסיסמיים הנפוצים לסוג מבנה זה ושיטות חיזוק אפשריות.

טבלה ד-2: טבלה 12.3-1 מתוך המדריך FEMA 547

Table 12.3-1: Seismic Deficiencies and Potential Rehabilitation Techniques for C1 Buildings						
Deficiency		Rehabilitation Technique				
Category	Deficiency	Add New Elements	Enhance Existing Elements	Improve Connections Between Elements	Reduce Demand	Remove Selected Components
Global Strength	Insufficient number of frames or weak frames	Concrete/masonry shear wall [12.4.2] Steel braced frame [12.4.1] Concrete or steel moment frame Steel moment frame	Increase size of columns and/or beams [12.4.5]		Remove upper story or stories [24.2] Seismically isolate [24.3] Supplemental damping [24.4]	
Global Stiffness	Insufficient number of frames or frames with inadequate stiffness	Concrete/masonry shear wall [12.4.2] Steel braced frame [12.4.1] Concrete or steel moment frame	Increase size of columns and/or beams [12.4.5] Fiber composite wrap of gravity columns [12.4.4] Concrete/steel jacket of gravity columns [12.4.5] Provide detailing of all other elements to accept drifts		Supplemental damping [24.4]	Remove components creating short columns
Configuration	Soft story or weak story	Add strength or stiffness in story to match balance of floors				
	Re-entrant corner Torsional layout	Add floor area to minimize effect of corner Add balancing walls, braced frames, or moment frames		Provide chords in diaphragm		

המשך טבלה ד-2:

Table 12.3-1: Seismic Deficiencies and Potential Rehabilitation Techniques for C1 Buildings						
Deficiency		Rehabilitation Technique				
Category	Deficiency	Add New Elements	Enhance Existing Elements	Improve Connections Between Elements	Reduce Demand	Remove Selected Components
Configuration (continued)	Incidental walls failing or causing torsion	Add balancing walls, braced frames, or moment frames	Uncouple incidental walls Convert incidental walls to lateral elements walls			Remove incidental walls
Load Path	Inadequate collector	Add or strengthen collector [12.4.3]				
Component Detailing	Lack of Ductile detailing-- general		Perform selected improvements to joints [12.4.6]		Seismic isolation [24.3]	
	Lack of ductile detailing: Strong column-weak beam		Jacket columns [12.4.4]			
	Lack of ductile detailing: Inadequate shear strength in column or beam		Fiber composite wrap [12.4.4] Concrete/steel jacket [12.4.5]			
	Lack of ductile detailing: Confinement for ductility or splices		Fiber composite wrap [12.4.4] Concrete/steel jacket [12.4.5]			
Diaphragms	Inadequate in-plane shear capacity	Concrete or masonry shear wall [12.4.2] Braced frame [12.4.1] Moment frame	R/C topping slab overlay FRP overlays [22.2.5]			

Table 12.3-1: Seismic Deficiencies and Potential Rehabilitation Techniques for C1 Buildings						
Deficiency		Rehabilitation Technique				
Category	Deficiency	Add New Elements	Enhance Existing Elements	Improve Connections Between Elements	Reduce Demand	Remove Selected Components
Diaphragms (continued)	Inadequate chord capacity	New concrete or steel chord member [12.4.3]				
	Excessive stresses at openings and irregularities	Add chords [12.4.3]				Infill openings [22.2.4]
Foundations	See Chapter 23					
[] Numbers noted in brackets refer to sections containing detailed descriptions of rehabilitation techniques.						

תקן זה נותן הנחיות ודרישות מפורטות לחיזוק מבנים קיימים לרעידת אדמה ומציג כיצד ניתן לשפר את התנהגות המבנה תחת עומסים סיסמיים. תקן זה, למעשה, מהווה מעין המשך לתקן האמריקאי להערכת עמידות סיסמית של מבנים⁴ העוסק באבחון מבנים בדומה לתקן ישראלי 2413. בעוד שתקן 2413 נותן מעט מאוד כלים והפניות לתקן ישראלי 413 לצורך תכן החיזוק הנדרש למבנה, התקן הנדון (ASCE/SEI 41-06) עוסק כולו במתן כלים אנליטיים לחישוב חיזוקים הנדרשים למבנה. פילוסופיית התכן של תקן זה מתבססת על עקרון התפקוד (Performance-Based Design Approach). בעוד שהתקנים המוכרים לנו נועדו להקנות עומס סטטי שקיל, יחיד, עבורו יש לתכנן את המבנה. תקן זה מגדיר תחומים לעמידות המבנה ובוחן תחומים רצויים ודרושים של עמידות כפונקציה של עומסים סיסמיים, זאת בהתאם לנתוני המבנה והחיזוק המוצע אל מול רמת השימוש הנדרשת מהמבנה. שיטות האנליזה המוצגות בתקן זה נוקטות בטכניקה של התמודדות "מהקל אל הקשה" כאשר הטכניקה הפשוטה ביותר המוצגת נקראת הליך סטטי ליניארי והטכניקות העוקבות נהיות מורכבות יותר בהדרגה. כמו כן חלות על טכניקה זו יותר הסתייגויות בכל הנוגע לתנאים לשימוש בה. בהתאם, ככל שהטכניקות נעשות מורכבות יותר, כך גם המגבלות על מתי ניתן להשתמש בהן פוחתות.

להלן פירוט ההליכים המוצגים בתקן זה

- הליך סטטי ליניארי – "Linear Static Procedure" (LSP). טכניקה זו היא הפשטנית ביותר ולכן ישנה גם שמרנות בתוצאותיה. הליך זה מבוסס על התכונות הליניאריות של החומר תוך שימוש במקדמים המייצגים את ההתנהגות הפלסטית של המבנה בעת רעידת אדמה. אנליזה זו דומה בעקרונותיה לאנליזה הסטטית השקילה.
- הליך דינאמי ליניארי – "Linear Dynamic Procedure" (LDP). בדומה להליך הסטטי הליניארי, גם אנליזה זו מתבססת על התכונות הליניאריות של החומר. שיטת אנליזה זו דומות בעקרונותיה לאלו של אנליזה מודלית (דינאמית).
- הליך סטטי לא ליניארי – "Nonlinear Static Procedure" (NSP). הליך זה מכיל בתוכו את הדפורמציה הלא ליניארית תחת עומס הגדל מונוטונית, עד לקבלת דפורמצית "היעד". באופן זה, למעשה, המבנה מקבל עקום תזוזה וכוח אופקי המכיל (בקרב טוב) תחום ליניארי ואח"כ תחום פלסטי. טכניקה זו מבוססת על עקרונות של אנליזת "דחיפה" (Push-Over).
- הליך דינאמי לא ליניארי – "Nonlinear Dynamic Procedure" (NSP). הליך זה הינו ההליך המורכב ביותר וההליך המייצג בצורה האופטימאלית את התנהגות המבנה. ההליך מתבסס הן על שימוש "אמיתי" בתכונות החומר והתנהגותן הלא ליניאריות והן על הפעלת הרעידה על המודל בעומס המשנה את עוצמתו וכיוונו כפונקציה של הזמן (time history) ובהתאם לתוצאות המתקבלות בבסיס המבנה (ground motion).

³(ASCE/SEI 41-06, 2006)

⁴(ASCE/SEI 31-03, 2003)

ההליכים הלא ליניאריים, המוצגים לעיל, מיועדים לספק ייצוג מדויק יותר להתנהגות המבנה בזמן רעידת אדמה וכתוצאה מהעומסים הנגרמים ממנה. כפי שצוין קודם, שיטות אנליזה מתקדמות ומסובכות אלו (אנליזה לא ליניארית), בודקות פרטנית מבנים "מורכבים" מבחינה סיסמית שאת התנהגותם קשה לחזות בשיטות הפשטניות יותר שלעיתים אינן מתאימות כלל למבנים אלו.

תמריץ נוסף לשימוש בשיטות האנליזות המורכבות יותר הוא שהתופעות שהן מצביעות עליהן הן בד"כ תופעות מדויקות יותר (עד כמה שניתן באנליזה של רעידת אדמה שהינה, בסיכומו של דבר, אנליזה של עומס אקראי) ושמרניות פחות ולכן תתכננה השלכות על עלויות החיזוק הנדרש.

תקן זה חדשני בכך שהוא קובע רמות חיזוק נדרשות ע"פ רמת התפקוד הדרושה. פרמטר זה אינו "הנדסי" גרידא והוא תלוי מאוד בייעוד המבנה וצרכיו של בעל המבנה. מבחינה זו, בעוד שהתקן הישראלי מגדיר כי תפקיד התקן הוא שהמבנה לא יתמוטט ויסכן חיי אדם בעת רעידת אדמה חזקה, התקן הנדון מגדיר "יעדי תפקוד" (Performance Objectives) החל מהתמוטטות ומניעת התמוטטות דרך בטיחות לחיי אדם (Life Safety) ועד מבנה תפקודי (Operational) - כלומר, המבנה יוכל להמשיך לתפקד אחרי רעידת "התכן".

טבלה ד-3 (טבלה C1-2 בתקן האמריקאי) המוצגת בהמשך מקטלגת סוגי מבנים שונים כבעלי רמת חשיבות שונות. מבנים בעלי חשיבות גבוהה הם אלו שדרוש תפקודם אחרי רעידת אדמה. מבנים כמו בתי חולים, מתקנים ביטחוניים וכדו' יקוטלגו כבעלי חשיבות גבוהה. בנוסף, מבנים אשר תכולתם היא בעלת חשיבות למזמין, כמו מפעל למשל, האינטרס של בעל המבנה יהיה שגם במקרה של רעידת אדמה הם יוותרו ברמת תפקוד גבוהה. לעומת זאת, במבני מגורים, ככל הנראה, יהיה צורך להסתפק בכך שיהיו בטיחותיים לבני אדם ויאפשרו את פינויים לפני התמוטטות המבנה.

תקן זה נוח לשימוש מבחינה זו שהיא גם מספק "תרשים זרימה" (תרשים ד-1) לתהליך התכן והפניה לפרקים המתאימים בתקן, החל בהשגת נתונים על מאפייני המבנה והקרקע, דרך אבחון של עמידות המבנה לפי תקן ASCE/SEI 31 ועד בחינת שיטות חיזוק אפשריות בהתאם ליעד התפקוד הנבחר.

Table C1-2 Damage Control and Building Performance Levels

	Target Building Performance Levels			
	Collapse Prevention Level (5-E)	Life Safety Level (3-C)	Immediate Occupancy Level (1-B)	Operational Level (1-A)
Overall Damage	Severe	Moderate	Light	Very Light
General	Little residual stiffness and strength, but load-bearing columns and walls function. Large permanent drifts. Some exits blocked. Infills and unbraced parapets failed or at incipient failure. Building is near collapse.	Some residual strength and stiffness left in all stories. Gravity-load-bearing elements function. No out-of-plane failure of walls or tipping of parapets. Some permanent drift. Damage to partitions. Building may be beyond economical repair.	No permanent drift. Structure substantially retains original strength and stiffness. Minor cracking of facades, partitions, and ceilings as well as structural elements. Elevators can be restarted. Fire protection operable.	No permanent drift. Structure substantially retains original strength and stiffness. Minor cracking of facades, partitions, and ceilings as well as structural elements. All systems important to normal operation are functional.
Nonstructural components	Extensive damage.	Falling hazards mitigated but many architectural, mechanical, and electrical systems are damaged.	Equipment and contents are generally secure, but may not operate due to mechanical failure or lack of utilities.	Negligible damage occurs. Power and other utilities are available, possibly from standby sources.
Comparison with performance intended for buildings designed under the NEHRP Provisions, for the Design Earthquake	Significantly more damage and greater risk.	Somewhat more damage and slightly higher risk.	Less damage and lower risk.	Much less damage and lower risk.

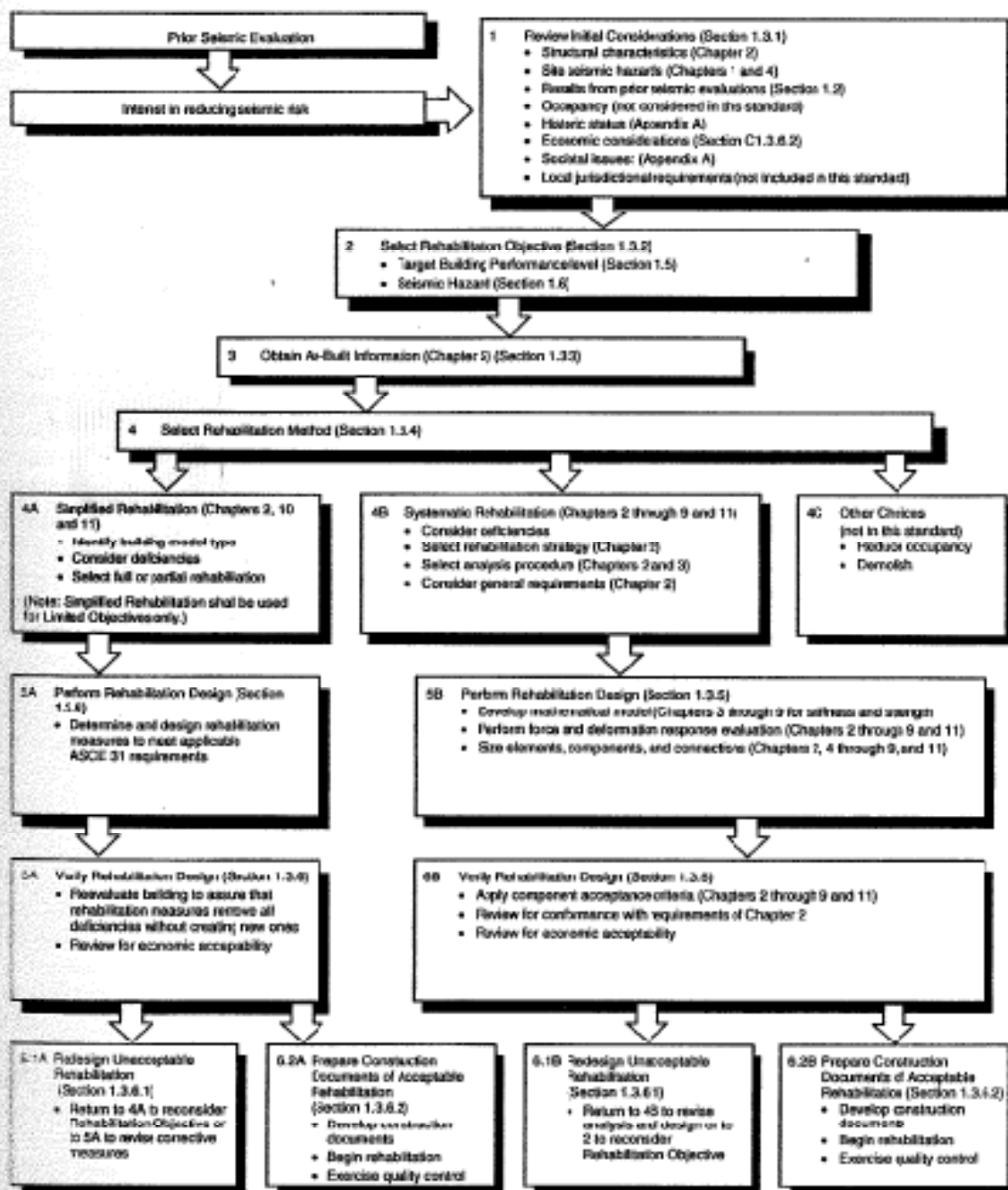


FIGURE C1-1. Rehabilitation Process.

תרשים ד-1: תרשים זרימה לתהליך התכנון מתוך ASCE/SEI 41-06

סיכום

פרק זה דן בשני מסמכים זרים בעלי חשיבות רבה בנושא של חיזוק מבנים קיימים לרעידות אדמה. כפי שהוצג בקצרה הרי שתקנים והמדריכים שנדונו בפרק זה (ASCE/SEI 41-06 ו-FEMA 547) הינם מסמכים מקיפים הנותנים בידי המהנדס עקרונות ודרכי פעולה לחיזוק מבנים קיימים בצורה ממוקדת וברורה בהרבה מהכלים הנמצאים כיום בידי המהנדס הישראלי, מסמכים אלו מהווים כלי רב ערך בהעשרת והעמקת הידע ההנדסי בנושא זה. להערכתנו, המסמכים הללו יהוו בסיס לרביזיה העתידית שמכון התקנים שוקל כיום לערוך, כדאי להתבסס על המסמכים הנ"ל בכל הנוגע לנושא בתקינה הישראלית.

פרק ה' - עקרונות למיון מבנים לאחר רעידת אדמה

בימים אלו מכין פיקוד העורף, בשיתוף עם ועדת ההיגוי הלאומית להערכות לרעידת אדמה, חוברת פרטנית (אדן, 2011) בנושא עקרונות למיון מבנים לאחר רעידת אדמה וסיווגים לנזקים במבנים שייגרמו בעקבות רעידת אדמה (בשלב זה מדריך זה הוא בגדר טיוטא בלבד).

מדריך זה (המוזכר לעיל) שואף לספק קווים מנחים ומציע נהלים להערכת בטיחותם של סוגי מבנים נפוצים בישראל לאחר שאלו נפגעו מרעידת אדמה, זאת במטרה לסייע למהנדסים או סוקרים שיוסמכו לכך לקבוע את מידת מסוכנות המבנה לשהים בו. לסקירה זו חשיבות עליונה בהצלת חיי אדם ומזעור נזקים אפשריים מהטעם שלאנשים חסרי ידע עלולה להיות תחושה מוטעה בנוגע לבטיחות המבנה בו הם שוהים ובעת רעידת משנה למשל, עלול מבנה רעוע ששרד את הרעידה הראשונה להיחרב סופית. במקרה אחר יכול להיווצר מצב בו המבנה איננו מסוכן לשעצמו אך האזור בו הוא נמצא מסוכן, למשל אזור בו יש סיכון בשל קרקע לא יציבה כתוצאה מהתנזלות, גלישת מדרונות (בפרק י' במדריך זה נסקרים סיכונים קרקע אלו) שקיעת יסודות משמעותית וכד' או בשל דליפה של חומר מסוכן.

כחלק מהמאמץ הלאומי, השואף להתכונן לכל תרחיש אפשרי, בוחנות הרשויות תרחישי קיצון בהם ייפגעו ברעידת אדמה חזקה בישראל עשרות אלפי מבנים ואזרחים במאות אלפים ויותר יפוננו מבתייהם. במידה ויתרחש אירוע בסדר גודל שכזה, יכולותיהן של הרשויות לסווג ולסמן סדר גודל כזה של מבנים תהינה מוגבלות נוכח האמצעים העומדים בידיהן כיום. על כן, עולה הצורך להכשיר מספר רב של סוקרים ומהנדסים אשר יוכלו ברגע האמת לאשר מבנים לאכלוס ולצמצם את מספר המפונים מחד ולסווג מבנים כמסוכנים ובכך למנוע סיכון לחיי אדם מאידך. המדריך הנ"ל מסווג את רמות המיון לשלוש רמות: מיון ראשוני, מיון מפורט והערכה הנדסית, תמצית עקרונותיהן תוצג להלן.

מיון ראשוני

בשלב הראשון יערך מיון ראשוני. מטרתו של המיון הראשוני היא לערוך זיהוי מהיר למספר רב ככל הניתן של מבנים תוך התרשמות כללית מהאזור הפגוע בכדי לקבל הערכה לגבי הסבירות להמצאות נזקים חמורים במבנים וסיכונים סביבתיים (כפי שפורטו לעיל) באזור הנבדק. הסקירה תהיה בד"כ חיצונית בלבד ומכל צדדיו של המבנה וזאת בשל מגבלות הבטיחות ובשל מגבלות הזמן. בסיום שלב זה יסווג המבנה כמבנה "מסוכן", "מוגבל בשימוש" או כמבנה "מתאים לאכלוס". שלב מיון ראשוני זה, לא חייב שיעשה ע"י מהנדס ויוכל להיעשות ע"י סוקרים שיוכשרו לכך.

מיון מפורט

בתום שלב המיון הראשוני ייערך מיון מפורט, מיון זה יבוצע פרטנית למבנים שסווגו כ"מוגבלים לשימוש" במיון הראשוני. בשונה משלב המיון הראשוני, שלב זה ייעשה רק ע"י מהנדס (מהנדס מבנים או מהנדס אזרחי בעל רקע בתכנון סיסמי) והוא אמור לערוך שעות בודדות. המיון המפורט יבוצע באמצעות סקירה ויזואלית מפורטת של חוץ ופנים המבנה ושל שלד המבנה הגלוי לעין, זאת במטרה לאבחן את המבנה כבטוח לאכלוס, מוגבל בשימוש או לא בטוח לאכלוס. לצורך האבחון, מפורטת במדריך (אדן, 2011) המתודולוגיה לאבחון הליקויים במבנה ובביסוס, כמו כן מפורטים ליקויים שונים וחומרתם כתלות בסוג המבנה, למשל: מבנים מבטון, מבנים טרומיים, מבני פלדה ומבנים לא שלודים (מבני אבן ישנים).

דוגמא למבנה שניתן לסווג כ"מסוכן" על סמך בדיקה ויזואלית בלבד:



תרשים ה-1: נזקים במבנה באינדונזיה לאחר רעידת אדמה

הערכה הנדסית

שלב המיון השלישי הינו שלב ההערכה ההנדסית. מטרתו לקבוע סיווג עבור מבנים שהוגדרו כ"מוגבלים בשימוש" בשני שלבי המיון הראשונים והוא ייערך לרוב בשלב השיקום ולא בשלב התגובה הראשונית לאסון. במסגרת המיון השלישי, תבוצע הערכה מקיפה ויסודית של המבנה הפגוע כולל חשיפה של אלמנטים קונסטרוקטיביים (במידה ויש צורך), בדיקות חומרים, חישובים וכל כלי אחר שייראה המהנדס כנדרש לצורך הערכה זו של המבנה. שלב זה יבוצע ע"פ שיקול דעתו ובאחריותו של בעל המבנה ובסופו יוגדר המבנה כמומלץ להריסה, מסוכן עם המלצות לתיקון ושיקום או כבטוח לאכלוס עם המלצה לתיקונים. ההערכה ההנדסית תתבצע ע"י מהנדס בעל ניסיון בתחום הערכת ושיקום מבנים.

מדינת ישראל, באמצעות משלחות של פיקוד העורף צברה ניסיון בחילוץ וסיוע באזורים נפגעי אסון (טורקיה 1999, האיטי 2009, צ'ילה 2010 ועוד). לידע שנצבר במשלחות אלו (בכל הקשור לאבחון ומיון של מבנים אחרי רעידת אדמה) ערך רב לצורך היערכות לרעידות אדמה וגיבוש נהלים מתאימים לתרחישים אפשריים. כמו כן, חשוב לבצע השתלמויות למהנדסים בנושא ולהטמיע בכך את הידע שנצבר (כמו את הידע הקיים) במסגרת ההיערכות הלאומית.

לסיכום, בפרק זה הוצגה תמצית המתודה לצורך מיון מבנים לאחר רעידת אדמה. המיון ייעשה בשלושה שלבים ומטרתו להבדיל בין רמות סיכון שונות במבנים ובסביבה זאת בכדי למנוע מאזרחים להימצא באזור המסוכן לחייהם אך להגדיר אזורים אחרים כבטוחים על מנת שיוכלו לשמש כמחסה. בתרחיש קיצון של רעידת אדמה חזקה יהיה צורך בכוח אדם רב, מיומן, לצורך ביצוע משימה זו התאפשר את צמצום מספר הנפגעים כמו גם את מספר המפונים. התייחסות מקיפה ומורחבת לסוגיה של מיון מבנים ניתן למצוא במדריך שהוזכר בפרק זה ואין לראות בפרק זה אלא המלצה עקרונית וסקירה כוללת של הנושא.

פרק ו' - שיטות מתקדמות לחיזוק מבנים

חיזוק מבנים קיימים לרעידות אדמה יכול להיעשות בעבודה קונבנציונלית, או בשיטות מתקדמות. בפרק זה תוצג סקירה של חלק משיטות החיזוק המתקדמות אשר קיימות בעולם ומבוצעות במבנים קיימים. חשוב לציין שהשלכותיהן של שיטות חיזוק אלו (או כל שיטת חיזוק אחרת) על המבנה רבות ומשתנות ממבנה למבנה ע"פ תנאיו המיוחדים ושיטת החיזוק הנבחרת ועל כן יש להכיר את שיטת החיזוק (אם אפשר להסתמך על שימוש מתועד בשיטה ספציפית) ולקחת בחשבון את השלכותיה טרם הבחירה בה.

להלן חלק מהשיטות המתקדמות האפשריות:

התזת בטון

ניתן לבצע התזת בטון גם בשיטת ההתזה הרטובה וגם בשיטת ההתזה היבשה. בשיטות אלו ניתן להגיע לחוזק בטון וצפיפות ללא הגבלה כתלות בתערובת המותזת, במוספים ובלחץ ההתזה. ניתן לבצע את השיטה בקלות יחסית (לעומת בנייה קונבנציונלית) ובהפרעה מועטת לשהים במבנה. באמצעות שימוש בטכנולוגיית "SHOTCRETE" ניתן למעשה להתיז בטון בלחץ של 5-10 [bar] ועובי מינימאלי המתאים לחיזוק מבנה קיים (כ-10 ס"מ). שיטה זו אפקטיבית מאוד ומתאימה בעיקר לחיזוק קירות קיימים אם מבטון ואם קירות בניה. למרות ששיטה זו היא שיטה פשוטה יחסית, ישנה חשיבות רבה לביצוע נכון של הקבלן וזאת על מנת להימנע מחללים בקיר, בעיקר מאחורי רשת הזיון. כאשר חיזוק המבנה הקיים לרעידות אדמה מתוכנן ע"י קירות הקשחה ובמטרה לא לשבש את חיי הדיירים בבניין, השימוש בבטון מותז חוסך זמן וסבל מהדיירים. באם גמר הקירות המותזים איננו בטון גלוי אלא טיח או צבע גס, הפתרון של בטון מותז הוא הפתרון הנכון והכלכלי.



תרשים ו-1: התזת בטון

חיזוק באמצעות סרטים, רצועות או יריעות של חומרים פולימריים

חיזוק באמצעים כגון:

- יריעות או רצועות או סרטים המבוססים על סיבי פחמן CFRP.
- יריעות המבוססות על סיבי זכוכית GFRP.

לחומרים הנ"ל יש את היכולת לשאת מאמצי מתיחה, יכולת החסרה לעיתים רבות ברכיבים מבניים. כמו כן משקלם הנמוך וגמישותם מאפשרים עבודה נוחה. לאחרונה התפרסם מחקר בנושא⁵ חיזוק מבנים ע"י בדים אשר עוזר להבין את היכולות של שיטה זו. בנוסף, בפרק יג' של מדריך זה מוצגות דוגמאות לחיזוק אלמנטים נושאים באמצעות השיטה הלקוחות מהמדריך האמריקאי FEMA 547.

קיים מעט ניסיון בארץ בשימוש בשיטה זו וגם ניסיון זה איננו בחיזוק מבנים לרעידות אדמה. בהעדר תקינה, יש להיעזר בספרות המקצועית בנושא (דוגמאות לספרות מקצועית בהמשך) בכדי לתכנן את החיזוק באמצעי זה ושימוש בו בצורה מושכלת. יש לתת את הדעת לרמת המשיכות שאמצעי זה מקנה אשר איננה מוגדרת בתקן. חלק מחסרונותיהם הגדולים של השיטה הם בעיית הזחילה והעמידות הנמוכה לאש (כידוע, בזמן שריפה דבקים אפוקסיים המשמשים להדבקת היריעות מתרככים).

יריעות מחומרים פולימריים משורייני סיבים (סיבי פחמן וסיבי זכוכית) המשמשות לחיזוק מבנים (קירות, עמודים, קורות, קורות בני וכו') משמשות גם לחיזוק מבנים קיימים לרעידות אדמה.

הבעיה הראשונה בחיזוק מבנה קיים ביריעות היא טיב פני השטח וזאת משום שבטונים שעברו תהליך קרבונציה, או שעברו בליה, אינם משטח מתאים להדבקת יריעות חיזוק. כמו כן, במבנים שבהם קיים טיח ישן או צביעה ישנה בשכבות רבות שנים, יהיה צורך להגיע למשטח הבטון הבריא לאחר שיקום וניקוי. משטח זה יוכל להעביר את ההטרחות המגיעות אליו הלאה אל יריעות החיזוק.



הנושא החשוב השני הוא סוג הדבק שאיתו אנחנו מדביקים את היריעות למשטחי הבטון. דבק טוב, משפר את העברת ההטרחות מיריעות החיזוק האלסטומריות לגרעין הבטון שאליו מדביקים את היריעות במטרה לחזק את המבנה לעמידות לרעידת אדמה.

תרשים ו-2: הוספת יריעות CFRP לרכיב בטון קיים

⁵(פלד, צסרסקי וכץ, 2010)

דוגמאות לספרות מקצועית בנושא חיזוק באמצעות סרטים רצועות או יריעות:

- Fib. (2006). *Fib Bulletin 35: Retrofitting of Concrete Structures by Externally Bonded FRPs*. Federation for structural concrete. Lausanne, Switzerland.
- פלד, ע., צרסקי, מ., כץ, א. (2010). חיזוק חומרים צמנטיים מרוכבים עם בדים לחיזוק, שיקום ותיקון מבנים. חיפה: המכון הלאומי לחקר הבנייה – טכניון מ.ט.ל.
- כץ, א. (2003). חיזוק מבני בטון באמצעות הדבקת יריעות FRP: איכות פני הבטון. חיפה: המכון הלאומי לחקר הבנייה – טכניון מ.ט.ל.
- אהרונב, י., כץ, א., פרוסטיג, י. (2003) התנהגות של מבנים מבטון מעולה סיבי עם זיון FRP, שלב ב'. חיפה: המכון הלאומי לחקר הבנייה – טכניון מ.ט.ל.

תוספת מרסנים מכאניים

מרסנים מכאניים יהיו לרוב אלכסוניים כאשר מטרתם היא ספיגת אנרגיה ושדרוג המערכת המבנית לקבלת תזוזות המתפתחות במישור הקורות או בניצב להם, או תזוזות שמקורן בתזוזות סמכים במהלך רעידת האדמה. קיימים כיום מרסנים מסוגים שונים דוגמת מרסנים ויסקוזיים, מרסני חיכוך ומרסני מתכת (ראה תרשימים 3-ו-4 ו-5 בהמשך להמחשת השיטה). שיטה זו ידועה ומוכרת בעולם שנים רבות והיא



מיושמת בצורה די נרחבת בארה"ב. ישנם סוגים רבים של מערכות כאלה כגון: Chevron Brace, V-Braced ועוד רבות אחרות. דוגמאות למערכות מרסנים מאין אלו ניתן למצוא במדריכים זרים (למשל FEMA 547).

על אף שנעשה מחקר אקדמי רב, פורסמו מאמרים וכן תוכנת ETABS הוסיפה יכולות ליישום החישוב של שיטת החיזוק, הרי שאין הנושא מופיע בתקינה הישראלית.

תרשים 3-ו: חיזוק קומת המרתף בבניין פדראלי ביוטה ארה"ב (2003)⁶

⁶(USGS, 2005)

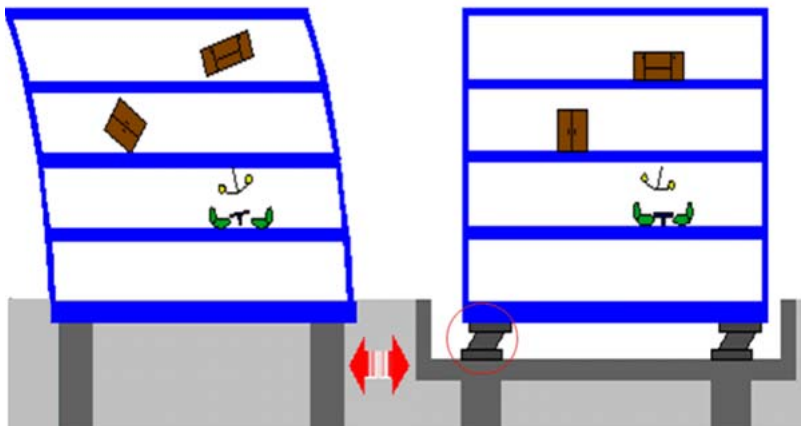


תרשים ו-4: הוספת מרסנים למבנה קיים



תרשים ו-5: מרסן וסקווי

הצבת המבנה הקיים על סמכים סופגי אנרגיה ותזוזות (בידוד סיסמי)



תרשים ו-6: איור להמחשת בידוד סיסמי

בידוד המבנה מהקרקע יגרום לכך שבזמן רעידת האדמה האנרגיה תיספג לא רק במבנה עצמו, אלא חלק גדול של האנרגיה "תתבזבז" כבר בחיבור המבנה ליסודות שלו. (היפנים משתמשים בטכניקה הזאת לחיזוק מבנים קיימים לרעידות אדמה). האנרגיה הקינטית מתרגמת לאנרגיה תרמית בתוך מערכת הבידוד הסיסמי (דוגמת מערכת של בולמי זעזועים בה נספגת האנרגיה

באמצעות הפרש לחצי שמן) ובכך תהליך הספיגה – שכן אנרגיה איננה נעלמת לעולם. שיטה זו, תיאורטית, מחלישה את המבנה אך משפרת את עמידותו לרעידות אדמה ומורכבת מאוד לביצוע במבנים קיימים. התייחסות לשיטת חיזוק זו ניתן למצוא במקורות רבים, אחד מהם הוא מאמר שפורסם ע"י ד"ר יורי ריבקוב (2008) בו הוא מסביר על השיטה ויישומים שונים עבודה בהתייחסות למבנים בעולם שחזקו בשיטה זו.



תרשים ו-7: בידוד סיסמי במבנה מבטון

חיזוק צמתים במבנה בטון קיים באמצעות פרופילי פלדה

שיטת חיזוק זו מציעה שדרוג סיסמי באמצעות חיבור פרופילי פלדה לצמתים במבנה באמצעות ברגים ועוגנים ברכיב הקיים ובאמצעות אמצעים קונבנציונאליים נוספים. פרופילי הפלדה מקנים לצמתים את המשיכות שכה חסרה בבטון ובכך מפצה ומשפרת את העמידות הסיסמית של הצמתים והמבנה כולו. בדרך כלל, חיזוק צמתים במבנה קיים הינו נושא מורכב וזאת מפאת הקושי הפיזי להגיע אל אזור הצומת ולטפל בו.

בעת הנוכחית מתפרסם חלק ממחקר (עדין, שוורץ וליבוביץ, 2010) שנערך כבר מספר שנים בנוגע ליעילותם של מחברי פלדה ספציפיים בצמתים מבטון מזוין. באם נבחרת שיטת חיזוק זו (על אף הקשיים בה) כדאי להיעזר במחקרים מסוג זה על מנת להקנות למבנה את השדרוג הסיסמי המיטבי.

סיכום

ישנן שיטות מתקדמות רבות לחיזוק מבנים לרעידות אדמה ורק חלקן הוצג כאן. תחום זה הוא תחום המתפתח כל הזמן ובעת הנוכחית אפשר למצוא שיטות חדשות וישנות הנמצאות במחקר ופיתוח. כאשר מתכנן חיזוק בוחר בשיטה כזו או אחרת, חשוב שיבחר בעדיפה עבור המבנה הספציפי מתוך הכרות והבנה מעמיקים של השיטה ובהסתמך על מחקרים מוכרים ואם אפשר אפילו על ניסיון מוכח של שיטה מסוימת. רובן של שיטות אלו אינו מופיע בתקינה הישראלית (לכל היותר מופיע אזכור) ועל כן חשובה ההבנה וההשלכות של שיטת החיזוק הנבחרת על המבנה המסוים. בפרק יג' של מדריך זה מוצגות דוגמאות רבות לפרטי חיזוק למבנים קיימים לרעידות אדמה.

פרק ז' - חיזוק מבנים הנדסיים וגשרים

בדיקת עמידות וחיוק מבנים הנדסיים ברעידת אדמה

לנושא זה חשיבות רבה במניעת אסונות לאחר רעידת אדמה ובהצלה ושיקום מהירים. על מנת להמשיך את חיי היום יום, לאחר רעידת אדמה, יש לתת את הדעת לעמידותם של מבנים הנדסיים בהתחשב בתנודות ובהטרדות הפועלות עליהם בזמן הרעידה.

מבנים בהם רצוי להתחשב:

- א. צנרת תת קרקעית למים, שפכים וגז.
- ב. גשרי צנרת.
- ג. מבני מים, מגדלי מים, מיכלים על קרקעיים ותת קרקעיים.
- ד. מגדלי תקשורת ואספקת חשמל.
- ה. ארובות.
- ו. מבנים הידראוליים מיוחדים, כגון מתקני התפלה, מוביל ארצי ותאי שאיבה למים וביוב.
- ז. מדפי אחסון.
- ח. רציפים ומזחים.
- ט. רכיבים מכאניים וחשמליים בייחוד בתעשייה החיונית.

מבנים הנדסיים שונים ממבנים רגילים בכך שהם צריכים לעמוד בתנודות וההטרדות הנובעות מרעידות אדמה באופן כזה שיוכלו להמשיך ולתפקד לאחריה. על כן, הגדרת התכן בת" 413 חלק 2 גורסת: "תכן מבנה הנדסי ייעשה כך שיהיו לו קשיחות, חוזק ומשיכות או/וגם כושר ספיגת אנרגיה אחר, המספיקים כדי לעמוד בתופעות הנובעות מתנודות הקרקע המתרחשות עקב רעידת אדמה" – כפי שזה מתואר בת" 413 חלק 1. כאשר מטפלים בחיזוק מבנים הנדסיים, יש להבטיח שהחיזוק יהיה למצב שהמבנה ההנדסי ישרוד את רעידת האדמה וימשיך לתפקד. היות והמטרה של ת"י 413 היא להציל חיי אדם בזמן רעידת אדמה, הרי שלאנשים שנשארים בחיים יש צורך קיומי והם זקוקים למים, אוכל, ביוב וכד'. יתרה מכך, אם מבנה שמכיל חומרים מסוכנים או מבנה רגיש היכול להוות סיכון (דוגמת הכורים האטומיים שנפגעו ביפן לאחרונה) ייפגע הרי שזהו סיכון ישיר לחיי אדם. יש לוודא שמתקנים הנדסיים מאין אלו ישרדו את רעידת האדמה כשהם שלמים, מתפקדים ואינם מהווים סיכון לחיי אדם. ככלל, לאור חשיבותם הרבה, צריך לתכנן מבנים הנדסיים חדשים או לחזק מבנים הנדסיים קיימים כך שעמידותם לרעידות אדמה תהיה מספקת.

תקן ישראלי 413 - חלק 2, מתייחס באופן כללי למבנים הנדסיים. חלקים 2.1 עד 2.13 מתייחסים ספציפית לכל מבנה הנדסי ובתוך כל חלק בתקן ישנו פירוט התכן, העומסים הסיסמיים ודרישות מיוחדות למבנה או למתקן המיוחד.

נכון להיום קיימים רק החלקים הבאים:

- ת"י 413/2. תכן לעמידות ברעידות אדמה: מבנים הנדסיים – כללי.
- ת"י 413/2.1 תכן לעמידות ברעידות אדמה: מבנים הנדסיים – מערכות מדפי אחסון מפלדה.
- ת"י 413/2.2 תכן לעמידות ברעידות אדמה: מבנים הנדסיים – מיכלים על הקרקע: מכלים לאחסון נוזלים.
- ת"י 413.2.4 תכן לעמידות ברעידות אדמה: מבנים הנדסיים – צנרת וגשרי צנרת.

יתר החלקים עד 413/2.13 נמצאים בשלבי הכנה שונים.

לסיכום, מבנים הנדסיים מהווים חלק בלתי נפרד ממארג החיים בחברה המודרנית וככל שהחברה מפותחת יותר כך רב מספרם של המבנים הנ"ל. למבנים אלו חשיבות רבה בכל הנוגע לשרידות האנשים לאחר רעידת אדמה (אספקה ופינוי של צרכים חיוניים למחייה) וגם בכל הנוגע לסיכון הפוטנציאלי שהם טומנים בחובם עקב תכליתם. אי לכך, אין חשיבותם של מבנים אלו פחותה מזו של מבנים למגורים ואולי אף עולה עליהם וראוי ודרוש שכל מבנה הנדסי יתוכנן בצורה כזו כך שיוכל לתפקד במידה מספקת לאחר רעידת אדמה חזקה ולא יהווה מפגע וסיכון סביבתי במידה ויש בו את הפוטנציאל לכך. יש לשאוב ולהעשיר את הידע בתחומים העלומים בארצנו מתוך הספרות והתקינה הזרים בכדי להבטיח את התכן הנאות ועל פי אמות המידה שצוינו לעיל כאשר הספרות המקומית איננה מספקת.

בדיקת עמידות וחיזוק גשרים ברעידת אדמה

מבוא ומתודולוגיה

הגשרים במדינת ישראל ניתנים לחלוקה פשטנית (לצורך הדיון) לשתי קבוצות עיקריות:

1. גשרים חדשים, כאלו שתוכננו החל משנות התשעים ובעת תכנונם נלקח בחשבון הצורך לעמידותם ברעידת אדמה. למרות שהתקנים היום שונים, ספק באם צריך לטפל בהם ברמת הדחיפות שבה יש לטפל בגשרים הישנים.
2. גשרים ישנים, גשרים אשר לא תוכננו לעמידות לרעידת אדמה ובהם יש צורך לטפל בהקדם.

גשרים הם מבנים הרגישים לרעידות אדמה, ניתן היה לראות זאת לאחר כל רעידות האדמה ובמיוחד לאחר אלו שאירעו בקובה וביפן, מהן ניתן היה ללמוד כיצד מתנהגים גשרים ברעידות אדמה.

הסיבות לרגישות גשרים לרעידות אדמה הן כדלקמן:

- המבנה צר וארוך, בעל מפתחים גדולים ולעיתים גם עמודים גבוהים.
- היות ולגשרים מפתחים גדולים נגרמות באלמנטי הגשר הארוכים הטרדות גדולות אשר גוררות ריאקציות גדולות בניצבים ובעמודים. ריכוז העומסים מהווה נקודת תורפה בייחוד בהתחשב בעובדה שלרוב עומסים אלו מתפתחים במפלס המיסעה (האזור בו נמצא רוב משקל הגשר) ובמרחק גדול מהביסוס.
- הסכמות הסטטיות של הגשרים הם בדרך כלל מערכות סטטיות פשוטות, ללא מערכות חזק משניות ולכן כשל של חוליה אחת גורם לכשל של כל הגשר. כלומר, לרוב אין מקומות בהם יכולים להתפתח פרקים פלסטיים ובכך הגשר הופך למבנה שאינו יודע לספוג הרבה אנרגיה וכזה שאינו מתאפיין בטווח אלסטופלסטי גדול.

תקן ישראלי 1227 - חלק 1 (גשרי דרך), מתייחס בסעיף 5.7 (סעיף זה צורף בסוף הפרק בנספח ז-1) לתכנון גשרים לעמידות ברעידות אדמה. חלק 2 (גשרי רכבת) של אותו תקן מפנה את המתכנן לחלק 1 שהוזכר בנושא עומסים לרעידות אדמה. אין בת"י 1227 התייחסות לנושא חיזוק גשרים קיימים אולם ניתן לגזור את הדרישות הללו מתוך הדרישות לעמידות לרעידות אדמה בתכנון גשרים חדשים.

גשרים הינם תשתיות לאומיות ועל כן יש צורך לתכנן ולבצע גשרים ביתר קפידה ותשומת לב. כל כשל בגשר הוא נזק לאומי גדול, חשיבותו של כשל בגשר לפעמים גדולה מזו של כשל במבנה וזאת עקב סגירת דרכי גישה, הצלה וכיבוי ובייחוד כאשר יש אסון לאומי שדורש התארגנות לאומית, פינוי מהיר והצלת נפשות.

התקנים והתורה לתכנון של גשרים לעומסים סיסמיים נמצאים בתנועה מתמדת, התקנים שונים בארצות שונות והנושא נמצא ברוב הארצות המערביות בחזית המחקר. לפיכך, ברור שהשיטות לחיזוק גשרים לעמידות לרעידות אדמה שונות ורבות וההנחיות עדיין לא גובשו למערך מוסכם ומתודה מקובלת בעולם כולו, יחד עם זאת ניתן להבחין בתהליך חיובי שכזה ברוב ארצות המערב. תהליך זה מביא להחמרה מתמדת בדרישות התקניות הן לגבי עוצמת הכוחות הסיסמיים, הן לגבי פרטי הזיון והן בנושא רכיבי

מבנה הגשר. השינויים נובעים מהמחקרים הרבים לגבי ההסתברות לכשל ונוכח רמת הבטיחות הרצויה לתשתיות לאומיות כדוגמת גשרים.

בכל הנוגע למדינת ישראל (שאינן ביכולתה להרשות לעצמה אובדן של גשרים ברעידות אדמה) יש משמעות רבה לצורך לבדוק מעת לעת מהי העמידות והבטיחות של הגשרים הקיימים שתוכננו לפי תקנים ישנים או שלא תוכננו בכלל לעמידות לרעידות אדמה.

המתודולוגיה לבדיקת גשרים קיימים לעמידות לרעידות אדמה

1. כדי לקבוע שיש לחזק גשר לעמידות לרעידות אדמה צריך בשלב ראשון לקבוע את תסבולת הגשר הקיים, לבדוק את פרטי הבניה של הגשר ולחפש תכניות של הגשר באם אפשר למצוא או חישובים סטטיים או תכניות אז-מייד (AS-MADE).
2. יש לקבוע את חוזק הבטון בגשר ולאתר מאפייני תסבולת כגון כמויות זיון ופרטי זיון, הן במציאת תכניות והן בבדיקות לא הורסות באותן שיטות המבוצעות עבור מבנים שחלקן מפורטות בפרק יא' של מדריך זה.
3. יש לבדוק את תסבולת הסמכים לעומסים והתאמת כל המאפיינים לדרישות ת"י 1227 ות"י 413.
4. כאשר ידועה עמידות הגשר לעומסים הסיסמיים התקניים בעת בה מבוצעות הבדיקות, צריך להחליט האם יש צורך לבצע חיזוק לגשר? האם אפשר לחזק את הגשר? או להמליץ על מציאת דרכים חלופיות.

שיטות חישוב ותקינה

אין במדינת ישראל, במסגרת ת"י 413, תקן שימליץ למתכנן הישראלי על שיטות החישוב לבחינה של עמידות גשרים לרעידות אדמה או המלצות תקניות לתיקון גשרים קיימים ולכן מומלץ למהנדס הישראלי להשתמש בספרות המקצועית בארה"ב ויפן דוגמת:

FHWA. (2006). *Seismic retrofitting manual for highway bridges*. Washington, D.C.: Federal Highway Administration.

עוד בנושא התכנון, בתוכנות הנמצאות בשימוש בתכנון גשרים (כגון "MIDAS" ו-"SAP-2000"), יש מודול שמחשב עמידות לרעידות אדמה. ברם, ישנן שיטות חישוב מומלצות המשתמשות באנליזה לא ליניארית סטטית או דינמית כגון אנליזת דחיפה (שיטת ה-Push-over analysis). התייחסות לאנליזות אלו ניתן למצוא בספרות הזרה, למשל בתקן האמריקאי לאבחון מבנים (ASCE/SEI 41-06), במדריך זה (פרק ד') מוצגת סקירה בנושא שיטות האנליזה המוצעות בתקן זה. תוצאות האנליזה המורכבת מאפשרות להעריך בצורה טובה יותר את התסבולת הדינמית-סיסמית של הגשר, בתקינה הזרה ניתן להתחשב בכוחות סיסמיים קטנים יותר במידה ומחשבים בשיטות אלו וזאת משום שהשיטות הללו לוקחות בחשבון תופעות לא ליניאריות אשר מבטאות במקדמי בטחון (לעיתים מחמירים) כאשר לא מחשבים על פיהן. שילוב המידע לגבי ההתנהגות האלסטית של גשרים הנשענים על סמכים אלסטומרים בטרם נוצרים פרקים פלסטיים מחד, וההתאמה של התסבולת לכוחות המחושבים מאידך נותנת בידי המתכנן את היכולת

להעריך בקירוב טוב ובביטחון סביר את ההסתברות לעמידותו של גשר קיים או כזה שעמידותו משופרת לכוחות הסיסמיים המחושבים.

נוסף על כך, יש גם להבין את ההבדל בין עמידות בדרישות תקן זה או אחר לבין רמת בטיחות למצב של תסבולת מקסימאלית של הגשר. ת"י 413 ו-1227 אינם תקנים על בסיס תפקוד אלא תקנים על בסיס דרישה מינימאלית של הצלת חיי אדם וזאת מבלי שבהכרח נציל את המבנה. ת"י 413 איננו חל על גשרים (פרט למפת תאוצות הקרקע המשווית לתקן זה אך מתייחסת לפריסה ארצית של אזורים) ובת"י 1227 ההתייחסות מועטה. על כן, כשדין הגשרים עומד על הפרק ראוי שיהיה תקן מתאים ועדכני המפרט את מתודת החישוב ולוקח בחשבון את מצב הגשר לאחר רעידת האדמה (תכנון למצב "שימושיות" לאחר רעידת אדמה).

סיכום

המהנדס שרוצה לבחון עמידות גשרים ברעידות אדמה צריך להשתמש בתוכנות הקיימות או להשתמש בספרות המקצועית ו/או התקינה בארה"ב או יפן ומעט גם באירופה ובכך להשתמש בעקרונות ההנדסיים שמוטווים בהם. עליו לבחון את התוצאות ברמת הסבירות הרצויה ולתת את דעתו על החשיבות הלאומית של מבני הדרך תוך הארת העובדות למזמין העבודה לגבי משמעות הבחינה ההנדסית. חשיבותם של הגשרים בארצנו היא מהמעלה הגבוהה ביותר ועל כן אל לנו להפקירם שכן הם יהיו את עורק החיים בעת משבר דוגמת רעידת אדמה חזקה.

5.7 - רעידת אדמה - קובעים את העומס האופייני לרעידת אדמה בגשר בהתאם לנתונים הסיסמולוגיים הקיימים בארץ ולתקן הישראלי ת"י 413 (1). במידת הצורך נעזרים בתקנים זרים אחרים, כגון:

AASHTO - 1983 - Guide specifications for seismic design of highway bridges

מומלץ, לחשב את התקופה היסודית של המבנה בחישוב אנליטי מדויק ככל האפשר.

5.7.1 - עומסים - הכוח האופקי, הנובע מרעידת אדמה, יופעל בכיוון הגורם להאמעת הגשר המקסימלית. בגשר אורתוגונלי מותר להפעיל את הכוחות האופקיים בנפרד בכל אחד מהכיוונים האלה :

כיוון ציר הגשר;

כיוון רוחב הגשר.

מתכנים את פרטי המבנה והסמכים, בכל הקצוות החופשיים של מיטעות הגשר, כך שתלמנע התמוטטות של חלקי המבנה בהשפעת הכוחות הנובעים מרעידת אדמה, כגון: נפילת המיסעה מן הסמכים עקב תזוזת המבנה התומך.

גשר, הנמצא באיזור של תנאים גיאולוגיים מיוחדים, גשר בעל מבנה לא-רגיל וגשר שהתקופה היסודית שלו ארוכה מ-3.0 שניות, ייחשבו "מקרה מיוחד".

מומלץ לתכן גשרים כאלה בשיטות המיוחדות לתכן אסימטרי, לחשב את התקופה היסודית בחישוב אנליטי מדויק ככל האפשר, ולהתחשב בתגובת הקרקע.

5.7.2 - עומס תכן - מקדמי הבטיחות החלקיים לעומס γ_f יהיו לפי שילוב מס' 6 בסבלה 1. המקדם ψ מבטא את עוצמתה החישובית המוקטנת של רעידת אדמה הצפויה

לתקופת חזרה בת 10 עד 20 שנה, המתאים למצב גבולי של שירות - לעומת

תקופת חזרה בת 50 עד 100 שנה, המתאים למצב גבולי של הרס.

ערכו של ψ ייקבע בהתאם לתקן הישראלי ת"י 413 (1).

עד להשלמת הרוויזיה של ת"י 413, מותר להשתמש בערך $\psi = 0.5$.

פרק ח' - יישום תמ"א

38היבטים סטאטוטוריים

בתחילת פרק זה, טרם העיסוק בהיבטים הסטאטוטוריים של תכנית מתאר ארצית מספר 38, נבחר להציג ולהסביר מעט על התכנית עצמה שכן לנושא השלכות על האמור בהמשך הפרק ועל כן יש להבין תחילה את התכנית עצמה.

תמ"א 38

תמ"א 38 אושרה לראשונה ע"י ממשלת ישראל באפריל 2005 ומאז היו שינויים ועדכונים. תכנית מתאר ארצית זו נועדה לאפשר חיזוק מבנים קיימים הנבנו בתקופה שקדמה לאישורו של ת"י 413 (1975) במטרה לשפר את עמידותם בפני רעידות אדמה ולכן הוגדר שתמ"א 38 תחול על מבנים שנבנו לפני 1980, בעת הנוכחית תוקפה של התכנית הוא עד מאי 2015.

תפקידה של תכנית זו הוא להסדיר את ההיבטים התכנוניים של חיזוק מבנים קיימים בפני רעידות אדמה. התכנית קובעת מסגרת סטאטוטורית המאפשרת הוצאת היתרי בניה לחיזוק מבנים בפני רעידות אדמה, תוך עידוד היזמים הפרטיים לחיזוק המבנים בפני רעידות אדמה ע"י מתן זכויות בניה נוספות ללא צורך בתשלום מס השבחה, זאת על מנת ליצור מקור מימון לביצוע החיזוק. כלומר, לצד תוספת זכויות הבניה ושחרור ממיסים, מגדירה תמ"א 38 הליך רישוי מקוצר, המאפשר הוצאת היתרי בניה ושירות בהסתמך על תמ"א 38, ובדרך זאת לעקוף תהליך בירוקראטי ארוך בועדות לתכנון ובניה – כפי שקורה בכל תכנית המבקשת להוסיף זכויות בניה. התכנית מפרטת את המסמכים שיש להגיש לוועדה המקומית במסגרת הבקשה להיתר לחיזוק המבנה, ולתוספת זכויות בניה, תנאים למתן היתר וכו'.

להלן החלקים העיקריים של התכנית (לקוח מהאתר <http://www.moin.gov.il/tama38>).

1. כאמור, זכויות הבניה ניתנות למבנים אשר הוצא להם היתר לפני 01/01/1980 משום שכנראה רובם נבנו שלא בהתאם לת"י 413. מבנים שההיתר לבנייתם ניתן לאחר 01/01/1980 חייבים לעמוד בדרישות ת"י 413 (1975) שהפך מחייב בתאריך זה, ולכן ההערכה היא שהם עמידים. אף על פי כן ההנחה היא שישנם מבנים שנבנו לאחר מועד זה אשר אינם עמידים לרעידות אדמה במידה הרצויה ודורשים חיזוק. תמ"א 38 מאפשרת לחזק את המבנים הללו בהליך מקוצר ללא תוספת זכויות בניה, אך בחריגות מסוימות מקווי הבניין ומגובה הבניין המוגדר בתב"ע, חריגות אלו רלוונטיות עבור מרכיבי החיזוק בלבד. כמו כן, יש הגבלה לשימוש בתמ"א 38 במבנים לשימור כאשר במבנים אלו יש לנקוט בפתרונות שתואמים את תכניות הבניין המתאימות לשימור.
2. תמ"א 38 כוללת מגוון של פתרונות שנועדו לחזק את המבנים, אולם, יש להתאים את הפתרונות לתנאים המיוחדים של כל מבנה ומבנה ובהכרח שהפתרון צריך להתייחס למצבו הקונסטרוקטיבי של המבנה הספציפי וכן למאפייניו האחרים, לאופי הסביבה ולהתאמה ארכיטקטונית.
3. תמ"א 38 מפרטת את המעטפת המקסימאלית של זכויות הבניה כתמריץ לחיזוק. במסגרתה אפשרויות לתוספת יחידות דיור ולתוספת קומות (עד 2 קומות), סגירת קומות עמודים, תוספת אגפים חזקים לחיזוק המבנה והרחבת יחידות דיור קיימות בשטח מקסימאלי של עד 25 מ"ר לכל יחידת דיור.
4. בדרך כלל, מבנה בעל קומת עמודים מפולשת הינו בעל דרגת סיכון גבוהה יותר בעת התרחשות רעידת אדמה ובייחוד כאשר המבנים הללו אינם כוללים מקלט או מבנה קשיח בקומת הקרקע (כאשר המקלט נבנה כתת קרקעי למשל) או חדר מדרגות קשיח (לא הייתה דרישה כזאת באותם ימים).

במקרה כזה, תמ"א 38, בתיקון מה-2 במרץ 2010, ממליצה על סגירת קומת הקרקע המפולשת ותוספת יחידות דיור הן בקומה המפולשת והן בקומה נוספת, עליונה.

5. תמ"א 38 שואפת לעודד את הועדות לבניין ערים לקדם תכניות לחיזוק מבנים לרעידות אדמה. התכנית קובעת כי ניתן לקבל זכויות נוספות כתמריץ לחיזוק מבנים, בכפוף לאישור תכנית שתקבע את הזכויות הנוספות בהתאם לתנאים הייחודיים של האזור וכפי שתקבע ועדת בניין הערים המקומית. תכניות כאלו, מקודמות היום בעריות שהחליטו לאפשר תוספת גדולה יותר של שטחי הבניה וזאת כדי לאפשר תמריץ כלכלי מוגדל לחיזוק המבנים בשטחם, אלו כבר אושרו בראשון לציון (רצ/106/1) וברמת גן (רג/340/ג/30).

6. תמ"א 38 מאפשרת בין היתר לחזק מבנים על ידי שיפור המיגון של המבנים הישנים וזאת באמצעות תוספת של מרחבים מוגנים. במקרה כזה, אפשר לבנות מרחבים מוגנים עד לקווי המגרש ובחריגה מקווי הבניין המאושרים בתב"ע.

7. תמ"א 38 מאפשרת להרוס מבנה ישן שנקבע שיש לחזקו, ולהקימו מחדש בתוספת זכויות בנייה לפיה.

8. מטרתה של תמ"א 38 היא קודם כל חיזוק מבנים לרעידות אדמה, על כן היא מפרטת הוראות לאופן בחינת חוזק המבנה, הצורך לחיזוקו והוראות המפרטות את הדרישה להגשת מסמכים שמבהירים את שיטת החיזוק המוצעת.

תנאי ראשון להגשת בקשה להיתר על פי תמ"א 38 הוא קבלת אישור בכתב ממהנדס מוסמך לכך שאכן יש צורך לחזק את המבנה בפני רעידות אדמה. ברור שאישור כזה יוכן לאחר בדיקה הנדסית יסודית של עמידות המבנה בפועל לרעידות אדמה, כפי שמפורט במדריך זה.

המהנדס האחראי, לאחר שיבחן את עמידות המבנה, יקבע את הצורך בחיזוקו ויגיש דו"ח למהנדס הועדה המקומית הכולל את הנושאים הבאים:

א. פירוט המצב הקונסטרוקטיבי של המבנה הקיים.

ב. חישוב סטטי מפורט לחוזק המבנה על סמך הממצאים שבידי המהנדס.

ג. תכנית רעיונית וחישוב סטטי לשיטת החיזוק המוצעת על ידו.

בנושא זה יש נוהל ביצוע בקרה הנדסית על בקשה להיתר מכוח תמ"א 38 הכוללת חיזוק בפני רעידות אדמה, כפי שפורסם בחוזר המנהל הכללי של משרד הפנים (4/2008). חוזר זה ניתן למצוא באתר האינטרנט של משרד הפנים ובנוסף הוא מצורף במדריך זה תחת הכותרת נספח א-1. הנוהל מפורט למדי ומציג את כל המסמכים שיש להגיש לוועדה המקומית כתנאי לדיון בבקשה להיתר ואחרי כן כתנאי לאישור הבקשה.

9. תמ"א 38 כוללת גם נספח הנדסי מנחה ובו תרשימים המדגימים אפשרויות לתוספות בניה עבור 12 טיפוסים שונים של מבנים קיימים, לצורך חיזוקם.

הדוגמאות משמשות להדגמה ומומלץ לעיין בעבודת המחקר "בחינה הנדסית חישובית של הנחיות חיזוק מבנים קיימים – תמ"א 38" ממרץ 2011 בהזמנת משרד השיכון (ליבוביץ, גליק, פרחאט). בנוסף, במדריך זה לוקטו דוגמאות חיזוק נוספות ממקורות שונים (ראה פרק יג') וניתן להרחיב את הידע בתחום זה גם מתוך המדריך האמריקאי של סוכנות פימה (FEMA 547) אשר נסקר במדריך זה בפרק ד'.

היבטים סטאטוטוריים ומיסוי בתמ"א 38

הוראות חוק רלבנטיות

החקיקה אשר עטפה את הוראות ויישום תוכנית המתאר הארצית – תמ"א 38 נועדה לשמש בידי יזמים ובעלי הזכויות במבנים, אשר רצו לממש את הוראות התוכנית, את העידוד, התמריץ, והתמיכה החקיקתית על מנת לפשט ככל הניתן ולייעל את ההליכים סביב מימוש הזכויות תוך הקלה ניכרת בלקוניות ובבירוקרטיה.

כאשר מדובר במימוש זכויות במקרקעין הנתונות ומוקנות מתוקף תוכנית המתאר הארצית תמ"א 38 יש לקרוא זאת בכריכה עם כלל הוראות החוק והדין הרלוונטיות לתוכנית זו, כדלהלן:

- (1) תמ"א 38 - תוכנית מתאר ארצית מס' 38.
- (2) חוק המקרקעין (חיזוק בתים משותפים מפני רעידות אדמה), תשס"ח - 2008.
- (3) חוק מיסוי מקרקעין (שבח ורכישה), תשכ"ג - 1963. כאשר הדגש הוא על הכתוב בפרק החמישי העוסק במכירת זכות במקרקעין (סעיפים 49 לב' - לו' - עסקאות בזכויות מתוקף תמ"א 38).
- (4) חוק מיסוי מקרקעין - 2008. כאשר לפי חוק זה ניתן לפרויקט בו מבוצע מימוש זכויות על פי תנאי תמ"א 38 - פטור ממס שבח במכירה של נכסים שבעליהם קיבלו היתר בנייה במסגרת תמ"א זו.
- (5) חוק התכנון והבנייה, עדכון משנת 2007, אשר בסעיף 145 נתן פטור מהיטל ההשבחה המושתת על פי התוספת השלישית לגבי השבחת ערך הזכויות במקרקעין כתוצאה מתוכנית ו/או הקלה.
- (6) חוק המקרקעין, עדכון משנת 2008, אשר נתן הקלה בעניין הרוב הנדרש לקבלת החלטה כוללת וגורפת למימוש זכויות ולביצוע עבודות הבנייה והחיזוק גם ברכוש המשותף (חוק זה נתן הקלה לגבי דרישת 100% ההסכמה לרוב של שני שליש בלבד). כמו כן מנגנון חלוקת רווחי הזכויות העודפות שיתקבלו במסגרת תמ"א לכלל בעלי הזכויות שונה בעדכון זה.
- (7) תקנות תכנון ובנייה, עדכון משנת 2008, מתן פטור מהיטל השבחה.

היתרונות ותכולת העבודות הכלולות במימוש זכויות על פי תמ"א 38

היתרון המרכזי בתמ"א 38 הוא השבחת הנכס וקבלת אישור לתוספות, כל זאת ללא תשלום מס שבח והיטל השבחה בגין תוספות הבנייה. להלן חלק מהיתרונות הנוספים:

- (א) הוספת פיר מעלית יצוק – הוספת מעלית לבניין לשיפור רמת החיים, הנגישות ושווי הנכס.
- (ב) הוספת ממ"ד (מרחב מוגן דירתי) – תוספת של חדר מגורים לדירה והעלאת שווי הזכויות בנכס.
- (ג) חיזוק קומת העמודים על ידי סגירתם לחדרים – תוספת חדרים ו/או מחסנים בקומת הקרקע.
- (ד) הוספת קומה נוספת לפחות ועד שתי קומות לבניין במסגרת התמריצים הניתנים בתוכנית וכן מימוש תוכנית חדרים על גגות (תוכנית ג') .
- (ה) שיפוץ הבניין (הלוביים, החצר המשותפת, החניה הציבורית, מערכות, חזית וכיו"ב) ובכך העלאת רמת הבטיחות ותיקון מפגעים ופחת שנצבר עם השנים.

(1) ומעל לכל שיפור עמידות המבנה בפני רעידות אדמה.

על מנת להקל במימוש תמ"א 38 התבצעו מספר שינויים בחקיקה :

הרחבת ההוראות הנוגעות לחוק פינוי פיצוי והחלתם על תמ"א 38 בעיר מבחינת הקלה במיסים הקשורים בתוכנית .

(1) חוק התכנון והבניה – נעשה תיקון לחוק כך שיהיה פטור מהיטל השבחה למי שיבצע את התוכנית .

(2) תקנות התכנון והבניה – החוק שונה מהנוסחים הקודמים שלו (שנת 1970 ושנת 1992) כך שיאפשר תוספות בניה ומציאת פתרונות חניה ביתר קלות. החוק גם עוסק בחתימת בעלים וברישוי הדרוש לתמ"א 38 .

הרקע הסטאטוטורי

ההערכות מצביעות על כך שכ-40% מכלל המבנים בישראל לא יעמדו בפני רעידת אדמה חזקה. הסיבה העיקרית לצפי לתוצאה הרת אסון זו היא העובדה שמבנים אלו לא הוקמו בהתאם לתקן לעמידות מבנים ברעידות אדמה (ת"י 413).

מדינת ישראל החליטה ליטול צעד לקידומו של הליך תכנוני בעל אינטרס כלכלי מסחרי, אשר יטיב את המצב הקיים תוך מתן תמריץ ניכר ומשמעותי לבעלי הזכויות - תוכנית המתאר הארצית לחיזוק מבנים קיימים בפני רעידות אדמה, או בשמה הפופולארי תמ"א 38. מטרתה להציע פתרון ישים לחיזוק מבנים שאינם כשירים לעמוד בפני רעידת אדמה משמעותית .

חקיקה מקיפה בוצעה כמערך תחקיקתי בדין וזאת על מנת לאפשר את יישום התוכנית, הן מההיבט הכלכלי והן מההיבט הקנייני.

היבטים סטאטוטוריים פרקטיים

מערכת השיקולים של הוועדה המקומית, בטרם תעניק או תסרב להעניק היתר לתוספות הבנייה מוסדרת בסעיפים 21-24 לפרק ג' בתכנית. להלן תמצית הדברים:

(א) הפרק כולל את הקווים המנחים והכלליים להפעלת שיקול הדעת של הוועדה המקומית לתכנון ובנייה, לרבות התנאים ("טעמים מיוחדים") שבהתקיימם רשאית הוועדה לסרב ליתן היתר על פי התוכנית. במידה וסירבה הוועדה ליתן היתר לבקשה שהוגשה על פי תמ"א 38 מטעמים מיוחדים, עליה לפרסם את החלטתה בכתב.

(ב) במקרה של יישוב שמתקיימים בו - או בחלקים ממנו - תנאים מיוחדים, רשאי המוסד המתכנן להתאים את הוראות התוכנית לתנאים ייחודיים אלו. ההתאמות המיוחדות תיעשנה ביוזמת הרשות המקומית בהתאם לתוכנית מפורטת לחיזוק מבנים כנגד רעידות אדמה. בתוכנית כזו ניתן אף לאשר רק חלק מההטבות הניתנות במסגרת תוכנית החיזוקים או להפחית חלק מהן, וזאת בהתייחס לאזורים מסוימים הכפופים לאותה רשות מקומית.

ג) החידוש בתוכנית המפורטת הוא שניתן לאשר באמצעותה זכויות נוספות מעבר לאלו שאושרו בתוכנית החיזוקים, ובכך ליהנות מן ההטבות המוקנות בתוכנית, והכול כמפורט בפרק ג' לתוכנית.

ד) ביום 24.1.2008 נכנס לתוקפו התיקון בפרק בתים משותפים שבחוק המקרקעין (חוק המקרקעין חיוק בתים משותפים מפני רעידות אדמה, תשס"ח-2008, להלן: "חוק המקרקעין" או "תיקון"). בתיקון זה רצה המחוקק לטפל בהתנגדויות צפויות מטעם בעלי דירות בבניין המשותף לפרויקט חיוק הבניין כנגד רעידת אדמה. החוק, העוסק בפן הקנייני, אינו מספק תשובות לכל הבעיות הרבות שעומדות ומקשות על יישום התוכנית כגון: מהו הרוב הנדרש לביצוע חיוק ו/או הרחבת דירות קיימות. כמו כן עולה השאלה לגבי הזכויות החדשות שמוקנות מכוח התוכנית.

ה) בהתאם לחוק המקרקעין- הטלת תשלומים על בעלי הדירות בבית המשותף, כמו גם שינוי זכויות של בעלי הדירות ברכוש המשותף, מחייבת הסכמה של כל בעלי הדירות בבניין. על כן, במקרה שרוצים להצמיד חלק מהרכוש המשותף לדירתו של דייר מסוים, עליו לקבל את הסכמת כל בעלי היחידות בבניין לפעולה.

ו) הרחבת הדיור: בעלי דירות בבית משותף שבו תקנון מוסכם, שבבעלותם המצטברת 75% מהדירות ובנוסף שני שלישים מהרכוש המשותף המוצמד לדירותיהם רשאים להחליט על הוצאת חלק מהרכוש המשותף והצמדתו לדירה מסוימת או למספר דירות וזאת כאמור לשם הרחבת דירות בבית המשותף ובכפוף לתנאי סעיף 71ב לחוק המקרקעין.

ז) הקמתו של בניין שנהרס: בעלי דירות המחזיקים במצטבר 75% (שלושה רבעים) מהרכוש המשותף בצמוד לדירותיהם רשאים לקבל החלטה הנוגעת להקמתו מחדש של הבניין או לתיקונו, ולחייב בהוצאות הנלוות את כל בעלי היחידות בבניין, לרבות המתנגדים למהלך ובכפוף לשאר התנאים האמורים בסעיף 60 לחוק המקרקעין.

ח) מעלית: בעלי דירות המחזיקים במצטבר שני שלישים מהדירות רשאים לקבל החלטה בנוגע להתקנת מעלית בשטחי הרכוש המשותף בבניין ולחייב בהוצאות הנלוות את כל בעלי הדירות למעט בעלי הדירות בקומת הקרקע ע"פ התנאים האמורים בסעיפים 159 ו-159א לחוק המקרקעין.

ט) מדרג הטבע: בעלי הדירות בבית המשותף אינם מחזיקים בהכרח בדעה זהה לגבי נושאים שונים הקשורים למגוריהם, לא כל שכן לשינויים המתבצעים בבניין, בוודאי ובוודאי כאשר אחדים מהם יאלצו לוותר על חלק מן הזכויות היחסיות ברכוש המשותף, כפי שמתבקש בפרויקטים מכוח תמ"א 38.

י) בשנים האחרונות אנו עדים לגיבוש הליכי רישוי של בקשות לקבלת היתרי בנייה מכוח תמ"א 38. גיבוש הנהלים כפוף מטבעו לכללים המקובלים והנדרשים ברשויות השונות עבור הליכי רישוי לקבלת היתרי בנייה, אולם ברור שעליו לקחת בחשבון את הוראות תמ"א 38, על נספחיה ותנאיה וכן את הוראות משרד הפנים לרשויות המקומיות המעוגנים בחוזרי מנכ"ל וכד'.

יא) התוכנית מאפשרת אפוא הוצאת היתרי בנייה לפי תמ"א 38, וזאת מבלי לחייב את מגישה בהכנת תב"ע נקודתית ו/או אחרת למקום. כפי שפורט בהרחבה בשער של "שיקול דעת ושמירת זכויות

המוקנים למוסד תכנון", התוכנית מעניקה לוועדה המקומית שיקול דעת בנוגע לתוספות הבנייה המבוקשות מכוחה.

יב) היתרי הבנייה מוגשים לוועדה המקומית שמחליטה לגבי התוכנית המוצעת. הוועדה שוקלת שיקולי צפיפות כמו גם שיקולים כמותיים וזאת לצד שיקולים תכנוניים עירוניים וכיו"ב.

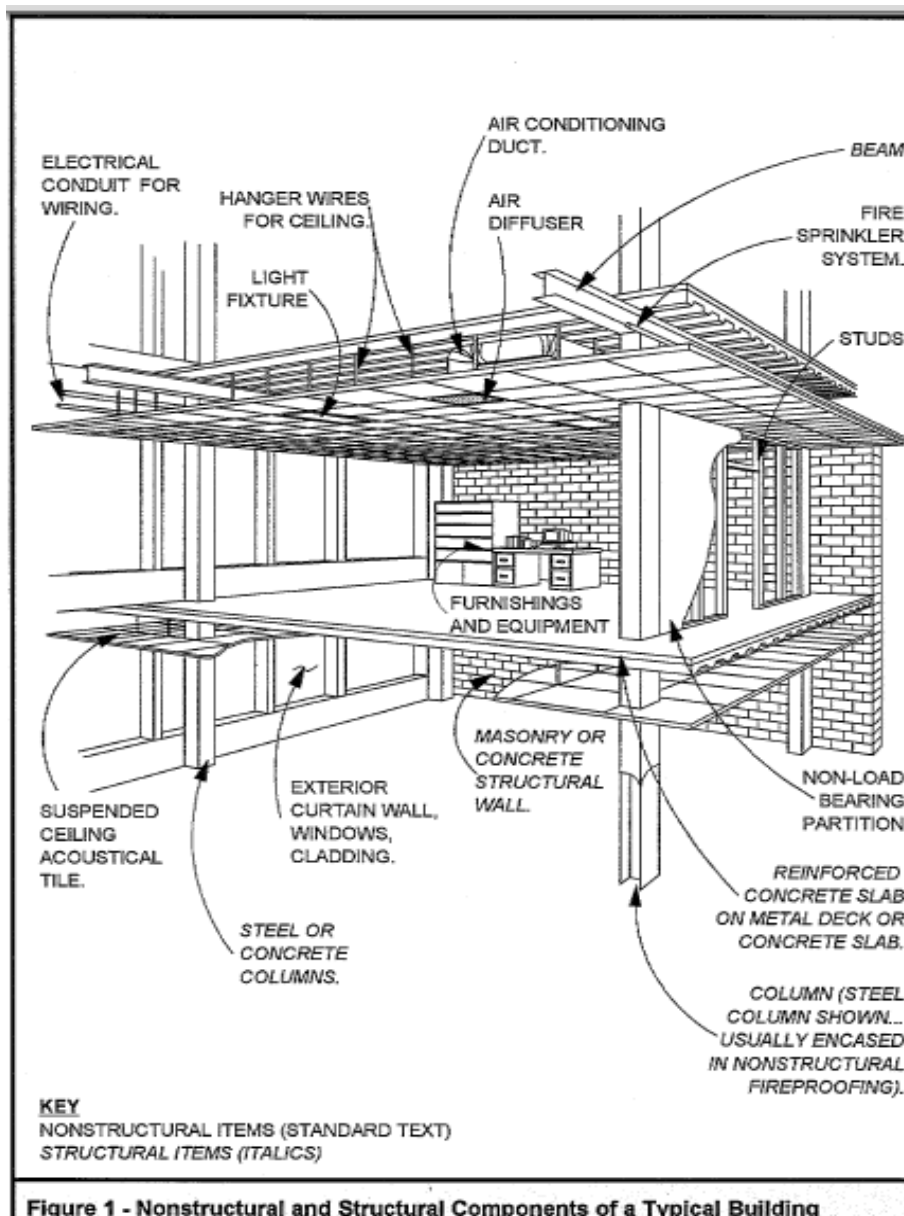
במקרים מסוימים רשאי מהנדס הוועדה לא לאשר את תוספת הדירות ולאשר רק את חיזוק היסודות . ועדה מקומית יכולה להחליט על תוכנית מיוחדת לאזור מסוים זאת על מנת לשמר את אופיו או להתאימו לתוכנית תמ"א 38.

פרק ט' - חיזוק של מערכות ואלמנטים לא מבניים

אלמנט לא מבני (Nonstructural Element) – "חלקי המבנה הנחשבים כאלמנט לא מבני, כוללים את כל האלמנטים במבנה על תוכם ותכולתם זולת האלמנטים המבניים. במילים אחרות, הכול חוץ מהעמודים, הקורות, התקרות וכיוצא בזאת" (FEMA 74, 2005). כפי שניתן ללמוד מהגדרת המדריך (ומתרשים ט-1⁷ המצורף), אלמנט לא מבני/סטרוקטוראלי/קונסטרוקטיבי (ע"פ הגדרת ת"י 413 אלמנט לא נושא) הוא כל אלמנט במבנה שאינו משתף במערכת המתנגדת לכוחות אופקיים או אנכיים. אלמנטים אלו אינם תורמים כלל ואין להם חשיבות או השפעה על עמידות השלד ברעידת אדמה. עם זאת, מטרת תקן 413 (גם אם יש מקום לשיפור והרחבת ההנחיות הפרטניות) הינה לא רק להבטיח את

עמידות שלד המבנה אלא להימנע מסיכון חיי אדם בעת רעידת אדמה חזקה. דרישה זו, כפי שמצוין גם בספר שנכתב ע"י סרחיו סטולובס (2002) מרחיבה למעשה את השימוש בת"י 413 משימוש של מתכנן השלד בלבד לציבור רחב הרבה יותר. כל מתכנן מערכות (לרבות תקרות תותב, מחיצות גבס וכיו"ב) למרות שאינן חלק מהשלד צריך לעמוד בהנחיה זו.

דוגמאות לאלמנטים לא מבניים: מעקים, שלטים, קירות מילוי, חיפוי קירות באבן או שיש, קירות מסך, מחיצות, מתקנים מכאניים, תקרות תותב, מערכות מ"א, צנרת על סוגיה, ריהוט וכד'.



תרשים ט-1: אבחנה בין אלמנטים מבניים לאלמנטים לא מבניים

⁷תרשים זה לקוח ממדריך FEMA 74. בתרשים, אלמנט מבני בכתב נטוי ואלמנט לא מבני בכתב ישר.

הסיכונים הטמונים באלמנטים לא מבניים בזמן רעידת אדמה

ברעידות אדמה שנסקרו בשנים האחרונות, בעיקר במדינות מפותחות, חלק ניכר מהפגיעה בחיי אדם והפגיעות ברכוש נבעו מאלמנטים לא מבניים אשר לא תוכננו לרעידת אדמה והנזקים הם עצומים.

הסיכונים הטמונים ברעידת אדמה (ע"פ שני הספרים המוזכרים קודם לכן) ניתנים לחלוקה לשלוש קטגוריות לצורך הדיון:

1. פגיעה בחיי אדם – כפי שנהיר לכל אדם בר דעת הרי שהסיכון הרב ביותר והערך העליון הינו ערך חיי האדם, לא רק זאת אלא שזהו גם נושא שיש לגביו התייחסות ישירה בתקינה כפי שצוין לעיל. פוטנציאל הסיכון לחיי אדם באלמנטים הלא קונסטרוקטיביים הוא רב: פגיעה ישירה של חפץ באדם בעת רעידת אדמה, בני אדם יכולים להיקבר חיים תחת חלקים מאלמנטים אלו (החל מקושי בפינוי נפגעים וכלה במחיצתם למוות), שריפות, דליפות של חומרים מסוכנים ועוד.
 2. פגיעה פונקציונאלית (תפקודית) – בפגיעה בתפקודיות המבנה הכוונה היא לכך שמבנה, לאחר רעידת אדמה חזקה, לא יהיה שמיש ולא יוכל למלא את הייעוד לו תוכנן ואותו הוא ממלא בפועל. פגיעה זו, באופן ישיר, חמורה פחות מפגיעה בחיי אדם אך היא טומנת בחובה נזק רב בצורה עקיפה כאשר מדובר בתשתיות חיוניות כגון: בתי חולים, תחנות כיבוי אש, מפעלים חיוניים, גשרים וכיו"ב. לצורך הדיון, כאשר מדובר בפגיעה תפקודית בבית חולים. אם לאחר רעידת אדמה חזקה, בית חולים (האמור לפעול במתכונת חירום ולקלוט נפגעים רבים) יישאר עם שלד שלם ויציב אך פגיעה במערכות רבות בו ימנעו ממנו לתפקד כנדרש הרי שאין זה שונה בהרבה מפגיעה ישירה בחיי אדם. התקן האמריקאי לאבחון סיסמי של מבנים (ASCE/SEI 41-06) מתייחס לנושא רמת השימוש לאחר רעידת אדמה ומגדיר תשתיות חיוניות ככאלו שיש לתכנן לרמה של תפקודיות לאחר רעידת אדמה מהטעם הזה בדיוק (ראה פרק ד'). בנוסף, מפעלים שתוצרתם יקרה או שייצורם קריטי בעתות משבר ראוי שיתוכננו בהתאם, זאת על מנת שיוכלו לתפקד במידה והם חיוניים, או שלא ייגרם להם נזק רב ובכך ייגרם נזק כלכלי רחב היקף.
 3. פגיעה ברכוש – הפגיעה המיידית והברורה היא הפגיעה הכלכלית באובדן ממון. ברם, יש להבדיל ולסייג (בדומה לפגיעה בתפקודיות) את הפגיעה העקיפה שיכולה להיות ברכוש במידה והוא קריטי בעתות משבר. לדוגמא: משאבות מים (כחלק ממערכות כיבוי אש או מערכת אספקת המים), מאגרי אוכל בימ"חים, ציוד לכיבוי אש או הצלה או הגנה בפני חומרים מסוכנים ועוד.
- הסיכונים שפורטו לעיל כולם (אם בצורה ישירה ואם בצורה עקיפה) יכולים לגבות מחיר של אבידות בנפש בעת רעידת אדמה. על כן, יש לקחת סיכונים אלו בחשבון בתכנון מבנים ובתכנון של כלל המערכות בהם.

להלן מספר דוגמאות להמחשת הנזק הפוטנציאלי הטמון באלמנטים לא מבניים⁸:



תרשים ט-2: התמוטטות תקרת תותב ברעידת
האדמה ב-Northridge ארה"ב (1994)



תרשים ט-3: קריסת מדפים ברעידת
האדמה ב-Northridge ארה"ב (1994)

⁸ התמונות לקוחות מתוך מדריך FEMA 74

סיבות לנזק באלמנטים לא מבניים וכתוצאה מהם

לרעידת אדמה יש השפעה על אלמנטים לא מבניים בשלושה רבדים: תאוצה, עיוות וחבטה או ניתוק כתוצאה מקרבה בין מבנים.

1. תאוצה – בזמן רעידת אדמה המבנה ותכולתו חווים תאוצות כתוצאה מתאוצת הקרקע. על מנת להמחיש זאת ניתן להשתמש באנלוגיה של נוסע בתוך רכב בעת תאוצה או האטה פתאומית, הנוסע מזנק לפנים או לאחור בעת שינוי התאוצה הפתאומי.

בכדי להבין את ההשלכות של גורם זה על אלמנט בעל מסה באשר הוא, כל שצריך להבין הוא את החוק הראשון של ניוטון (כוח שווה למסה כפול תאוצה), ככל שהמסה של אלמנט תהיה גדולה יותר אזי שבעת רעידת אדמה הוא יחווה כוח גדול יותר.

תאוצות במבנה יכולות לגרום לאלמנטים להיטלטל, ליפול, להתהפך ולהתנתק ממקומם. כמובן שכתוצאה מכך, אלמנטים אלו יכולים להוות סיכון בדרכים שצוינו בתחילת הפרק.

2. עיוות – בזמן רעידת אדמה המבנה מתעוות, נוטה או מתכופף מצד אל צד בתגובה לכוחות רעידת האדמה. העיוות לגובה המבנה יכול להגיע למספר סנטימטרים בין קומה לקומה ומוגדר בתקן כ"הסטה הקומתית".

אלמנטים אשר תחומים בתוך המערכת המבנית (דוגמת חלונות או קירות בני) עשויים להיפגע וכתוצאה מכך לפגוע וזאת בשל העיוות בצורת המבנה וההסטות הבין קומתיות. יש לתת את הדעת בכל הקשור לאינטראקציה בין האלמנטים המבניים לאלמנטים הלא מבניים, בהשפעת עיוותים אלו. תשומת לב מיוחדת תינתן לכל הנוגע לאלמנטים לא מבניים קשיחים וחזקים מאוד.

3. קרבה בין מבנים – כאשר שני מבנים סמוכים קרובים אחד לשני יתר על המידה עולה חשש שבעת רעידת אדמה, כתוצאה מהתזוזה הגדולה של שלד המבנה, אלמנטים לא מבניים עשויים להתנתק וליפול או להיחבט מהשלד בעת תנודתו.

דרכים למזעור הסיכון והנזק באלמנטים הלא מבניים

מגוון הדרכים למזעור הסכנות והנזקים הוא רב, החל בצעדים שכל אדם בעל היגיון בריא יכול להעלות על דעתו ולפעול לפיהם וכלה בשיטות הדורשות ייעוץ מקצועי.

על מנת לפעול בצורה עצמאית למזעור הנזק, ראשית יש לשאול את עצמך או את דרי המבנה שאלות כגון: היכן דרי המבנה מבליים את מירב זמנם בו? האם ישנם חפצים כבדים בקרבת מיטה או עמדת מחשב למשל שניתן למקם במקום אחר? אילו אזורים במבנה מאוכלסים יותר מאחרים?

ניתן לעשות זאת גם באמצעים של סקירת פוטנציאל הנזק והדרכים למזעורו, במדריך FEMA 74 ניתן למצוא קווים מנחים לצורך עריכת סקר כזה.

צעדים פשוטים בהם אפשר לנקוט למזעור הנזק לאחר שאותרו הסיכונים הם למשל: הרחקת רהיטים כבדים מפתח היציאה מהחדר או מהמיטה, חיבור רהיטים לקירות באמצעים ביתיים פשוטים, חיבור אופקי נאות לאלמנטים תלויים ועוד.

כאשר מדובר במקומות ציבוריים, הומי אדם, יש מקום לנקוט באמצעים של ייעוץ וטיפול מקצועי בסכנות אלו.

המקדמים הסיסמיים לחישוב הכוח הפועל על אלמנטים לא מבניים

חישובי הכוח הסיסמי הפועל על אלמנטים לא מבניים הוא נושא רחב. ת"י 413 מתייחס בקצרה לרכיבים לא נושאים בסעיף 604 ויש מקום לשקול שימוש בתקינה, בספרות ובמחקרים שבוצעו במדינות שונות (דוגמת הנחיות NEHRP בארה"ב ו-NZS 4203 בניו זילנד) כמו גם במסמכים ישראליים דוגמת הספר שנכתב ע"י סרחיו סטולובס (2002) וצוין קודם לכן ומדריך (רוטנברג, לוי ובן ישי, 1998) ישראלי נוסף בנושא. מצורפת בהמשך טבלה (תחת הכותרת טבלה ח-1) מתוך הספר המצוין לעיל (סטולובס, 2002) ובה התייחסות והשוואה למקדמי תכן בתקנים ומדריכים שונים.

סיכום

בפרק זה נערכה סקירה של גורמי הסיכון והשלכותיהם בנושא של אלמנטים לא מבניים. לאלמנטים אלו יכולה להיות השלכה הרת גורל על אבידות בנפש וברכוש ולכן ראוי שכל אדם המתקין אלמנט כזה במבנה ייתן את הדעת על הסיכונים הטמונים באלמנט מאין זה. כפי שנדון בפרק, באלמנטים אלו פוטנציאל נזק בצורה ישירה ועקיפה ויש לאבחן ולטפל בשתיהן. כפי שצוין בגוף הפרק, המגמה בתקינה העולמית היא מעבר לתכן לדרגות תפקוד שונות וההשלכות לכך צריכות להתבטא גם בכל הנוגע לאלמנטים הלא מבניים כפועל יוצא של רמת התפקוד הרצויה לאחר רעידת אדמה. ראוי שגם בתקינה הישראלית יינתן לכך ביטוי בכדי לנסות ולמזער את הנזקים כתוצאה מתופעות אלו (כיום קיים רק תקן 413 חלק 2.01 בנושא מדפי אחסון). לצורך חישוב הכוחות (ומתוך כך את החיזוק) ניתן להיעזר במדריכים שצוינו לעיל כמו גם בטבלה המצורפת בסוף הפרק.

טבלה ט-1: איור 5.2.1.1 מתוך הספר המוזכר בפרק(סטולובס, 2002)

i	ii	iii	iv	v
העצמה הצפויה	חשיבות הרכיב	אופי התגובה של הרכיב	חתך הקרקע	מיקום במבנה
UBC ראו: 5.1.1 Z (מקדם סיסמי) $Z \leq 0.4$ $0.075 \leq Z$	I_p (מקדם חשיבות) $I_p = 1 \sim 1.5$	C_p (מקדם כוח אופקי לפי סוג הרכיב) $C_p = 0.75 \sim 3.0$ תוספת TSM: $C_p A_p = 0.75 \sim 10.0$	אין ביטוי להשפעת התנאי !	אין ביטוי להשפעת התנאי !
SBC ראו: 5.1.2 A_v (תאוצת הקרקע ביחס למהירות) $A_v \leq 0.4$ $0.05 \leq A_v$	P (מקדם התנהגות הרכיב כפונקציה של סוג הרכיב והסיכון לגרימת פגיעה) $P = 0.5 \sim 1.5$	C_e (מקדם כוח אופקי לפי סוג הרכיב) $C_e = 0.6 \sim 3.0$ a_c (מקדם הגברה לפי סוג החיבור למבנה) $a_c = 1.0 \sim 2.0$	אין ביטוי להשפעת התנאי !	אין ביטוי להשפעת התנאי !
NEHRP ראו: 5.1.3 C_s (מקדם סיסמי התלוי בסוג הקרקע ובמקדם התאוצה האפקטיבית של הקרקע): $C_s \leq 0.44$ $0.04 \leq C_s$ A_p (מקדם תאוצה של נקודת המבנה בה הרכיב מחובר) $A_p \leq 4 C_s$	I_p (מקדם חשיבות) $I_p = 1 \sim 1.5$	a_p (מקדם הגברה של הרכיב) $a_p = 1.0 \sim 2.5$ R_p (מקדם תיקון של תגובת הרכיב בהתאם למשיכות הרכיב) $R_p = 1.5 \sim 6.0$	ביטוי להשפעת התנאי במקדם: A_p ראו עמודה i	ביטוי להשפעת התנאי במקדם: A_p ראו עמודה i
תקנים יפניים ראו: 5.1.4 Z (מקדם סיסמי) $0.7 \leq Z \leq 1.0$	I (מקדם חשיבות) $0.67 \leq I \leq 1.0$	K₂ (מקדם הגברה לפי סוג הרכיב וחיבורו לבנין) $1.0 \leq K_2 \leq 2.0$	אין ביטוי להשפעת התנאי !	K₁ (מקדם ההגברה הקומתי) $1.0 \leq K_1 \leq 3.33$
NZS4203 ראו: 5.1.5 Z (מקדם אזור סיסמי) $0.4 \leq Z \leq 0.8$	R_p (מקדם סיכון של הרכיב) $1.0 \leq R_p \leq 1.1$ R (מקדם סיכון של המבנה) $0.6 \leq R \leq 1.3$	ביטוי להשפעת התנאי במקדם: C_{ph}	ביטוי להשפעת התנאי במקדם: C_{ph}	ביטוי להשפעת התנאי במקדם: C_{ph}
ת"י 413 ראו: 4.1.4 (סעיפים 604.1 , 604.2 , של ת"י 413) Z (מקדם תאוצת קרקע) $Z \leq 0.3$ $0.075 \leq Z$	אין ביטוי להשפעת התנאי !	R_p (מקדם הגברה סיסמי לרכיבים לא נושאים) $C_p = 0.75 \sim 2.0$	אין ביטוי להשפעת התנאי !	אין ביטוי להשפעת התנאי !
איור 5.2.1.1 : השוואה בהתייחסותם של התקנים השונים בתנאים שקובעים את ערכו של הכוח הסטטי האקוויולנטי.				

פרק י' - סיכוני רעידת אדמה ספציפיים לאתר

מרכיב משמעותי באנליזה שמבצע המהנדס לרעידת אדמה מתבסס על פרמטרים של תאוצת הקרקע ואפקט ההגברה לתאוצה זו, הנובע בין השאר ממקדם השתית. גיליון תיקון 3 של ת"י 413 (על אף שנכון למועד זה אינו בתוקף) מפרט ומגדיר מספר מושגים בסיסיים חשובים בנושא זה במסגרת עדכון המוצע לפרק ב' של התקן.

סעיף 202.1.1 ג"ת 3 ת"י 413:

202.1.1. תאוצת קרקע חזויה

תאוצת קרקע חזויה $a_{h,max}$ היא תחזית של שיא התאוצה האופקית בסלע עקב רעידת אדמה (horizontal peak ground acceleration), שלגביה קיימת הסתברות של 10% שתאוצה חזקה ממנה תתרחש לפחות פעם אחת בתוך תקופה של 50 שנה (זמן חזרה של כ-475 שנה).
 Z הוא מקדם תאוצת הקרקע האופקית החזויה (חסר ממד), כמפורט בנוסחה:

$$Z = \frac{a_{h,max}}{g} \quad (1)$$

שבה:

g - תאוצת הכבידה (9.81 מ' לשני²)

ערכי Z ייקבעו לפי קואורדינטות של אתר הבנייה, כמפורט באתר האינטרנט של מכון התקנים הישראלי⁽¹⁾. בנוסף, בתקן זה ניתנים ערכי Z עבור יישובי הארץ השונים, המובאים בשימח אלף-ביתית.
הערה:

לשם צמצום נזקים וקיצור משך זמן השבתה (down-time) מפורטים באתר האינטרנט של מכון התקנים הישראלי גם ערכי מקדם תאוצת הקרקע החזויה (Z) עבור הסתברויות נמוכות יותר (הסתברות של 5% בתוך 50 שנה [זמן חזרה של כ-1000 שנה] והסתברות של 2% בתוך 50 שנה [זמן חזרה של כ-2500 שנה]).

סעיף זה בהחלט משפר ומרחיב את ההגדרה המופיעה בתקן המקורי בה לא הייתה התייחסות לכך שהתאוצה הנדונה היא התאוצה החזויה בסלע. חשוב להדגיש כי הסתברות להופעת התאוצה וגודלה, אינם פרמטרים אשר ניתן "לתרגם" משפת המהנדסים לשפת הגיאולוגים ולהיפך. בעוד הגיאולוגים מודדים את עוצמת הרעידה בסולם ריכטר ואת האנרגיה המשתחררת כתוצאה ממנה, עבור המהנדסים האזרחיים הפרמטר החשוב הוא בעיקר תאוצת הקרקע ולכן אלו זקוקים לטבלה המגדירה, בשפתם, את הפרמטרים של הגיאולוגים והסיסמולוגים.

נושא נוסף אשר שונה בג"ת 3 של ת"י 413 הוא סיווג הקרקע ומתוך כך הפרמטר המבטא את מקדם השתית (S). במקום החלוקה בגיליון הישן ל-4 סוגי קרקעות, גיליון תיקון 3 מעדכן ומבדיל בין 6 סוגי קרקעות. עדכון זה מבוסס על דרישות התקנים האמריקאים בנושא והוא מובן למהנדסים.

הסיבה לכך שפרק העוסק בסיכוני רעידת אדמה ספציפיים באתר פתח בעדכונים הצפויים להיכנס לתוקף בת"י 413 היא שעדכונים אלו הן ההתייחסות הרחבה ביותר (עד כה) שניתנה לסיכונים ספציפיים אלו בתקינה הישראלית. למעשה, העדכונים הללו נותנים למהנדס את הכלים לאבחן סכנות ספציפיות אלו בעוד שבתקן הנוכחי ההתייחסות מועטה מאוד כדוגמת סעיף 602.1 בתקן במתכונתו הנוכחית העוסק ביסודות.

סעיף 602.1 ת"י 413:

602.1 יסודות המבנה

רצוי לבסס מבנה על קרקע מסוג אחד, וכשיש בקרקע שכבות שונות - על שכבת אחת מהן. יימנע מיקום מבנה משני עברי שבר גאולוגי מאובחן, באזור המוכר כבעל פעילות טקטונית, או במקום שיש בו סכנה ברורה של גלישת מדרון או של התנזלות, כגון: בקרקע חול ותחת רווי מים או במילוי שפוף. עדיף להבטיח שיטת ביסוס אחידה בכל המבנה. במבנה מחולק לנושים במישקי הפרדה, יבוסס כל נוש בשיטה אחידה. מערכת היסודות ותנאים להעברת העומס הסיסי וליצירת תנאים לספיגת אנרגייה במבנה העילי, בלא לפגום בכוש היסודות לשאת את מלוא חכחות האנכיים. יסודות רזודים (יסודות נפרדים או רפסודות), ייתכנו כך שעיבורי הקרקע יישארו מצומצמים, בלא עיבור משהייר משמעותי.

הסעיף מנחה להימנע ממיקום מבנה משני עברי שבר גאולוגי מאובחן, באזור המוכר כבעל פעילות טקטונית או במקום שיש בו סכנה ברורה של גלישת מדרון או של התנזלות קרקע אך לא מפנה למפה, לא נותן כלים לאבחן סכנות ספציפיות אלו ולא מפרט את הגדרותיו של שבר גאולוגי וכו'. בגיליון תיקון 2 ישנה כבר התייחסות פרטנית יותר ובמקום שבר גאולוגי ופעילות טקטונית נכנסים לשימוש מושגים כמו עקבה (TRACE) והעתק פעיל. כמו כן נדרשת חוות דעת של יועץ קרקע וגיאולוג בהתאם למרחק מהעתק הפעיל. להלן סעיף 202.1 א' ת"י 413 ג"ת 3:

202.1 א. קרבה להעתק פעיל

הכתוב בסעיף יושמט, ובמקומו יכתב:

- א. על עקבר (trace) של העתק פעיל ו-15 מ' משני צידי שפוחיה לא יוקמו מבנים שתקן זה חל עליהם, למעט מבנים נמוכים שאינם מיועדים למגורים כמוגדר בסעיף 103.6.
- ב. בתחום גדול מ-15 מ' ועד 200 מ' מכל צד של שפוח העתק פעיל, באזורים שבהם $Z > 0.15$, בניית של מבנים שמקדם רחשיבות שלהם הוא מקבוצות א או ב (ראו סעיף 204.3) ומבנים לשימוש או לאכלוס של 100 בני אדם ויותר, תלווה בחוות דעת מנומקות של מהנדס קרקע וביסוס כשוי, שישתמש גם ביועץ גאולוגי כדי לוודא שאין בתחום הזה עקבות (traces).
- ג. כל חוות הדעת יצורפו למסמכים המופקדים ברשות המקומית ויהיו חלק מהתנאים למתן היתר בנייה.
- ד. לכל תוכנית מתאר בכל רמה, או לתוכנית מפורטת תכוללת בנייה הכפופה לדרישות לתכן לרעידות אדמה, יוערכו חקירות גאולוגיות שמטרתן לאתר ולמפות העתקים פעילים והעתקים חשודים נפעילים, ומסקנותיהן יהיו חלק בלתי נפרד ממסמכי התכנון.

בכדי להבהיר את דרישות סעיף זה יש ראשית להגדיר שני מושגים בסיסיים: העתק פעיל ועקבה.

העתק פעיל

העתק פעיל – העתק (או כפי שהוגדר במהדורתו הקודמת יותר של התקן "קו שבר") הינו שבר בקרום כדור הארץ. מישורי ההחלקה (ההעתקים) בין הלוחות הטקטוניים (המרכיבים את קרום כדה"א) הינם למעשה ההעתק, כאשר כל צד הוא שפת ההעתק. רעידות אדמה מתרחשות עקב תזוזות בין הלוחות הטקטוניים ובדרך כלל לאורך אותם העתקים. קיימת סבירות גבוהה שההעתק שפעל ברעידת אדמה כלשהי בעבר הלא רחוק, יפעל פעמים נוספות בעתיד ומכאן שמו "העתק פעיל" מבחינה גיאולוגית. המכון הגיאולוגי הישראלי תרם רבות לשיפור ומתן כלים ליישום תקן 413 בגיליונות התיקון לאורך השנים. המכון מגדיר לצורכי תקן לבנייה כי: "העתק יחשב כפעיל אם התרחשה לאורכו קריעה של פני השטח או של יחידות סלע צעירות מ- 11,000 השנים האחרונות." בזאת המכון מאמץ למעשה הגדרה של המכון הגיאולוגי האמריקאי (CDMG). לצורך אבחון והגדרת העתקים פעילים וחשודים כפעילים יש צורך במחקרים היסטוריים גיאומורפולוגיים ארכי-סיסמיים ופליאו-סיסמיים על מנת לקבל מידע על פעילות סיסמית בעשרות אלפי השנים האחרונות.

עקבה (TRACE)

עקבה היא למעשה העדות שאנו מוצאים על פני הקרקע לקיומו של העתק בשכבת הסלע. כאשר פני הקרקע סלעיים, העקבה וההעתק הינם זהים. מנגד, במקומות בהם ישנו מרחק גדול בין פני הסלע לפני הקרקע, פעילות ההעתק תתבטא בשכבות הקרקע שמעל כמעין סדק שיעשה את דרכו לפני הקרקע. מיקום הופעת אותו סדק באותה עקבה היא עדות להעתק מתחת, אם כי לאו דווקא באותו מיקום.

בהתאם לסעיף זה (202.1 א') בג"ת 3 ישנן מספר דרישות בכל הנוגע לבנייה בקרבת העתקים:

- סעיף א' – לא יוקמו מבנים על עקבה של העתק פעיל ועד 15 מ' משני שפותיה (למעט מבנים נמוכים שאינם למגורים).
- סעיף ב' – מגדיר את הדרישות לבניה במרחק גדול מ- 15 מ' וקטן מ- 200 מ' (ובהתניות נוספות לגבי תאוצת הקרקע וייעוד המבנה) וכן דורש לשם בניה בתחום זה חוות דעת הנדסית של יועץ ביסוס ויועץ גיאולוגי.
- סעיפים ג' ו- ד' – מציבים לראשונה דרישות ממוסדות התכנון הפעילים באמצעות חוות הדעת ההנדסיות שיועברו לרשותם במסגרת התנאים למתן היתר בנייה וכן באמצעות מפות העתקים פעילים והעתקים חשודים כפעילים (מפות אלו ניתן למצוא באתר של המכון הגיאולוגי הישראלי) ונדרש להשתמש במידע זה בכל תכנית מתאר. באופן זה למשל, לא אמורה להיות תב"ע המתירה בנייה של רבי קומות ללא שנבדק קודם אם ישנם סיכונים ספציפיים לאתר המיועד מבחינת רעידות אדמה וללא שבוצע מחקר גיאולוגיה הבוחן את התאמת התכניות למגבלות ספציפיות של האתרים השונים.

מצורפת בהמשך מפת ההעתקים הפעילים והחשודים כפעילים בישראל כפי שעודכנה במרץ 2009 ע"י המכון הגיאולוגי הישראלי (תרשים י-1).

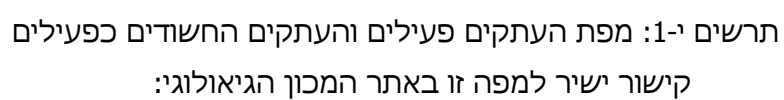
הגברת שתית חריגה

סוגיה נוספת שהיא בעלת אופי מקומי ספציפי, כתלות באתר, היא השתית והגברות חריגות שתיתכנה בקרקעות מסוימות. אפיון הקרקע הבסיסי הוא ע"י מקדם השתית אשר מוגדר בת"י 413. יחד עם זאת, ישנן קרקעות בהן ישנו פוטנציאל גבוה להגברת תאוצות הקרקע. המכון הגיאולוגי והמכון הגיאופיסי פרסמו דו"ח תחת הכותרת "מפת האזורים החשודים בהגברות שתית חריגות" (גבירצמן וסלבסקי, 2009) ועיקרו המפה עצמה אשר צורפה למדריך זה (תרשים י-2), מפה זו מבצעת אבחנה מעבר למקדמי השתית המפורטים בתקן 413.

באזורים בהם קרקע רכה מונחת ישירות על סלע אם קשה ובאגנים גיאולוגיים צרים ועמוקים, אנו צפויים להגברות חריגות שכאלה. אתרים עם תופעות גיאולוגיות כאלו טבעם שההגברה תהיה רבה עקב כליאת אנרגיה סיסמית בשכבת הקרקע.

לשם התמודדות תקנית עם ההגדרה של "הגברת שתית", ג"ת 3 של ת"י 413 אשר יצא מעט לאחר פרסום מפת הגברות השתית (ספטמבר 2009) סיווג את סוגי הקרקע כ- A,B,C,D,E,F ולא כ- S1,S2,S3 ו-S4 כפי שנהג התקן הקודם לסווגם (התיקון מתבסס על התקן האמריקאי בנושא עומסים⁹). הקרקעות המסומנות במפה (באדום או בשחור) הן קרקעות החשודות כבעלות פוטנציאל להגברות שתית חריגות, קרקעות אלו יסווגו כקרקעות בעלות סיווג מחמיר של קרקע, קרקע מסוג F.

⁹(ASCE/SEI 7-05, 2005)



92

סיווג הקרקע באתר ע"פ ת"י 413 ג"ת 3

להלן סעיף 202.2.1 מתקן זה:

202.2.1. הגדרות של סוגי הקרקע באתר

- א. סוג הקרקע באתר ייקבע לפי ההגדרות בטבלה 1 ובסעיף זה.
- ב. קרקע באתר תסווג E כאשר היא עונה על הקריטריונים המתאימים שבטבלה 1, או אם בנוסף למפורט בטבלה עובי שכבת החרסית הרכה גדול מ-3 מ', והיא בעלת התכונות חאלה:
- $$PI > 20, w > 40\%, s_u < 25 \text{ קפ"ס}$$
- כאשר:
- PI - אינדקס פלסטיות
 - s_u - חוזק גזירה לא מנוקז (קילופסקל)
 - w - תכולת רטיבות (%)
- ג. קרקע באתר תסווג F כאשר אחד התנאים שלהלן מתקיים:
1. קרקע העלולה להגיע לכשל או להתמוטטות בחשפעת עומס סיסמי, כגון קרקע העלולה להתנזל וחרסיות רגישות.
 2. חרסית אורגנית וכבול בעובי גדול מ-3 מ'.
 3. חרסית פלסטית, בעלת אינדקס פלסטיות PI גדול מ-75 ועובי גדול מ-8 מ'.
 4. שכבות עבות מאוד של חרסית רכה או קשיחה למחצה, שעוביין גדול מ-37 מ' וחוזק הגזירה חלא מנוקז שלהן s_u קטן מ-50 קפ"ס.
 5. עבור מבנים מקבוצת חשיבות א (ראו טבלה 4) ועבור תכנון אורבני: אתרים באזורים שבהם, לפי מפת "אזורים חשודים בהגברות שתית חריגות" ⁽¹⁴⁾, יש חשד להגברות שתית חריגות עקב הימצאות סלע בסיס קשה מאוד או עקב השפעת אגן (basin effect) ⁽¹⁴⁾.
 - ד. כאשר החתך אינו מתאים בדיוק למפורט ביחס לאחד מסוגי הקרקע שבטבלה, משתמשים בחתך הקרוב לו ביותר מהחתכים המפורטים בה.

כפי שניתן לראות, בסעיף ג' מוצגים התנאים (כאשר די בקיומו של אחד מהם) בכדי שהקרקע תסווג כקרקע מסוג F. מבנים מקבוצת חשיבות א' (לפי ג"ת 3) וכן עבור תכנון אורבני באתרים שבהם יש חשד להגברות שתית חריגות בהתאם למפה הנ"ל הסיווג לקרקע יהיה זהה. סוג קרקע F דורש ביצוע אנליזת תגובת אתר ספציפית, את פירוט הדרישות ניתן למצוא בתקנים האמריקאיים (ASCE/SEI 7-05 ו-ASCE/SEI 41-06). בהתאם לתוצאות האנליזה ניתן יהיה לקבוע את מקדם השתית ואת תאוצת הקרקע המותאמים ספציפית לאתר.

גלישת מדרונות והתנזלות

כפי שמצוין בת"י 413, סעיף 602.1 (מצורף בתחילת הפרק), גם סכנה של גלישת מדרונות או התנזלות מגבילה ומכתיבה את מיקום המבנה היות ויש להימנע מבנייה במקומות בהם קיימת סכנה מאין זו. בכדי למלא את החלל שנוצר בהעדר הכוונה כיצד לנהוג או למדוד סכנות מאין אלה, מפרסם המכון הגיאולוגי מפת אזורים בהם קיימת סכנה לגלישת מדרונות (תרשים י-8). מפה זו לוקחת בחשבון את השיפוע הטופוגרפי, המבנה הגיאולוגי, היחס בין הטופוגרפיה והמבנה וסוג הסלע החשוף. לשם הכנת מפה זו נעזר המכון בתוכנת האזוס (HAZUS - Hazards United States) אשר פותחה להערכת סיכונים על ידי הסוכנות הפדראלית האמריקאית פימה (Federal Emergency Management Agency). תוכנה זו הינה תוכנה המשוקת בחינם (אך דורשת קיומה על תוכנת עזר נוספות של Arcgis) והיא מיועדת להערכת סיכונים עקב רעידות אדמה, הצפות והוריקנים. בנוסף, מפרסם המכון מפה נוספת המאתרת את האזורים בהם קיים פוטנציאל התנזלות (תרשים י-9). שתי המפות הנ"ל מצורפות בהמשך וניתנות להורדה מהאתר של המכון.

גלישת מדרונות

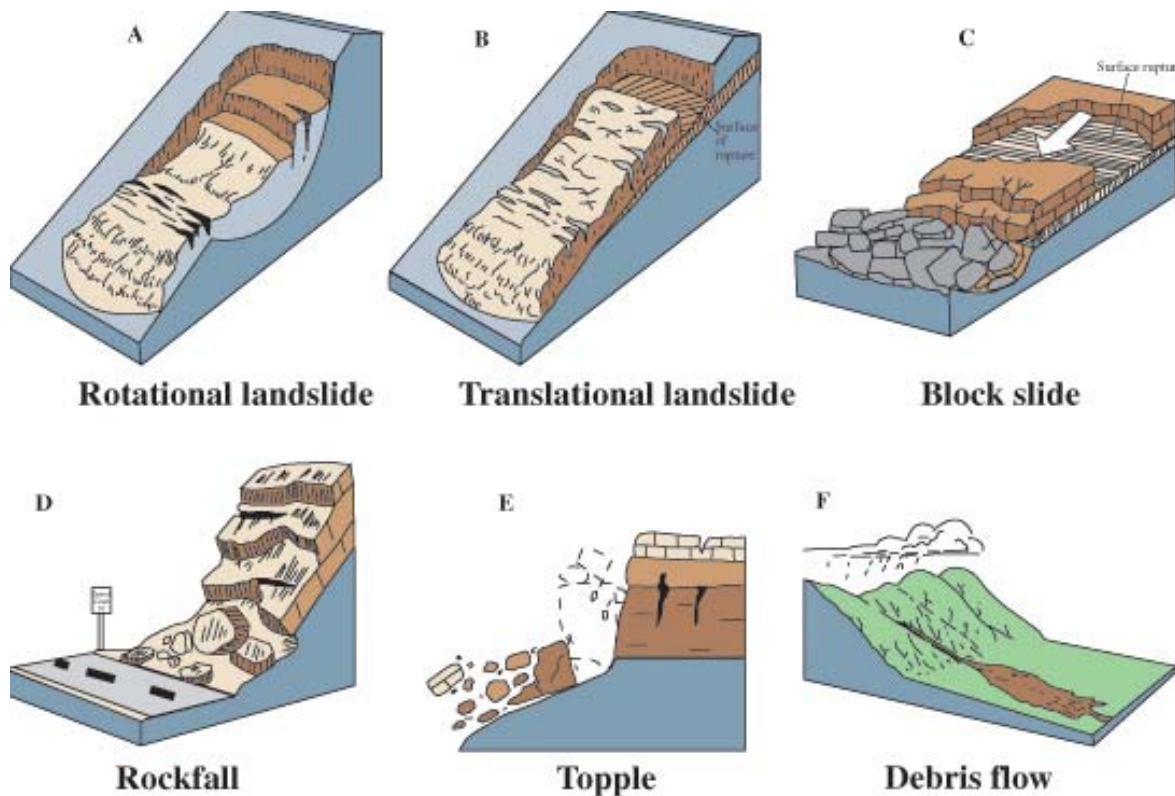
גלישת מדרון הינה תופעה מוכרת, הרת אסון, אשר תועדה לא פעם בעבר בארץ ישראל וכמובן בעולם. עודד כץ ועדן אלמוג (2006) היטיבו לתאר את התופעה בדו"ח שערכו כ: "תנועה מהירה של סלעים ו/או קרקע במורד מדרונות (גלישה או מפולת) המתרחשת בזמן רעידת אדמה". מאמר שפורסם בארה"ב (USGS, 2004) מוסיף וגורס: "השימוש הזהיר במינוח גלישת מדרונות הוא עבור תזוזת מסת קרקע משמעותית כאשר קיים אזור מובהק המפריד את הקרקע הבלתי יציבה מהיציבה. שני הסוגים העיקריים הם גלישות רוטציוניות וגלישות טרנסלטיביות. גלישה רוטציונית היא גלישה בה מישור ההרס הוא סיבובי בציר מקביל לקרקע (איור A בתרשים י-4). גלישה טרנסלטיבית היא גלישת מדרון בה התנועה היא לאורך מישור יחסית ישר עם מעט תנועה סיבובית אם בכלל (איור B בתרשים י-4)".

אותו מאמר מוסיף ומונה את הגורמים האפשריים לגלישת מדרונות, ביניהם: "קרקע רגישה או חלשה, קרקע החשופה לפגעי מזג האוויר (הכוונה בעיקר לגלישה בקרקע רוויה במים), הרמה כתוצאה מתזוזה טקטונית או התפרצות געשית, חציבה (מלאכותית) במורד המדרון, העמסת המדרון או הרכס ועוד גורמים רבים אחרים".

מצורף בהמשך תרשים לתיאור חלק מסוגי גלישות המדרון (תרשים י-4) ותמונה של גלישת מדרון שהתרחשה בברקלי שבבריטניה בשנת 1993 לשם המחשת פוטנציאל ההרס (תרשים י-3). מצורפת בהמשך מפת האזורים בהם יש סכנה לגלישת מדרונות (תרשים י-8) כפי שפורסמה ע"י המכון הגיאולוגי. קיימת הסתייגות המכון ונאמר בה כי המפה איכותית בלבד ולכל צורך הנדסי יש לערוך באזורים שהוגדרו כבעלי סיכון, סקר אתר.



תרשים י-3: גלישת מדרון בבריטניה (1993)



תרשים י-4: סוגי גלישות מדרון אופייניות

התנזלות

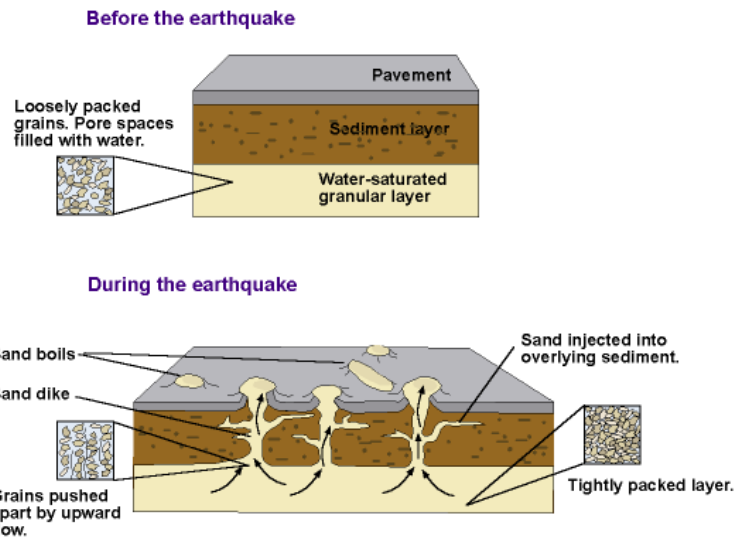
בכדי להבין את סכנת ההתנזלות ראשית יש להבין את המונח. התנזלות (Liquefaction) – "תופעה המתרחשת בעת רעידת אדמה, בה יש עלייה בלחץ מי הנקבובים וירידה מקבילה בלחץ האפקטיבי. כתוצאה מכך החול "רותח", חוזק הגזירה יורד ויסודות המבנה עשויים לשקוע והבניין עלול להינזק" (דוד, 2011).

פרמטרים לקביעת יציבות הקרקע כנגד התנזלות בעת רעידת אדמה הינם תאוצת הקרקע ומקדם השתית הנקבע בהתאם לבדיקות SPT ומיון. אזורים גיאולוגיים מועדים להתנזלות הם למשל אדמות סחף, חופים, אדמות מילוי תת מימיות ועוד.

תנאים גיאו-טכניים להתנזלות: קרקע רוויה, קרקע בצפיפות נמוכה, גיאולוגיה רצנטית, אחדות גודל גרגר, צורת גרגר עגולה.

מצורפת בהמשך מפת האזורים בהם קיימת סכנת התנזלות כפי שפורסמה ע"י המכון הגיאולוגי (תרשים י-9). אותה הסתייגות הקיימת במפת גלישות המדרון תקפה גם עבור מפה זו.

התרשימים להלן מתארים את תהליך ההתנזלות הרוחש בקרקע בזמן רעידת אדמה¹⁰ (תרשים י-5) כמו גם את הסכנות התמונות בתופעה (תרשים י-6 ותרשים י-7):



EARTHQUAKE-INDUCED LIQUEFACTION

תרשים י-5: תהליך התנזלות הקרקע



תרשים י-6: נזקים במבנים כתוצאה מהתנזלות

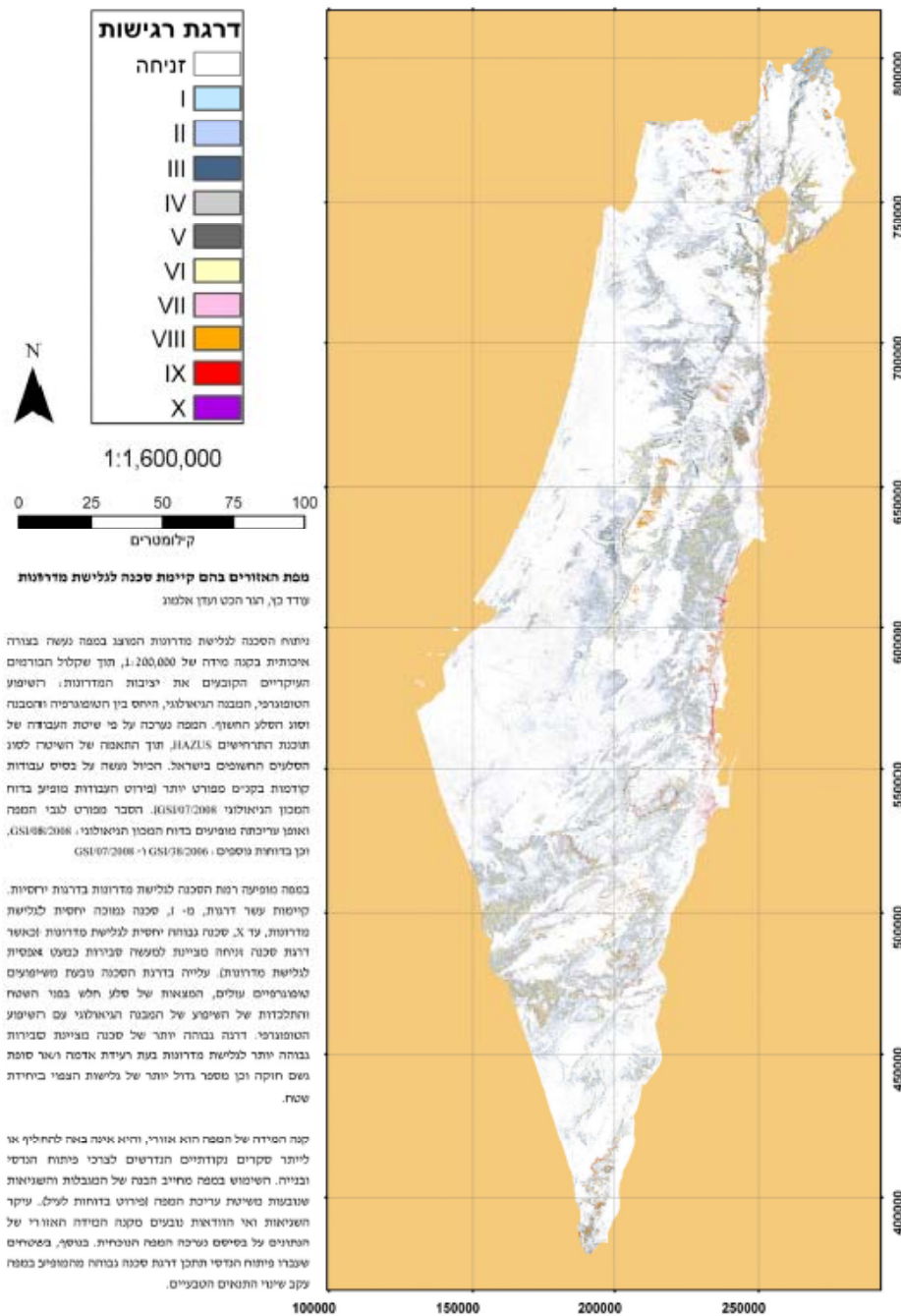


תרשים י-7: נזקים בכביש כתוצאה מהתנזלות

¹⁰ (Schlue, 2009)

להלן מפת גלישות המדרון בה מוצגת חלוקה ל-10 דרגות רגישות. עם זאת, המפה אינה מהווה תחליף לסקרים נקודתיים הנדרשים לצרכי פיתוח ובניה ולכן מומלץ גם לפנות ישירות למכון הגיאולוגי (את המפה ניתן להוריד מאתר המכון הגיאולוגי).

מפת האזורים בהם קיימת סכנה לגלישת מדרונות

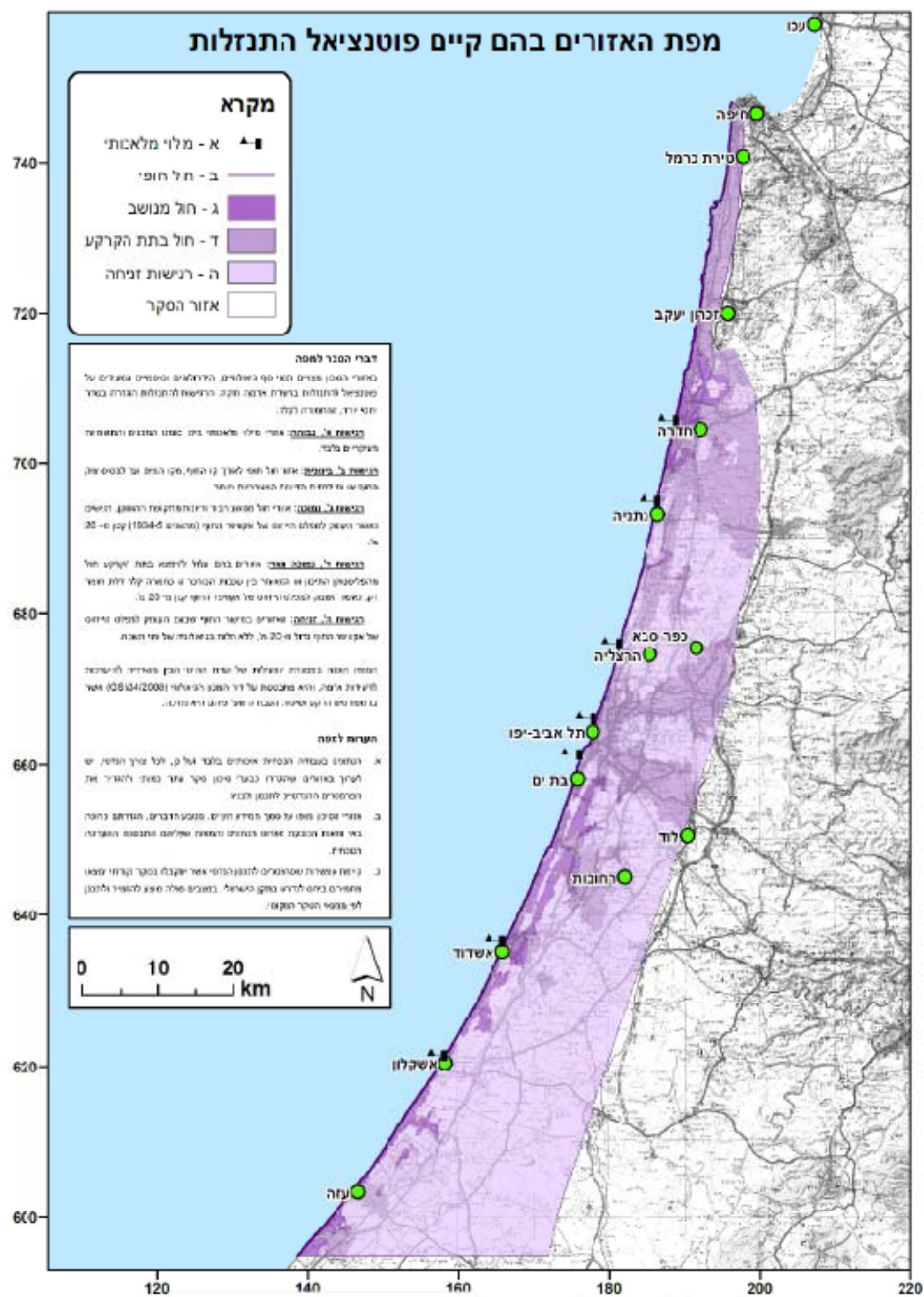


תרשים י-8: מפת האזורים בהם קיימת סכנה לגלישת מדרון

קישור ישיר למפה זו באתר המכון הגיאולוגי:

<http://www.gsi.gov.il/Uploads/568Level-Of-Sensitivity-Sloping.pdf?SearchParam=מדרון%20גלישת>

להלן מפה נוספת של המכון הגיאולוגי המאתרת אזורים בהם קיים פוטנציאל להתנזלות הקרקע:



תרשים י-9: מפת האזורים החשודים בהתנזלות קרקע

קישור ישיר למפה זו באתר המכון הגיאולוגי:

<http://www.gsi.gov.il/Uploads/611The-Map-of-Liquefaction-Potential-Israel.pdf?SearchParam=התנזלות>

צונאמי

סכנה נוספת הנשקפת עקב רעידת אדמה הינה גל צונאמי העשוי לשטוף את חופי ישראל בעקבות רעידת אדמה בים. מחקרים הראו כי תופעה זו התרחשה לא פעם בעבר בחופי ארץ ישראל ולכן אין להקל ראש בתופעה זו. יש ללמוד את הלקחים ברמה הלאומית לאחר הצונאמי האחרון ביפן, אשר שימש תזכורת למימדי האסון הלאומי שתופעה זו יכולה לגרום.

המכון הגיאולוגי ערך מפת אזורים מועדים להצפה המתמקד בריכוזי אוכלוסין ואת הדו"ח המלא (סלמון, 2009) על המפות בו ניתן למצוא את באתר המכון הגיאולוגי. במפה זו מסומן בקו אדום קו ההצפה המשוער כתוצאה מתרחיש צונאמי קיצוני, הנתונים התקבלו לאחר הרצת מודלים ממוחשבים למגוון תרחישים אפשריים באזור. למפה זו מצורף דו"ח שהוכן ע"י חברת יו. אר. אס. (URS) מקליפורניה עבור המכון הגיאולוגי הישראלי. דו"ח זה מפרט את מהירויות הגל וגובה הגלים לתרחישי רעידות אדמה שונים בקווי העתק תת ימיים. דו"ח זה והמפה המתבססת עליו, אמנם נותנים מידע על הסכנה אך התקנים המוכרים לנו אינם מלמדים אותנו דבר בנושא התמודדות מול תרחיש מאין זה בכל הנוגע לתכן הנדסי. סביר לצפות שגל צונאמי (בהתאם לתרחישים שהוזכרו), יתנשא לגובה של כ- 5 מ' אך עוצמתו תהיה גבוהה לאין שיעור לעומת גלי הרוח העשויים להגיע אפילו לגובה של כ- 8 מ' באזורנו.

במרבית המקומות בעולם, במיוחד לאחר לקח הצונאמי הקטלני שאירע באוקיינוס השקט בדצמבר 2004, הותקנו גלאים בלב ים על מנת לקבל התרעה מראש על גלי צונאמי וזאת כיוון שההנחה היא שהמרחק הרב בין מקור הרעש לחוף יאפשר אולי זמן התרעה מספיק לפינוי אנשים. ברוב המקרים, הצונאמי מגיע במהירות וגורף עימו בתים, מכוניות, מערכות ובני אדם. לא ברור אם התרעה מראש, באזורנו, תאפשר פינוי אנשים כאשר ישנה קירבה יחסית בין ריכוזי האוכלוסין ומוקדי הרעש האפשריים (כרתים, קפריסין) ועל כן, אולי יש צורך להיערך לכך מבעוד מועד בדגש על אזורי החופים הרבים בארץ.

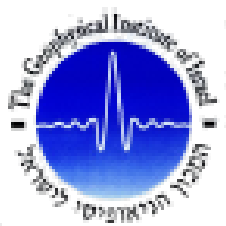
בנוגע לתכן מבנים, ניתן לדון ולהציע בחינה של מבנה לכוח אופקי לפי מתקף ותנע $M * V$. מסת הגל ומהירותו שווים ל- $P * T$, אלה יפעלו על המבנה בגובה משוער של כ- 3 מ'. כמובן, יש לערוך אנליזה פרטנית לפי מיקום פגיעת הגל ומימדי הגל הצפויים באותו מיקום עקב צונאמי. רצועת החוף שניתן לבחון במפה הינה צרה למדי ובנוסף על כך יש לקחת בחשבון את ההסתברות הסטטיסטית להופעת תרחיש מעין זה. ההסתברות הסטטיסטית על פיה מושתתים עקרונות התכנון של תקן ישראלי 413 גורסים שיש לתכנן מבנים לרעידת אדמה "... שלגביה קיימת הסתברות של 10% שתאוצה חזקה ממנה תתרחש לפחות פעם אחת בתוך תקופה של 50 שנה (זמן חזרה כ- 475 שנה)" (ת"י 413 ג"ת 3).

סיכום

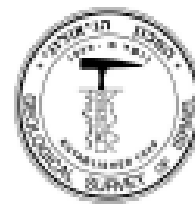
בפרק זה הוצגו מספר סיכוני רעידת אדמה ספציפיים לאתר בהם יש להתחשב בעת תכנון מבנה. סיכונים אלו מוזכרים רק בקצרה בתקינה אך טומנים בחובם הרס פוטנציאלי רב כמו גם סיכוי לאבדות בנפש. ניתן היה לראות ברעידת האדמה שפקדה את יפן במרץ 2011 שחלק ניכר מהנזקים והאבידות היו כתוצאה מגלי הצונאמי שהגיעו בעקבות הרעידה. בצורה דומה, יש להיערך לתרחישים הסבירים באזור ולהכיר את התופעות שיכולות להתפתח בעקבות רעידת אדמה באתרים ספציפיים ולתכנן בהתאם.

כאשר עוסקים בחיזוק מבנה קיים, לא מעט מהסכנות והבעיות שמוצגות במדריך זה לא היו ידועות או לא נלקחו בחשבון ע"י המתכננים בעת התכנון והכוונה היא גם במבנים חדשים יחסית. סיווג קרקע F הדורש סקר קרקע הוא חלק מג"ת 3 של ת"י 413 אשר בעת הזו עדיין לא נכנס לתוקף ופרסומו הראשון הוא מספטמבר 2009. כמו כן, המפות של המכון הגיאולוגי הינן מהעשור האחרון.

מנתונים אלו ברור שיש מקום להרחיב את תכולת תמ"א 38 כך שתכלול מבנים באזורים בעלי סיכונים ספציפיים גם כתלות במיקומם ולא רק כתלות במועד בנייתם כמו גם מבנים שנבנו בין שנות השמונים והתשעים (כפי שנדון בפרק ג').



המכון הגיאופיזי לישראל



משרד התשתיות הלאומיות
המכון הגיאולוגי של ישראל

מפת האזורים החשודים בהגברות שתית* חריגות: דברי הסבר

* מונח הנדסי המשמש לתיאור פני שטח טבעיים בניגוד לתשתית שהינה בסיס מלאכותי
(פילוי, מצע כבוש וכד')

זהר גבירצמן ויולי זסלבסקי

מוגש לוועדת ההיגוי להערכות לרעידות ארמה
עבור תקן ישראלי 413

הקציר

מפת האזורים החשודים בהגברות שתית חריגות מצביעה על שני סוגי אזורים בהם שדות הגברת תגודות הקרקע בזמן רעידת אדמה עלולה להיות גבוהה מהרגיל. (1) אזורים בהם קרקע רכה מונחת ישירות על סלע אם קשה (מסומן במפה בשחור), בהם תופעת הגברת התגודות הסיסטיות מתחזקת במידה ניכרת כתוצאה מכליאת האנרגיה הסיסטית בשכבת הקרקע. (2) אגנים גיאולוגיים צרים ועמוקים (מסומן במפה בקווים אדומים), בהם עלולים להיווצר אפקטים נוספים הקשורים לכליאה של האנרגיה בין קירות האגן ופני השטח, לשיקוד גלים לאזורים מסוימים, לריכוז אנרגיה בקרבת קירות האגן, לכיוונויות הגלים הסיסטיים ועוד.

לאור החשש הזה החליטה ועדת המומחים של מכון התקנים הישראלי שבאזורים אלו, עבור מבני ציבור חשובים ועבור תכנון אורבני, מקדמי הגברת תגודות הקרקע לצורך תכנון מבנים יקבעו על סמך לימוד פרטני של תנאי החששות המקומיים ולא על פי מקדמים סטנדרטיים. הדרך המעשית ליישום ההחלטה היא לכלול אתרים החשודים בהגברות חריגות בסוג אתר F , המיועד להריגים מסוגים שונים והמחייב ביצוע סקר אתר מפורט. בת"י 413 בסעיף 202.2.1, שנוסף בגיליון תיקון מס' 3 (2009), מפורטים המישה קריטריונים לסיווג אתר כ F . ארבע הקריטריונים הראשונים המגדירים קרקעות המועדות לכשל פנימי נלקחו מהחקר האמריקני; החמישי התווסף בכדי לתת מענה לאזורים החשודים בהגברות שתית חריגות. נאמר שם, שעבור מבנים מקבוצת השיבות א' ועבור תכנון אורבני, אתר יסווג כ F , אם הוא נכלל באזורים שבהם לפי המפה הנ"ל יש חשד להגברות שתית חריגות עקב הימצאות סלע קשה מאוד בבסיס או עקב השפעת אגן (*basin effect*).

מפה חדשה זו מצטרפת לשתי מפות שצורפו לחקן בעבר: מפת התאוצה האופקית המרבית (PGA) בהסתברות של 10% בהמישים שנה, המשווה בסיס לחישוב ספקטרום התגובה לחקן עבור אתרי סלע; ומפת ההעתקים הפעילים או חשודים כפעילים המבטלה בנייה על קרקע שעלולה להיגזר בזמן רעידת אדמה. יצוין, שמפת האזורים החשודים בהגברות שתית חריגות, שמצטרפת עתה לת"י 413, מצביעה על אזורים בעיתיים אך איננה מהווה תחליף לסקר מפורט שרק בו ניתן לכמת את שדות ההגברה ולאפיין בתדר ובעוצמה מתאימים.

אתרי קרקע שבבסיסם מצע סלעי קשה מאוד

הגברה של תנודות קרקע באנן רעידת אדמה נובעת מהקטנת מהירות הגלים הסיסמיים תוך כדי עלייתם מהסלעים הקשים שבשומק אל הסלעים הרכים והקרקעות בקרבת פני השטח. כאשר שינוי המהירות אינו הדרגתי וישנו מעבר חד בין המצע הסלעי הקשה לשכבת הקרקע הרכה, תופעת ההגברה מתחזקת במידה ניכרת כתוצאה מכליאת האנרגיה הסיסמית בשכבה העליונה. הגלים הסיסמיים שמוחזרים מפני השטח כלפי מטה מתאבכים עם הגלים המוחזרים מהמצע הקשה כלפי מעלה ונוצרת תהודה עם תדירות ואמפליטודה אופייניים. במקרים חריגים אלו ישנו חשש שטקדמי ההגברה הסטנדרטיים בח"י 413 אינם מספיקים.

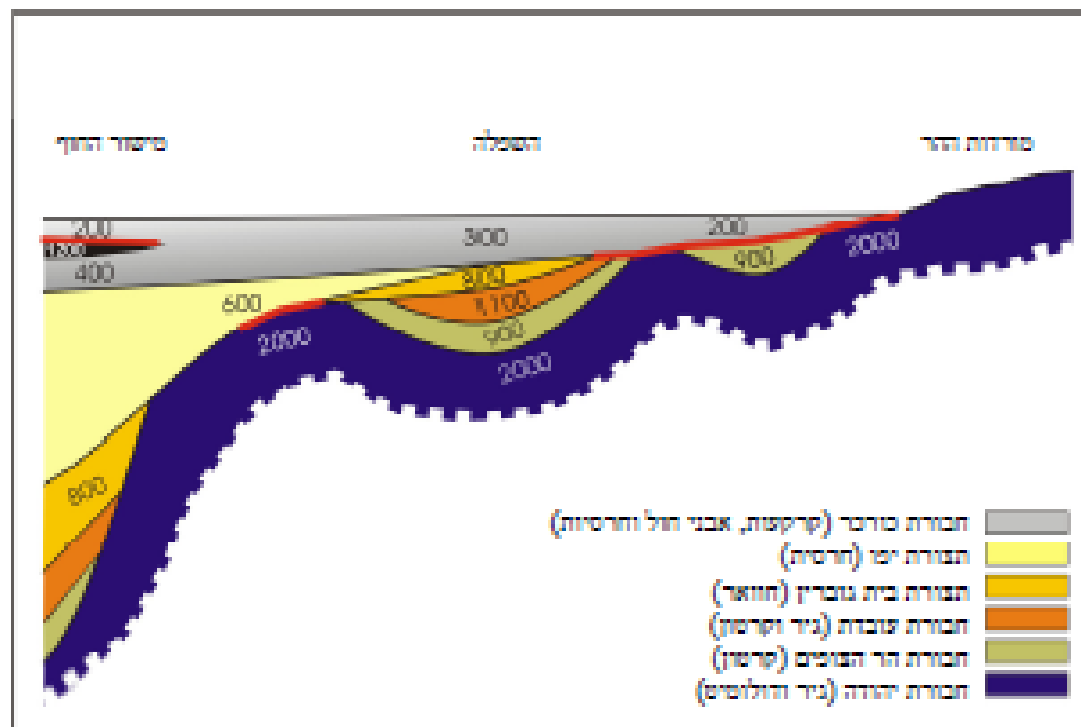
האזורים שמסומנים במפה בשחור הינם אזורים עם כיסוי קרקעי שבבסיסו קיים כנראה מצע קשה, שיוצר רפלקטור סיסמי חזק (יחס אימפדנס של 4-5 ואולי יותר). להלן תיאור קצר של התנאים הגיאולוגיים שעלולים ליצור רפלקטור כזה בחלקיה השונים של המדינה. התיאור מלווה בחתך גיאולוגי סכמתי שמדגים את הצירופים האפשריים של שכבות רכות וקשות בתת הקרקע של השפלה ומישור החוף.

באזור השפלה, בין המורדות הסלעיים של הרי יהודה ושומרון לבין מישור החוף (איור 1), רפלקטור חזק נוצר במגע בין קרקעות ואבני חול רכות של חבורת כורכר לבין סלעי גיר ודולומיט קשים של חבורות יהודה ועבדת ואפילו סלעי קרשון קשים של חבורת הר הצופים. שומקו של רפלקטור זה בבסיס חבורת כורכר שבשפלה אינו שולה בדרך כלל על כמה עשרות מטרים. מערבה יותר, מתחת לאבני החול של חבורת כורכר ישנה חרסית רכה של תצורת יפו ובאוחם המקומות שחרסית זו מונחת על גיר או על קרשון קשים (חבורות יהודה, הר הצופים או עבדת) נוצר רפלקטור סיסמי נוסף שעלול אף הוא לגרום להגברה חריגה. מאידך, ככל שרפלקטור זה מעמיק, עוצמת התהודה שנוצרת מעליו נחלשת עד למצב בו היא איננה נחשבת חריגה. לצרכי המפה המוצגת כאן סומן בשחור האזור בו שומקו של הרפלקטור החשוד אינו עולה על 250 מטר. מסיבה זו מרבית אזור מישור החוף אינו מוגדר כחשוד בהגברות שתחת חריגות, היינו, מקדמי ההגברה הסטנדרטיים מספיקים עבורו. יוצאים מן הכלל מספר תאי שטח מוגבלים שבהם מתחת לכיסוי הקרקעי או החולי הרך ישנן שכבות קשות מאוד של אבן חול גירית ("כורכר"), שהן עבות מספיק כדי ליצור הגברה בתוך שמעליהן. שומקו של רפלקטור זה בדרך כלל אינו שולה על כמה עשרות מטרים ובכל מקרה מוגבל לתוך חבורת כורכר שטובייה המירבי כ-200 מטר (איור 1).

בעמק הקישון נמצא שבטוסף לאמור לעיל, מתחת לקרקעות וחולות של חבורת כורכר ולעיתים גם מתחת לחרסיות של תצורת יפו ישנן שכבות קשות מאוד של גיר (תצורות פטיש או צקלג) ו/או גבס (תצורת מבקיעים) שיוצרות רפלקטור חשוד. ברוב שטח העמק שומקו של רפלקטור זה אינו עולה על 250 מטר פרט לאזור הקרוב לים שלא סומן בשחור.

בעולן, בגליל ובעמקים גם סלעי בולת קשים בתת הקרקע יוצרים רפלקטור חזק.

בדרום הארץ קרקעות וחולות של תצורת הצבה או קונגלומרטים לא מלוכדים מונחים לעיתים על סלעים קשים בדומה למה שתואר בשפלה לגבי תצורת כורכר. בנוסף, גם אבני החול של תצורת החירה המונחות על מצע קשה מאוד של סלעי גיר מגיל יורה וסריאס עלולות ליצור הגברה חריגה.



איור 1: חתך סכמטי המגנים צירופים אפשריים של יחידות גיאולוגיות בשפלה ובמישור החוף של ישראל, היוצרים החזרה חזקה של גלי רעידות אדמה ועלולים לגרום להגברה חריגה של תנודות הקרקע בזמן רעידת אדמה. המספרים מציגים בקירוב את מהירות גלי גירה ביחידות של מטר לשנייה. קו אדום עבה מציין מחזור סיסמי עם יחס אימפולס מוערך של 4 ויותר ששומקו בתחום העלול לגרום הגברה חריגה. איור זה נועד להמחשה בלבד ואין להשתמש בו לחישובי הגברה ללא סקר מפורט באתר הנחקר.

אתרי קרקע באגנים גיאולוגיים צרים ועמוקים

בנוסף לתופעת ההגברה הטבעת מהפרשי מהירות הגלים הסיסמיים, באגנים גיאולוגיים צרים ועמוקים עלולים להיווצר אפקטים מיוחדים הקשורים לכליאה של האנרגיה בין קירות האגן ופני השטח, למיקוד גלים לאזורים מסוימים, לריכוז אנרגיה בקרבת קירות האגן, לכיוונויות הגלים הסיסמיים ועוד. יצוין, שאגנים אלו נמצאים בדרך כלל באזורים סיסמוניים שבהם הסיכון הסיסמי גדול ממילא. מניסיון שהצטבר מרעידות אדמה חזקות כמו זאת שהתרחשה באזור לוס אנג'לס (קליפורניה) ב-1994 ובקובה (יפן) ב-1995 התברר שהשפעות אגן גם מאריכות את משך התנודות וגם מגבירות אותן.

סקר תגובת אתר

בהתאם להנחיות גליון תיקון 3 של ת"י 413 מומלץ שמודל תת הקרקע שיובא בחשבון בסקר תגובת אתר יכלול את כל השכבות מפני השטח ועד למצע הקשה (גיר, דולומיט, בזלת, וכדומה) שהגדרתו המדויקת משתנה בהתאם לתנאים הגיאולוגיים השונים של ישראל (כפי שהוסבר לעיל) ושמן עולה להגיע ל 250 מטר.

כאשר המצע הקשה עמוק במידה כזו שהשגת מידע על עובי השכבות ותכונותיהן הפיזיקליות בחלק התחתון של התתך איננה מעשית, ניתן להיעזר במידע מקידוחים סמוכים כדי להעריך את עובי השכבות שלא נקדחו ואת הרכבן ובהתאם לכך להעריך את תכונותיהן הפיזיקליות. יחד עם זאת, מומלץ שעבור מאה המטרים העליונים של תתך הקרקע והסלע יש להשתמש בערכים שמקורם במדידות שבוצעו באתר עצמו (בשיטות גיאופיזיות, בקידוח או במדידות מעבדה).

באתרים הנמצאים באזורים גיאולוגיים עמוקים וצרים מומלץ שסקר תגובת אתר יבוצע בתשומת לב יחידה על פי מיטב הידע המדעי והטכנולוגי הקיים בעולם ובמידת האפשר יתחשב גם באפקטים המיוחדים שנוכחו לעיל. אם אתר מסוים נמצא באגן שסומן במפה המצורפת באדום וגם בתחום המסומן בשחור, היינו שקיים חשד שבתת הקרקע של אגן זה קיים רפלקטור סיסמי חזק, יש להתחשב באופן פרטני גם ברפלקטור זה (למשל, שכבות בזלת בחלקים מסוימים של עמק יזרעאל).

מידע על תת-הקרקע בישראל ניתן למצוא במכון הגיאולוגי ובמכון הגיאופיזי. מפה סמרוקטורלית של גג תבורת יהודה - אחד הרפלקטורים הסיסמיים החזקים והנפוצים בתת הקרקע של ישראל - ניתן למצוא במכון הגיאופיזי.

**פרק יא' - בדיקות מומלצות
לצורך הערכת פרמטרים
הנדסיים של המבנה
והקרקע**

חוזר מנכ"ל משרד הפנים (מצורף בפרק א'), בנספח א', מפרט בנושא "עידודו חיזוק מבנים מפני רעידות אדמה על פי תמ"א 38 ואמצעים נוספים". לצורך דיון בבקשה להיתר יש להגיש גם בדיקות שבוצעו עבור המבנה הקיים. כפועל יוצא, בדיקות אלו הן בבחינת "בדיקות מינימום" מתוך כלל הבדיקות שאותן יש לבצע בכפוף לשיקול דעתו של המהנדס המתכנן (מתוך סעיף ג' בנספח). בדיקות אלו כוללות:

1. דו"ח קרקע.
2. דו"ח מעבדה המאבחן את מצב האלמנטים הקונסטרוקטיביים במבנה הקיים ואת מצב היסודות והביסוס. הדו"ח יכול למצוא בנוגע לסוג הבטון ומצבו, קוטר מוטות פלדת הזיון ומצבם וכיו"ב.

לפיכך, הן לצורך אבחון המבנה אך בעיקר לשלב תכנון החיזוק עולה הדרישה לשחזר מידע רב ככל שניתן על המבנה. כפי שצוין לעיל, עפ"י תמ"א 38 יש צורך לערוך בדיקות מעבדה למבנה ולקרקע מעבר להיות דרישה זו הכרח היא מסייעת רבות למהנדס ומאפשרת לו להבין את המבנה הקיים לעומק ולתכנן בצורה מדויקת יותר אשר חוסכת ממנו הנחות עבודה והפעלת שיקול דעת (לעיתים שמרני) אשר עשוי להוביל להחמרה בתכנון החיזוק. לאחר שחזר התכנית הקונסטרוקטיבית של המבנה באמצעות תכניות הקיימות בתיק המבנה וזיהוי ויזואלי של האלמנטים הקונסטרוקטיביים של המבנה (ביצוע חישוף ומדידה של אותם אלמנטים) יבוצעו בדיקות אל הרס לאלמנטי המבנה (Non-Destructive Testing). במסגרת בדיקות אלו יתגלה חוזק הבטון ויתגלו פרטי זיון באלמנטים קונסטרוקטיביים בעלי חשיבות. הבדיקות (שחלקן יפורטו בהמשך) מבוצעות כיום על ידי מכוני בדיקה שונים המוסמכים (על ידי הרשות להסמכת מעבדות) לערוך בדיקות בכפוף לדרישות התקנים השונים לרבות ת"י 26 חלק 6 – "שיטות לבדיקת בטון: נטילה, הכנה ובדיקת חוזק הלחיצה של דוגמאות בטון שהתקשה במבנה".

בדיקות מומלצות במבני בטון

1. בדיקת קשיות שטח הפנים באמצעות פטיש רתע (Rebound Hammer) המוכר גם כפטיש שמידט (Schmidt Hammer) – שיטת בדיקה זו מודדת את הרתע (Rebound) של מסה אלסטית המכה על פני חומר והיא תלויה במידת הקשיות של המשטח הנבדק (ראה בסוף פרק זה תרשים י-1 הממחיש את שיטת הבדיקה). בדיקה זו, המבוצעת בדרך כלל באמצעות פטיש שמידט, מספקת מידע על איכות שכבת פני השטח עד לעומק של כ- 30 ס"מ. באמצעות עריכת מדגם בדיקות כנדרש בתקן ישראלי 26 חלק 6, ניתן לסווג את חוזק הבטון. שיטה זו מתאימה למדידת חוזק של 10-70 מגפ"ס, הינו התחום הרלבנטי לחזוקי בטון ע"פ הגדרות התקינה הישראלית.
2. צילום אינפרא אדום – אמצעי זה מוכר גם כאמצעי לראיית לילה. באמצעות צילום באינפרא אדום ניתן לראות ויזואלית הפרשי טמפרטורה בין אלמנטים הנובעים מתכונות החומר וצפיפותו וכך ניתן לזהות עמודי בטון בתוך קירות בניה או צלעות בטון בתקרות צלעות וכדו'.
3. זרמי מערבולת – באמצעות מכשיר הפועל על עקרון זרמי מערבולת אלקטרומגנטית ("rebar locator") ניתן למפות ולמדוד צפיפות וקוטר מוטות זיון בתוך אלמנט הבטון הנבדק.

4. בדיקת רדיוגרפיה – באמצעות קרני רנטגן ניתן לזהות צפיפות וקוטר מוטות זיון וכן סדקים וסגרגציות באלמנטים עשויים בטון.

5. בדיקת קורוזיה של פלדה (half cell) - בדיקות קודמות שצוינו עסקו בזיהוי חוזק הבטון ופרטי הזיון בו. בדיקה זו, באמצעות בדיקת התנגדות חשמלית מאבחנת בעיות הנובעות מגיל המבנה והסביבה שלו. באמצעי זה אנו מזהים את חומרת הקורוזיה של ברזל הזיון. מידע זה עשוי להשפיע מאד על ההערכה של חוזק המבנה הקיים שאולי כבר התגבשה באמצעות המידע שנצבר על המבנה ואפילו על כמויות הזיון שהתקבלו בבדיקות שהוזכרו קודם.

ישנן עוד מגוון בדיקות אפשריות לאבחון מצב הבטון ו/או ברזל הזיון לכולן מגבלות ויתרונות. יש להפעיל שיקול דעת הנדסי בעת תכנון החיזוק באשר לאילו בדיקות מתאימות לאינפורמציה שהמתכנן מעוניין להשלים ולמצב המבנה הקיים. בבחירת הבדיקות יש לתת את הדעת כמובן לאמינות הבדיקות ולערור בקרה על התוצאות בכדי לאמתן ועל מנת לקבל מסקנות מהימנות ומבוססות (בהתבסס על ספרות מקצועית או תקינה).

בדיקות קרקע

שחזור מידע על ביסוס המבנה ועל חתך הקרקע בדרך כלל אפשרי רק באמצעות חישוב של הביסוס הקיים וביצוע קידוחי ניסיון לצורך קביעת חתך הקרקע.

באמצעות חישוב נוכל לזהות את מימדיהם של חלק מהיסודות, בהנחה שהמבנה מבוסס על ביסוס רדוד, על בסיס נתונים אלה וחשוב העומסים הקיימים על עמודי המבנה ניתן לבצע ניחוש מושכל לגבי שאר היסודות. במבנים המבוססים על כלונסאות ניתן לקבוע את עומקי הכלונס באמצעות בדיקות סוניות (בדיקה הנהוגה גם לצורך בדיקה של כלונסאות במבנים חדשים בשלב הבניה). בבדיקה זו, באמצעות שידור גל העובר דרך תווך הבטון ומדידת זמן המעבר ניתן לקבל אינדיקציה לגבי אורך האלמנט ורציפותו (או אי רציפותו). על מנת לזהות קוטר של כלונס נידרש בדומה לביסוס רדוד לבצע חפירות גישוש.

לאחר קבלת תמונה מלאה של יסודות הבניין הקיים וקבלת נתונים מלאים מיועץ הביסוס לגבי מאפייני הקרקע, לרבות פרמטרים סיסמיים של הקרקע, ניתן לבחון אפשרות של שימוש במאמצי קרקע "משופרים" לצורך תכנון חיזוק/תוספת המבנה ע"פ תמ"א 38. תקן 2413 מתיר הגדלת מאמצי קרקע ב-50% וזאת בכפוף לכך שאין תופעות של סיכוני אתר (כמו התנזלות קרקע או סיכונים אחרים כפי שהוצגו בפרק הקודם). היות ותמ"א 38 כדאית לביצוע מבחינה כלכלית מתוקף תוספת קומות מעל לגג, לעיתים תכופות ישנה דרישה לפתרונות של חיזוק הביסוס הקיים או את תשתית הקרקע בשיטות שונות כגון הזרקת ג'ט גראוט (JET-GROUT) לצימנט הקרקע (דוגמא לשיטת חיזוק זו כולל תרשימים לביצועה מצורפת בפרק דוגמאות לפרטי חיזוק), קידוח כלונסאות מיני-פייל או קידוח כלונסאות רגילים. אחרי ביצוע חיזוק המבנה יש חשיבות לביצוע מעקב גאודטי של תזוזות לבחינת שקיעות ושקיעות הדיפרנציאליות במבנה.

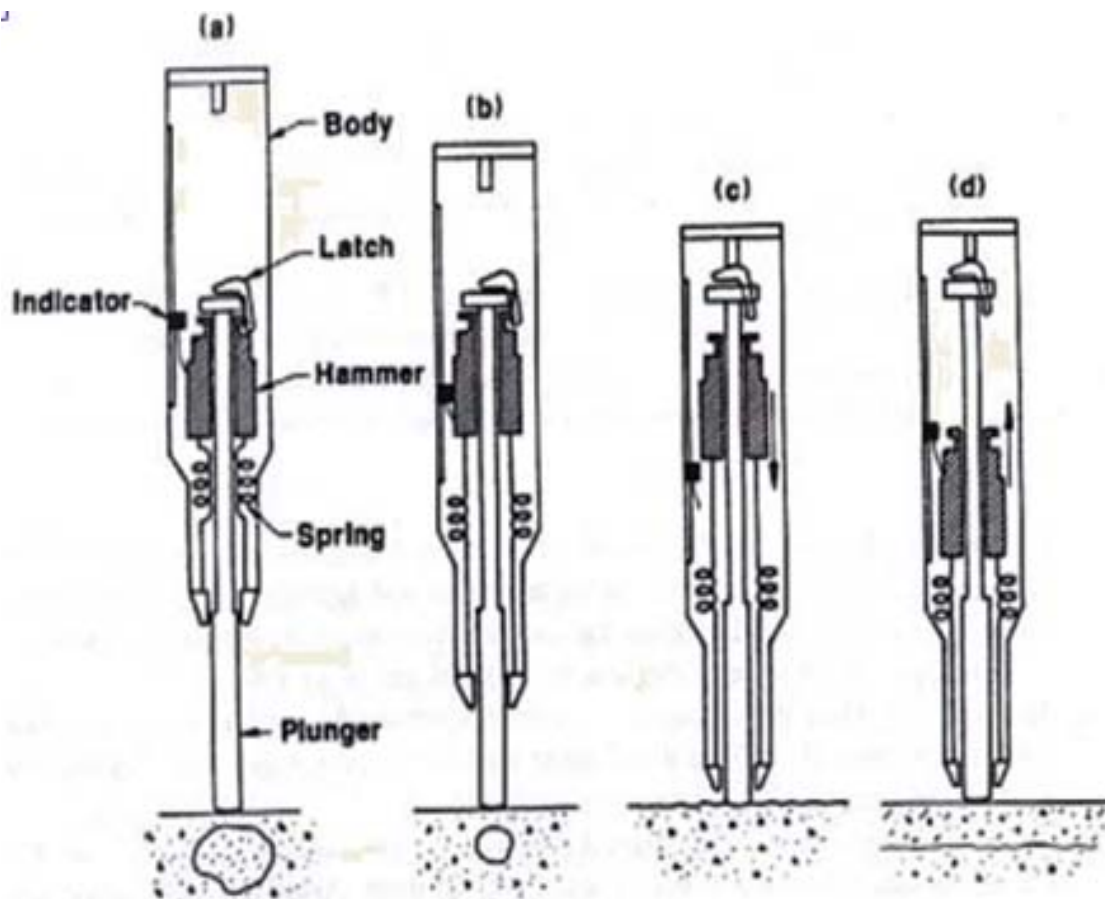


FIG. 1.0 A cutaway schematic view of the Schmidt rebound hammer.

תרשים יא-1: אופן פעולת פטיש רתע לבדיקות לא הרסניות בבטון¹¹

¹¹נלקח מ: <http://civil-online2010.blogspot.com/2010/09/schmidt-rebound-hammer-test.html>

פרק יב' - בעיות תכן
נפוצות בתכנון חיזוק מבנים
ודגשים לפתרונן

בעיות תכן נפוצות מוזכרות לכל אורך המדריך ובדוגמאות. בפרק זה, באמצעות סקירה תמציתית של מתודולוגית העבודה, יודגשו מספר בעיות ונקודות הדורשות את תשומת לב המתכנן.

בחינת הצורך בחיזוק

לצורך בחינה הנדסית של המבנה לפי תקנים 2413, 413 יש להשיג את מירב המידע האפשרי על המבנה. מידע זה יופק ע"י ביצוע הבדיקות וליקוט החומר כדלהלן:

1. איסוף מידע על המבנה – איתור תכניות של המבנה מהרשויות המקומיות או מכל גורם שיש ברשותו תכניות רלבנטיות, קבלת נתונים על הקרקע והביסוס הקיים וביצוע מדידה של המבנה הקיים.

2. בחינה ויזואלית של המבנה – בדיקת התאמה בין התכניות למצב הקיים בשטח וזיהוי אלמנטים קונסטרוקטיביים כולל את מצבם (בטון מתפורר, פלדת זיון חשופה וחלודה, סדקים וכדו').

3. עריכת בדיקות רמה II ורמה III לפי ת"י 2413 וקביעת אינדקס סיסמי. במידה והמבנה גבולי בקביעת העמידות שלו או ברור כי יש צורך בחיזוק המבנה אזי יש לבצע בדיקות לא הרסניות (NDT), בדיקות קרקע וכו' (בדיקות אלו הן חובה כאשר המבנה מחוזק ע"פ תמ"א 38).

4. דגשים לבדיקת מבנה קיים לצורך חיזוקו במידת הצורך (כפי שגם מנחה מדריך FEMA האמריקאי ומוסבר בפרק ד' של מדריך זה).

יש לנתח את התנהגות המבנה עלפי מספר קריטריונים:

- קשיחות וחוזק המבנה: עמידות הרכיבים הקונסטרוקטיביים לכוח אופקי של רעידת אדמה. יש להביא בחשבון תסבולת למומנטים, כוחות גזירה וכוחות צירים (חתכי בטון קטנים מדי, כמויות זיון לא מספיקות וכדו').
- יציבות: בדיקת מקדם כושר העיווי "טטא" (θ) ע"פ סעיף 302.7 בת"י 413 כמו גם ההסטות הקומתיות.
- מישקים: תפרים קטנים מדי בין מבנים העשויים לגרום הולם סיסמי במבנה.
- עמודים: כפועל יוצא מבדיקת חוזק העמודים יש לבחון את יכולת העמודים לקבל בנוסף לעומסים האנכיים גם את התזוזות המתקבלות עקב רעידת אדמה.
- קומה חלשה, קומה גמישה – לפי ת"י 413.
- ביסוס: יש לבחון את הביסוס, בנוסף לבחינה עבור העומס הסיסמי גם עבור העומסים הסטטיים הקיימים במבנה בכדי להבטיח שלא יקרה מצב בו הביסוס לא מתאים לעומסים הסטטיים הקיימים.
- קביעת שיטת חיזוק מתאימה למבנה הקיים.

להלן סעיפים 5.2, 5.3 מת"י 2413 הדנים באופני חיזוק:

5.2. אופני חיזוק המבנה

מחזקים באחד או ביותר מהאופנים האלה:

- א. אם אפשר - מחזקים במעטפת החיצונית בלבד של המבנה.
- ב. מחזקים בתוספת עיבוי גרעינים או/גם קירות הקשחה אנכיים.
- ג. בונים קירות הקשחה חדשים, בייחוד בקומת קרקע, ומבטיחים את החמשכיות של קירות ההקשחה לגובה המבנה באמצעות קוצים ביציקות העוברות דרך חורים בתקרות.
- ד. מחברים חדרי ביטחון ופירי מעליות קיימים או חדשים לשלד המבנה.
- ה. מחזקים בתוספת הקשחות אלכסוניות מפלדה בצורות X או K , במתן תשומת לב לאזורי החיבור ובהעברת העומסים לרכיבים הנושאים הקיימים.
- ו. מחזקים בדריכת קירות הבני לשני הכיוונים, בהגבלת האקסצנטריות שבדריכה ובחבטחת חיבור הקיר לתקרות ולעמודים.
- ז. מחזקים את העמודים הקיימים בעיבויים או בעטיפתם.
- ח. מחזקים בחיבורים בין רכיבי המבנה הקיים לבין רכיבי החיזוק הנוספים, בחבטחת העברת הכוחות ביניהם.
- ט. מחזקים בסגירה של מישקים ובחיבור בין נושי מבנים (ללא אורך יתר של הנושים, כדי למנוע סדיקה מהשפעות תרמיות).
- י. אין לחשתמש בקירות בני כרכיב נושא במבנים מחוזקים, למעט כשקיר הבני מחוזק על ידי תוספת מעטפות מבטון מזוין.
- יא. למבנים בעלי חשיבות מיוחדת ניתן להקטין את הכוחות הסייסמיים המועברים למבנה על ידי שימוש במרסנים.

5.3. אופני חיזוק ליסודות בקרקע

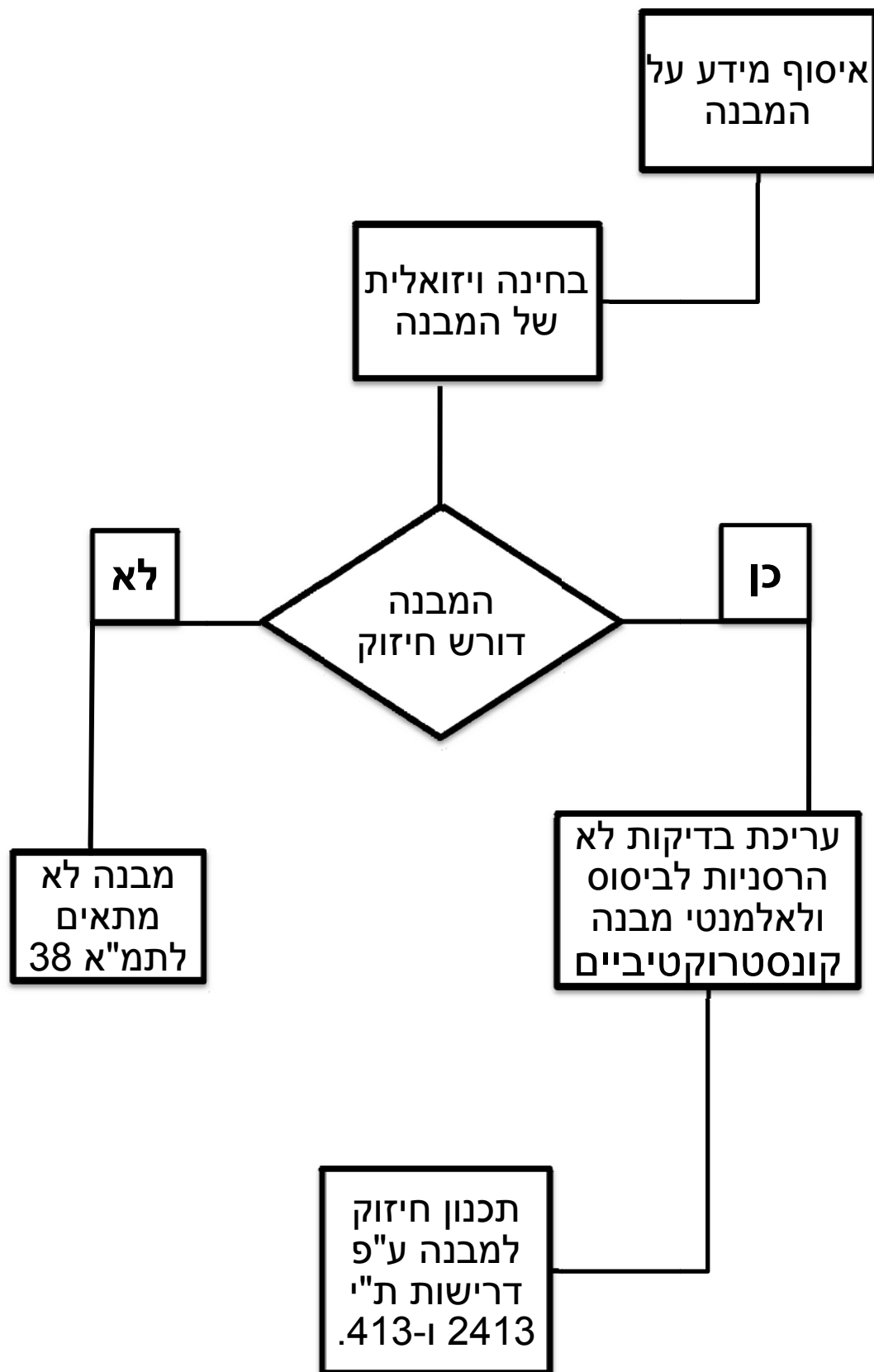
- א. הרכיבים הנושאים הנוספים, המיועדים לרעברת העומסים הסייסמיים, יינשאו (אם אפשר) על יסודות קיימים. מאמצי המגע המותרים על הקרקע יוגדלו ב-50% לעומת המאמצים המותרים שתוכננו לעומסים האנכיים.
- ב. כשאי אפשר לקיים את סעיף א שלעיל - מגדילים את מידות היסודות הבדידים. לכלונסאות קיימים מוסיפים כפי הנדרש עוד כלונסאות (ביציקה קרובה ככל האפשר לכלונסאות הקיימים) ומאגדים את קבוצות הכלונסאות על ידי ראשי כלונסאות.
- ג. כשקיימת רצפות המונחות על הקרקע, אפשר לעבותן מעל עמודים וקירות ולחשתמש בהן כיסודות.
- ד. תכן היסודות הנוספים או המוגדלים ייעשה בהנחיית מהנדס קרקע.

בעיות אופייניות בחיזוק מבנים

להלן סקירת הבעיות העיקריות:

- שקיעה דיפרנציאלית בביסוס המבנה.
- סדקים באזור חיבור החיזוק למבנה הקיים או במישקים במידה והוחלט לסגור מישקים לצורך שיפור העמידות הסיסמית של המבנה.
- כוחות מתיחה גדולים בקירות וכוחות שליפה גדולים בביסוס (באלמנטים שנוספו) שכן אלמנטים אלו אינם מקבלים עומסים אנכיים מהמבנה הקיים.
- פיתול – מגבלות ביצוע והתחשבות במצב קיים, מאלצים לעיתים את המתכננים למקם רכיבי הקשחה חדשים במיקומים בעיתיים מבחינת פיתול. הרכיבים החדשים (במקרים אלו) יוצרים אקסצנטריות גדולה בין מרכז הקשיחות של הקומה למרכז המסה של הקומה, גורם המכניס מומנטי פיתול למבנה בעת רעידת אדמה.

בנוסף למפורט בפרק זה, לכל מבנה יש בעיות וקשיים ייחודיים ועל כן לשיקול הדעת ההנדסי חשיבות עליונה. מהנדס המתכנן את החיזוק למבנה, חשוב כי ייתן את דעתו לכל הנוגע למאפיינים המיוחדים של המבנה אותו הוא מחזק, בנוסף לאספקטים שנדונו בפרק זה. מערכת השיקולים לבחירת ותכנון מתודת החיזוק צריכה להיות כזו הלוקחת בחשבון את המצב הקיים של המבנה על נזקיו וליקוייו תוך התחשבות במגבלות הביצוע לחיזוקים ובאופן כזה שהחיזוק לא יפגע או יגרום נזק למבנה הקיים.



תרשים יב'-1: תרשים זרימה – תהליך יישום תמ"א 38

פרק יג' - פרטים טיפוסיים של חיזוק מבנים ומפרטים לביצועם

ת"י 2413 מציג, בנספח ו', קטלוג שרטוטים של פרטי חיזוק אפשריים.

פרטים נוספים שיוצגו כאן מקורם במדריך האמריקאי (FEMA 547), בדוגמאות שהוכנו ע"י משרד מילר-שנבל-צחר עבור משרד הפנים, בדוגמאות שהוצגו במהלך קורס בנושא של איגוד המהנדסים על ידי אינג' אדי ליבוביץ ואינג' יהודה שרון ופרטים נוספים שנצטברו מניסיונו במשרד ש. אנגל מהנדסים בע"מ.

מספר דגשים בבחירת שיטת חיזוק למבנה:

- יש להתעמק ולהבין את הפרטים בצורה יסודית כמו גם את מכלול השלכותיהם בחיפוש אחר הפרט המתאים לחיזוק המבנה הנבדק.
- יש לנקוט בזהירות ביישום פרט חיזוק כזה או אחר ולבחון בצורה מעמיקה כיצד משפיע אותו פרט על המבנה הספציפי.
- כמות הפרויקטים שבוצעו בארץ אינה מספקת בכדי לבחון את טיב הפרטים והתאמתם לשיטות הביצוע ועל כן ההמלצה היא לפנות לספרות הזרה שצוינה.

יש מקום, לדעתנו, לפתח בקרב ציבור המהנדסים ספריית פרטים שתשמש כמעין קטלוג ציבורי וניתן יהיה להוסיף אליה פרטים. קטלוג זה יוכל להיות במתכונת של פורום באינטרנט למשל או במתכונת אחרת. בכך יהיה אפשר להגדיל את מאגר הפרטים והרעיונות האפשריים לחיזוק מבנים קיימים ויוכל להתקיים דו-שיח פעיל בין עמיתים למקצוע בכל הנוגע לשיטות חיזוק ויישום פרטים. כמובן, שבצל המלצה זו, דעתנו איתנה שיש לקדם ולהרחיב את המחקר הנערך באופן שוטף כל הזמן בנושא הנ"ל. רק לאחרונה התפרסם מחקר¹² שנערך במכון הלאומי לחקר הבנייה ובו נבדקה יעילותן של מערכות חיזוק שונות – אין תחליף למחקר מסוג זה המדמה את ההתנהגות של חלקי מבנה מחזקים בזמן רעידת אדמה.

בסוף מדריך זה אוגדו דוגמאות לפרטים טיפוסיים בנספח למדריך.

¹²(שוורץ & הנאור & ליבוביץ, 2011)

פרק יד' - בחינת עמידות מבנים לרעידת אדמה והצעות לחיזוק

דוגמאות 1+2 - מבנה
"רכבת" 4 קומות בטבריה
ושני פתרונות לחיזוק

03/2011

תוכן עניינים

121	מבוא	
122	נתוני המבנה	
125	בדיקת המבנה	
132	בדיקה ברמה III	
134	אנליזה סטטית שקילה	
136	מודל המבנה - מצב קיים	
137	גיאומטריה	
143	עומסים	
148	תוצאות	
156	תכן	
161	פתרונות לחיזוק	
162	פתרון לחיזוק מס' 1 – תוספת קיר הקשחה וגרעין חיצוני	
162	גיאומטריה	-
164	אנליזה סטטית שקילה	-
166	מודל בתוכנת Seismic FEA	-
171	מודל בתוכנת STRAP	-
172	גיאומטריה	-
175	תוצאות	-
179	אנליזה דינאמית בתוכנת STRAP	-
182	בקרה באמצעות מודל זיזי פשוט	-
184	תוצאות מודל בקרה	-
185	מסקנות ביניים	
186	פתרון חיזוק מס' 2 – תוספת קירות הקשחה חיצוניים	
186	גיאומטריה	-
187	מודל בתוכנת STRAP	-
192	עומסים	-
194	התאמת הבדיקות לתקן ישראלי	-
196	תכן קיר הקשחה	-
198	תכן עמוד	-
199	סיכום ומסקנות	
200	נספח א' – דו"ח קרקע	

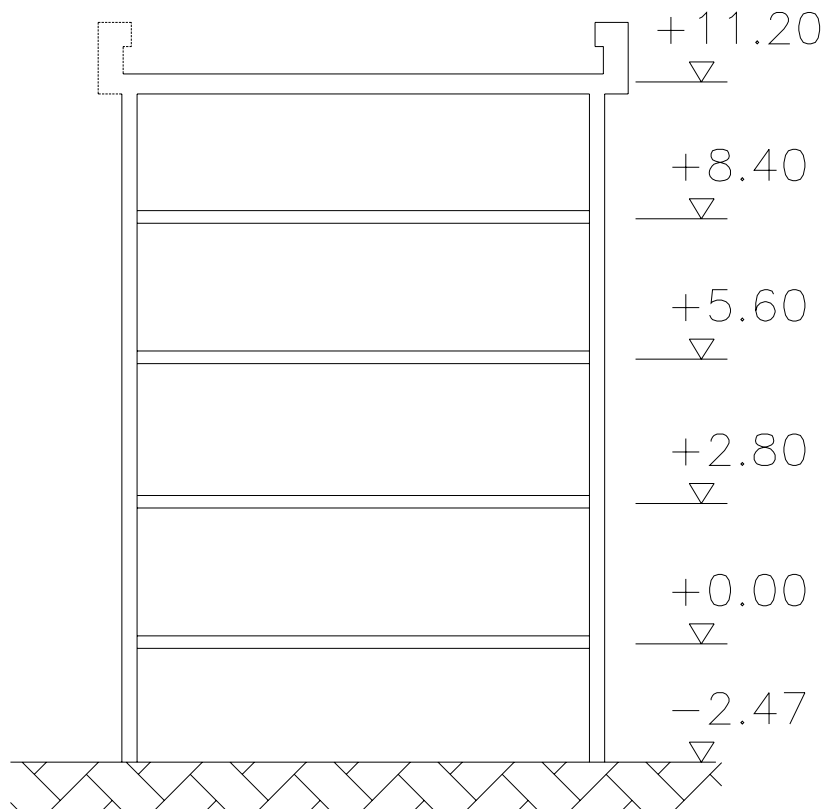
מבוא

1. הפרויקט הנדון ממקום בטבריה.
2. הפרויקט הינו שרשרת של מבנים דומים שנבנו כנראה בשנות השישים של המאה הקודמת. ככל הנראה, המבנים נבנו בשיטה הקונבנציונאלית.
3. למבנים ארבעה קומות על קומת עמודים (סה"כ 5 קומות) עם מקלט עילי ע"פ דרישות הג"א בעת ההיא.
4. נדרש לשפר את עמידותם של המבנה לרעידת אדמה ע"פ מאפייני האתר באזור (תאוצת קרקע חזויה גבוהה).
5. לרשותנו עמדה תכנית כללית בקנ"מ של 1:100 בלבד וכל היתר הן הנחות יסוד אשר הונחו על מנת לבצע את החישוב.
6. נבחנה עמידותו של המבנה לרעידת אדמה (בדיקה ברמה 2) ע"פ דרישות ת"י 2413 כמפורט בהמשך. שלבי הבדיקה היו חישוב משקלים וכוחות סיסמיים לפי הנחיות התקן וחישוב התסבולת הקומתית של המבנה. לצורך חישוב התסבולת נלקחו בחשבון גם קירות הבני הלא נושאים שהיוו חלק ממערכת ההקשחה של המבנה. לאחר חישוב העומסים והתסבולת חושב האינדקס הסיסמי שקבע כי המבנה צריך חיזוק.
7. נבחנו שני פתרונות שונים לשיפור עמידותו של המבנה ע"י הוספת אלמנטים חיצוניים קשיחים למבנה וזאת ללא פגיעה בדירות הדיירים בבניין.

נתוני המבנה

מבנה הבנוי משלד בטון עם קירות בלוקים.
למבנה 4 קומות מעל קומת עמודים.

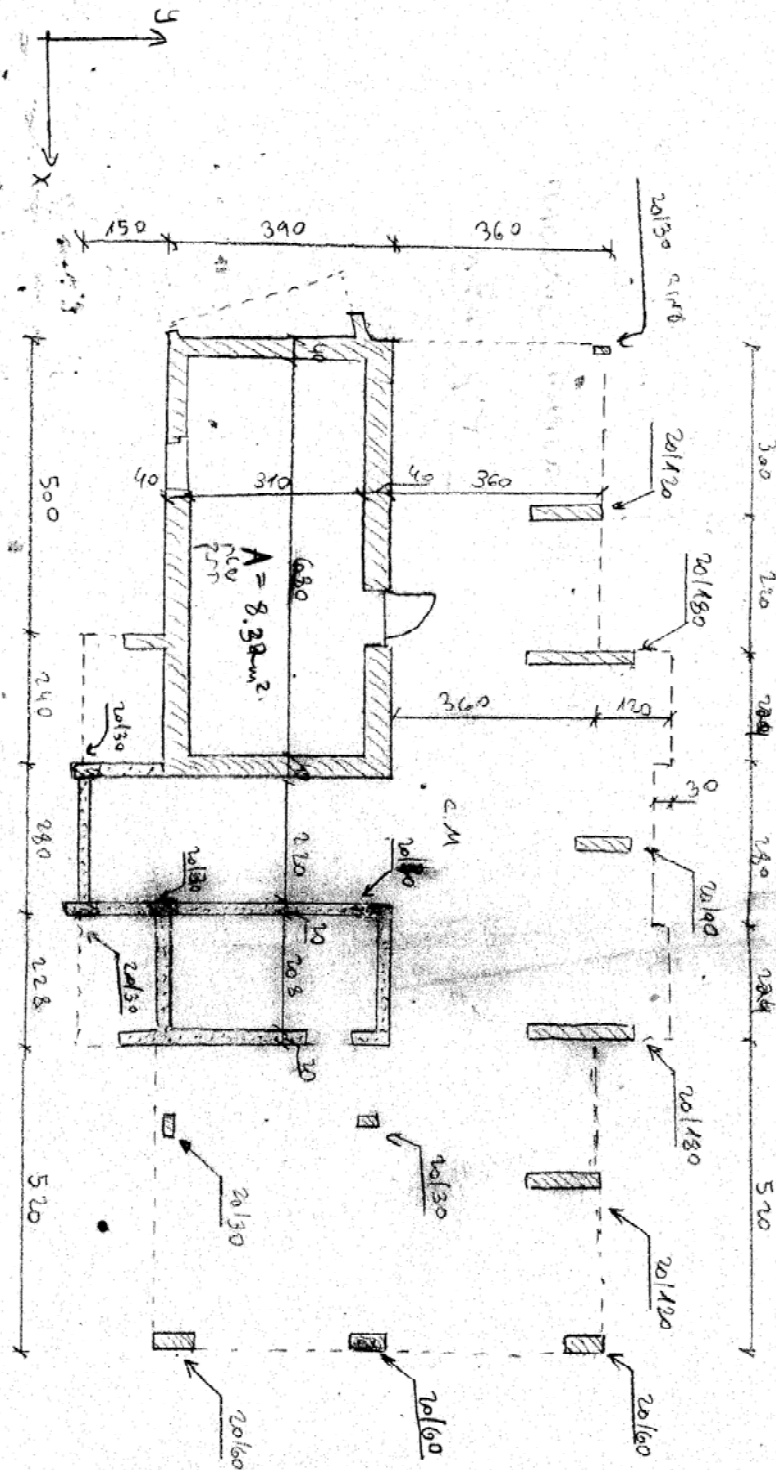
חתך לגובה:



למבנה תקרות בטון מקשיות בעובי 19-20 ס"מ.

סקיצות של קומת כניסה וקומה טיפוסית ניתן לראות בדף הבא.
הסקיצות נבנו על סמך תוכניות ההגשה לעירייה.

תוכנית קומה 1
1:100 מ"מ



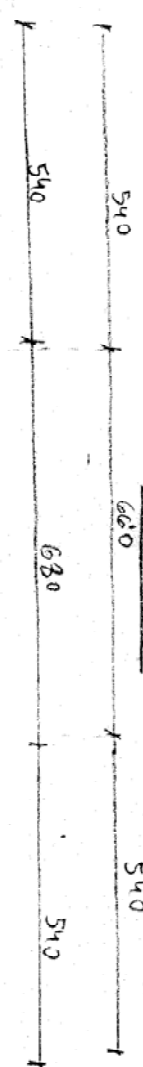
מ"מ 1:100



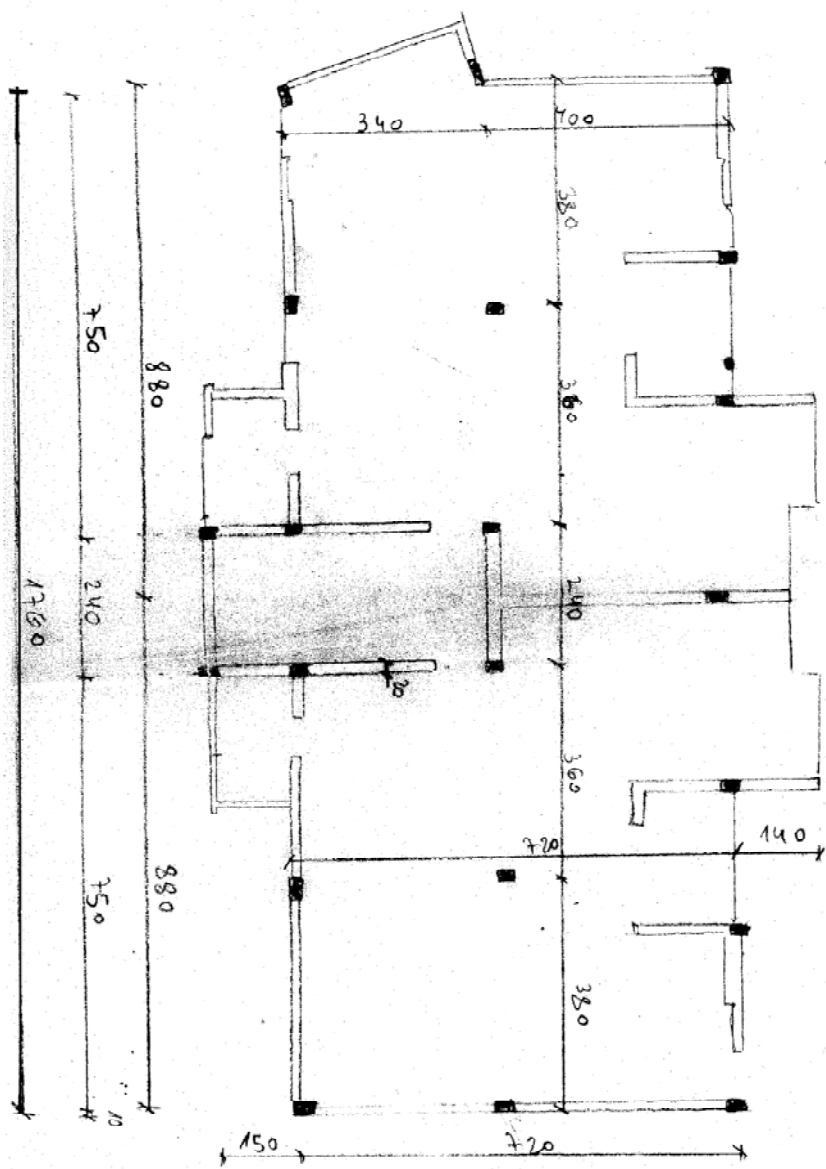
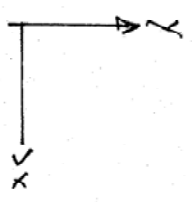
1:100 מ"מ

ש'תת"ס חדר ש'תת"ס

1:100 ח"פ
680



לכ"פ
1600 ח"פ
ח"פ חדר



בדיקת המבנה

בדיקת המבנה לפי ת"י 2413 – הנחיות להערכת עמידות מבנים קיימים ברעידת אדמה ולחיצוקם.

הבדיקה תיערך לפי הרמות הנתונות בתקן הנ"ל:

רמה I: אבחון מהיר – מתאימה לבדיקה סטטית על איזור מסוים.

רמה II: אבחון ראשוני למבנה קיים לפי נתונים.

רמה III: פירוט סעיפי בדיקה ובדיקת התאמת המבנה לת"י 413.

התקן דן במבנים המסווגים בסעיפים 105.1.1 – 105.1.3 בת"י 413.

105.1.1 – מבני מגורים

מכיוון שאנו בודקים מבנה ספציפי נעבור ישירות לבדיקה ברמה II .

3.1 בדיקה ברמה II – סעיף 3.1

האבחון הראשוני מתייחס למבנים שבהם עד 12 קומות וגובהם המקסימאלי 35 מטרים, ע"פ התקן דרוש לבדוק את קומת הקרקע בלבד, במקרה הנדון קומת עמודים מפולשת.

היות והקומה הינה קומה מפולשת, שבה אין 70% מקירות ההקשחה בהיקף, לא ניתן לחשב את פני היסודות ברצפת הקומה הראשונה.

לאבחון ראשוני ניתן להשתמש בתוכניות ההגשה לעירייה.

3.2 עמידות סיסמית

$$I_s = \frac{Fat}{Ft}$$

-Is אינדקס סיסמי

כאשר:

-Ft הכוח הסיסמי הכולל מעל הקומה הנבדקת

Fat - תסבולת הקומה הנבדקת.

האינדקס הסיסמי נותן מדד ראשוני לעמידות המבנה ברעידת אדמה, גבולי האינדקס הסיסמי רוכזו בטבלה ג-3 במדריך זה.

3.4 כוח הסיסמי הכולל Ft

3.4.1 בדיקה לקומת קרקע

$$Ft = C \cdot Wt$$

$$C = Co \cdot (1 + \Sigma F)$$

$$Wt = G + kq \cdot Q$$

Kq – מקדם שכיחות לעומס שימושי ע"פ טבלה 8 ת"י 413. עבור מבנה מגורים $kq = 0.2$

את משקל הקומה Wt ניתן לחשב כמפורט בת"י 413 או לחילופין לחשב בקירוב לפי נספח א' בתקן.

חישוב משקל קומה Wt

ע"פ נספח א' לת"י 2413, לבניינים עד 12 קומות מיועדים למגורים:

$$9(KN/m^2) \leq P \leq 12(KN/m^2)$$

נניח כי במבנה

$$P = 10 \left(\frac{KN}{m^2} \right) = 1(t/m^2)$$

משקל זה כולל את העומסים הקבועים ואת העומס השימושי המופחת.

חישוב המקדם F- מקדם תיקון

Fi- מקדם תיקון לחשיבות

$$Fi=0$$

עבור מבנה מגורים

Fs- מקדם תיקון לסוג קרקע היסוד

$$Fs=0$$

נניח קרקע בעלת קשיחות בינונית

Fh - מקדם תיקון הסדירות האופקית

את הסדירות ניתן להעריך בעזרת מדד הפיתול TI ובעזרת הגבולות המפורטים בנוסחאות בתקן.
מוצאים את המקדם הפיתול מהנוסחא:

$$A_{SW}^T = \Sigma A_{SW} + \Sigma A_{SW}' + \Sigma A_S + 0.2 \cdot \Sigma A_{SM} + 0.2 \cdot \Sigma A_{SM}'$$

כאשר

$-\Sigma A_{SW}$ - סכום שטחי החתכים האופקיים של קירות ההקשחה מבטון מזוין בקומה הנבדקת במקביל לכוח הסיסמי.

$-\Sigma A_{SW}'$ - סכום שטחי החתכים בניצב לכוח הסיסמי.

$-\Sigma A_{SM}$ - סיכום שטחי החתכים האופקיים של קירות בני במקביל לכוח.

$-\Sigma A_{SM}'$ - סכום שטחי החתכים האופקיים של בני קירות בניצב לכוח.

$-A_c$ - שטח חתך כולל של קירות הגרעיניים.

חישוב המקדמים

$$\Sigma A'_{sw} = \underline{8.32} + \underline{0.2 \cdot 0.3 \cdot 3 + 0.2 \cdot 0.6 \cdot 2 + 0.2 \cdot 1.2 \cdot 2 + 0.2 \cdot 1.8 \cdot 2 + 0.2 \cdot 0.9}$$

מקלט

עמודים וקירות בטון

$$+ 0.2 \cdot \underline{(2.8 \cdot 0.2 + 5.4 \cdot 0.2 + 2.08 \cdot 0.2 \cdot 2 + 3.9 \cdot 0.2 + 1.5 \cdot 0.2)}$$

קירות בני

$$\Sigma A'_{sw} = \underline{10 \cdot 12} + \underline{0.71} = 10.83(m^2)$$

בלוקים בטון

חישוב מדד הפיתול TI-

$$TI = \frac{20 \cdot \Sigma A_{sw} \cdot d + 0.2 \cdot \Sigma A_{sm} \cdot d + 2 \cdot \Sigma A'_{sw} d' + 2 \cdot 0.2 \cdot \Sigma A'_{sm} \cdot d'}{L_P \cdot A_{sw}^T}$$

כאשר

ΣA_f - סכום כולל של שטחי התקרות מעל התקרה הנבדקת

L_p - היקף התקרה הנבדקת

Z - מקדם תאוצת קרקע, עבור טבריה $Z=0.26$

D - המרחק בין צירי קירות מקבילים בניהם ומקבילים לכוח הסיסמי

d' - המרחק שבין הצירים של זוג קירות הקשחה מקבילים בניהם וניצבים לכוח הסיסמי

כוח בכיוון x

קיים גרעין בודד

$$\Sigma A_{sw} \cdot d \Rightarrow \frac{e}{b} = \frac{3.8}{17.68} = 0.21 \geq 0.15$$

אי סדירות משמעותית

כוח בכיוון y

$$\Sigma A_{sw} \cdot d = 0.2 \cdot 0.3 \cdot 17 + 0.2 \cdot 1.2 \cdot 11.4 + 0.2 \cdot 1.8 \cdot 6.5 + 0.2 \cdot 0.6 \cdot 13.5 = 7.71(m^2)$$

$$\Sigma A'_{sw} \cdot d = 0$$

תוספת לאינדקס Ti עקב הגרעין

$$(2 \cdot \ell_2 - \ell) \ell_1 \cdot t$$

מספר זה נוסף בנוסחא

$$(2 \cdot 7.2 - 0.8) \cdot 4.3 \cdot 0.4 = 23.4(m^2)$$

$$\Sigma A_{sm} \cdot d = 3.9 \cdot 0.2 \cdot 2.3 = 1.8(m^2)$$

$$\Sigma A'_{sm} \cdot d^1 = 0.2 \cdot 2.3 \cdot 5.4 = 2.48(m^3)$$

חישוב מקדם Lp

$$Lp = 10.2 \cdot 2 + 17.68 \cdot 2 = 55.76(m)$$

חישוב מקדם ΣAf

$$\Sigma A_f = 150 \cdot 5 = 750(m^2)$$

שטח תקרה

$$Ti = 20 \cdot \frac{7.71 + 0.2 \cdot 1.8 + 0 + 2 \cdot 0.2 \cdot 2.48}{5.76 \cdot 10.83} 0.3 \angle 2$$

המבנה בעל אי סדירות משמעותית

fh – מקדם תיקון הסדירות האופקית

$$fh = 1$$

fv – מקדם תיקון הסדירות האנכית

מדד הסדירות יחושב לפי הנוסחא הבאה:

$$SI = \frac{\Sigma i(A_{sw} + 0.2 \cdot A_{sm}) + \Sigma i[bc \cdot bc^2/h]}{\Sigma i + 1 \cdot (A_{sw} + 0.2 \cdot A_{sm}) + \Sigma_{i+1} \cdot [bc \cdot hc^2/h]}$$

bc – מידה אופקית בחתך הנבדק ניצב לכיוון הכוח הסיסימי.

hc – מידה אופקית בחתך הנבדק מקביל לכיוון הכוח הסיסימי.

h – גובה הקומה הנבדקת.

מכיוון שקומת הכניסה בעלת גרעין בטון, היא קשיחה יותר מהקומות הטיפוסיות במבנה והמקדם SI יהיה גדול מ-1. לפיכך המבנה סדיר.

$$fv = 0$$

$$\Sigma f = 0 + 0 + 1 + 0 = 1$$

מקדם Co

$$Co = \frac{2.0 \cdot Z}{\sqrt{H}} \leq 0.6 \cdot H \quad Co = \frac{2 \cdot 0.26}{\sqrt{12}} = 0.15 \leq 7.2 \quad O.K$$

$$C = 0.15 \cdot (1 + 1) = 0.3$$

כוח סיסמי כולל

$$F_T = 0.3 \cdot W_T = 0.3 \cdot 750 = 225 \text{ (ton)}$$

$$W_T = 1 \left(\frac{t}{m^2} \right) \cdot 75.0 \underbrace{(m^2)}_{\text{שטח תקרות}} = 750 \text{ (ton)}$$

3.6 תסבולת כוללת של הקומה הנבדקת - F_{aT}

$F_{a,j}$ - תסבולת של הרכיב הנושא (תת המבנה) j

a - "מקדמי תיקון" לפי סעיף 3.8

$$F_{aT} = (1 + \Sigma a) \cdot \Sigma \left(\frac{\alpha_j}{\alpha_{\max}} \cdot F_{a,j} \right)$$

3.8 חישוב מקדמי תיקון

א. $-a_y$ - עבור שנת הקמת המבנה 1960-1975 $a_y = -0.1$

ב. $-a_s$ - מבנה עשוי רכיבים טרומיים

המבנה לא בנוי רכיבים טרומיים - לא רלוונטי $a_s = 0$

ג. $-a_f$ - מן הביסוס, עבור יסוד יחיד או יסוד עובר $a_f = 0$

ד. מצב קיים של המבנה משביע רצון $a_p = -0.1$

ה. $-a_{sc}$ - אין עמודים קצרים בשלד המבנה $a_{sc} = 0$

ו. $-ad$ - מסמכי מהנדס עבור תכנית הגשה לרשות שלא ניתן לזהות בהן שינויים שנעשו

$$ad = -0.25$$

ז. $-a_o$ - שיקול דעת המהנדס הבודק $a_o = 0$

$$\Sigma a = -0.1 + 0 + 0 - 0.1 + 0 - 0.25 + 0 = -0.45$$

$$1 + \Sigma a = 0.55$$

קירות הקשחה וגרעינים

$$Fa,sw = \tau_a \cdot \sum A_{sw}$$

$$\tau_a = \frac{1}{\sqrt{n}} = \frac{1}{\sqrt{5}} = 0.447(Mpa)$$

נניח שטח זיון קטן מ- 0.4%

עבור כח בכיוון X

גרעינים

$$\sum A_{sw} = 7.6 \cdot 2 \cdot 0.4 + 3.1 \cdot 2 \cdot 0.4 = 8.56(m^2)$$

$$Fa,sw = 0.447 \cdot 8.56 \cdot 100 = 382.6(ton)$$

$$\alpha = 0.8$$

$$Fa,sw = \tau_a \cdot \sum_{sw}$$

קירות בני

נניח קירות בני בעלי חגורות אופקיות מבטון מזוין, נניח בלוקי בטון רגילים:

$$0.03 \leq \tau_a \leq 0.05(Mpa)$$

$$\tau_a = 0.04(Mpa)$$

נבחר:

בחישוב יש לקחת בחשבון רק קירות המקבילים לכוח הסיסמי בעובי 20 ס"מ לפחות ובאורך של לפחות 2 מ' ומחוברים לרכיבים נושאים במבנה לפחות בחגורות אופקיות:

$$\sum A_{sw} = 2.8 + 2 \cdot 2.48 = 7.76(m^2)$$

$$Fa,sw = \tau_a \cdot \sum A_{sm} = 0.04 \cdot 100 \cdot 7.76 = 31.04(ton)$$

$$\alpha = 0.3$$

$$Fa,c = \frac{\sum(bc \cdot hc^2) \cdot f_{ck}}{15 \sum h}$$

עמודים וקירות בטון

$$F_{ck} = 20(Mpa)$$

אם אין מידע לגבי חוזק הבטון:

- bc מידה אופקית בעמוד בניצב לכיוון הכוח הסיסמי

- hc מידה אופקית בעמוד במקביל לכיוון הכוח הסיסמי

- ε מקדם שכופלים בו את גובה הקומה, מבנה עם קורות שבחלקן בולטות ובחלקן סמויות

$$\varepsilon = 0.85$$

- h גובה קומה

מכיוון שאין מידע לגבי חישוקים מכפילים את Fa,c ב- $\frac{1}{3}$

$$\sum bc \cdot hc^2 = 0.3 \cdot 0.2^2 \cdot 2 + 0.2 \cdot 0.3^2 + 2 \cdot [0.2^2 \cdot 0.2 + 0.2^2 \cdot 1.8 + 0.2^2 \cdot 0.6] + 0.2^2 \cdot 0.9 = 0.366(m^3)$$

$$Fa,c = \frac{0.366 \cdot 2000}{15 \cdot 0.85 \cdot 2.47} \cdot \frac{1}{3} = 7.74(ton)$$

$$\alpha = 0.9$$

חישוב תסבולת - F_{aT}

$$F_{aT} = (1 + \sum \alpha) \cdot \sum \left(\frac{a_j}{\alpha_{\max}} \right) \cdot F_{a,j} \cdot (1 + \sum \alpha) = 0.55$$

$$\alpha_{\max} = 0.9$$

כל תתי המבנים משתתפים

$$F_{at} = \frac{0.55}{0.9} \cdot (0.9 \cdot 7.74 + 0.3 \cdot 31.04 + 0.8 \cdot 382.6) = 196 \text{ (ton)}$$

חלופה II לחישוב (בלי עמודים)

$$F_{at} = \frac{0.55}{0.8} \cdot (0.8 \cdot 382.6 + 0.3 \cdot 31.04) = 216.83 \text{ (ton)}$$

חלופה III לחישוב (רק קירות בני)

$$F_{at} = \frac{0.55}{0.3} \cdot (0.3 \cdot 31.04) = 17.07 \text{ (ton)}$$

נבחר את המקס' מבין החלופות

$$F_{at} = 216.83 \text{ (ton)}$$

בדיקת האינדקס הסיסמי

$$I_s = \frac{F_{aT}}{F_T} = \frac{216.83}{225} = 0.963_{\geq 0.9}^{\leq 1.1}$$

המבנה אינו עמיד לכוחות סיסמיים בסבירות רגילה יש לערוך בדיקה ברמה III.
אין טעם לבדוק את הכיוון השני של המבנה (לכוח בכיוון γ) ברמה II כיוון שבכל מקרה צריך לבדוק את המבנה ברמה III.

בדיקה ברמה III

לצורך בדיקת המבנה יש לערוך בדיקת התאמה לת"י 413.
לצורך החישוב נניח משיכות נמוכה.

נניח שנת הקמה בין השנים 1960-1975 ולכן ניתן להקטין את הכוח האופקי הכולל F_H ב- $\frac{1}{4}$

חומרים

$$E_c = 23800(Mpa)$$

נניח בטון ב-20

$$F_{cd} = 8.6(Mpa)$$

$$F_{sd} = 190(Mpa)$$

נניח פלדה חלקה, בחוזק לפי תקן 466 משנת 1975:

$$\rho = 0.4\%$$

נניח תאחוז זיון בקיר

$$A_s = \frac{0.4}{100} \cdot 20.100 = 8 \left(\frac{cm^2}{m} \right)$$

עבור קיר בעובי 20 ס"מ:

$$A_s = 16 \left(\frac{cm^2}{m} \right)$$

עבור קיר בעובי 40 ס"מ:

צורת החישוב

לצורך החישוב נניח כי קיימות קורות יורדות בהיקף המבנה, קורות בגודל 20/40 מעל קירות הבלוקים.
נניח כי קוטר מוטות הזיון בעמודים 12 מ"מ, תאחוז זיון $\rho = 0.4\%$.

רמת התייעוד הטכני

מכיוון שאנו לא עורכים בדיקות לפרטי זיון באתר, נכפיל את תסבולת הרכיבים במקדם: $\mu = 0.70$.

קירות בני

עובי מינימאלי 20 ס"מ ואורך 2 מ' לצורך התחשבות בקיר בחישוב לרעידת אדמה.
בנוסף, בקיר צריכה להיות חגורה אופקית אחת לפחות המחוברת לרכיבים נושאים.
את קשיחות הקיר נחשב בעזרת הנתונים הבאים:

$$E_m = 750 \cdot f_{cm}$$

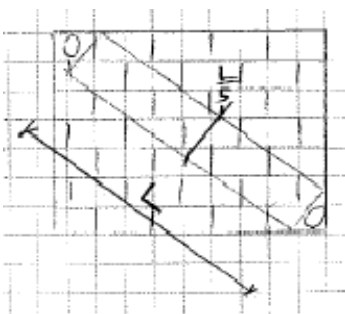
$$G_m = 0.4 \cdot E_m$$

f_{cm} - חוזק קיר בני בלחיצה (מגפ"ס)

E_m - מודול האלסטיות של קיר בני לא סדוק (מגפ"ס)

G_m - מודול הגזירה של קיר בני לא סדוק (מגפ"ס)

בחישוב רוחב האלכסון לחישוב הינו $\frac{1}{5}$ מאורך האלכסון:



נניח חוזק קיר בלחיצה:

$$\begin{aligned}f_{cm} &= 2.5(Mpa) \\E_m &= 2250(Mpa) \\G_m &= 900(Mpa)\end{aligned}$$

קשיחות קיר בלוקים:

$$\begin{aligned}\Delta_L &= \frac{P \cdot L}{EA} \\K &= \frac{EA}{L} = \frac{E \cdot \left(200 \cdot \frac{L}{5}\right)}{L} = \frac{E \cdot 200}{5}\end{aligned}$$

קשיחות מוט הלחיצה:

$$K = 2250 \cdot \frac{200}{5} = 90,000 \left(\frac{N}{mm} \right)$$

יסודות

עפ"י ת"י 2413 יש צורך לחשב את השפעת רעידת האדמה על יסודות המבנה. במידה והמאמצים ביסודות גדולים ב- 50% מהמאמצים שהתקבלו בחישוב העומסים האנכיים, יש לחזק את היסודות הקיימים.

אנליזה סטטית שקילה

תאוצת קרקע חזויה (טבריה)

$$Z = 0.26$$

$$S = 1.5$$

$$I = 1.0$$

השפעת חתכי הקרקע - בהעדר נתונים מספיקים

מקדם חשיבות

בדיקת סדירות

למבנה אין מגרעות גדולות מרבע מידתו בניצב לכוח.

ניתן לחשב את המבנה באנליזה סטטית שקילה.

זמן מחזור

במסגרות מרחביות כפיפות מבטון

$$T = 0.073 \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.073 \cdot 13.7^{\frac{3}{4}} = 0.52 \text{ (sec)}$$

מקדם ההגברה Ra

$$Ra(T) = 1.25 \cdot \frac{S}{T^{\frac{2}{3}}} \begin{cases} \leq 2.0 \\ \geq 0.2 \cdot K \end{cases}$$

$$Ra(T)_{\max} \{S_3; Z \geq 0.25\} = 2.0$$

$$Ra = 1.25 \cdot \frac{1.5}{0.52^{\frac{2}{3}}} = 2.9 \rightarrow Ra = 2.0$$

מקדם הקטנת הכוח K

$$K = 3.5$$

עבור מסגרות מרחביות מוקשחות מבטון מזוין, רמת משיכות בינונית:

מקדם תכן סיסמי

$$(1) Cd \geq \frac{R_a \cdot I \cdot Z}{K} = \frac{2.0 \cdot 1 \cdot 0.26}{3.5} = 0.148 \leq Cd_{\max} = 0.3$$

$$(2) Cd \geq \frac{S \cdot I \cdot Z}{\sqrt{5K}} = \frac{1.5 \cdot 1 \cdot 0.26}{\sqrt{5 \cdot 3.5}} = 0.09322$$

$$Cd_{\max} = 0.3 \cdot I = 0.3$$

$Cd = 0.148$

חישוב עומסים של המבנה

משקל קומה

$$W_i = G_i + k_q \cdot (Q_i + A_i \cdot q_i)$$

ניתן להניח, לפי ת"י 2413, שמשקל הקומה:

$$P_i = 10 \left(\frac{kg}{m^2} \right) = 1 \left(\frac{t}{m^2} \right)$$

$$w_i = 1 \cdot 150 = 150 (ton)$$

עומס תכן אופקי כולל

$$F_h = C_d \cdot \sum_i w_i$$

$$F_h = 0.148 \cdot 150 \cdot 5 = 111 (ton) , F_T = 0 , T < 0.7 (sec)$$

מכיוון שהקומות והמשקלים זהים ניתן לחלק את העומס האופקי לפי הנוסחה הבאה:

$$F_i = \frac{(F_h - F_t) \cdot W_i \cdot H_i}{\sum_i W_i \cdot H_i}$$

$$F_i = \frac{110 \cdot 150 \cdot H}{\sum_i W_i \cdot H_i}$$

$$\sum_5 W_i \cdot H_i = 150 \cdot (2.47 + 5.27 + 8.07 + 10.87 + 13.67) = 6,052.5$$

חישוב בתוכנת אקסל:

אנליזה סטטית שקילה								
Mi [ton*m]	Vi [ton]	fi [ton/m^2]	Fi [ton]	Wi*Hi [ton*m]	Wi [ton]	Hi [m]	hi [m]	Storey
105.3	37.6	0.330	37.6	2050.5	150.0	13.67	2.80	4
294.3	67.5	0.263	29.9	1630.5	150.0	10.87	2.80	3
545.5	89.7	0.196	22.2	1210.5	150.0	8.07	2.80	2
837.3	104.2	0.128	14.5	790.5	150.0	5.27	2.80	1
1111.4	111.0	0.060	6.8	370.5	150.0	2.47	2.47	קרקע
				6052.5	750	0		Σ

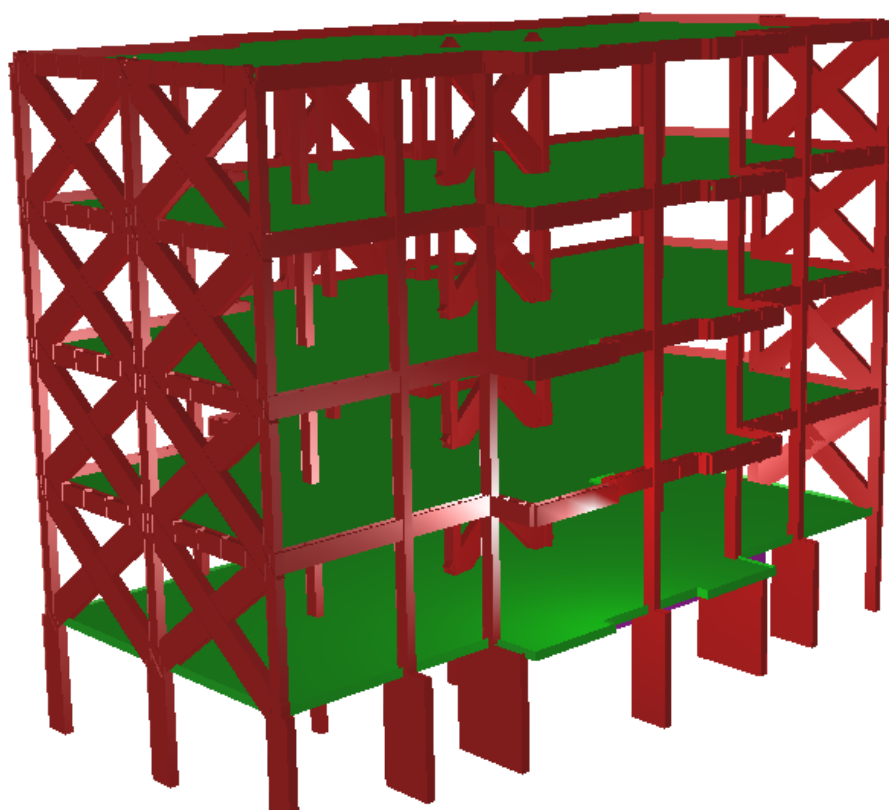
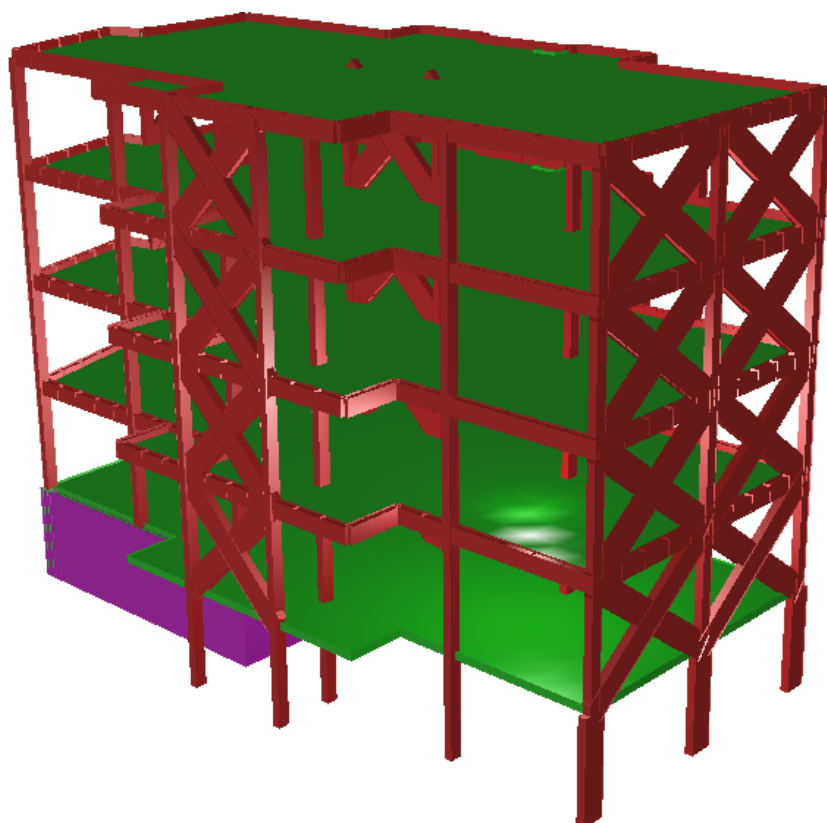
Fh=	111	ton
Cd=	0.15	
A=	153.5	m^2

מודל המבנה - מצב קיים

נבנה מודל של הבניין בתוכנת אלמנטים סופיים STRAP. בתוכנה הוכנסו כל האלמנטים המקשיחים כולל קירות הבלוקים. כאמור קירות הבלוקים הוכנסו במוטות לחיצה דו פרקים בעלי חתך 20/60: רוחב הקיר 60 ס"מ נובע מחלוקת האלכסון ב - 5.

$$b = \frac{L}{5} = \frac{300}{5} = 60(cm)$$

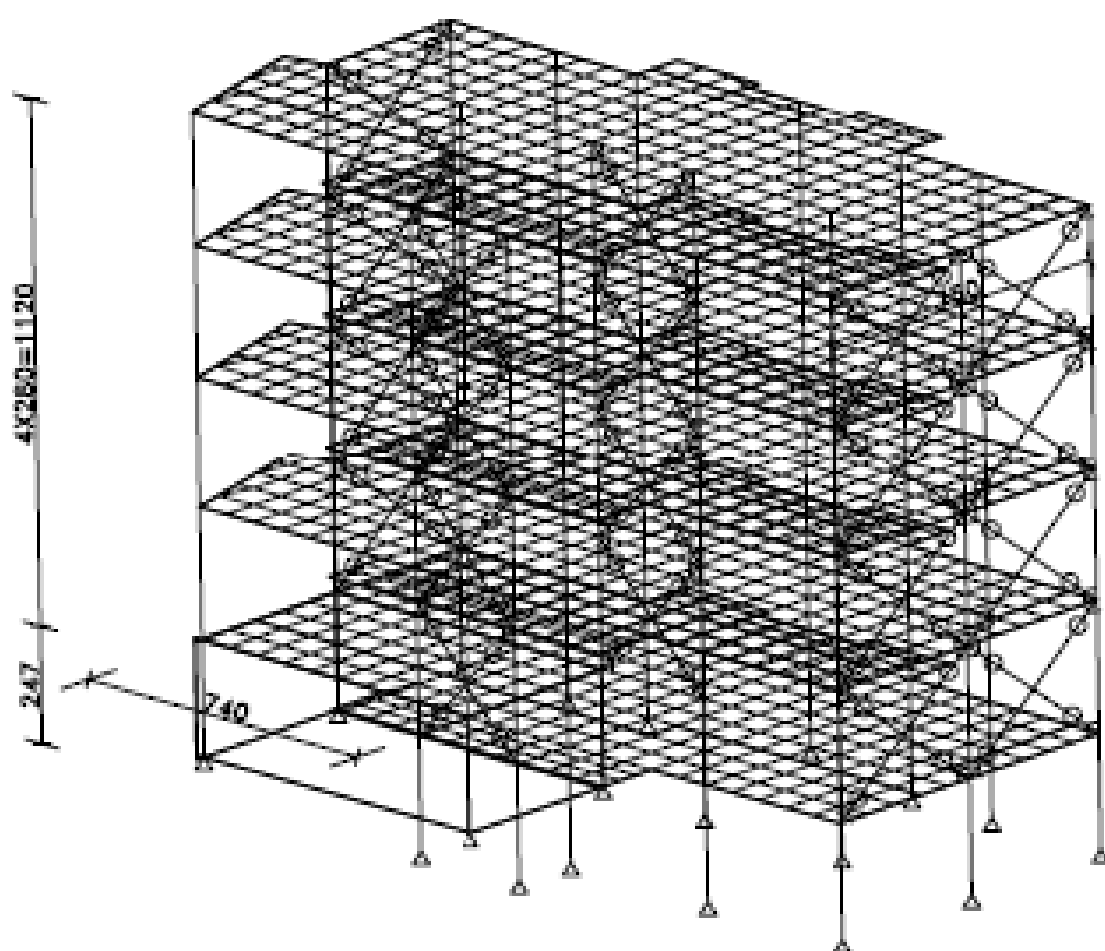
נלקחו בחשבון רק קירות בלוקים ללא פתחים מכיוון שקיר עם פתחים (חלון, דלת) אינו יכול לשמש כמוט לחיצה ואינו יכול לסייע בהעברת הכוחות הסיסמיים. לפיכך קירות עם פתחים לא נלקחו בחשבון בחישוב המבנה.

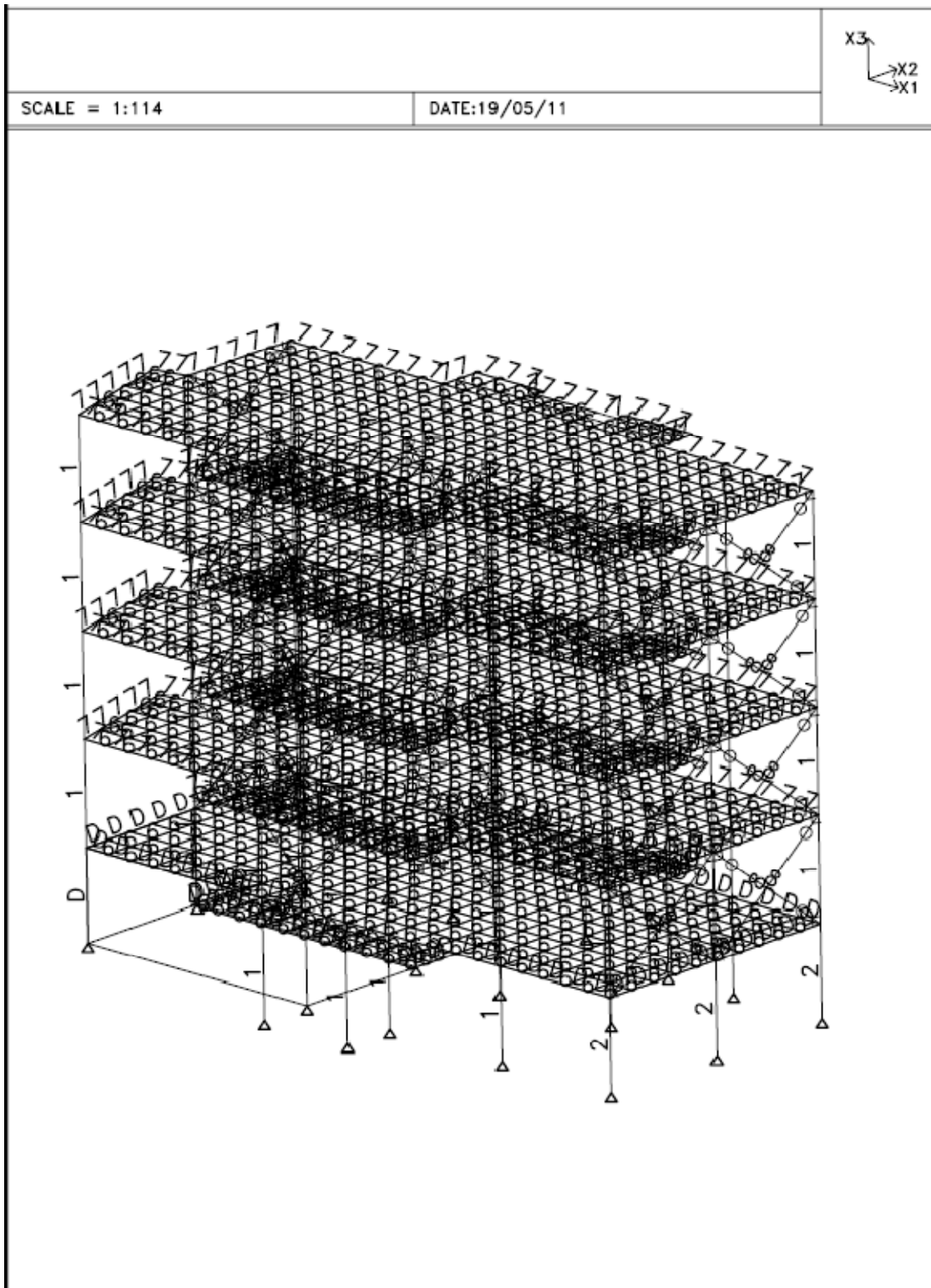


מודל בתלת מימד

SCALE = 1:133

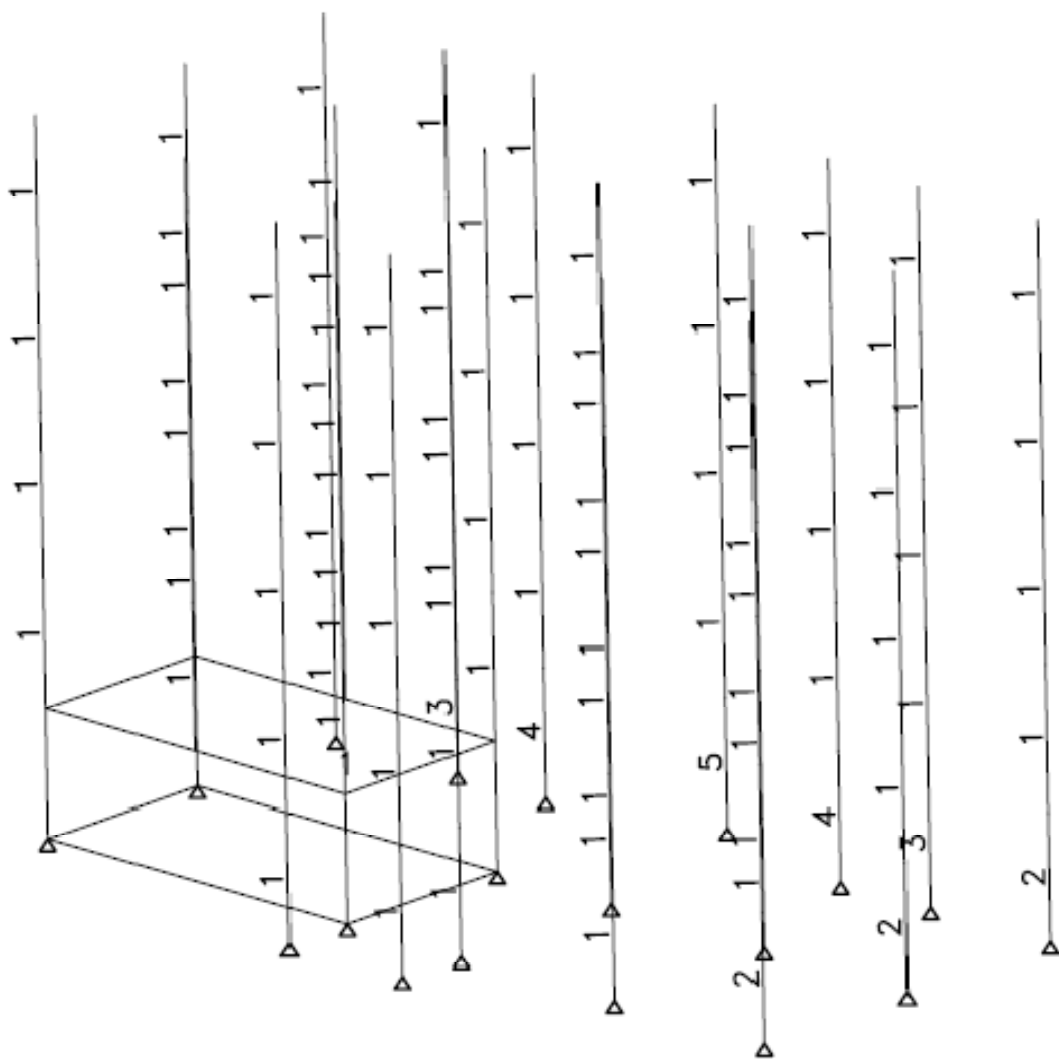
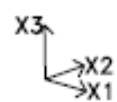
DATE:19/05/11

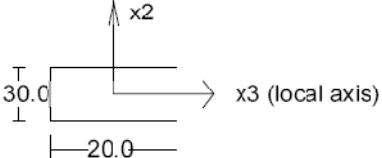
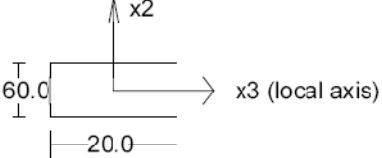
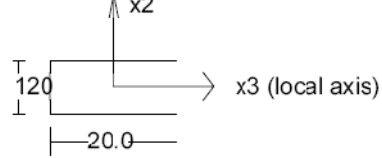
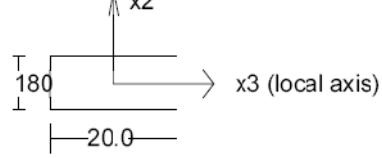
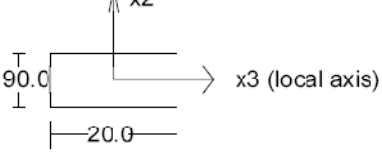


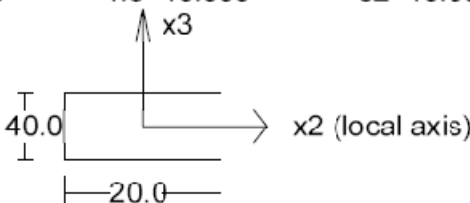
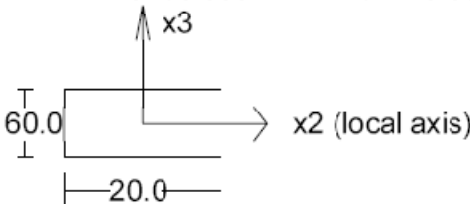


SCALE = 1:114

DATE:19/05/11



SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)					
PROPERTY NO. 1					
A=0.6000E+03 Material = 2 - B200 h2=30.000	I2=0.2000E+05 h3=20.000	I3=0.4500E+05 Perimeter=100.000 e2=15.000	J=0.4695E+05 e3=10.000	SF2=0.850 SF3=0.850	
					
PROPERTY NO. 2					
A=0.1200E+04 Material = 2 - B200 h2=60.000	I2=0.4000E+05 h3=20.000	I3=0.3600E+06 Perimeter=160.000 e2=30.000	J=0.1264E+06 e3=10.000	SF2=0.850 SF3=0.850	
					
PROPERTY NO. 3					
A=0.2400E+04 Material = 2 - B200 h2=120.000	I2=0.8000E+05 h3=20.000	I3=0.2380E+07 Perimeter=280.000 e2=60.000	J=0.2864E+06 e3=10.000	SF2=0.850 SF3=0.850	
					
PROPERTY NO. 4					
A=0.3600E+04 Material = 2 - B200 h2=180.000	I2=0.1200E+06 h3=20.000	I3=0.9720E+07 Perimeter=400.000 e2=90.000	J=0.4464E+06 e3=10.000	SF2=0.850 SF3=0.850	
					
PROPERTY NO. 5					
A=0.1800E+04 Material = 2 - B200 h2=90.000	I2=0.6000E+05 h3=20.000	I3=0.1215E+07 Perimeter=220.000 e2=45.000	J=0.2064E+06 e3=10.000	SF2=0.850 SF3=0.850	
					

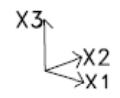
SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)					
PROPERTY NO. 6					
Thickness =		20.000			
Material = 2 - B200					
PROPERTY NO. 7					
A=0.8000E+03		I2=0.1067E+06	I3=0.2667E+05	J=0.7324E+05	SF2=0.850
Material = 2 - B200		Perimeter=120.000		SF3=0.850	
h2=20.000		h3=40.000	e2=10.000	e3=20.000	
					
PROPERTY NO. 8					
A=0.1200E+04		I2=0.3600E+06	I3=0.4000E+05	J=0.1264E+06	SF2=0.850
Material = 3 - BLOK		Perimeter=160.000		SF3=0.850	
h2=20.000		h3=60.000	e2=10.000	e3=30.000	
					

תכונות החומרים

MATERIAL TABLE (units - ton meter)						
NO.	Name	Modulus of Elasticity	Poisson ratio	Density	Thermal coefficient	Shear modulus
1	B300	0.2620E+07	0.150	0.2500E+01	0.00001000	0.1139E+07
2	B200	0.2380E+07	0.150	0.2500E+01	0.00001000	0.1035E+07
3	BLOK	0.2250E+04	0.150	0.2400E+01	0.00001000	0.9783E+03

COMBINATIONS TABLE		
<i>Comb.</i>		
FY	1	1 * 1.00
FY-	2	1 * -1.00
FX	3	2 * 1.00
FX-	4	2 * -1.00

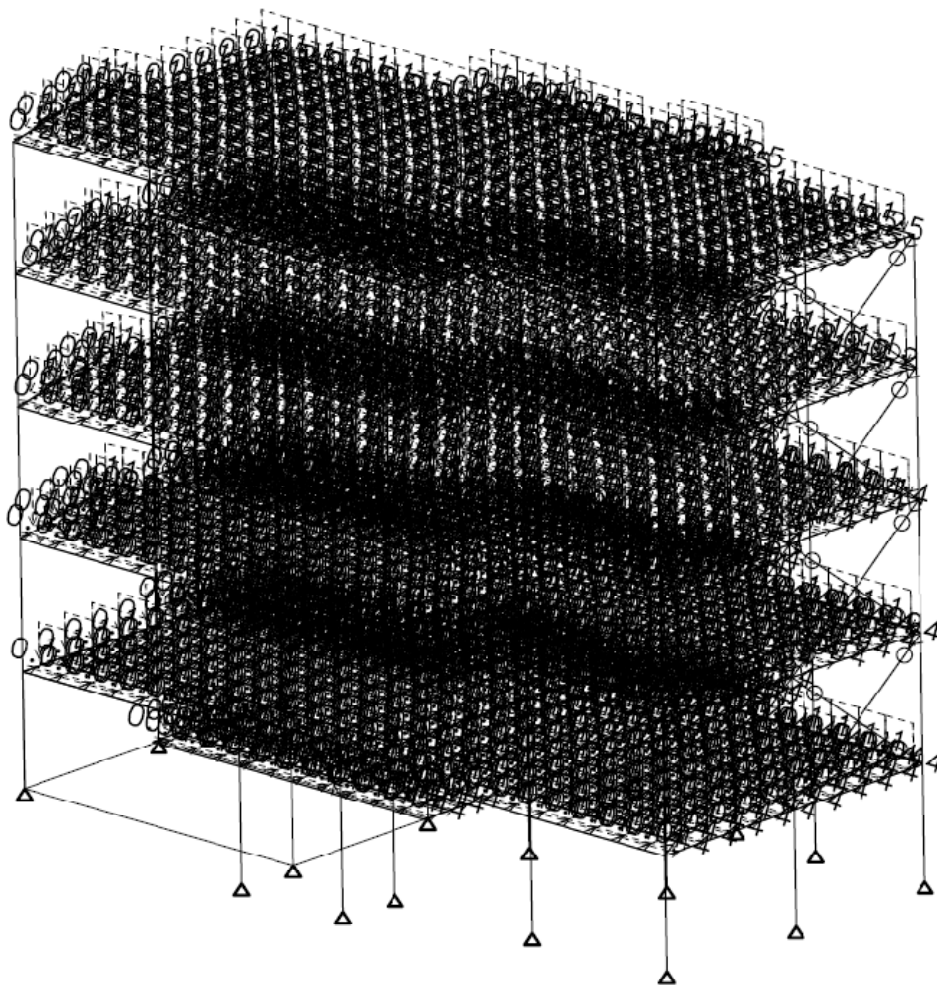
Load 1: FY



SCALE = 1:120

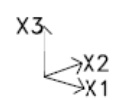
UNITS: ton m

DATE:26/05/11



Load no. 1: FY (units - ton meter)
/ PRESSURE / BEAM LOADS / BEAM LOADS / BEAM LOADS / BEAM LOADS
/ BEAM LOADS / BEAM LOADS / BEAM LOADS / PRESSURE / PRESSURE
/ PRESSURE / PRESSURE / PRESSURE / PRESSURE / PRESSURE
FX2P GL 0.196 E 1585 TO 1591 1594 TO 1624 1626 1628 1629 TO 1654 1656 TO 1678 1680 TO 1702 1704 TO 1872 1874 TO 1877 1918 TO 1931 FX2P GL 0.245 E 2004 TO 2010 2013 TO 2043 2045 2047 2048 TO 2073 2075 TO 2097 2099 TO 2121 2123 TO 2291 2293 TO 2296 2337 TO 2350 FX2P GL 0.145 E 1166 TO 1172 1175 TO 1205 1207 1209 1210 TO 1235
1237 TO 1259 1261 TO 1283 1285 TO 1453 1455 TO 1458 1499 TO 1512 FX2P GL 0.094 E 747 TO 753 756 TO 786 788 790 791 TO 816 818 TO 840 842 TO 864 866 TO 1034 1036 TO 1039 1080 TO 1093 FX2P GL 0.044 E 56 TO 64 71 TO 101 103 105 106 TO 108 113 TO 135 137 TO 159 161 TO 183 186 TO 208 214 TO 367 666 TO 674
/ PRESSURE FX3P GL -1. E 56 TO 64 71 TO 101 103 105 106 TO 108 113 TO 135 137 TO 159 161 TO 183 186 TO 208 214 TO 367 666 TO 674 747 TO 753 756 TO 786 788 790 791 TO 816 818 TO 840 842 TO 864 866 TO 1034 1036 TO 1039 1080 TO 1093 1166 TO 1172 1175 TO 1205 1207 1209 1210 TO 1235 1237 TO 1259 1261 TO 1283
1285 TO 1453 1455 TO 1458 1499 TO 1512 1585 TO 1591 1594 TO 1624 1626 1628 1629 TO 1654 1656 TO 1678 1680 TO 1702 1704 TO 1872 1874 TO 1877 1918 TO 1931 2004 TO 2010 2013 TO 2043 2045 2047 2048 TO 2073 2075 TO 2097 2099 TO 2121 2123 TO 2291 2293 TO 2296 2337 TO 2350 / END
FORCE SUMMATION
FX1=0. FX2=110.95 FX3=-765.12

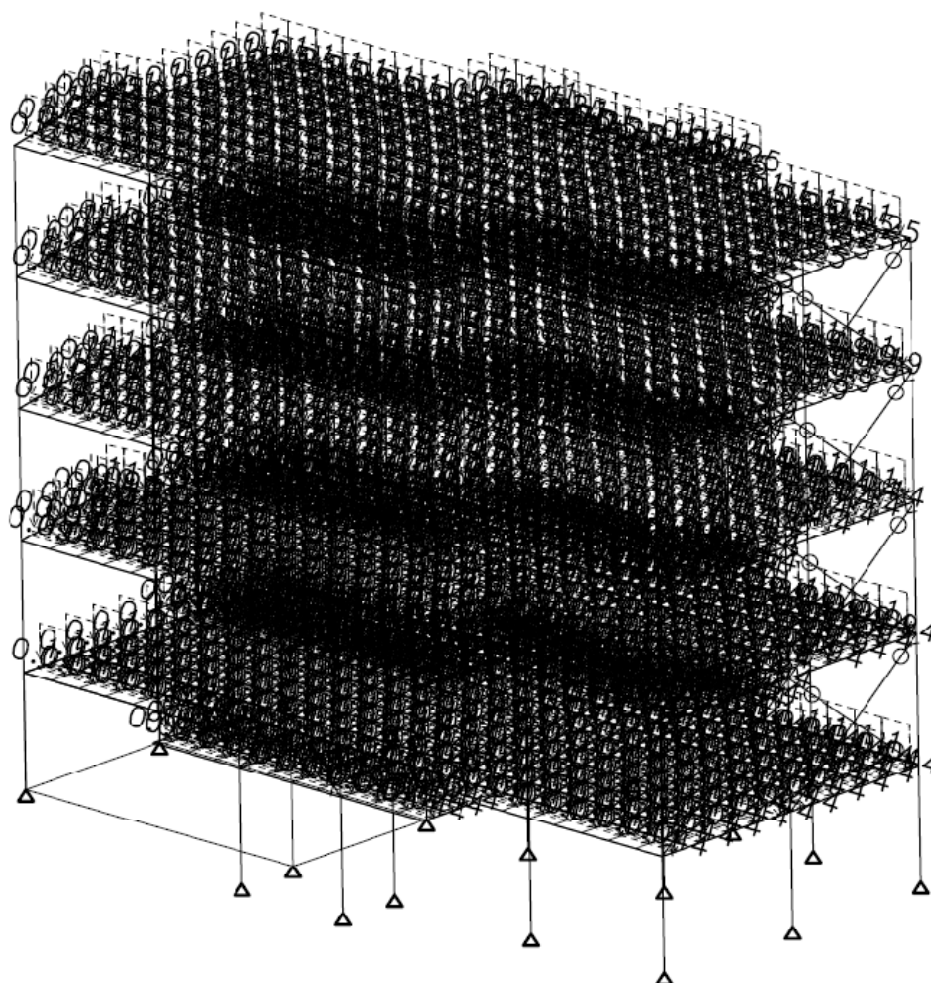
Load 2: FX



SCALE = 1:120

UNITS: tcn m

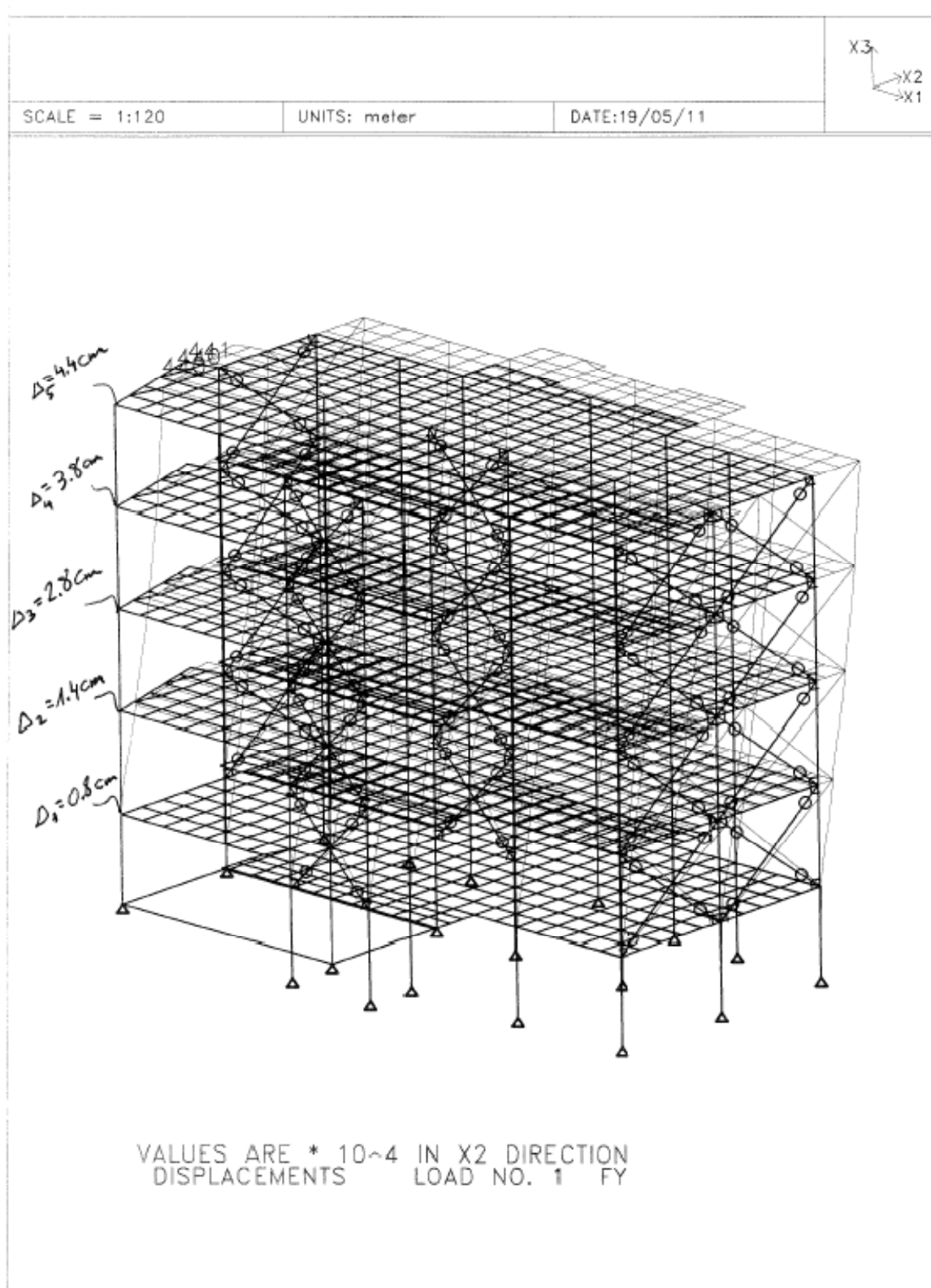
DATE:26/05/11

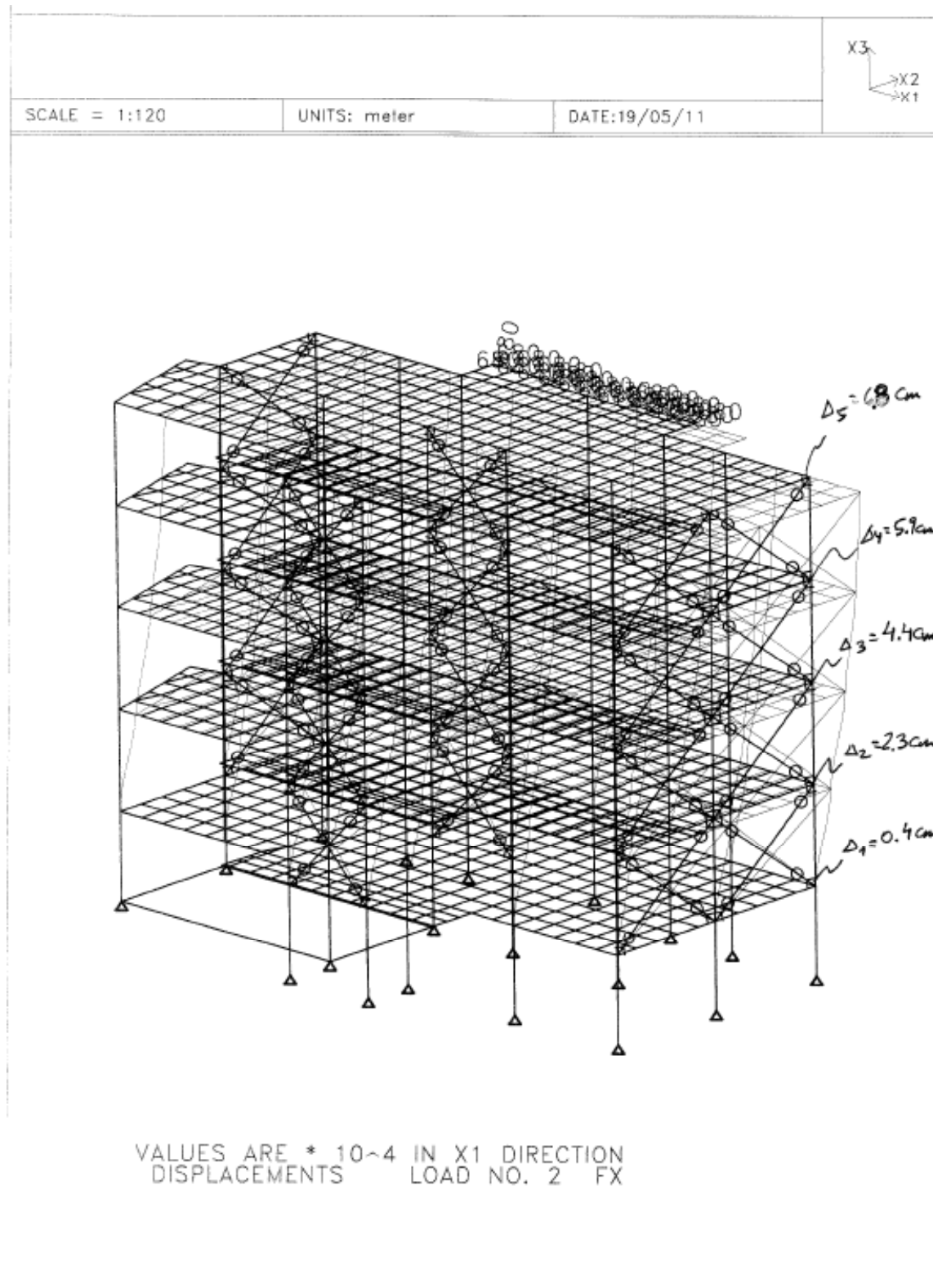


Load no. 2: FX (units - ton meter)
/ PRESSURE / BEAM LOADS / BEAM LOADS / BEAM LOADS / BEAM LOADS
/ BEAM LOADS / BEAM LOADS / BEAM LOADS / BEAM LOADS / BEAM LOADS
/ BEAM LOADS / PRESSURE / PRESSURE / PRESSURE / PRESSURE
/ PRESSURE / PRESSURE / PRESSURE FX1P GL 0.245 E 2004 TO 2010 2013 TO 2043 2045 2047 2048 TO 2073 2075 TO 2097 2099 TO 2121 2123 TO 2291 2293 TO 2296 2337 TO 2350
FX1P GL 0.195 E 1585 TO 1591 1594 TO 1624 1626 1628 1629 TO 1654 1656 TO 1678 1680 TO 1702 1704 TO 1872 1874 TO 1877 1918 TO 1931 FX1P GL 0.145 E 1166 TO 1172 1175 TO 1205 1207 1209 1210 TO 1235 1237 TO 1259 1261 TO 1283 1285 TO 1453 1455 TO 1458 1499 TO 1512 FX1P GL 0.094 E 747 TO 753 756 TO 786 788 790 791 TO 816 818 TO 840
842 TO 864 866 TO 1034 1036 TO 1039 1080 TO 1093 FX1P GL 0.044 E 56 TO 64 71 TO 101 103 105 106 TO 108 113 TO 135 137 TO 159 161 TO 183 186 TO 208 214 TO 367 666 TO 674 / PRESSURE FX3P GL -1. E 56 TO 64 71 TO 101 103 105 106 TO 108 113 TO 135 137 TO 159
161 TO 183 186 TO 208 214 TO 367 666 TO 674 747 TO 753 756 TO 786 788 790 791 TO 816 818 TO 840 842 TO 864 866 TO 1034 1036 TO 1039 1080 TO 1093 1166 TO 1172 1175 TO 1205 1207 1209 1210 TO 1235 1237 TO 1259 1261 TO 1283 1285 TO 1453 1455 TO 1458 1499 TO 1512 1585 TO 1591 1594 TO 1624 1626 1628 1629 TO 1654 1656 TO 1678 1680 TO 1702 1704 TO 1872 1874 TO 1877
1918 TO 1931 2004 TO 2010 2013 TO 2043 2045 2047 2048 TO 2073 2075 TO 2097 2099 TO 2121 2123 TO 2291 2293 TO 2296 2337 TO 2350 / END STATIC
FORCE SUMMATION FX1=110.8 FX2=0. FX3=-765.12

תוצאות

כוח בכיוון y





As-maid

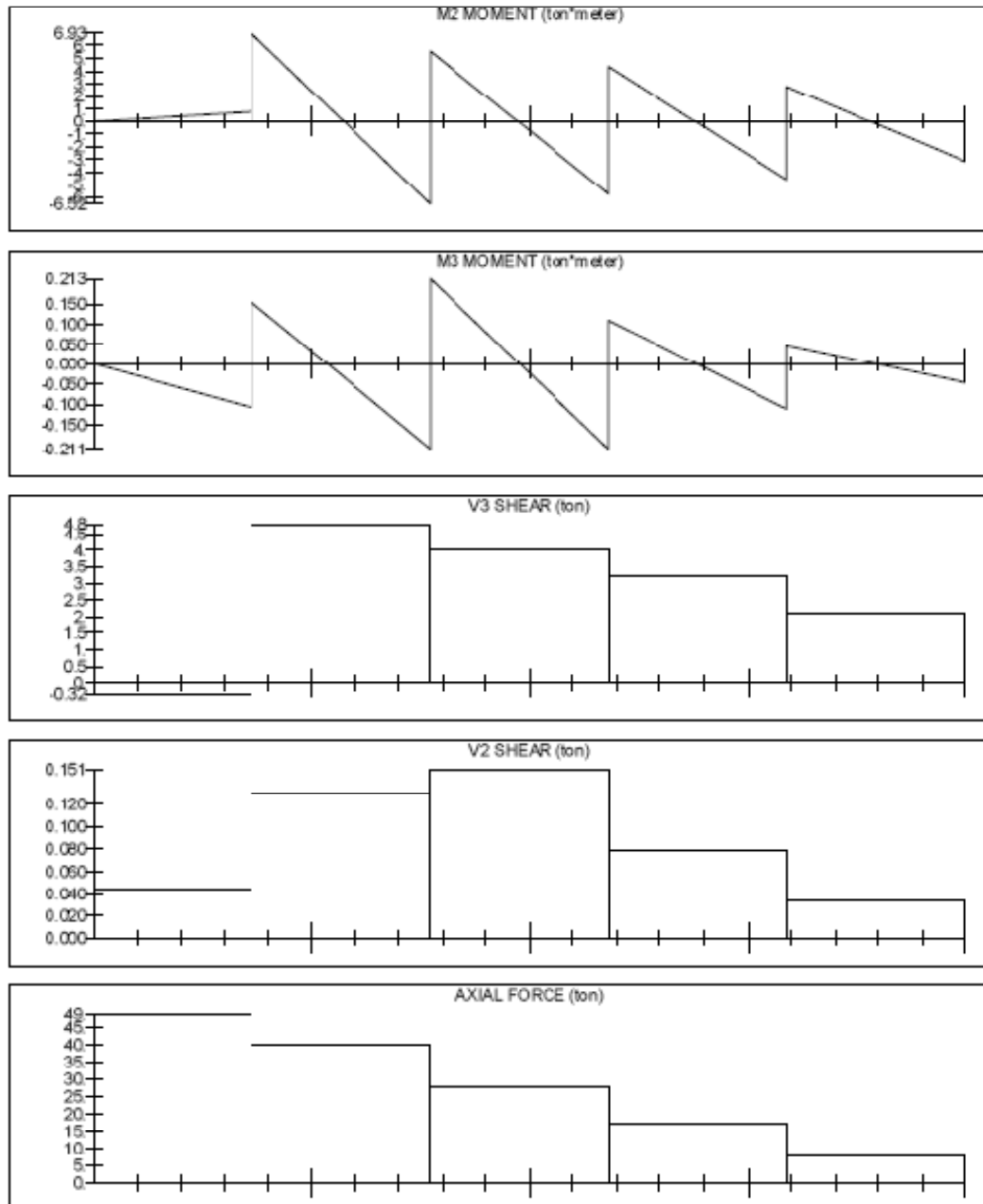
Prepared by: Guy Shiber

Page: 9

Date: 19/05/11

RESULTS FOR BEAM NO. 43 - 1973 L=13.67

LOAD NO. 2 FX



As-maid

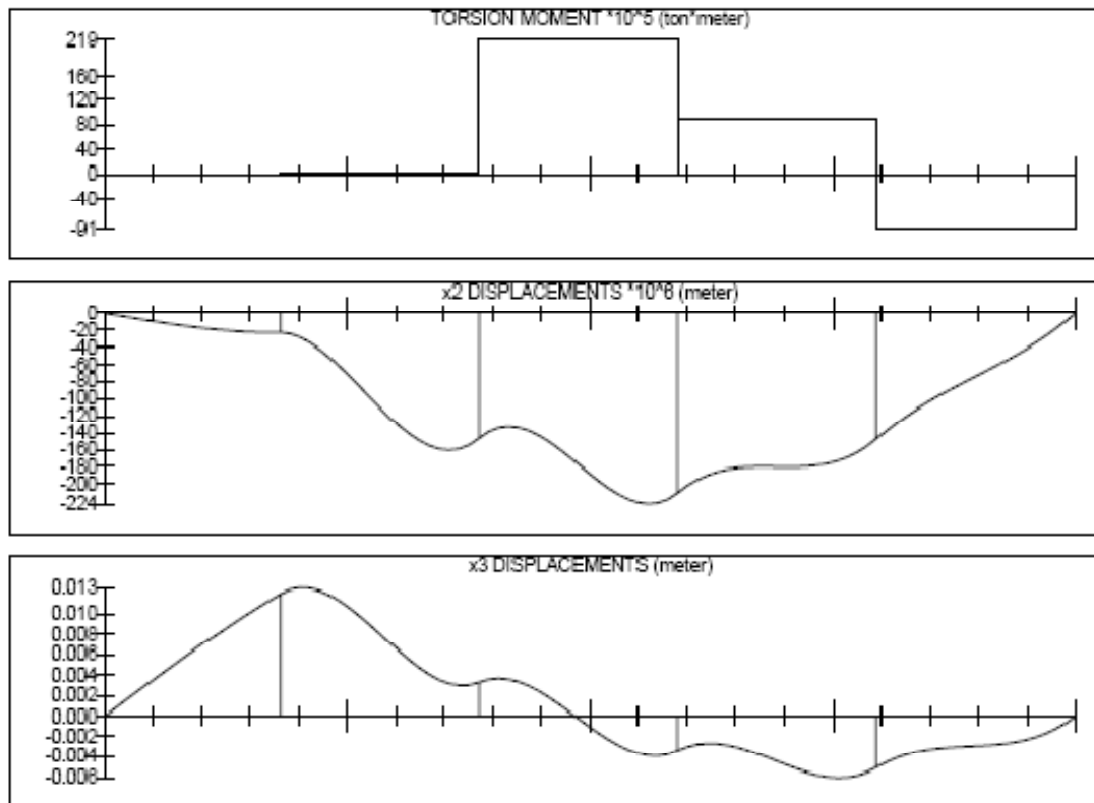
Prepared by: Guy Shiber

Page: 10

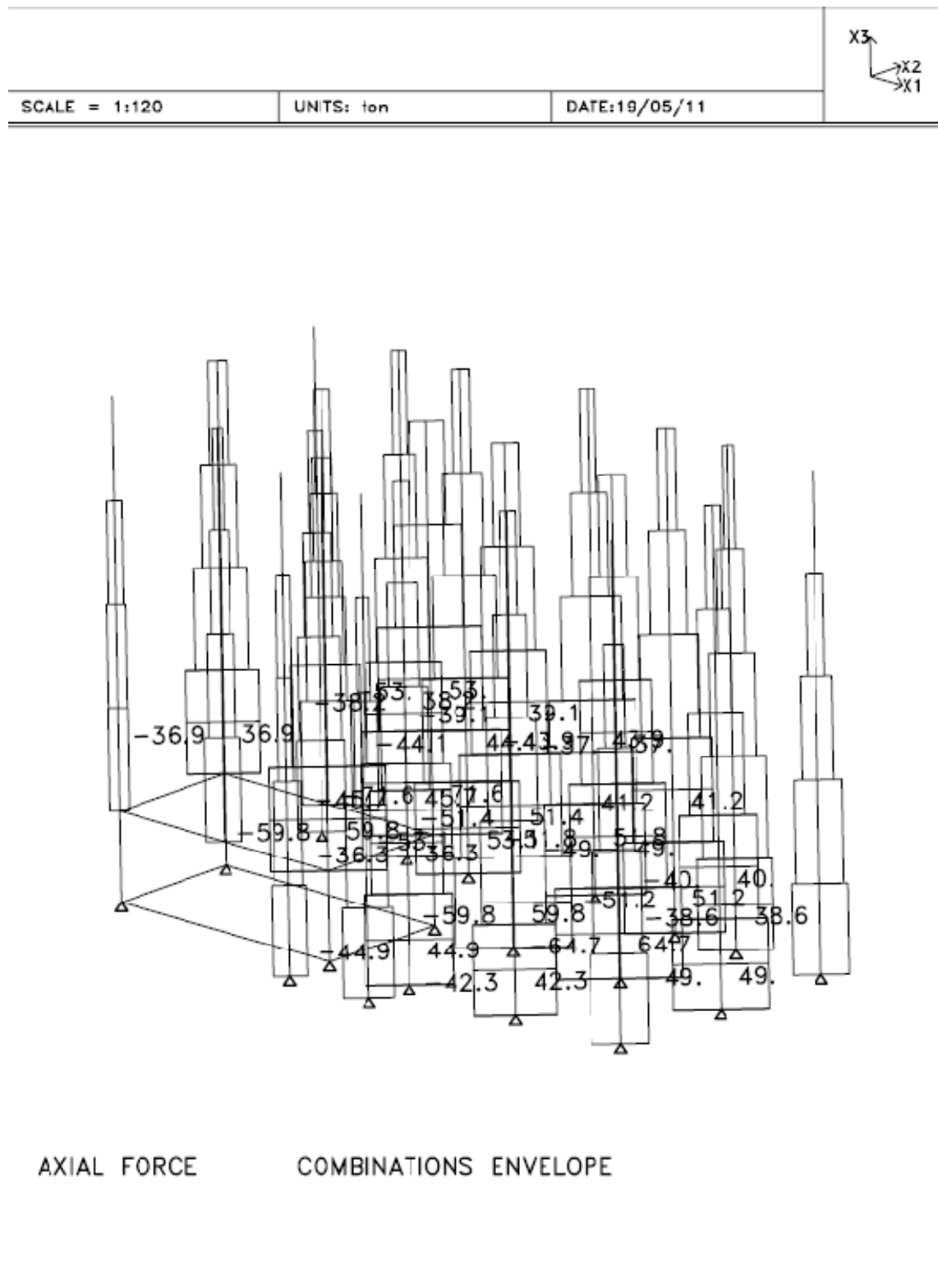
Date: 19/05/11

RESULTS FOR BEAM NO. 43 - 1973 L=13.67

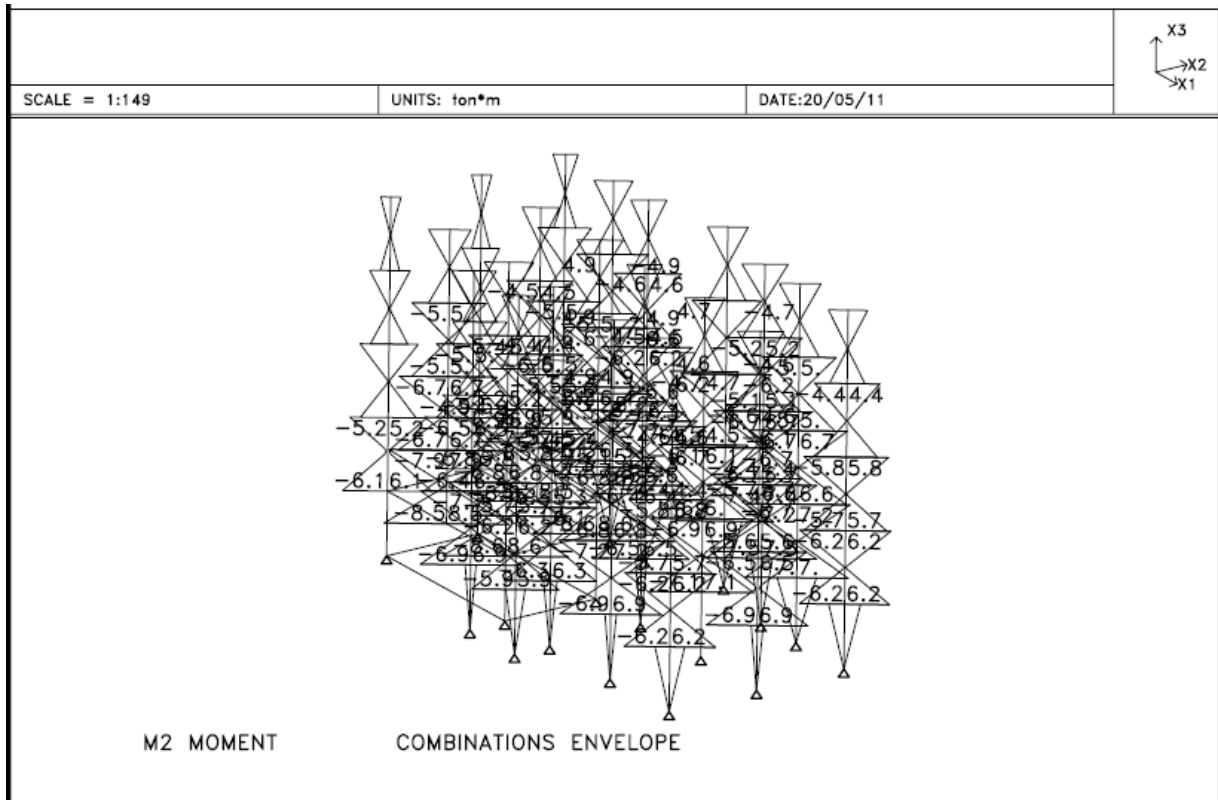
LOAD NO. 2' FX



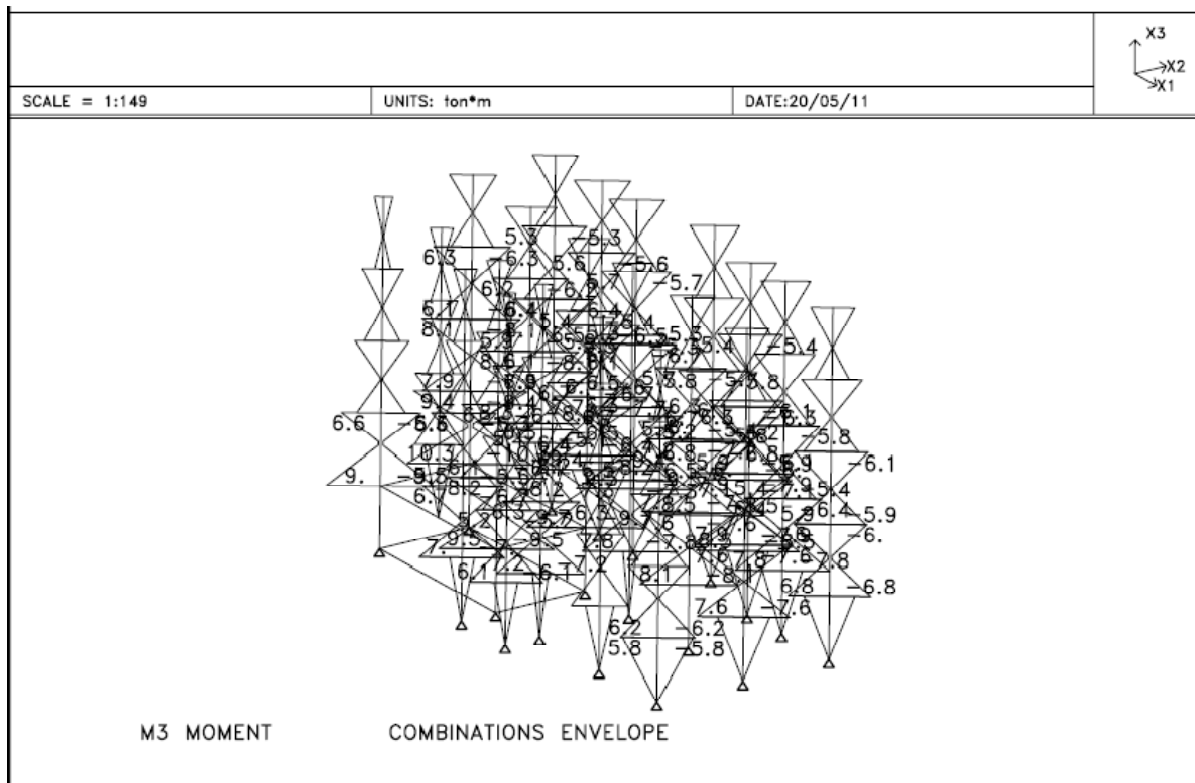
כוחות ציריים בעמודים



מומנטים בעמודים בכפיפה סביב אחד הצירים



מומנטים בעמודים בכפיפה סביב הציר השני



מהלכים בקורה בה האמצות אקסטרמאליות

32 A. Nishitani, Y. Nishitani, S. Tel Aviv 674481044
Tel 972-3-6855255 Telefax 972-3-6850444

01/01/11

As-maid

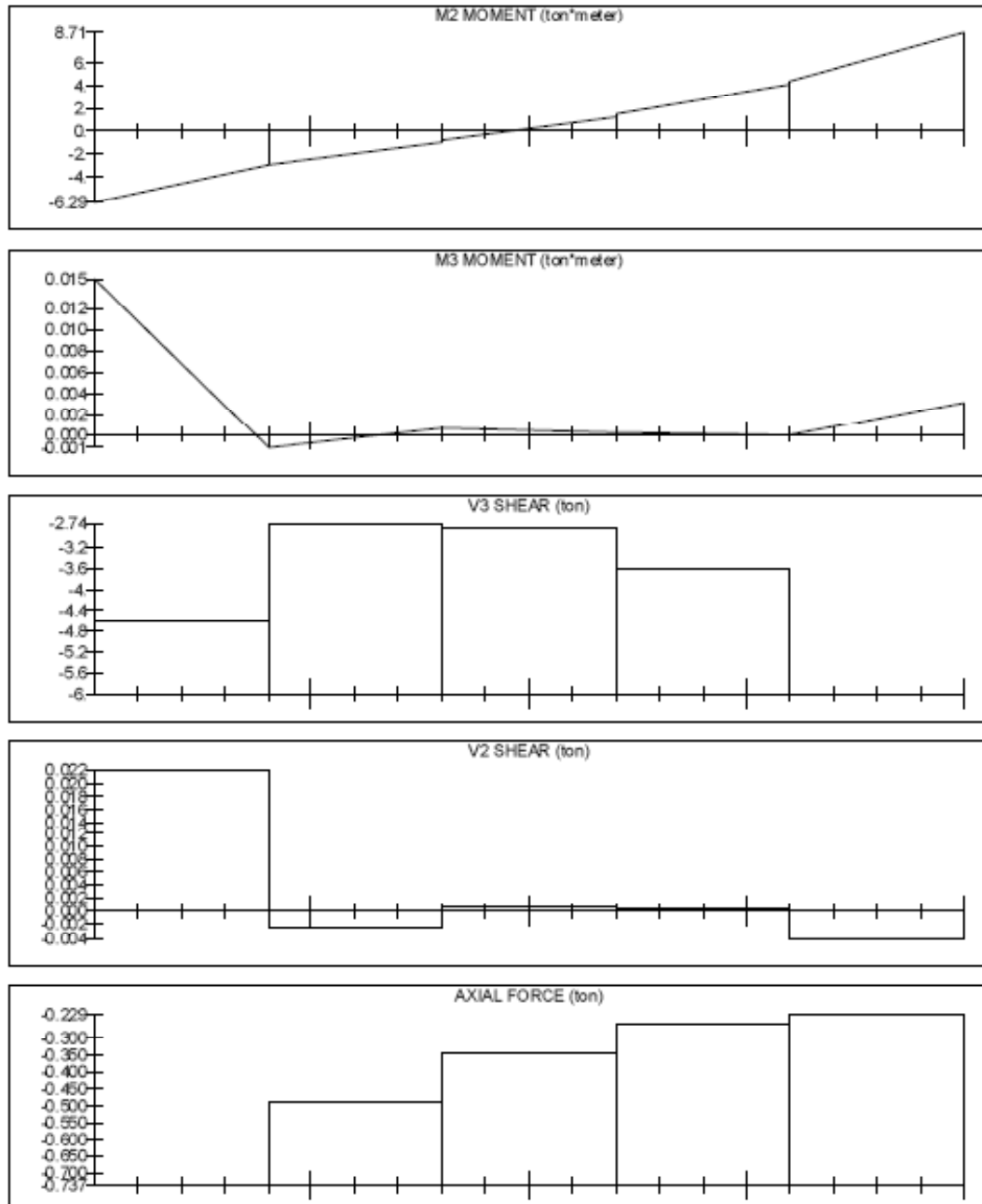
Prepared by: Guy Shiber

Page: 10

Date: 19/05/11

RESULTS FOR BEAM NO. 675 - 687 L=3.6

COMB. NO. 1 FY



תכנ

403.2 דרישות כלליות לתכנ

הסטה קומתית אופקית גבולית

ע"פ תקן הסטה קומתית האופקית והגבולית, עבור זמן מחזור:

$$T < 0.7(\text{sec})$$

$$\Delta i, \text{lim} = \min \left\{ hi / (40 \cdot k_1) \cdot hi / 200 \right\}$$

עבור קומה טיפוסית, $hi = 2.8(m)$

$$\Delta i, \text{lim} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.8}{40 \cdot 3.5} = 0.02(m) \\ \frac{2.8}{200} = 0.014(m) \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta i, \text{lim} = 1.4(cm)$$

הסטת תכנ אופקית

$$\Delta_{\max} = \Delta_2 - \Delta_1 = 2.3 - 0.4 = 1.9(cm)$$

הזהר בפועל:

$$\Delta e l, \ell_{\max} = 1.9(cm) > 1.4(cm) \quad : \text{עבור כוח בכיוון x, קומה 1}$$

↓

המבנה אינו עומד בדרישות התקן, יש צורך בשיפור עמידותו לרע"א.

תכנ קורות במסגרות כפיפות

$$N_d \leq 0.1 \cdot A_g \cdot f_{cd} \quad (403.3.1.1) \text{ ע"פ התקן}$$

במידה ואלמנט מסוים אינו עומד בדרישה זו יש לחשבו כעמוד.

$$N_{d, \max} = 1.2(ton) \leq 0.1 \cdot A_g \cdot f_{cd} = 0.1 \cdot 0.2 \cdot 0.4 \cdot 860 = 6.88(ton) \rightarrow O.K.$$

מידות חתך לקורות

$$\frac{bw}{hc} \geq 0.25$$

בכל קורה יתקיימו הדרישות הבאות:

bw – רוחב דופן קורה

hc – מידה ניצבת למידה bc

bc – רוחב עמוד

$$\frac{bw}{hc} = \frac{0.2}{hc} = 0.25 \rightarrow hc = 0.8(m) \rightarrow O.K.$$

עבור קורות 20/40 :

$$\rho_{\min} = 0.35\%$$

$$\rho_{\max} = 1.75\%$$

בדיקת עמוד וקורה במבנה לפני חיזוק – כוח כיוון x

קורה בחתך 20/40

נחזור שוב על הבדיקות לחתכי הקירות: (403.1.1)

$$nd < 0.1 \cdot Ag \cdot fed \rightarrow o.k$$

$$\frac{bc}{hc} \geq 0.25 \rightarrow \frac{200}{400} = 0.5 \geq 0.25 \rightarrow o.k$$

$$\frac{l}{hb} \geq 4 \Rightarrow \frac{3.75}{0.4} = 9.3 = 4 \rightarrow o.k$$

נתוני החומר עבור פלדה חלקה ובטון ב-20:

$$f_{sd} = 19,000(\text{ton} / \text{m}^2)$$

$$f_{cd} = 860(\text{ton} / \text{m}^2)$$

מומנטי תכך:

$$M^- = 8.71(\text{t} \cdot \text{m})$$

$$M^+ = 6.29(\text{t} \cdot \text{m})$$

$$As = \frac{M}{z \cdot f_{sd}}$$

$$w = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M}{b d^2 f_{cd}}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 8.71}{0.2 \cdot 0.37^2 \cdot 8.6 \cdot 100}} > 0.4 \rightarrow w = w_{\max} = 0.4$$

$$Mcd_{\max} = 0.32 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0.32 \cdot 0.2 \cdot 0.37^2 \cdot 860 = 7.5(\text{ton} / \text{m}^2)$$

$$\Delta M = M_d - Mcd_{\max} = 8.71 - 7.5 = 1.21(\text{ton} \cdot \text{m}) < \Delta M_{\max}$$

$$\Delta M_{\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot (d - d_s) = 0.2 \cdot 0.37 \cdot 860 \cdot (0.37 - 0.03) = 21.6 \\ Mcd_{\max} = 7.5 \end{array} \right\} = 7.5(\text{ton} \cdot \text{m})$$

$$As = \frac{M_d}{z_{\min} \cdot f_{sd}} = \frac{8.71}{0.8 \cdot 0.37 \cdot 19000} \cdot 100^2 = 15.5(\text{cm}^2)$$

$$\rho = \frac{As}{b \cdot d} = \frac{15.5}{20 \cdot 37} = 2.1\%$$

$$As' = \frac{\Delta M}{(d - d') \cdot f_{sd}'} = \frac{1.2}{(0.37 - 0.03) \cdot 19000} \cdot 100^2 = 1.86 (cm^2)$$

$$\rho' = \frac{As'}{b \cdot (d - d')} = \frac{1.86}{20 \cdot 34} = 0.27\%$$

ככל הנראה מנת הזיון קטנה מהמנה הדרושה !

תכן העמודים

חתך העמוד צריך לקיים את התנאי:

$$\eta d \cdot Ag \cdot fcd \geq |nd| > 0.1 \cdot Ag \cdot fed$$

↓
משיכות נמוכה
0.5

נבדוק עמוד 20/30

$$0.5 \cdot 0.2 \cdot 0.3 \cdot 8.6 \cdot 100 = 25.8(t \cdot m)$$

$$0.1 \cdot 0.2 \cdot 0.3 \cdot 8.6 \cdot 100 = 5.2(ton)$$

$$Nd_{\max} \cong 40(ton)$$

↓

התנאי איננו מתקיים !

בדיקת העמוד לפני החיזוק

$$M_{\max}^- = 6.93(ton)$$

$$M_{\max}^+ = -6.52(ton)$$

$$N_{\max} = 40(ton)$$

מהחישוב בתוכנת Column (ראה נספח מצורף בדף הבא)

$$As = 19.6(cm^2)$$

זיון דרוש:

$$\rho = 3.27\%$$

תאחז זיון דרוש:

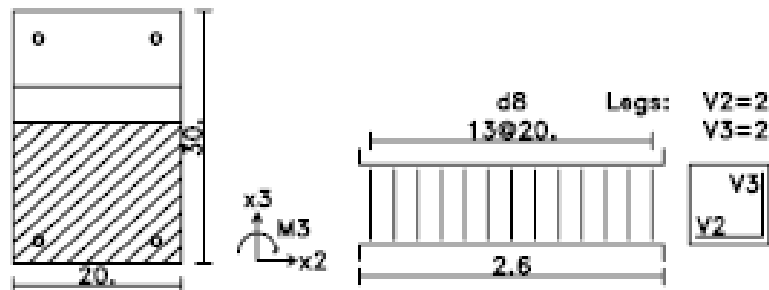
ככל הנראה הזיון הקיים קטן מהנדרש ולכן דרוש חיזוק.

בדיקת העמוד בתוכנת COLW

Untitled column 1

Concrete - B20 $f_{cd}(\text{main}) = 390$ $f_{cd}(\text{links}) = 390$
 Cover(gross) - 3 cm
 Reinforcement: diameters - min-12max-25 no.-1
 Spacing - min -3, max -30, cm
 Links: Min. diameter -8 Spacing - min-10, incr.-5.

	l_0	$k \cdot l_n$	Braced	$k l_n / i$	
M2:	3.21	0.85 2.6	Yes	15.5	Short
M3:	3.21	0.85 2.6	Yes	38.3	



Reinforcement	Grp.	Diam	No.	Spac
4φ25 $A_s = 19.6 \text{ cm}^2$ $\rho_s = 1.17$	1	25	4	Corner

Load No.	Axial	M2			M3			Shear		Load Type	(ton, meter)
		Top	Mid.	Bot.	Top	Mid.	Bot.	V2	V3		
1	40.	6.93	0.	-6.53	0.	0.	0.	0.	0.		

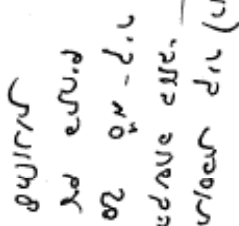
	Case	V_d	V_{rd1}	V_{rd2}	$A_{ws} \text{ reqd}$	$A_{ws} \text{ prov}$	Code
V2	1	-	7.72	13.31	-	0.05	@min max space
V3	1	-	8.18	14.09	-	0.05	8 20.

Load case 1							
Loads:	Input			Design			cap.
	P	M2	M3	P	M2	M3	
Top	40.	6.93	0.	40.	7.73	0.	1.09
Middle	40.	0.2	0.	40.	1.	0.	2.51
Bottom	40.	-6.53	0.	40.	-7.32	0.	1.13
				40.	0.	0.8	2.4
				40.	0.	-0.8	2.18

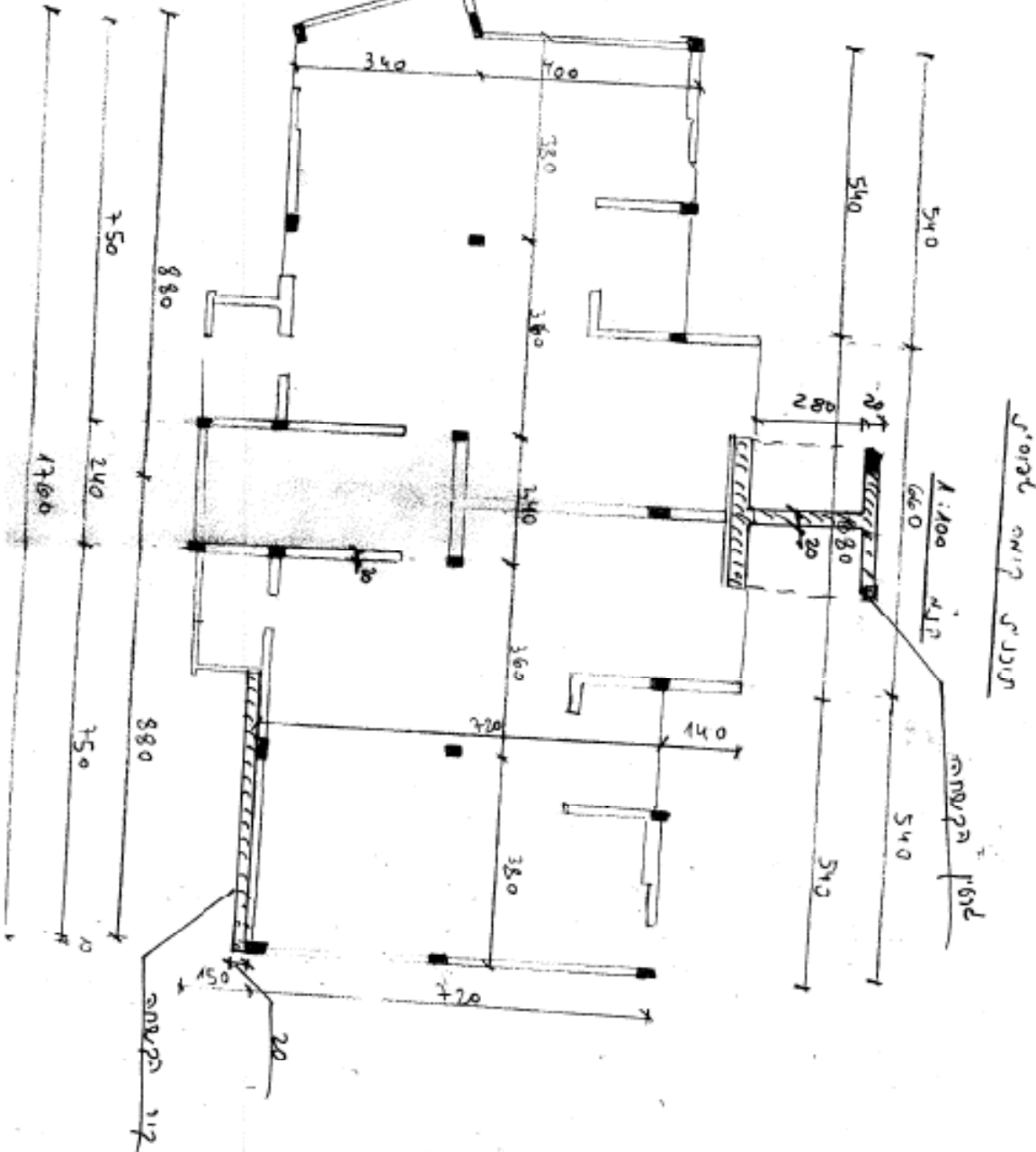
פתרונות לחיזוק

1. נבחנו 2 פתרונות לחיזוק והקשחת המבנה לכוחות אופקיים.
2. החיזוקים נעשו בצורה שלא תפגע בחלקו הפנימי של המבנה - כלומר כל החיזוקים יהיו חיצוניים.
3. בהצעה הראשונה נבחנה תוספת של גרעין חיצוני וקיר הקשחה חיצוני ואילו הפתרון השני בוחן תוספת של קירות הקשחה חיצוניים.
4. בהמשך מתוארים המודלים שנבנו לחיזוק המבנה ותוצאותיהם.
5. נעשה שימוש בתוכנות Seismic FEA ו-strap תוך בקרה והצלבת תוצאות לשם וידוא אמיתותם.

גיאומטריה



☒ 2012. 07
☐ 2012. 07



- אנליזה סטטית שקילה

לאחר חיזוק המבנה השתנתה הסכמה הסטטית שלו ממבנה מסגרת לזיז אנכי. בנוסף, חיזוק המבנה מוסיף משקל קומתי אותו יש לחשב ולתקן בהתאם את האנליזה הסטטית השקילה ולהתייחס לנושא במודלים הממוחשבים.

$$T = 0.049 \cdot H^{0.75} = 0.049 \cdot 13.67^{0.75} = 0.348(\text{sec})$$

זמן מחזור מתוקן:

תוספת משקל קומתית:

$$l_{total} = 5.2 + 3 \cdot 3 = 14.2(m)$$

$$b = 0.2(m)$$

$$h = 2.8(m)$$

$$\gamma_c = 2.5(\text{ton}/m^3)$$

$$\Delta W = l \cdot b \cdot h \cdot \gamma_c = 14.2 \cdot 0.2 \cdot 2.8 \cdot 2.5 = 20(\text{ton}/\text{floor})$$

מקדם ההגברה Ra

$$Ra(T) = 1.25 \cdot \frac{S}{T^{2/3}} \begin{cases} \leq 2.0 \\ \geq 0.2 \cdot K \end{cases}$$

$$Ra(T)_{\max} \{S_3; Z \geq 0.25\} = 2.0$$

$$Ra = 1.25 \cdot \frac{1.5}{0.348^{2/3}} = 3.8 > 2.0 \rightarrow Ra = Ra_{\max} = 2.0$$

מקדם הקטנת הכוח K

$$K = 3.5$$

עבור מסגרות מרחביות מוקשחות מבטון מזוין, רמת משיכות נמוכה:

מקדם תכן סיסמי

$$(1) Cd \geq \frac{R_a \cdot I \cdot Z}{K} = \frac{2.0 \cdot 1 \cdot 0.26}{3.5} = 0.148 \leq Cd_{\max} = 0.3$$

$$(2) Cd \geq \frac{S \cdot I \cdot Z}{\sqrt{5K}} = \frac{1.5 \cdot 1 \cdot 0.26}{\sqrt{5 \cdot 3.5}} = 0.09322$$

$$Cd_{\max} = 0.3 \cdot I = 0.3$$

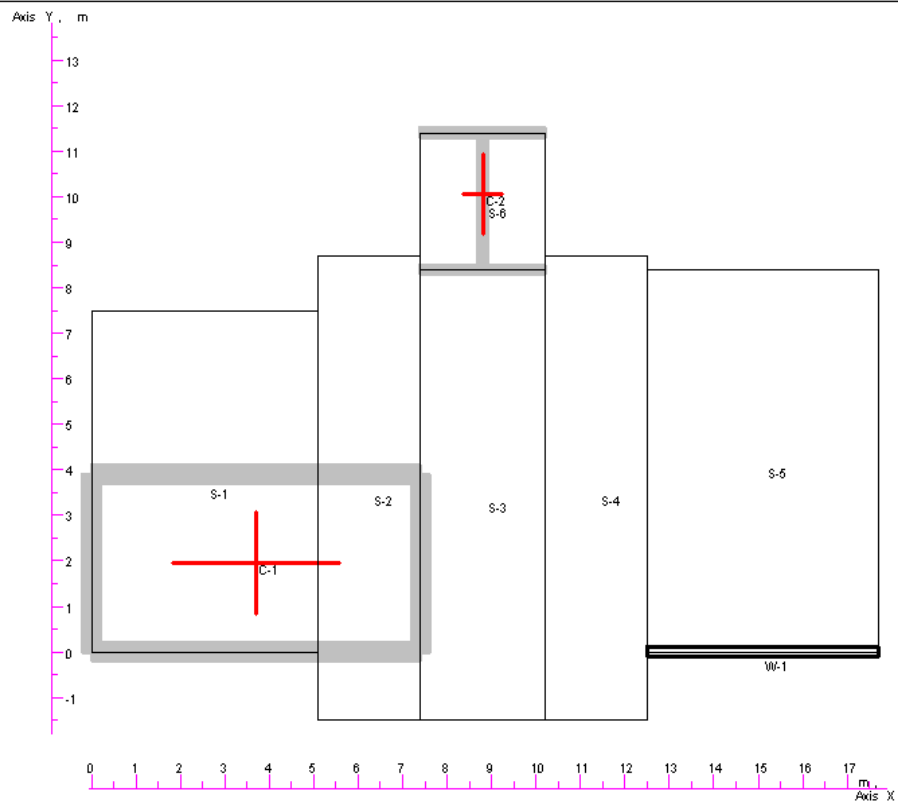
$$Cd = 0.148$$

אנליזה סטטית שקילה								
Mi [ton*m]	Vi [ton]	fi [ton/m ²]	Fi [ton]	Wi*Hi [ton*m]	Wi [ton]	Hi [m]	hi [m]	Storey
119.3	42.6	0.266	42.6	2323.9	170.0	13.67	2.80	4
333.6	76.5	0.211	33.9	1847.9	170.0	10.87	2.80	3
618.2	101.7	0.157	25.2	1371.9	170.0	8.07	2.80	2
948.9	118.1	0.102	16.4	895.9	170.0	5.27	2.80	1
1259.6	125.8	0.048	7.7	419.9	170.0	2.47	2.47	קרקע
				6859.5	850	0		Σ

Fh=	125.8	ton
Cd=	0.148	
A=	160.5	m ²

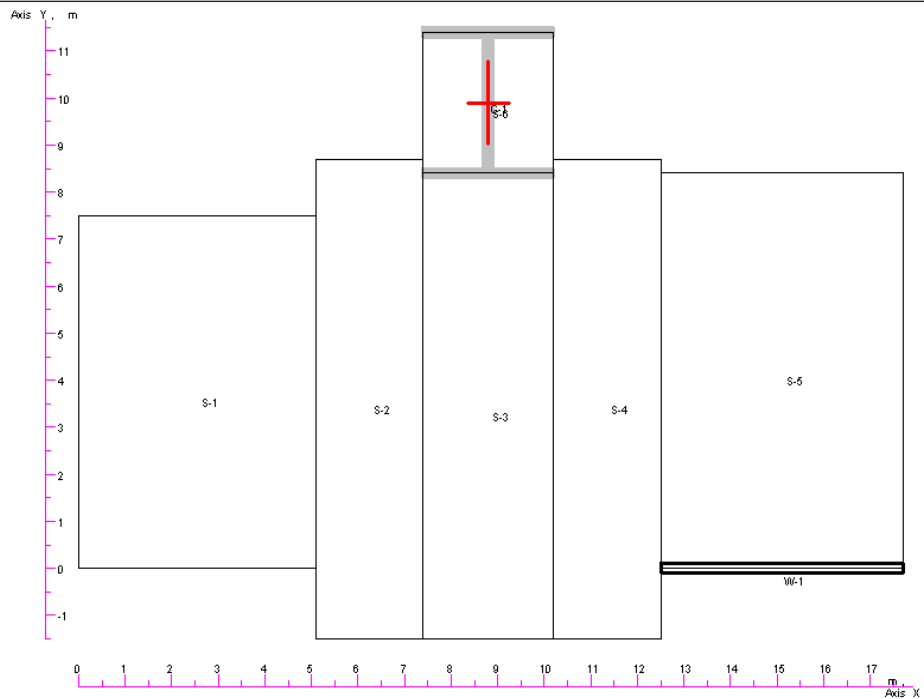
Floor Plan - Floor 1

Close



Floor Plan - Floor 2

Close



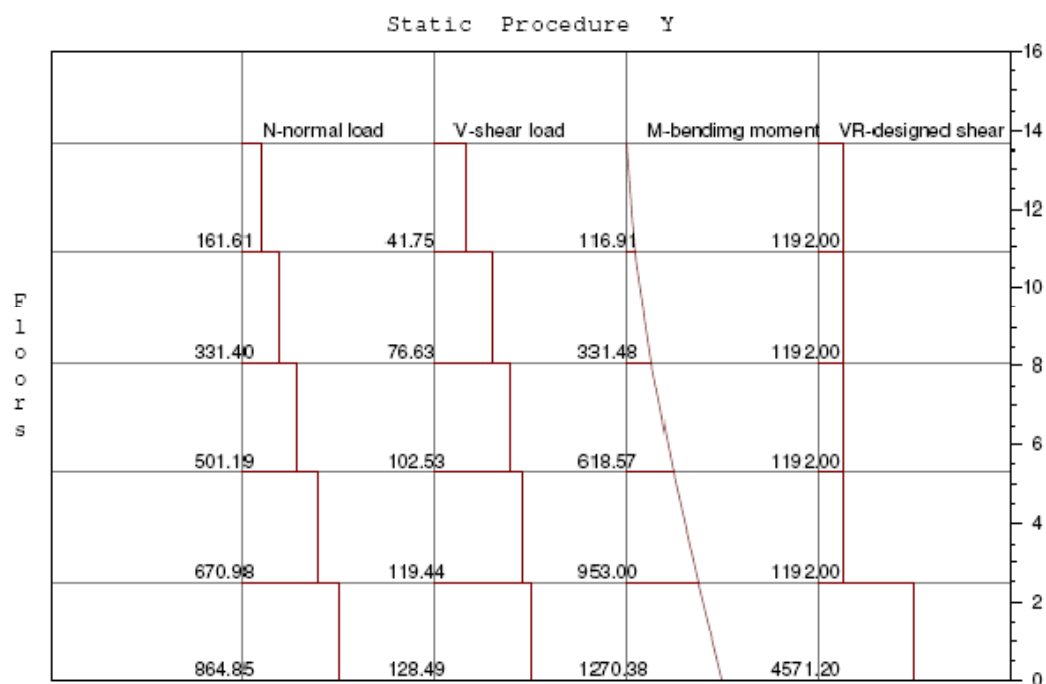
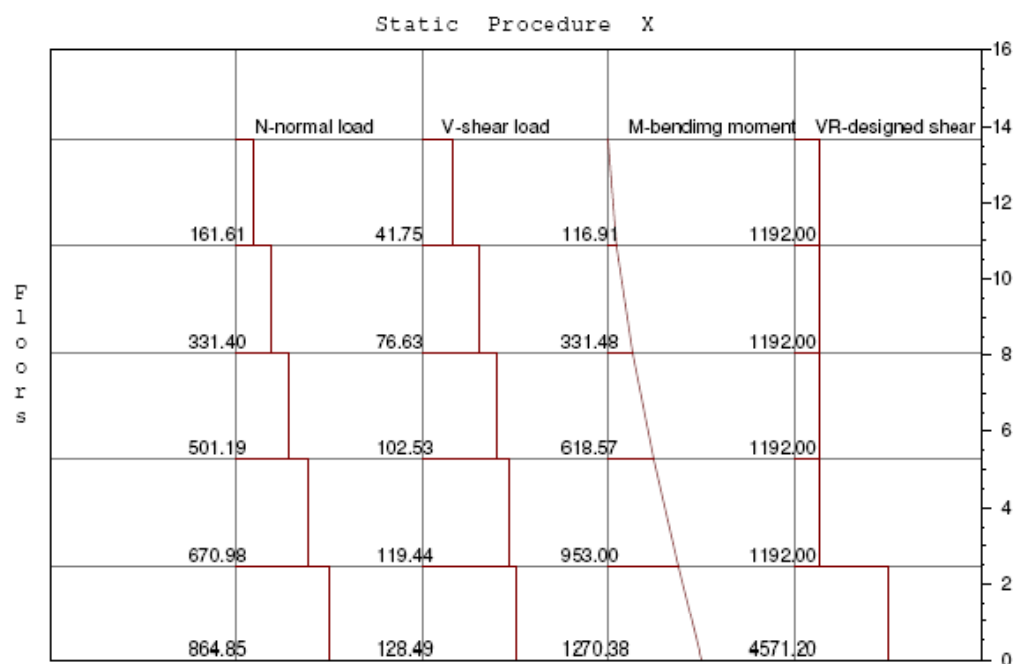
File: 1304guy.bpr

CUBUS
SOFTWARE

15:43 / 19.5.2011

SeismicFEA		Results - "Static Procedure"					
		Results		Required			
Height of Building	H =	13.67 m		H <	80 m		
Weight of Building	W =	864.85 t					
Period of Vibration	Tx =	0.348 sec		Tx <	2 sec		
	Ty =	0.348 sec		Ty <	2 sec		
Seismic Factor	Cdx =	0.149		Cdx <	0.2 * I = 0.200		
	Cdy =	0.149		Cdy <	0.2 * I = 0.200		
Seismic Force	Fx =	128.49 t					
	Fy =	128.49 t					
Max. Displacement	Δ x =	0.004 m		Δ x * K = 0.015 = H / 932			
	Δ y =	0.016 m		Δ y * K = 0.056 = H / 243			
Max. Story Drift	δ x =	0.001 m		δ x <	h / 200 = 0.012		
	δ y =	0.005 m		δ y <	h / 200 = 0.012		
Parameter	θ x =	0.006		θ x <	0.1		
	θ y =	0.026		θ y <	0.1		
Torsion	Mzx =	-205.0 tm					
	Mzy =	236.0 tm					
Bending	Mx =	1270.4 tm					
	My =	1270.4 tm					
Close							
Floor Summary		Due to force in direction X		Y	Graph of strengths X		Y

Dynamic



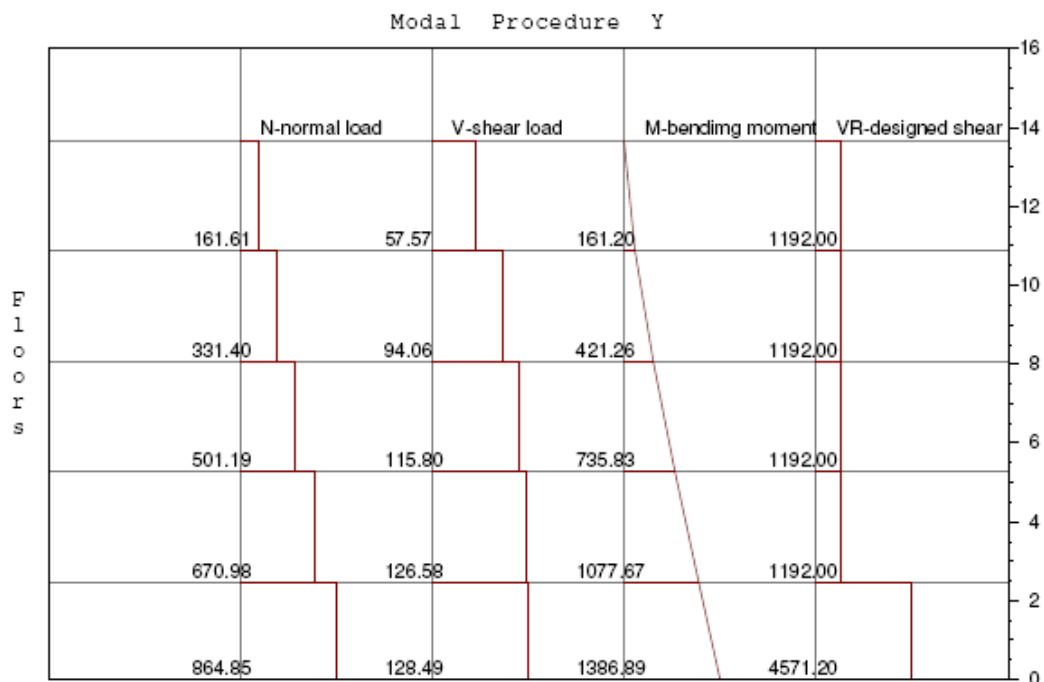
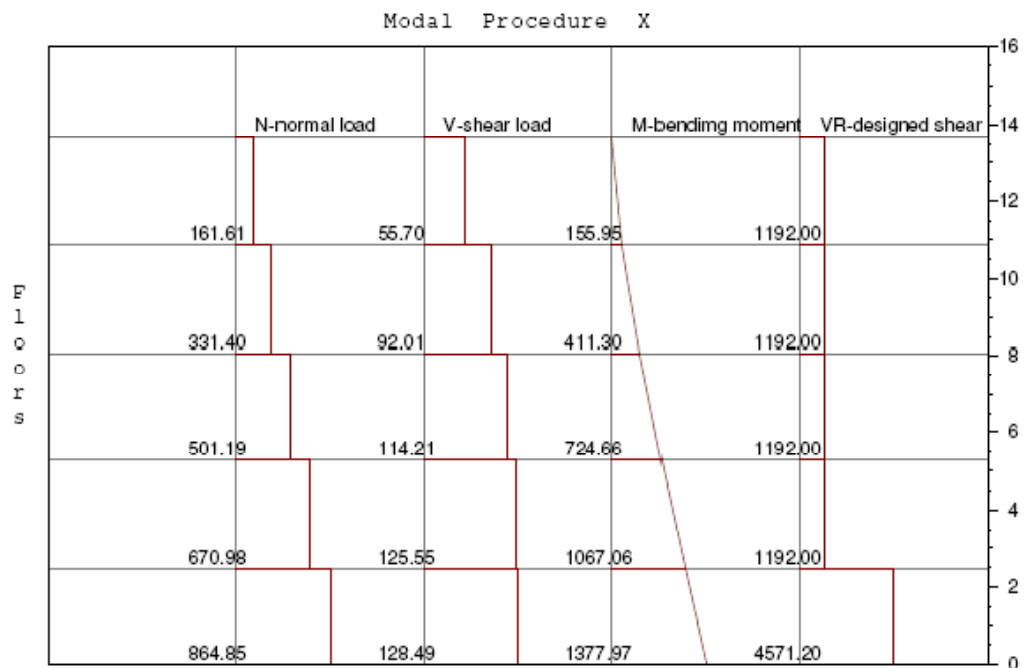
File: 1304guy.bpr

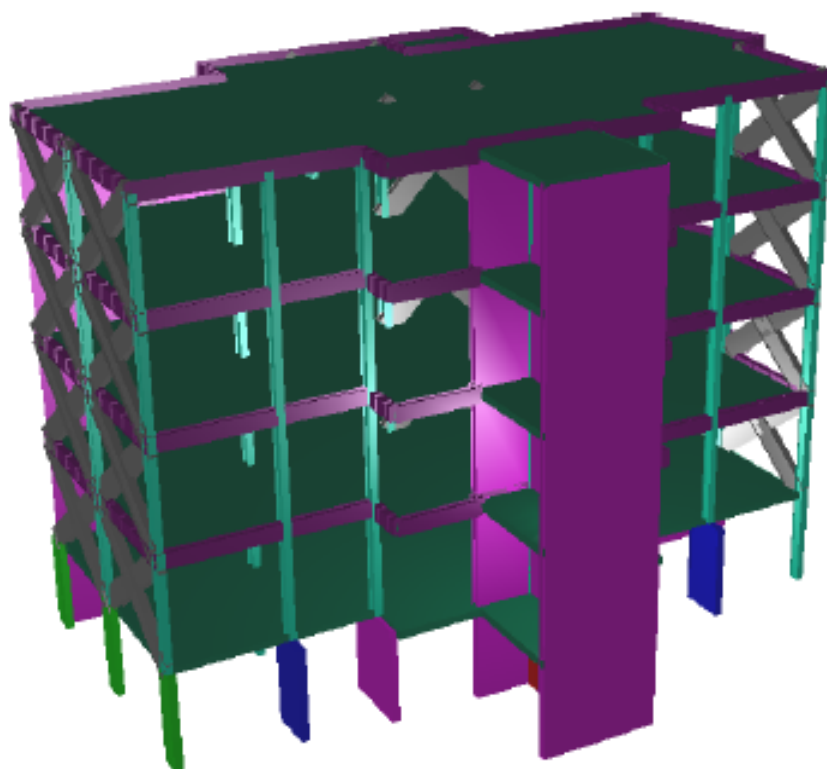
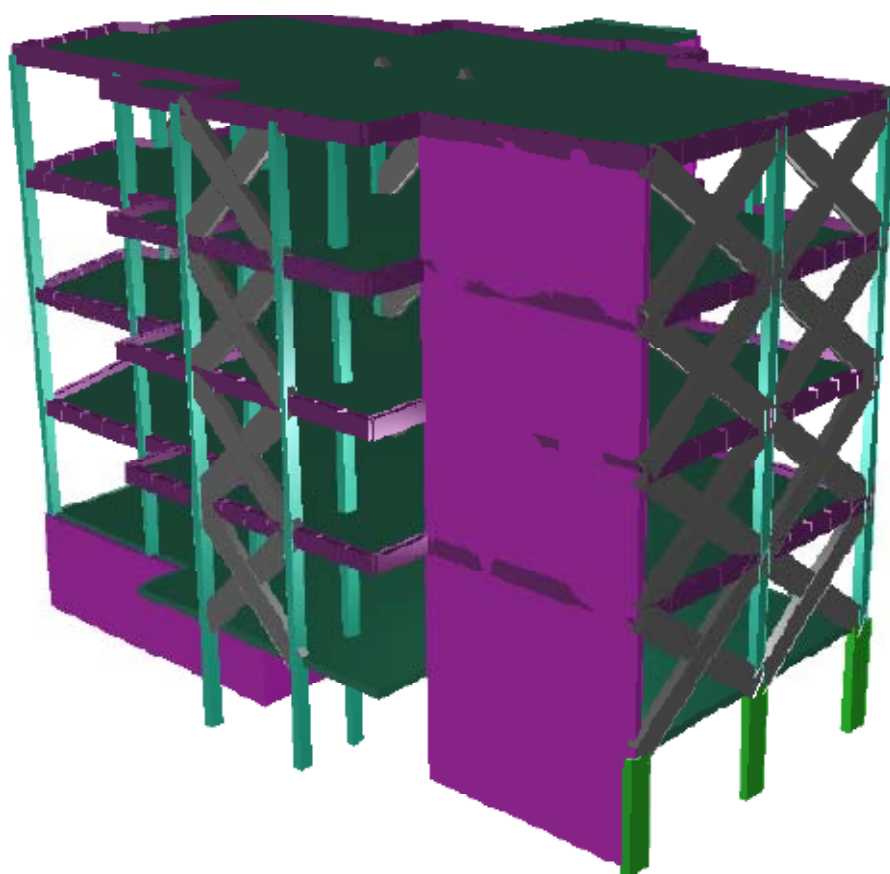
CUBUS
SOFTWARE

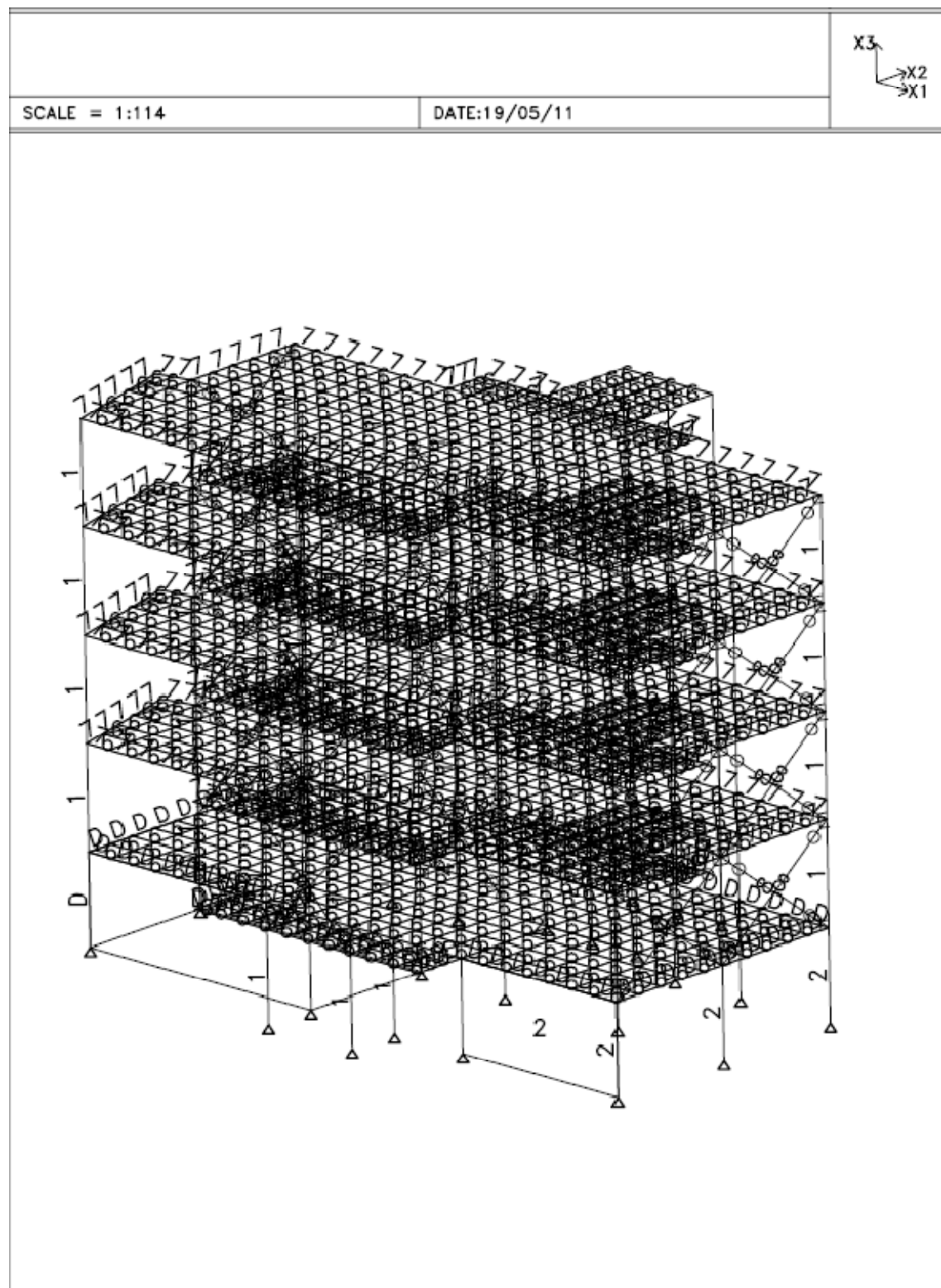
15:53 / 19.5.2011

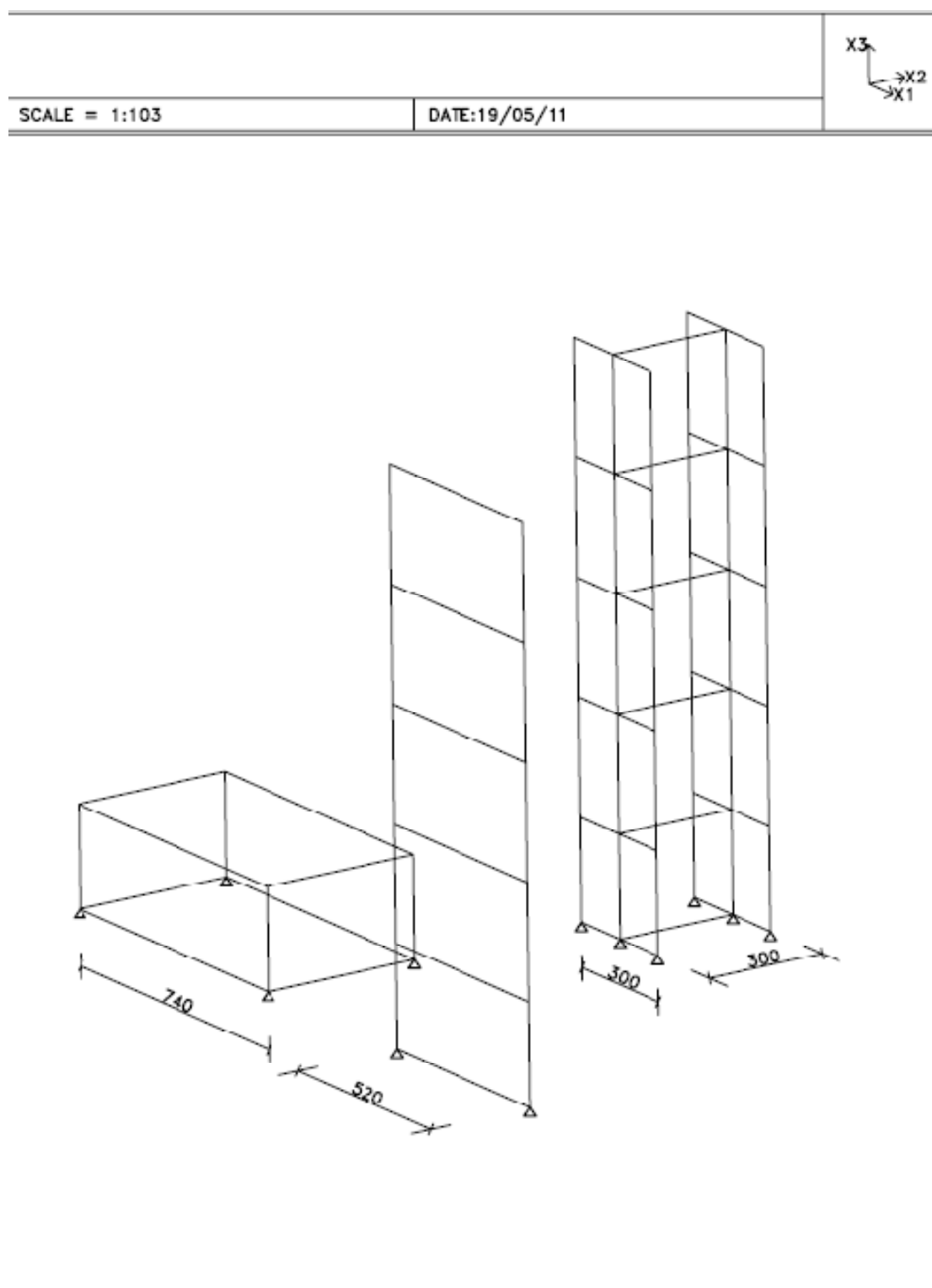
SeismicFEA		Results - "Dynamic Procedure"			
	Results	Required			
Period of Vibration	T = 0.475 sec				
Number of Modes	I = 12				
Seismic Force	F _x = 128.49 t	F _x ≥ μF _x (static)			
	F _y = 128.49 t	F _y ≥ μF _y (static)			
Max. Displacement	Δ x = 0.005 m	Δ x * K = 0.017 = H / 819			
	Δ y = 0.019 m	Δ y * K = 0.066 = H / 208			
Max. Story Drift	δ x = 0.001 m	δ x ≤ h / 200 =	0.012		
	δ y = 0.006 m	δ y ≤ h / 200 =	0.012		
Parameter	θ x = 0.006	θ x < 0.1			
	θ y = 0.037	θ y < 0.1			
Torsion	M _{zx} = 268.1 tm				
	M _{zy} = 237.9 tm				
Bending	M _x = 1378.0 tm				
	M _y = 1386.9 tm				
Floor Displacement	Due to force in direction X		Y		
	Graph Mode		Graph Strength		
Close				Static	

ניתן לראות את התוצאות עבור התזוזות מהאנליזה המודלית של התוכנה. יש לזכור שהמודל שנבנה בתוכנה זו הינו מודל פשוט אשר השפעתם של העמודים (לחיוב או לשלילה) לא באה בו כלל לידי ביטוי. תוצאות אלו ישמשו בהמשך התהליך לצורך בקרה ובדיקת התכנסות התוצאות.









STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
DEVELOPMENT
LTD.
www.atirsoft.com
atir@atirsoft.com

S. ENGEL ENGINEERS LTD.
32 A Nahshol Yitzhak St. Tel-Aviv 67448, Israel
Tel: 072-3-6955255 Telefax: 072-3-6950444

Strap 2011.00

guy solution

Prepared by: Guy Shiber

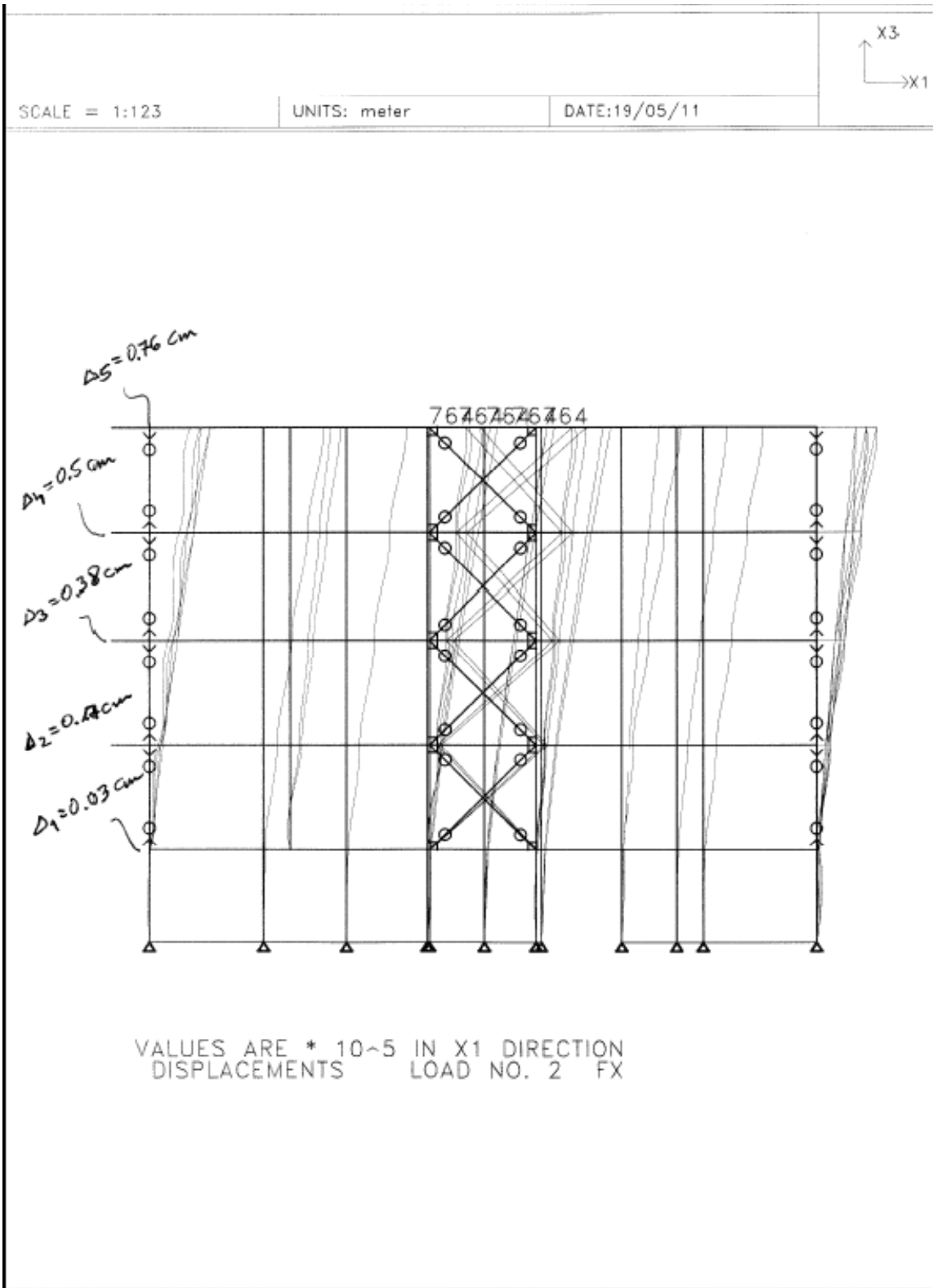
Page: 1
Date: 19/05/11

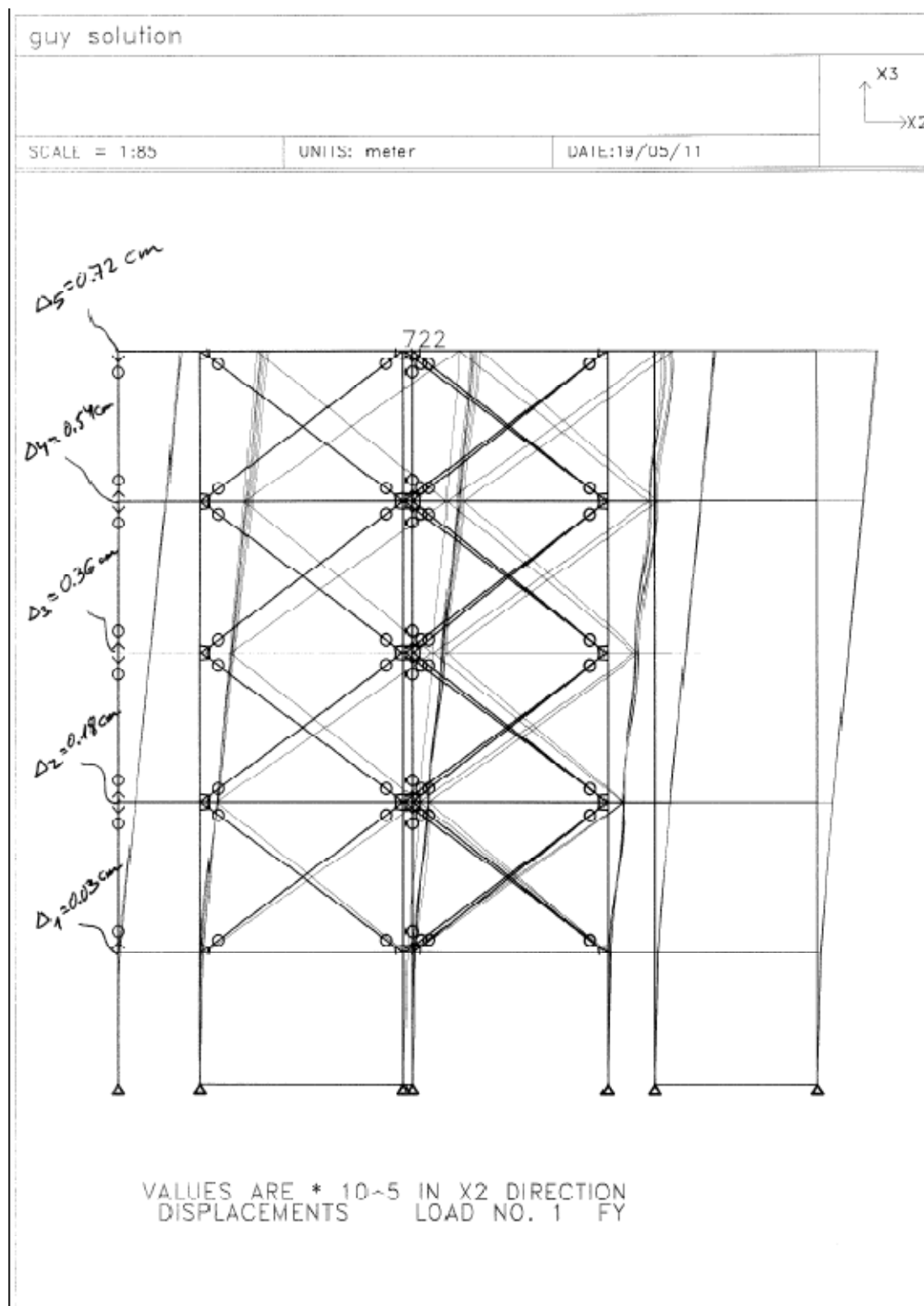
WALLS SECTIONS TABLE						
No.	NAME	AREA	IX	IY	C.O.G.	Mat
1	Wall section no.1	9.04	.2667E+02	.7001E+02	3.70, -1.95	2
2	Wall section no.2	1.04	.3467E-02	.2343E+01	-2.60, 0.00	1
3	Wall section no.3	1.76	.3070E+01	.9019E+00	0.00, 1.50	1

חתכי הקירות לעיל מתייחסים לאלמנטי החיזוק החדשים, שאר החתכים ללא שינוי.

- תוצאות

תזוזות עקב כוח בכיוון x





מהלכי כוחות בעמוד נבדק לאחר החיזוק

B. ENZEL ENGINEERS LTD.
32 A. Nahshat Yitzhak St. Tel-Aviv 674401 Israel
Tel 572-3-8952555 Fax 572-3-8950444

09/05/11 X01

guy solution

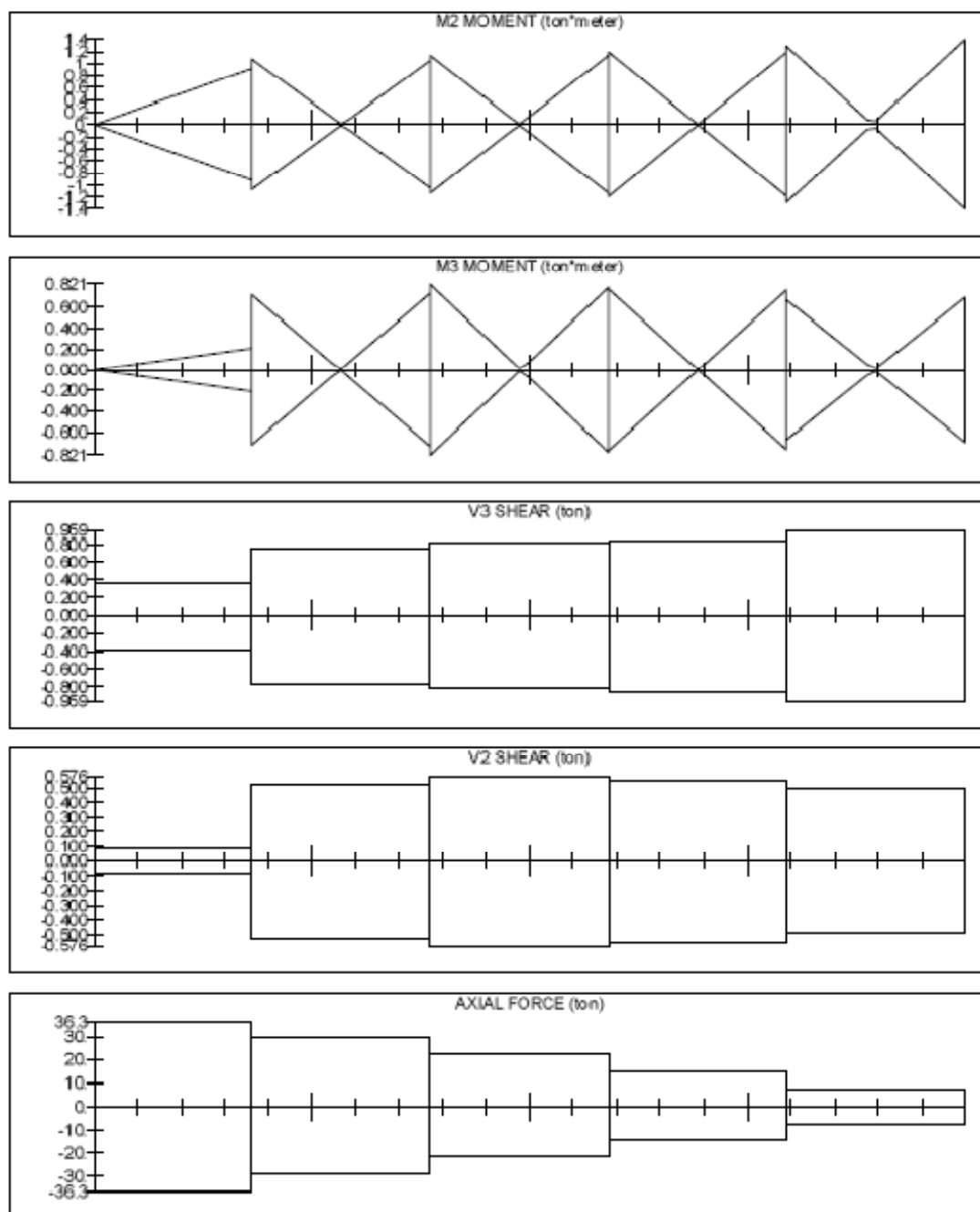
Prepared by: Guy Shiber

Page: 2

Date: 19/05/11

RESULTS FOR BEAM NO. 43 - 1973 L=13.67

COMBINATIONS ENVELOPE



guy solution

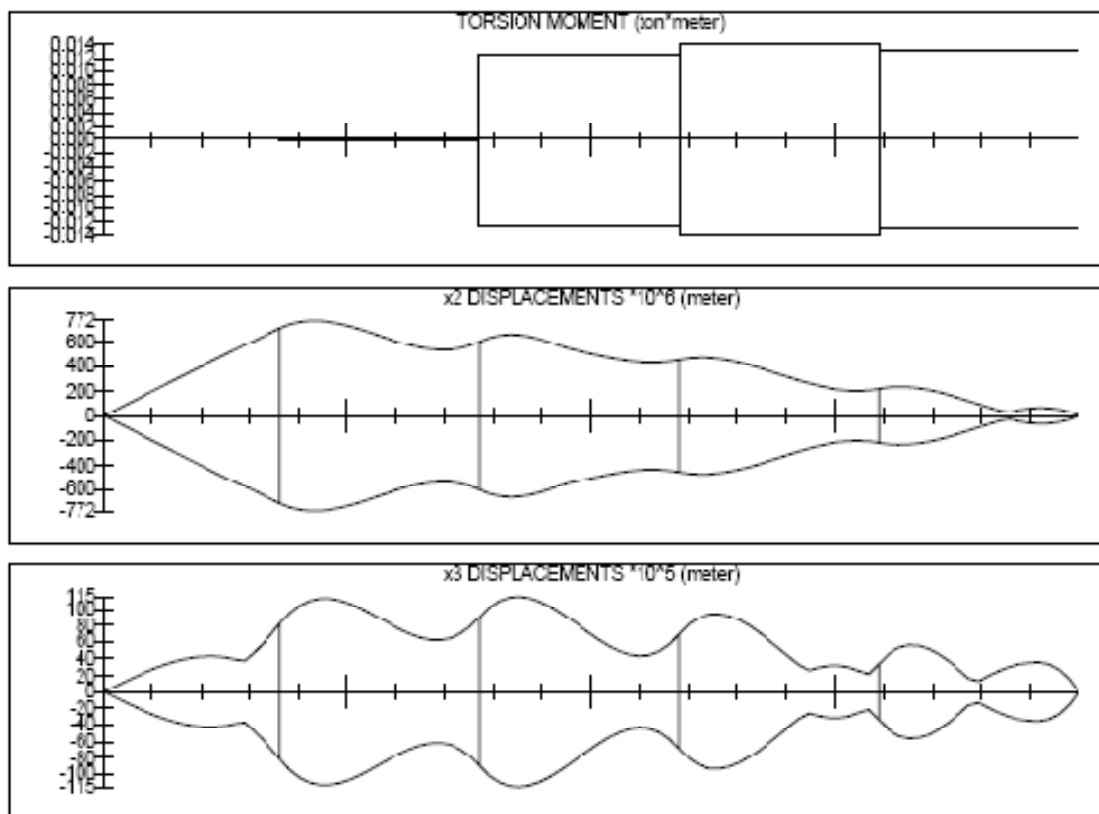
Prepared by: Guy Shiber

Page: 3

Date: 19/05/11

RESULTS FOR BEAM NO. 43 - 1973 L= 3.07

COMBINATIONS ENVELOPE



ניתן לראות שהכוחות וההזזות בעמוד קטנו באופן משמעותי ועל כן ניתן יהיה לעמוד בדרישות התקן גם בעבור כמות הזיון שסביר להניח קיימת בעמוד, או במידת הצורך לבצע בדיקות לא הרסניות ולוודא את כמויות פלדת הזיון ואיכות הבטון בסבירות גבוהה.

- אנליזה דינאמית בתוכנת STRAP

בשלב זה של האנליזה הועמסו משקלי הקומות לתוכנה ובוצעה "הרצה" דינאמית של התוכנה אשר מחשבת את המבנה בהשתמש באנליזה מודאלית.

MODAL RESULTS							
Mode	T	Wn/Wtot	Fn (ton)	Qn (m)	Vn (m/s)	An (m/s**2)	Fn'/Wn (Cd)
1	0.3596	0.227	52.23	-0.0067	-0.0374	-0.2085	0.149
2	0.3201	0.010	2.37	-0.0014	-0.0085	-0.0533	0.149
3	0.2580	0.381	87.69	0.0057	0.0442	0.3433	0.149
4	0.0788	0.009	1.85	0.0000	0.0009	0.0218	0.133
5	0.0700	0.044	8.67	0.0001	0.0036	0.1032	0.126
6	0.0532	0.130	22.96	-0.0001	-0.0033	-0.1255	0.114
7	0.0400	0.000	0.02	0.0000	0.0001	0.0026	0.104
8	0.0310	0.008	1.23	0.0000	-0.0005	-0.0320	0.097
9	0.0288	0.004	0.55	0.0000	-0.0003	-0.0195	0.096
10	0.0247	0.050	7.21	0.0000	0.0008	0.0675	0.093
11	0.0233	0.003	0.36	0.0000	0.0001	0.0109	0.092
12	0.0184	0.000	0.00	0.0000	0.0000	0.0014	0.088
13	0.0169	0.036	4.91	0.0000	0.0003	0.0363	0.087
Total sum		0.902	190.06				
CQC results			110.21	0.0088	0.0576	0.4348	
Israeli Standard							
Direction:X1							
S=1.50 I=1.00 K=3.50 Z=0.260							
80% Scaling: 1.6726 T= 0.3480							
Damping=0.050							

תוצאות מודאליות

כפי שניתן ללמוד מהערך "סכום כולל", האנליזה עומדת בדרישת ת"י 413 לכך שסכום מקדמי ההשתתפות יעלה על 90% (סעיף 303.3). אם ובמידה תנאי זה לא מתקיים התוכנה פותחת תיבת דו-שיח ומבקשת מהמשתמש להוסיף צורות תנודה בכדי לעמוד בתנאי.

WEAK STORIES						
Height direction=X3						
Allowable shear stress(mPa):Concrete= 6.00,Steel= 150.00						
No.	Level m	Height m	X1-Shear	Ratio	X2-Shear	Ratio
1	-2.47	2.47	5333.33	2.91	3559.63	3.34
2	0.00	2.80	1834.86	1.00	1064.22	1.00
3	2.80	2.80	1834.86	1.00	1064.22	1.00
4	5.60	2.80	1834.86	1.00	1064.22	1.00
5	8.40	2.80	1834.86		1064.22	
	11.20					

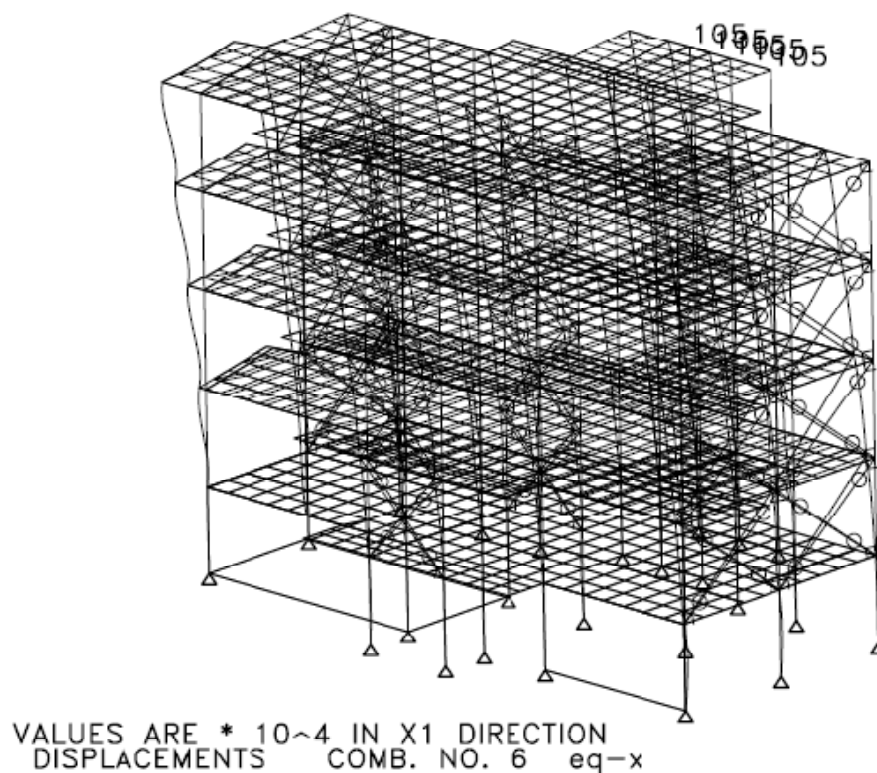
כפי שניתן לראות בטבלה הנ"ל (בכך שהיחס בעמודה השלישית מימין נשאר גבוה מ-0.8) אין במבנה בעיית קומה חלשה.

תוזות בין קומתיות

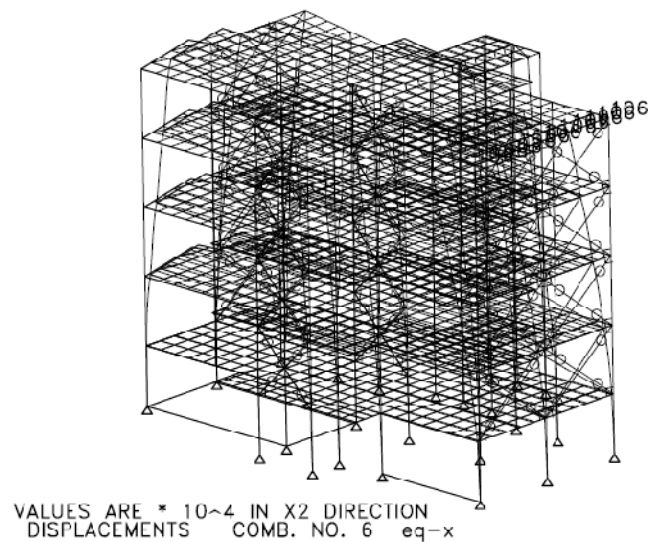
STORY DRIFTS									
Height direction=X3, CQC over 1 to 1									
No.	Level m	Height m	Drift mm	Max. Defl. mm	Min. Defl. mm	X1-Drift mm	X2-Drift mm	Weight X1/X2	
1	-2.47								
1	0.00	2.47	0.5	0.5	0.1	0.3	0.4	207.	
2	2.80	2.80	2.3	2.4	1.0	1.7	1.6	182.	
3	5.60	2.80	3.4	5.3	2.2	2.5	2.3	182.	
4	8.40	2.80	3.8	8.5	3.7	2.8	2.6	182.	
5	11.20	2.80	3.9	11.9	5.2	2.9	2.6	173.	

התוכנה מחשבת עצמאית את ההזזות הבין קומתיות ומתריעה ובמידה וישנה חריגה מהמותר בתקן. בנוסף ניתן לראות שההסטה הגבולית המקסימאלית במבנה איננה עולה על המותר בתקן (הסטה זו חושבה בתחילת הדוגמא וערכה 1.4 ס"מ).

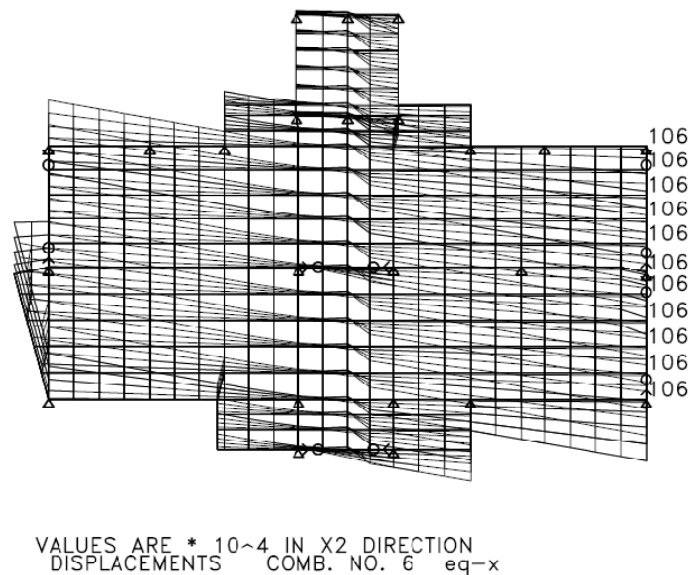
הזזות במבנה



הזזות בכיוון X



הזזות בכיוון Y – מבט איזומטרי



הזזות בכיוון X – מבט על

ההזזות במבנה גדלות בחישוב באמצעות האנליזה המודלית. היות ואלמנטי ההקשחה במבנה אינם סימטריים, אין זה מפתיע. במודל הראשוני לא הועמס הכוח האופקי הכולל במרכז הקשיחות ועל כן באם לא היה מתבצע החישוב הנ"ל (חישוב דינמי) אזי היה צורך להתחשב בפיתול כפי שמוגדר בת"י 413.

האנליזה המודלית בתוכנה מתחשבת בתופעת הפיתול במבנה ועל כן (עקב הזרוע לפיתול בין מרכז המסה למרכז הקשיחות) התוזה גדלה. למרות שההזזות גדלות, אין הן חורגות מהמותר בתקינה כמו גם שאינן מופרזות יחסית לחישובים הפרלימינאריים.

בכדי לבדוק את התכנסות התוצאות ייבנה מודל בקרה דו-מימדי, פשוט, על מנת לעקוב ולאמת את תוצאות המודלים.

- בקרה באמצעות מודל זיזי פשוט

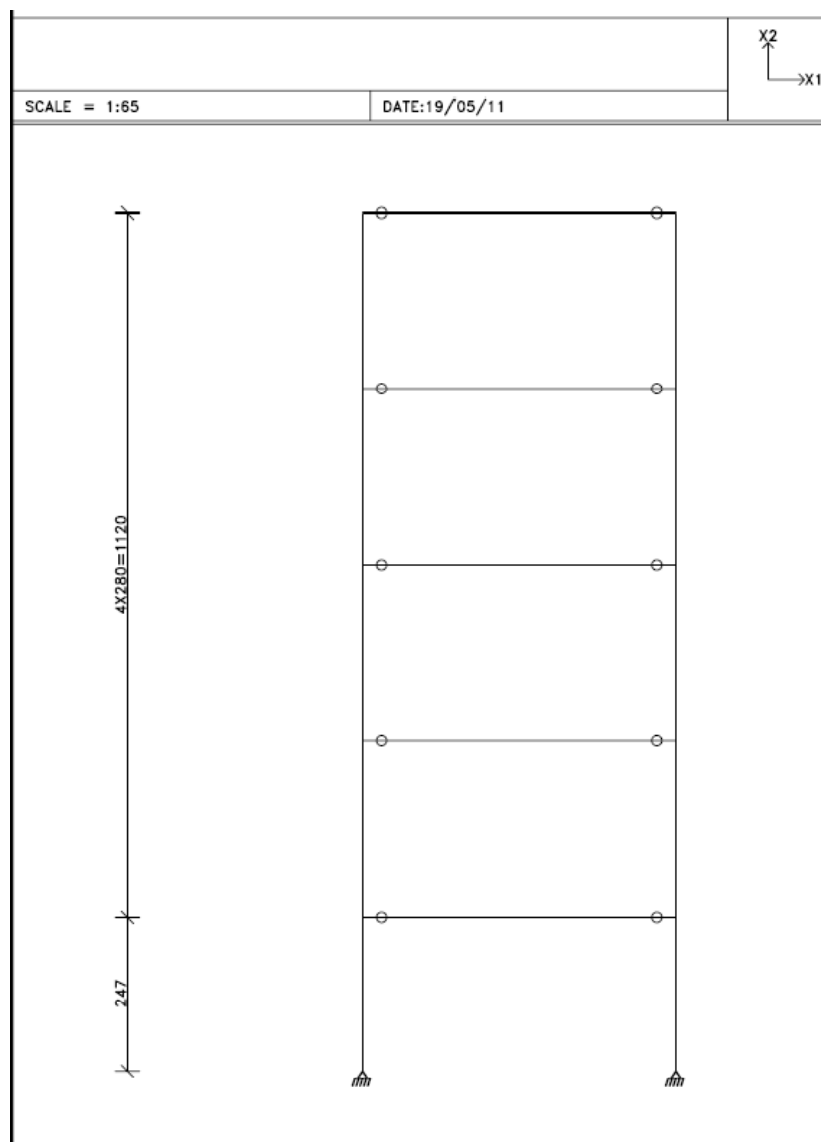
כלי חשוב הקיים בידי כל מהנדס הוא הבקרה העצמית. בעזרת אמצעים פשטניים, כגון חישובים ידניים מקורבים או מודלים דו-ממדיים פשוטים, כל מהנדס יכול וצריך לבקר את תוצאותיו ולבדוק את התכנסות פתרונו.

בכדי לבצע בקרה על תוצאות המודל המרחבי, נבנו שני מודלים פשוטים אשר לוקחים בחשבון רק את אלמנטי ההקשחה החדשים מתוך המחשבה שאם אלו, לבדם, יחוו תזוזות דומות לאלו של המודל המורכב הרי שזה משקף את התכנסות הפתרון.

המודלים מורכבים מזיזים עם קשיחות אשר תואמת את קשיחות הגרעינים בהתאם לכיוון בו הכוח האופקי פועל. הזיזים מחוברים ביניהם עם קורות בעלות קשיחות אין סופית (יחסית), דו פירקיות המדמות את התקרה ומבטיחות את אחידות התזוזות.

לאחר מכן הועמסו הגרעינים בכל העומס האופקי והאנכי הפועל על המבנה בכדי לדמות את המצב החמור ביותר שיכול לקרות ובו רק אלמנטי ההקשחה החדשים מספקים התנגדות לכוחות אנכיים ואופקיים.

גיאומטריית המודלים:



STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
DEVELOPMENT
LTD.
www.atirsoft.com
atir@atirsoft.com

S. ENGEL ENGINEERS LTD.
32 A. Nahalat Yitzhak St. Tel-Aviv 67448, Israel
Tel: 972-3-6955255 Telefax: 972-3-6950444

Strap 2011.00

solution guy ziz verification x dir

Prepared by: Guy Shiber

Page: 1

Date: 19/05/11

SECTION PROPERTY TABLE (units - meter)

PROPERTY NO. 1

A=0.9990E+03 I2=0.0000E+00 I3=0.1000E+07 J=0.0000E+00 SF2=0.850
Material = 1 - B-25 Perimeter=1040.00 SF3=0.850
h2=20.000 h3=500.000 e2=10.000 e3=250.000

PROPERTY NO. 2

A=0.1760E+01 I2=0.0000E+00 I3=0.9020E+00 J=0.0000E+00 SF2=0.850
Material = 1 - B-25 Perimeter=1040.00 SF3=0.850
h2=20.000 h3=500.000 e2=10.000 e3=250.000

PROPERTY NO. 3

A=0.1040E+01 I2=0.0000E+00 I3=0.2343E+01 J=0.0000E+00 SF2=0.850
Material = 1 - B-25 Perimeter=1040.00 SF3=0.850
h2=20.000 h3=500.000 e2=10.000 e3=250.000

מודל 2:

STRAP

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS



ATIR
ENGINEERING SOFTWARE
DEVELOPMENT
LTD.
www.atirsoft.com
atir@atirsoft.com

S. ENGEL ENGINEERS LTD.
32 A. Nahalat Yitzhak St. Tel-Aviv 67448, Israel
Tel: 972-3-6955255 Telefax: 972-3-6950444

Strap 2011.00

solution guy ziz verification y dir

Prepared by: Guy Shiber

Page: 1

Date: 19/05/11

SECTION PROPERTY TABLE (units - meter)

PROPERTY NO. 1

A=0.9990E+03 I2=0.0000E+00 I3=0.1000E+07 J=0.0000E+00 SF2=0.850
Material = 1 - B-25 Perimeter=1040.00 SF3=0.850
h2=20.000 h3=500.000 e2=10.000 e3=250.000

PROPERTY NO. 2

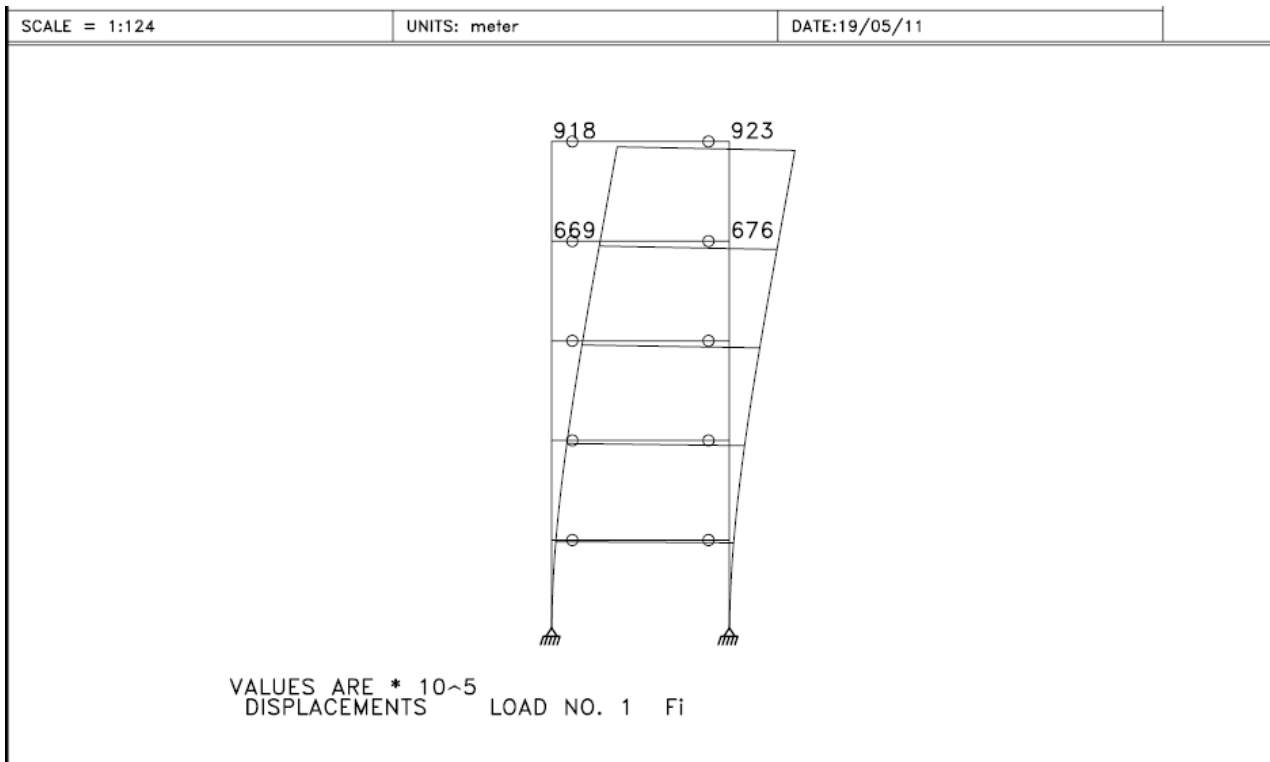
A=0.1760E+01 I2=0.0000E+00 I3=0.3070E+01 J=0.0000E+00 SF2=0.850
Material = 1 - B-25 Perimeter=1040.00 SF3=0.850
h2=20.000 h3=500.000 e2=10.000 e3=250.000

PROPERTY NO. 3

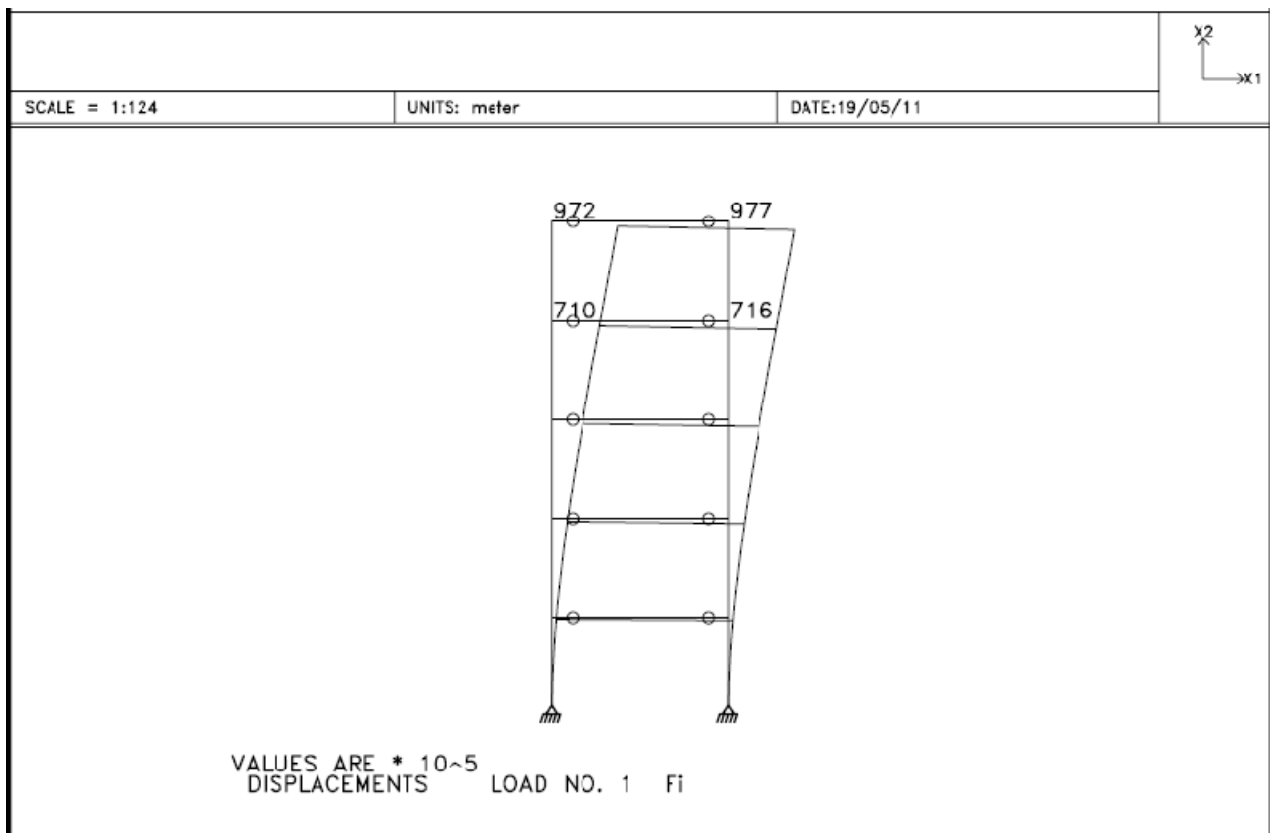
A=0.1040E+01 I2=0.0000E+00 I3=0.3500E+02 J=0.0000E+00 SF2=0.850
Material = 1 - B-25 Perimeter=1040.00 SF3=0.850
h2=20.000 h3=500.000 e2=10.000 e3=250.000

- תוצאות מודל בקרה

תוצאות מודל 1:



תוצאות מודל 2:

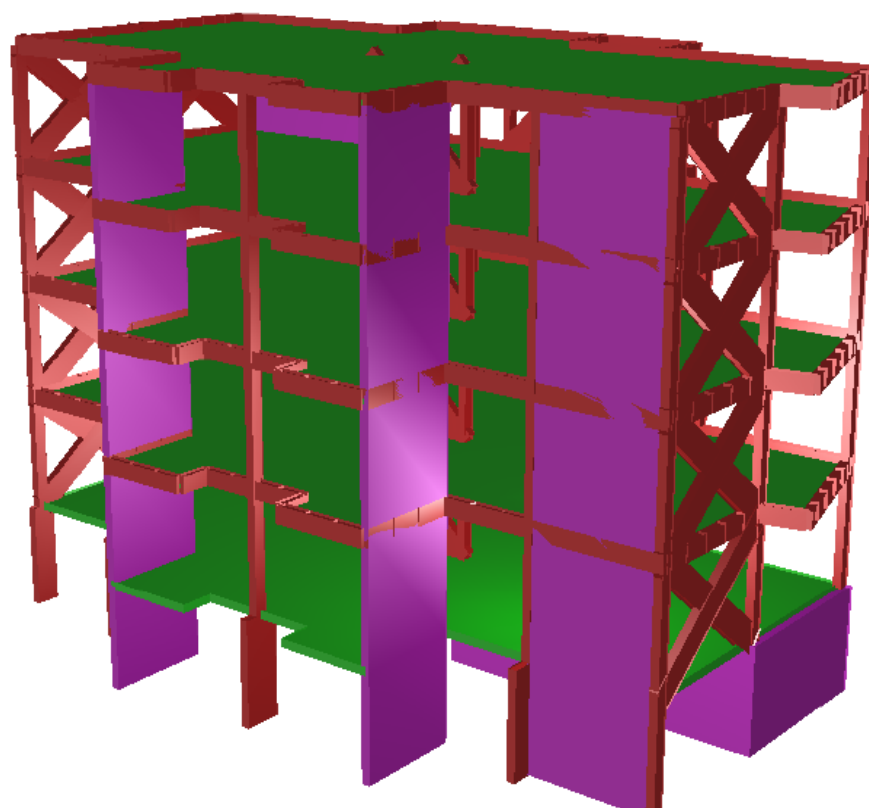
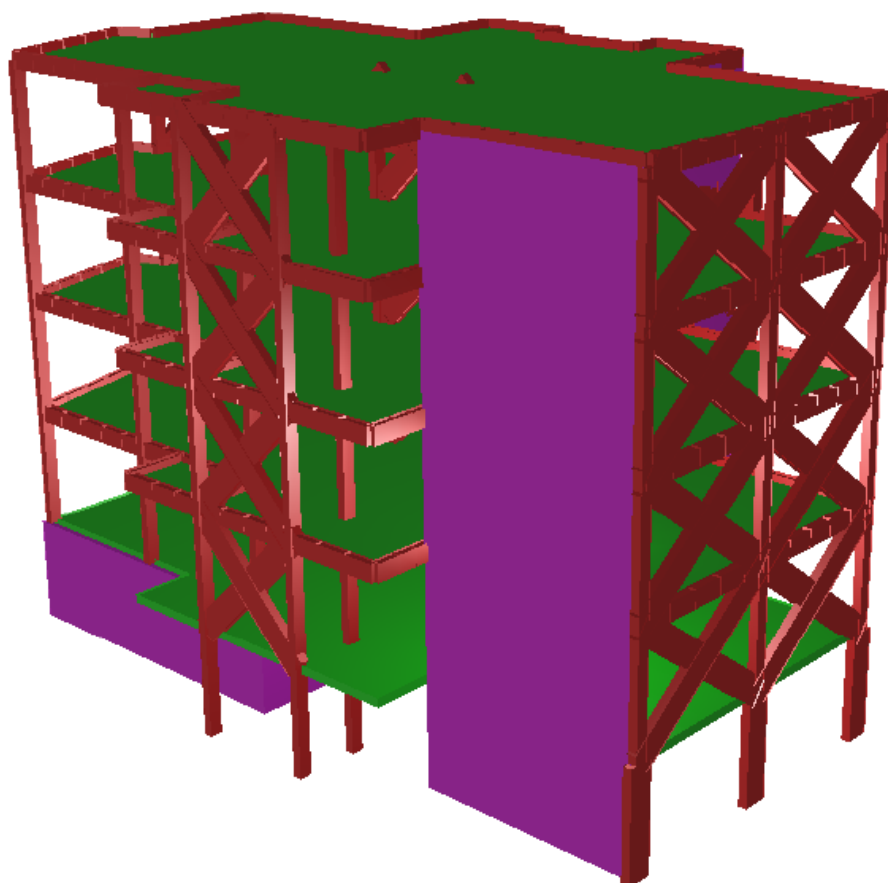


מסקנות ביניים

1. אלמנטי ההקשחה החדשים, לבדם, יודעים לקבל את כל הכוח האופקי.
2. גם כאשר אין התחשבות בשום גורם מקשיח אחר, התזוזות עומדות בדרישות התקן.
3. תוצאות המודלים מתכנסות לתחום סביר ותקין בשימוש במודלי בקרה פשוטים ועל כן אמינות.
4. נבדקו ההשפעות הדינאמיות באמצעות אנליזה מודלית בתוכנת "STRAP" ו-"Seismic FEA".
5. בשימוש באנליזה מודאלית נמצא שהתזוזות גדלו וזאת עקב התחשבות התוכנה בפיתול עקב מיקומם האקסצנטרי של אלמנטי ההקשחה.
6. הכוחות בעמודים הקיימים, לאחר החיזוק, קטנו משמעותית והעמודים יוכלו לעמוד בהם במקרה של רעידת אדמה.

גיאומטריה -

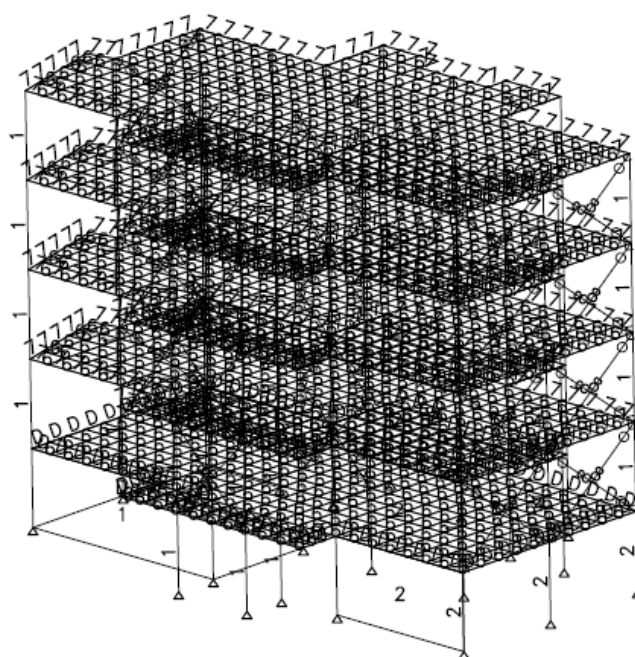




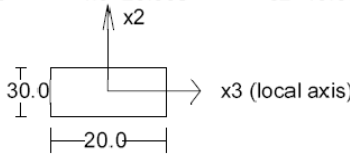
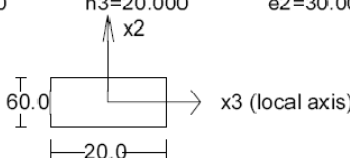
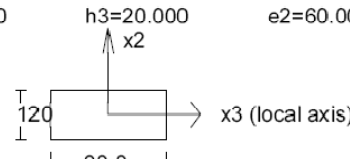
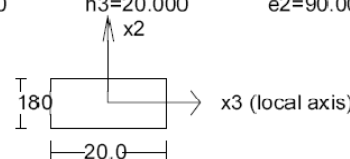
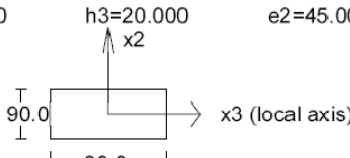
מודל תלת מימדי

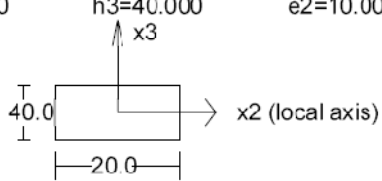
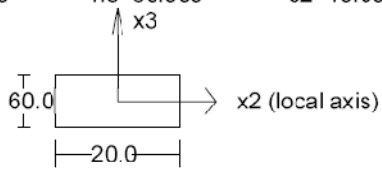


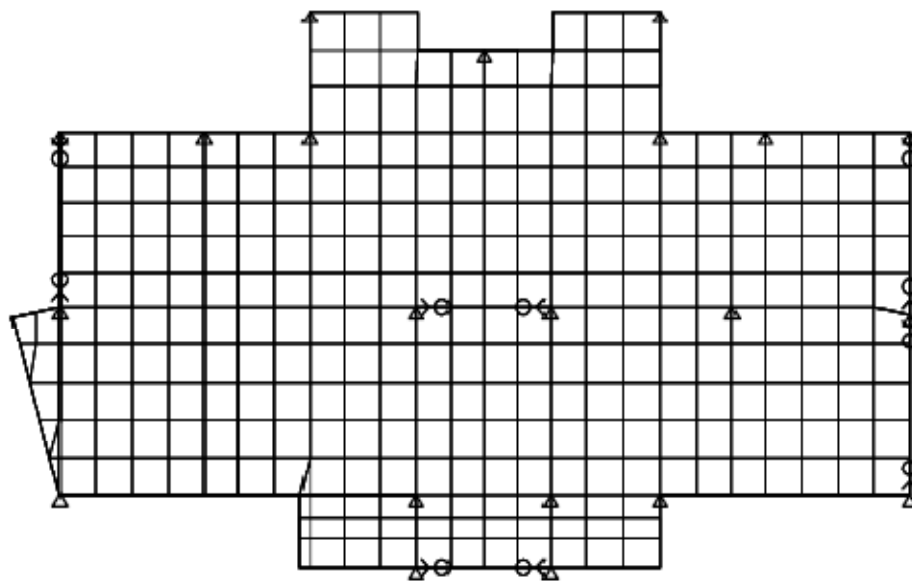
מודל התקרה



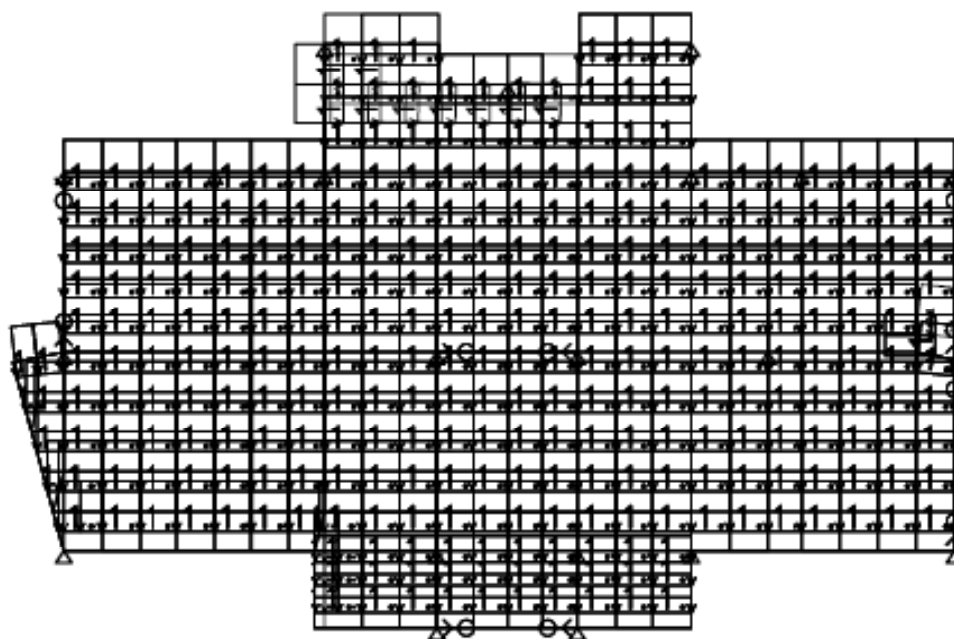
מיקום האלמנטים במרחב

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)					
PROPERTY NO. 1					
A=0.6000E+03	I2=0.2000E+05	I3=0.4500E+05	J=0.4695E+05	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 2 - B200	Perimeter=100.000				
h2=30.000	h3=20.000	e2=15.000	e3=10.000		
					
PROPERTY NO. 2					
A=0.1200E+04	I2=0.4000E+05	I3=0.3600E+06	J=0.1264E+06	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 2 - B200	Perimeter=160.000				
h2=60.000	h3=20.000	e2=30.000	e3=10.000		
					
PROPERTY NO. 3					
A=0.2400E+04	I2=0.8000E+05	I3=0.2880E+07	J=0.2864E+06	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 2 - B200	Perimeter=280.000				
h2=120.000	h3=20.000	e2=60.000	e3=10.000		
					
PROPERTY NO. 4					
A=0.3600E+04	I2=0.1200E+06	I3=0.9720E+07	J=0.4464E+06	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 2 - B200	Perimeter=400.000				
h2=180.000	h3=20.000	e2=90.000	e3=10.000		
					
PROPERTY NO. 5					
A=0.1800E+04	I2=0.6000E+05	I3=0.1215E+07	J=0.2064E+06	SF2=0.850	SF3=0.850
Material = 2 - B200	Perimeter=220.000				
h2=90.000	h3=20.000	e2=45.000	e3=10.000		
					

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)					
PROPERTY NO. 6					
Thickness =		20.000			
Material = 2 - B200					
PROPERTY NO. 7					
A=0.8000E+03	I2=0.1067E+06	I3=0.2667E+05	J=0.7324E+05	SF2=0.850	
Material = 2 - B200	Perimeter=120.000			SF3=0.850	
h2=20.000	h3=40.000	e2=10.000	e3=20.000		
					
PROPERTY NO. 8					
A=0.1200E+04	I2=0.3600E+06	I3=0.4000E+05	J=0.1264E+06	SF2=0.850	
Material = 3 - BLOK	Perimeter=160.000			SF3=0.850	
h2=20.000	h3=60.000	e2=10.000	e3=30.000		
					



X1 כיוון ארוך ו- X2 הוא הכיוון הקצר



כל קומה מועמסת בעומס שקיל של 1 טון למ"ר לפי ת"י 2413.

נבצע לצורך הדוגמה רק כיוון אחד של רעידה הנגרמת בכיוון X2

Israeli Standard

Select another code

Minimum no. of modes to consider : 9 of 15

Earthquake direction X2

Foundation factor [s] 1.5

Importance factor [I] 1.0

Behaviour factor [K] 3.5

Acceleration ratio [Z] 0.26 (Amax/g)

Maximum Cd None (Steel structure)

Scaling of results

☐ No scaling

☒ Scaling for regular structures

☐ Scaling for irregular structures

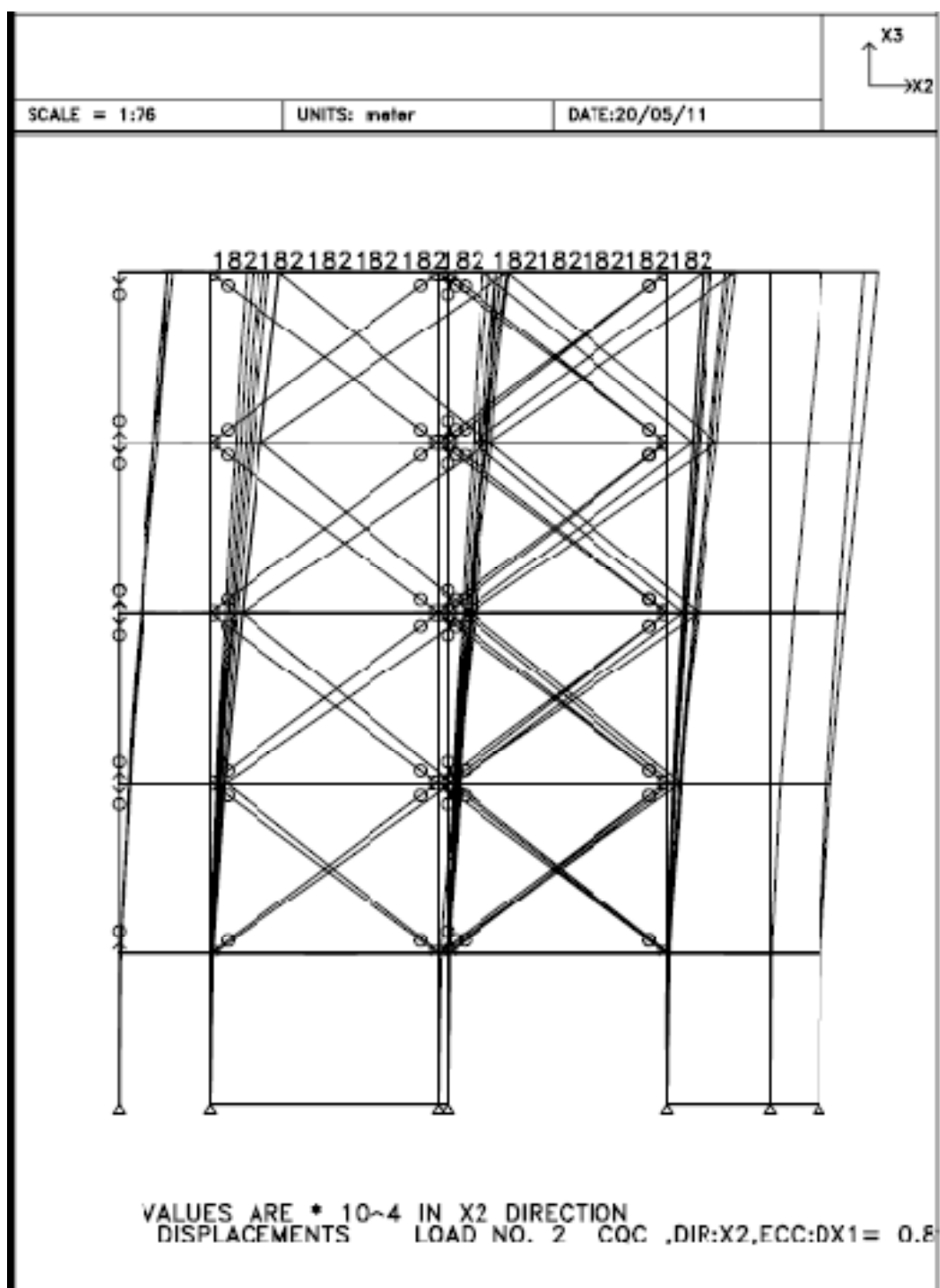
Structure period [T] 0.624

Cancel OK

פרמטרים

MODAL RESULTS							
Mode	T	Wn/Wtot	Fn (ton)	Qn (m)	Vn (m/s)	An (m/s**2)	Fn'W/n (Cd)
1	0.4874	0.614	91.88	0.0089	0.0366	0.1507	0.149
2	0.3411	0.034	5.09	-0.0027	-0.0158	-0.0930	0.149
3	0.2271	0.000	0.00	0.0000	-0.0002	-0.0015	0.149
4	0.1072	0.159	23.84	-0.0002	-0.0034	-0.0640	0.149
5	0.0782	0.009	1.22	-0.0001	-0.0015	-0.0384	0.132
6	0.0464	0.008	0.90	0.0000	0.0005	0.0195	0.109
7	0.0441	0.056	6.09	0.0000	0.0010	0.0445	0.107
8	0.0341	0.004	0.44	0.0000	-0.0004	-0.0224	0.100
9	0.0270	0.039	3.67	0.0000	-0.0004	-0.0230	0.094
Total sum		0.924	133.14				
CQC results			95.88	0.0091	0.0391	0.1999	
Israeli Standard							
Direction:X2				Damping-0.050			
S=1.50 I=1.00 K=3.50 Z=0.260							
80% Scaling: 1.2192				T= 0.6210			

תוצאות מודאליות



פלט התזוזות

Story drift calculations

Israeli Standard

Max. drift/h : 0.005 ☒ Code values Height direction : X3
☐ User defined

No.	Level (m)	Height (m)	Drift (mm)	Max. Defl.	Min. Defl.	X1-Drift	X2-Drift
	-2.47						
✓ 1	0.00	2.47	0.8	0.7	0.0	0.3	0.7
✓ 2	2.80	2.80	3.2	3.9	1.5	0.9	3.1
✓ 3	5.60	2.80	4.7	8.5	3.9	1.3	4.5
✓ 4	8.40	2.80	5.2	13.6	6.6	1.4	5.0
✓ 5	11.20	2.80	5.1	18.6	9.2	1.4	4.9

Display :

Print :

Buttons: Insert, Add nodes, Delete, Print, Cancel, OK

ניתן לראות שהתמוזות הבין קומתיות עומדות בדרישות ת"י 413 סעיף 403.2.2.

Weak stories calculations

Israeli Standard

Allowable shear stress (concrete) : 6. mPa Height direction : X3
Allowable shear stress (steel) : 150. mPa

No.	Level (m)	Height ...	X1-Shear	Ratio	X2-Shear	Ratio
	-2.47					
✓ 1	0.00	2.47	5076.45	3.17	3363.91	2.64
✓ 2	2.80	2.80	1602.45	1.00	1272.17	1.00
✓ 3	5.60	2.80	1602.45	1.00	1272.17	1.00
✓ 4	8.40	2.80	1602.45	1.00	1272.17	1.00
✓ 5	11.20	2.80	1602.45		1272.17	

Buttons: Insert, Add nodes, Delete, Print, Cancel, OK

ניתן לראות שאין בעיית קומה חלשה עפ"י ת"י 413.

אמנם התוכנה מבצעת את רוב הבדיקות עפ"י ת"י 413 וכאשר כל הקומות מסומנות ב"וי" בכל הבדיקות ז"א שהמבנה עומד בבדיקות אלו, אין התוכנה מהווה תחליף למהנדס שיבצע את יתרת הבדיקות ויבצע הערכות לוודא את אמיתות של התוצאות הממוחשבות.

Detailed Results - Wall section no.4 (Wall 17)



Total A_s in wall = 61.1 cm²
 $8\phi 18 + 36\phi 12$

Wall no. 17 Segment 1 Nodes: 50, 1763, 27, 23

Design combination = 2

Conc= B-30 $f_{cd} = 350$ MPa Cover (gross) = 3.0 cm

l_e	k	l_0	t_h	l_e/t_h	type
2.47	1.00	2.47	0.20	12.4	unbraced

Wall is slender

Seismic: Low

Reinforcement:
 $8\phi 18$
 $\times 36\phi 12$
 $A_s = 61.1$ cm²
 Distributed % 1.02 > Min for shear = % 0.27
 Concentrated % 0.41
 Transverse % 0.25

Shear = 42.3 < Allowable = 67.5

Design loads (t-m):

	P	M	M_{perp}
Input	26.8	204.6	0.4
Design	32.1	245.5	1.0
Add'l			0.4
Min			0.3

Capacity Factor = 1.00

Reinforcement: Minimum diameter = $\phi 12$ Maximum diameter = $\phi 25$
 Optimal spacing = 10.0 cm Diameters allowed = 1

Additional Moments: (§ 24.1.2.3)

A_c	=	0.90	m ²	$M_{add} =$	$\frac{N \cdot \delta_e}{1}$	$\frac{l_e^2}{h}$
f_{cd}	=	1300.	t/m ²	$\delta_e =$	$\frac{2000}{A_c f_{cd}}$	$\frac{k_1}{h}$
N_{od}	=	26.8	ton	$k_1 =$	$\frac{2 \cdot N_{od}}{2 \cdot N_{od}}$	≤ 1
k_1	=	1.00				
l_e	=	2.47	m			
h	=	0.20	m			
δ_e	=	0.075	m			
M_{add}	=	0.41	t-m			

Detailed Results - Wall section no.4 (Wall 17)

Design loads (t.m) :						
Location	Nod	M.Lod	Mod	Nd	M.L.d	Md _ ("=design case)
Bottom	26.8	0.0	101.3	32.1	0.0	121.5
					0.49	0.00
#Middle	26.8	0.2	170.1	32.1	-0.49	0.00
Top	26.8	0.4	204.6	32.1	0.3	204.2
					1.0	245.5 *

Mi 'Middle' moment = maximum of
(braced columns)

- 0.66 M2+0.33 M1
- 0.33 M2
- moment in mic-1/3 (loaded span)

Minimum moment

Mmin = N.ea.1.2 ; ea = max(h/30 or 0.01 m)
max (0.20/30 or 0.01) =0.010

Equilibrium Check

Concrete: Con c= E-30
max stress = 130. kg/cm²
Ec = 262000.

Reinforcement: fcd= 3500 kg/cm²
Es = 2000000. kg/cm²

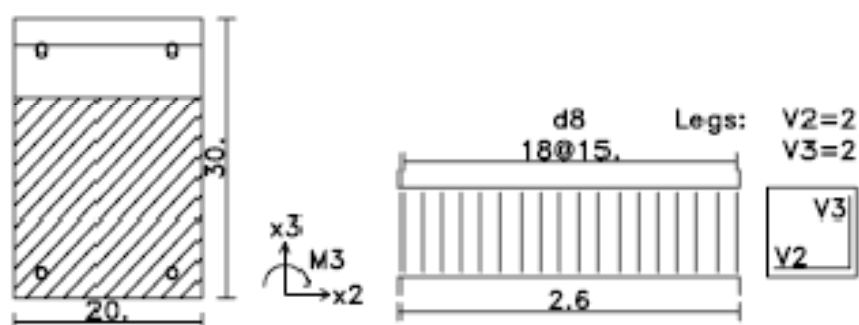
Strain: $\epsilon = -0.00948 + 0.00519 \times 2 - 0.00320 \times 3$
Capacity check:

	Bars	$\Sigma P=$	-91.3	$\Sigma M=$	5.7	$\Sigma M.L=$	-9.6
	Concrete	P=	124.2	M=	280.6	M.L=	11.9
	Total	P=	32.9	M=	286.3	M.L=	2.3
	External load	P=	32.1	P*e=	40.1	P*e.L=	3.2
	External moment			M=	245.5	M.L=	-1.0
	Total	P=	32.1	M=	285.6	M.L=	2.2

Untitled column 1

Concrete = B20 $f_{sd}(\text{main}) = 350$ $f_{sd}(\text{links}) = 350$
 Cover(gross) = 3.cm
 Reinforcement: diameters - min=12max=25 no.=1
 Spacing - min=3. max=30. cm
 Links: Min. diameter =8 Spacing - min=10. incr.=5.

	Le=	k * Lu	Braced	klur	
M2:	2.21	0.85	2.6	Yes	25.5
M3:	2.21	0.85	2.6	Yes	38.3



Reinforcement	Grp.	Diam	No.	Spac.
4φ12 $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$ $\rho = 0.75$	1	12	4	Corner

Load No.	Load Type	axial	M2 Top	M2 Mid.	M2 Bot.	M3 Top	M3 Mid.	M3 Bot.	Shear V2	Shear V3	Load Type (ton, meter)
1		29.2	1.08	0.	-1.05	0.	0.	0.	0.	0.	

	Case	Vd	Vrd1	Vrd2	Av/s reqd	Av/s prov	Code
V2	1	-	5.58	13.06	-	0.0667	φ min max space
V3	1	-	5.91	13.83	-	0.0667	6 19.2

Load case 1							
Loads:	Input			Design			cap.
	P	M2	M3	P	M2	M3	
Top	29.2	1.08	0.	29.2	1.66	0.	1.47
Middle	29.2	0.02	0.	29.2	0.6	0.	1.93
Bottom	29.2	-1.05	0.	29.2	-1.63	0.	1.48
				29.2	0.	0.58	1.79
				29.2	0.	-0.58	1.79

מנת הזיון שחושבה בעמוד, לאחר החיזוק, מינימאלית ועל כן בהחלט סביר להניח שקיימת בעמוד.

סיכום ומסקנות

- על סמך החישובים והבדיקות שנערכו ניתן לקבוע כי המבנה במצבו הנוכחי איננו עמיד לכוחות סיסמיים ואינו עומד בדרישות ת"י 413 ו- ת"י 2413 ולכן דרוש לשפר את עמידותו לרעידות אדמה.
- בחישוב הוצגו 2 חלופות לחיזוק המבנה שהעיקרון שלהן זהה – הוספת גרעינים וקירות הקשחה חיצוניים למבנה. האלמנטים החדשים יחוברו לתקרות המבנה וכך יחזקו את עמידותו לכוחות אופקיים.
- בחישוב הוצגו שתי גישות שונות לחישוב. האחת באמצעות העמסת הכוחות מהאנליזה הסטטית השקילה על המבנה (אנליזה סטטית) והשנייה בשימוש באנליזה מודלית (אנליזה דינאמית) בנוסף לאנליזה הדו-ממדית הפשוטה באמצעות מודל הבקרה.
- בשימוש באנליזה סטטית, יש להעמיס את הכוחות השקילים מהאנליזה הסטטית השקילה במרכז הקשיחות של כל קומה בכדי להתחשב בתופעת הפיתול או מנגד להתחשב בתופעה זו כפי שמוגדר בת"י 413 (לא הוצג בדוגמת חישוב זו).
- המלצתנו היא לא לוותר על השימוש באנליזה סטטית גם במקרים שאסור לחשב על פיה וזאת על מנת לקבל כלי להערכה ולחישוב פרלימינארי. במקביל, במקרים בהם מותר לחשב ע"פ אנליזה סטטית שקילה מומלץ בכל זאת להתקדם לשיטות חישוב מתוחכמות יותר כגון אנליזה מודאלית. במבנים מורכבים ורגישים סיסמית כדאי לעבור לאנליזות מורכבות אף יותר, כפי שמוצגות בתקן האמריקאי להערכת מבנים לרע"א (ASCE/SEI 41-06) אשר נסקר בפרק ד' של מדריך זה.
- נעשה שימוש בשתי תוכנות ממוחשבות שונות: סטרפ (STRAP) מבית "עתיר" וסיסמיק (Seismic FEA) מבית "קובוס".
- בוצעה בקרה עצמית ונבדקה התכנסות התוצאות לשם וידוא סדרי גודל התוצאות ובקרת אמיתותם.
- ביסוס הקירות החיצוניים יתבצע באמצעות כלונסאות מיקרו-פייל הקדוחים בסלע, בהתאם להנחיות יועץ הקרקע. ביסוס קירות החיזוק על כלונסאות יקטין את שקיעות הדיפרנציאליות בין היסודות החדשים לבין היסודות הקיימים.
- רמת המשיכות עברה נבחן המבנה היא נמוכה, אנו ממליצים לבדוק ולתכנן חיזוק במבנים לרמת משיכות זו ולא לרמות המשיכות העליונות (אין התקן כלל מתיר לתכנן לרמת משיכות גבוהה).
- לא הוצגה הבדיקה עבור יסודות המבנה אך אין הנושא אפשרי ללא בדיקות גישוש ובדיקות אחרות לקביעת סוג הביסוס ומימדי האלמנטים. יתרה מכך, ניתן לראות בתוצאות העמוד המחוזק שהעומס הצירי בו קטן וכמעט משתווה לעומס בו במצב הקיים בהשפעת עומסים גרביטאציוניים. יש לבדוק את כל העמודים ולהשוות את העומס בהם לאחר החיזוק בזמן רעידת אדמה לעומס בהם בהשפעת עומסים אנכיים (שוב במבנה לפני החיזוק) ובאם העומס בזמן רעידת אדמה גדול יותר, לבצע את הבדיקות לגילוי מימדי האלמנטים ולשקול לחשב את תסבולתם לפי ההגדלות המותרות בת"י 2413.

1.6.09

לכ'

משרד אנג'

א.נ.א.

הנדון: חיזוק מבנים לריעדת אדמה בית לדוגמא, טבריה

0911489

1. בומנו ביקרתי במבנה, ולפי זכרוני הוצאתי מסמך בעקבותיו.
2. המסמך נעלם, אולי ביני לבין חמוכירות שהיו אמורות להדפיסו.
3. בכל אופן, מדובר במבנה בן כ- 40-50 שנה, במצב טוב, שלא מבחינים בו בכל סימן המעיד על כשל ביסודותיו.
4. הביסוס הוא בוודאות ביסוס "רדוד" ע"י שילוב של פלטות ויסודות עוברים, ומן הסתם, הבולת המהווה את מרבית תת הקרקע הטבעית, סמוכה לפני השטח, וחיסודות ככל הנראה חדרו לתוכה.
5. יש לבצע חישוב של מספר יסודות, כדי לבחון:
 - א. מימדי היסודות.
 - ב. עומק הביסוס.
 - ג. שכבות הביסוס.

6. התבקשתי להתייחס לנושא ביסוס קירות החיזוק המתוכננים לענין רעידות אדמה. אלו יבוססו או ע"י מיקרופיילים, או ע"י יסודות עוברים ו/או פלטות בודדות.

6.1 ביסוס "רדוד"

ביסוס ע"י פלטות בודדות מושתתות בשכבת הסלע.
להלן ריכוז ההנחיות לתכנון ולביצוע:

- א. שכבת הביסוס: סלע קשה. נדרשת חדירה של 0.6 מ' לפחות לתוכו.
- ב. מפלס תחתית היסוד לפחות 1.2 מ' מהקרקע הסופית.
- ג. מאמץ מגע מקסימאלי סטטי מותר: 45 טון/מ"ר. באזורים פריכים יוגדלו ממדי היסודות, לפי הנחיות שינתנו על ידינו במהלך הביצוע.
- ד. רוחב יסוד מיני: 0.6 מ'.
- ה. מיקום היסודות יקבע לאחר בירור מיקום היסודות במבנה הקיים (פלטות!).
- ו. בתחתית כל פלטה בודדת, יבוצעו דרילים לעומק מיני של 1.5 מ', במטרה לוודא את רציפות שכבת הביסוס. בכל מקרה של ממצא חריג, יש לדווח לנו.

ז. היסודות יחפרו/יחצבו למידות המדויקות,

והיציקה מול דופן טבעית, ללא שימוש בתבניות.

ח. הפרשי מפלס מוהרים בין תחתית חפירות

סמוכות לפלטות בודדות יוגבלו ל - 100%

המררק החופשי שביניהן.

כאשר החפירה התחתונה תינה רצופה, תוחמר

הדרישה עד כדי 60% כנ"ל.

דרישות אלו רלוונטיות גם ביחס ליסודות המבנה

הקיים, אם הינם "רדודים".

ט. מילוי חוזר יבוצע טחומרים מקומיים, עם גודל

אבן מקסי "3 ואחוז דקים בטווח של 15-30 %

מחודקים בשכבות של עד 10 ס"מ, נטו, לאחר

ההידוק (לאחר ההרטבה) לצפיפות של 98%

לפחות מהמקסי, לכל הנפח המחודק, לפי תקני

ASTM מס' 1556/7, על מנת ליצור נפח אטי.

ביסוס "עמוק"

6.2

ביסוס ע"י כלונסאות קטני קוטר ("מיקרופיילים").

להלן ריכוז ההנחיות לתכנון ולביצוע:

א. קוטר 45 ס"מ.

ב. תסבולת אנכית מקסי' מותרת: 125 טון.

ג. אורך מינימום: 6 מ'.

ד. מיני חדירה לסלע קשה: 3 מ'.

3

ישראל קלר - יעוץ לביסוס ושחתיכת חגרים בע"מ
רח' בצרי 23, ת"ד 800 ק"ת 28106
טל': 8401397-04
פקס': 8401398-04

ח. התסבולת האנכית המקסימלית המותרת בסלע קשה,

תחושב לפי 18 טון/מ"א, בסלע בינוני – 14 טון/מ"א, ובסלע פריך – 8 טון/מ"א, כאשר החנחיה המדויקת תנתן בזמן הביצוע, עפ"י דרגת הבליה של הסלע. יש לזכור את השתנות תכונות הסלע בתוך נפח הקרקע. לתכנון/אומדן ראשוני, הזנח תסבולת 3 מ' עליונים, והנח סלע בינוני מתחת לזה.

ו. לחישובי הכלונסאות לכוחות אופקיים ומומנטים – ר' דף עזר בנספח. כמות זיון מיני: 6 מוטות 14 מ"מ מצולע.

ז. ביצוע העבודה בכפוף למפרט המצורף אף הוא בנספח. קיימים גם מפרט כללי (23) ות"י (1378), במקרה של סתירה, יובא הענין לקביעת הח"מ. טכניקת הטיפול במקרה של מפולות הינה ע"י שימוש בצינורות מגן, או יציקת בטון ללא זיון, וקדיחה שלו לאחר התקשותו. זהו ותחליך שיכול להמשך במספר שלבים, עד שמתגברים על בעיית המפולות. הנחיות ספציפיות ינתנו במקרה של חללים/מערות.

ח. המרחק הצירי בין כלונסאות סמוכים לא יפחת מ – 3 פעם הקוטר.

ט. כמויות הזיון לא יפחתו מהמתקבל בחישוב
הכלונסאות לכוחות אופקיים ומומנטים, נקב
רעידות אדמה עם הגדרה של $Z=0.3$.

י. במהלך הבצוע יש לוידא העדר העברה ויברציות
מסוכנות. ניתן להתבצע ע"י שימוש בפטישי
קדוח ישנים ובכל מקרה, גם בלחץ אוויר נמוך.
מופלצת מדידת זעיועים מתמדת בעת ביצוע
המיקרופיילים, התכן הקובע הוא DIN 4150
חלק 3.

בכבוד רב,



ישראל קלר, M.Sc., מהנדס יועץ לביסוס

נספח: דף עזר לחישוב הכלונסאות לכוחות אופקיים ומומנטים
העתק: ולדימיר אייזנברג

דוגמא 3 - מבנה בן 3

קומות בתל אביב

03/2011

תוכן עניינים

207	מבוא
208	נתוני המבנה
211	בדיקת מבנה קיים בהתאם לת"י 2413 – בדיקה ברמה I
214	בדיקת מבנה קיים בהתאם לתקן 2413 – בדיקה ברמה II
219	בדיקת מבנה קיים בהתאם לתקן 2413 – בדיקה לרמה III
221	אנליזה סטטית שקילה
224	מודל המבנה במצב קיים בתוכנת STRAP
225	גיאומטריה
230	עומסים
233	תזוזות
235	השוואת התוצאות לדרישות ת"י 413
236	פתרון לחיזוק
237	גיאומטריה -
238	מודל המבנה בתוכנת Seismic FEA -
239	אנליזה סטטית ודינאמית -
241	כוחות ותזוזות -
243	סיכום ומסקנות

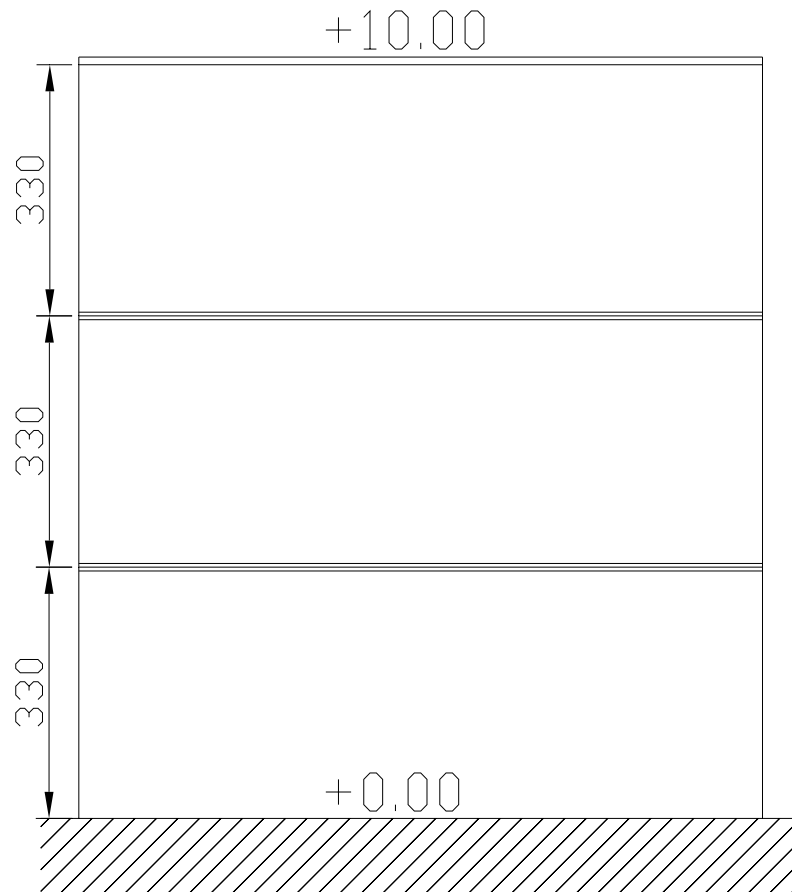
מבוא

1. הפרויקט שבו אנו מטפלים נמצא בתל אביב-יפו.
2. מדובר במבנה שנבנה בשנת 1935. המבנה בעל שלוש קומות הבנוי מתקרות בטון על גבי "רלסים" מפלדה. קירות המבנה הינם קירות בני ועמודי בטון בפינות. המבנה הוא ללא מרתף וללא בניינים סמוכים אליו. מצבו החיצוני של המבנה אינו משביע רצון: סדקים, התקלפות בטון ושיתוך בברזל הזיון.
3. נושאים בהם עוסקת הדוגמה: מבנה ישן, מבנה במצב לא משביע רצון, קירות בני.
4. המטלה שהוטלה עלינו היא להתאים את המבנה לעמידה ברעידת אדמה החזויה באזור זה. לרשותנו עמדה תוכנית כללית בקנ"מ 1:100, חתך ותמונות עדכניות של המבנה במצבו הנוכחי. כל היתר הן הנחות בסיסיות שהנחנו על מנת שנוכל להכין עבודה זאת.
5. בחננו את עמידות המבנה לרעידת אדמה (בדיקה ברמה II) לפי ת"י 2413 כמפורט בהמשך. שלבי הבדיקה היו חישוב משקלים וכוחות סיסמיים לפי הנחיות התקן וחישוב התסבולת הקומתית של המבנה. לצורך חישוב התסבולת נלקחו בחשבון גם קירות הבני הלא נושאים שהיוו חלק ממערכת ההקשחה של המבנה. לאחר חישוב עומסים ותסבולות חושב האינדקס הסיסמי שקבע כי דרושה בדיקה ברמה III.
6. לאחר מכן בוצעה בדיקה למבנה לפי ת"י 413 (בדיקה ברמה III) והגענו למסקנה כי יש צורך לחזק את המבנה.
7. הוצע פתרון חיזוק באמצעות פיר בטון קשיח ונבדקו תוצאות המבנה המחוזק בהתאם לדרישות ת"י 413.

נתוני המבנה

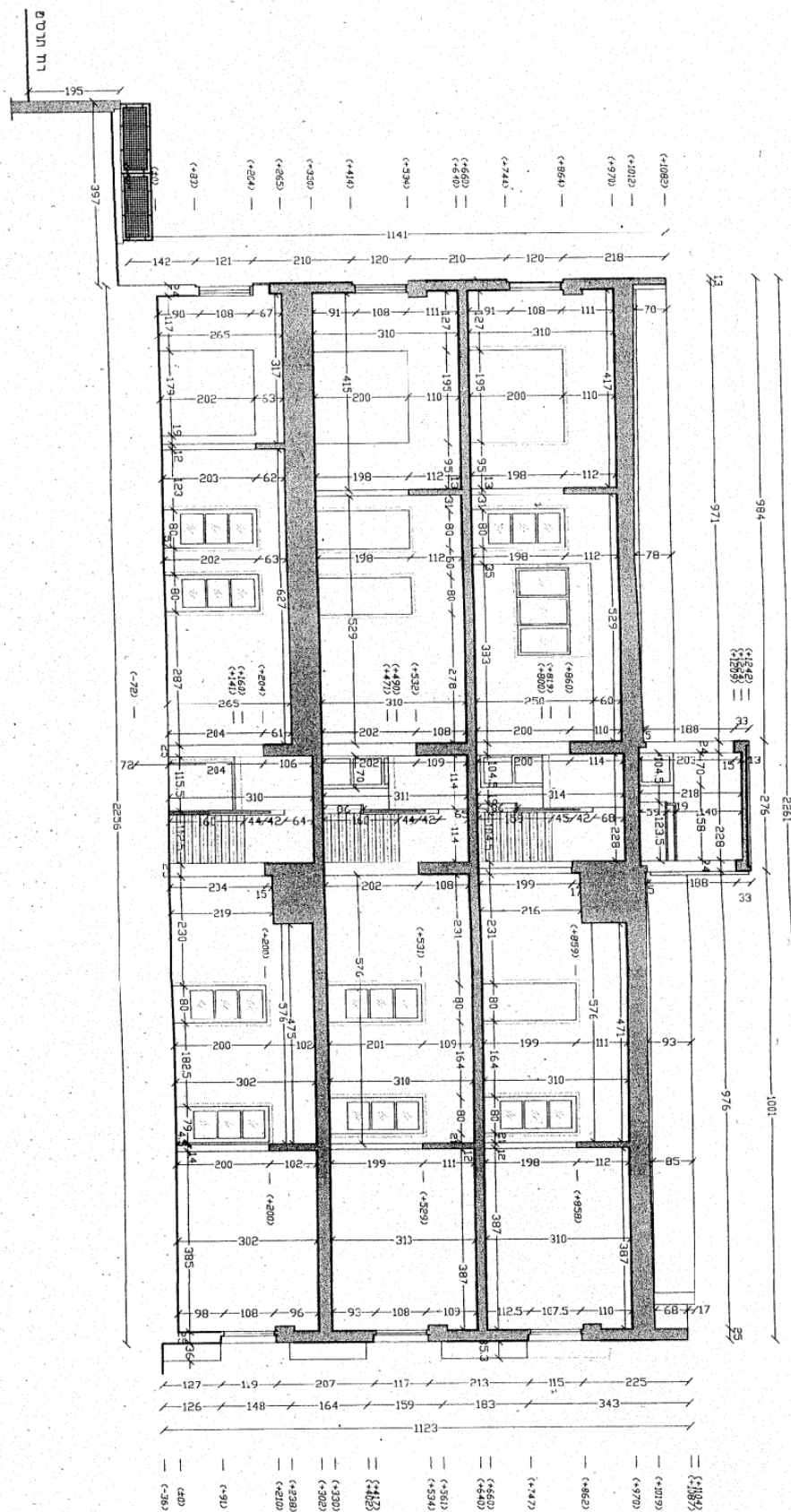
מבנה הבנוי משלד בטון עם קירות בלוקים.
למבנה 3 קומות.

חתך לגובה:



למבנה תקרות בטון מקשיות בעובי 20 ס"מ על גבי "רלסים" מפלדה הגורמים לתקרה לא לרתום את קירות המבנה. נלקח חתך אקוויולנטי של 15 ס"מ עבור כל תקרות המבנה.
ניתן לראות בחתך א-א שגובה הבניין הכולל הוא 12.80 מטר וגובה הקומות המלאות הוא כ-10 מטרים.

תוכניות של קומת כניסה וחתך א-א במצב קיים ניתן לראות בדף הבא.



חצר א-א

בדיקת מבנה קיים בהתאם לת"י 2413 – בדיקה ברמה I

לצורך הדוגמא נבצע בדיקה של המבנה ברמה I (אבחון מהיר), למרות שרמה זו מתייחסת למקבץ מבנים וזאת רק לשם המחשת מתודת הבדיקה ברמה זו.

לצורך הבדיקה נשתמש בצילומים ובתכניות המבנה.

המבנה הוא בעל 3 קומות כולל קומת הקרקע ללא מרתף, על פי התכנית ניתן לראות שלמבנה עמודי בטון ותקרות מבטון. בהיקף המבנה ישנו מילוי בניה של קירות בני בין העמודים בעובי 28 ס"מ.

לכל אורך היקף המבנה קירות הבני עם פתחים (חלונות, דלתות).

בחלל הפנימי של המבנה ישנם קירות בני בעובי 14 ס"מ.

סביר להניח שחומר הבניה הוא בלוקי סיליקט.

למבנה ישנו חדר מדרגות שעולה לכל גובה המבנה, גם הוא בנוי מקירות בני בין עמודים.

לצורך הבדיקה יש לחשב את מקדם האבחון המהיר I_{RE} , לפי הנוסחה

$$I_{RE} = \frac{1}{S_o + \Sigma \Delta S}$$

כאשר:

$- S_o$ פרמטר המבטא את סוג המבנה (הקונסטרוקטיבי) כנגד מקדם תאוצת קרקע אופקית לפי מיקום המבנה.

$- \Delta S$ מקדם צבירה המבטא מספר פרמטרים המשפיעים על עמידותו של המבנה לרעידת אדמה כאשר כל פרמטר יוסבר בהמשך.

$- I_{RE} \geq 1$ מבטא תקינות סיסמית של המבנה.

$- I_{RE} \leq 1$ מבטא אי תקינות סיסמית של המבנה.

בחירת המקדם S_o :

מקדם תאוצת קרקע עבור תל אביב $Z = 0.09$

סוג המבנה:

ראשית, נפסול את העמודות השייכות למבני פלדה ומבנים טרומיים.

כעת נשארו עם 4 סוגי מבנים: קירות בני, מסגרות עם מילוי בני, בטון: קירות הקשחה, בטון מערכות כפיפה.

ריבוי קירות הבני במבנה והעדר קירות הקשחה מבטון מזוין או קורות קונסטרוקטיביות בין העמודים נבחר ב"קירות בני", כאשר ניתן לראות שמערכת ההקשחה של המבנה היא למעשה קירות הבני בין

עמודים נושאים. $S_o = 1.2$

מקדם צבירה ΔS :

אי שביעות רצון ממצב המבנה: למקדם זה אין אמת מידה מוחלטת, אין עדים, ישנם רק קווים מנחים דוגמת:

סדיקה של האלמנטים הקונסטרוקטיביים הראשיים, התקלפות הבטון וחשיפת ברזל הזיון או לחילופין שיתוך באלמנטי פלדה.

למבנה הנבדק על פי התמונות המצורפות ניתן לראות סדקים והתקלפות הבטון לכן נפעיל מקדם צבירה זה $\Delta S = 0.2$.

אי סדירות אופקית – מקדם צבירה המעיד על בעיית פיתול בקומה כלשהי במבנה, הנובעת מסידור אסימטרי בולט של הרכיבים המספקים הקשחה אופקית.

לגבי המבנה הנבדק – בכיוון y המבנה סימטרי. בכיוון x המבנה אינו סימטרי אך למרות זאת אין בעיה מובהקת של פיתול ולכן $\Delta S = 0$.

אי סדירות אנכית – מקדם צבירה המעיד על קשיחות נמוכה בקומה במבנה כלפי קשיחות הקומה שמעליה (בדרך כלל בקומה מפולשת). לפי תמונות ותכניות המבנה נראה כי ישנה סדירות אנכית וקשיחות הקומות שווה לכל גובה הבניין $\Delta S = 0$.

הולם סיסמי – מקדם צבירה הנובע מההולם שיכול להתרחש בין שני גושי מבנים המופרדים במישק צר מהנדרש בתקן הישראלי 413 ובמיוחד שהתקרות הסמוכות הן ברום שונה. סעיף זה מדבר על התנגשות בין שני מבנים בזמן רעידת אדמה כאשר אין רווח מספיק לקבלת התזוזה של שני המבנים.

הבעיה מחמירה כאשר המסות (התקרות) נמצאות במפלסים שונים, אפקט זה יכול לגרום לכשל באלמנטים הנושאים ולא להיספג בדיאפראגמות (תקרות). לגבי המבנה הנבדק: אין מבנים סמוכים אליו, לכן $\Delta S = 0$.

עמודים קצרים – מקדם צבירה להימצאות עמודים קצרים במבנה כמפורט בסעיף 4.8. עמודים קצרים החסומים בשני צידיהם, הינם קשיחים מאוד ומושכים אליהם כוח רב וצפויים להיכשל בגזירה. לגבי המבנה הנבדק אין הימצאות של עמודים קצרים לכן: $\Delta S = 0$.

שנת ההקמה: לפי תכנית מקורית לפני 1960 $\Delta S = 0.3$

מקדם צבירה לביסוס המבנה:

$-SL_1$ במקרה של ביסוס המבנה על קרקע קשיחה מאוד (סלע).

$-SL_2$ במקרה של ביסוס המבנה על קרקע בעלת קשיחות בינונית עד גבוהה (כורכר, חול).

$-SL_3$ במקרה של ביסוס מבנה שבו 8 קומות על קרקע רכה (חרסית).

$-SL_4$ במקרה של ביסוס מבנה שבו יותר מ-8 קומות על קרקע רכה (חרסית).

כאשר ידוע שהמבנה מבוסס על כלונסאות, משתמשים המקדם הצבירה SL_1 .

בהסדר מידע כלשהו על הקרקע, משתמשים במקדם צבירה SL_3 .

סבירות גבוהה שהמבנה מבוסס על פלטות על קרקע בעלת קשיחות בינונית, חול.

אך אין מידע המצביע על כך בוודאות, לכן נבחר SL_3 $\Delta S = 0.14$

קרבה לקו העתק – מקדם צבירה למיקום המבנה 50 מ' עד 200 מ' מקו העתק החשוד כפעיל.

לגבי המבנה הנבדק אין חשד כזה לכן $\Delta S = 0$

$$I_{RE} = \frac{1}{S_o + \Sigma \Delta S}$$

$$I_{RE} = \frac{1}{1.2 + 0.2 + 0.3 + 0.14} = 0.54 \leq 1$$

אין תקינות סיסמית של המבנה יש צורך בבדיקה ברמה II.

בדיקת מבנה קיים בהתאם לתקן 2413 – בדיקה ברמה II

קריטריונים לבדיקת המבנה ברמה זו:

- עד 12 קומות – O.K.
- גובה מקסימאלי 35 מ' – O.K.
- נמצא לפחות 50 מ' מקו העתק פעיל – O.K.

אין חשש להימצאות קומה חלשה או קומה גמישה מכיוון שבתוכניות קירות ועמודים ניתן לראות שהחתך נשמר לגובה המבנה ובנוסף גובה קומות זהה בקירוב בכל המבנה, לכן נבצע בדיקה עבור קומת קרקע בלבד.

אין קירות מבטון מזוין לקומת הקרקע לכן לא נוכל להתחשב בקומה זו כחלק מיסודות. לצורך הבדיקה נשתמש בתכנית מדידה ללא פירוט זיון של האלמנטים.

-Ft הכוח הסיסמי הכולל מעל הקומה הנבדקת

-Fat תסבולת הקומה הנבדקת

$$I_s = \frac{Fat}{Ft}$$

בטבלה ג-3 במדריך זה אוגדו גבולי האינדקס הסיסמי.

פטור לביצוע הבדיקה, כאשר כל התנאים הבאים מתקיימים:

- א – המבנה בעל 1-2 קומות ואין בו קומות מפולשות N.G.
- ב – שטח המבנה 400 מ"ר ואין בו קומות מפולשות O.K.
- ג – במבנה אין קומה בעלת גמישות ניכרת O.K.

או המבנה הוא: מחסן בעל קומה אחת/ללא חשיבות מיוחדת/אינו מאוכלס רוב הזמן.
או מבנה בעל ממ"דים/ממ"קים לפי טבלה 2 בתקן 2413 לפי מספר קומות (טבלה זו מופיעה במדריך תחת הכותרת טבלה ג-1).

N.G.

חישוב הכוח הסיסמי הכולל Ft

$$Ft = CWT$$

$$C = Co(1 + \Sigma f)$$

$$WT = (G + KgQ) \cdot A$$

WT לפי נספח א' בתקן:

עבור בניינים עד 12 קומות המיועדים למגורים

12 ק"נ למ"ר $P \leq 9$ ק"נ למ"ר

נבחר: $P = 11 (KN/m^2)$

Co – מבנה עם קירות הקשחה מבטון מזוין או מבנה מסגרות מבטון מזוין או מבנה עם קירות בני נושאים או עם קירות אבן נושאים או/גם עם מערכות מוקשחות מפלדה.

ניקח את גובה המבנה מגג הקומה הרביעית בשביל שנקבל מקדם הקטנת הכוח Co מינימאלי.

$$Co = \frac{2.0Z}{\sqrt{H}} \leq 0.6Z$$

$$0.0503 \leq 0.054 O.K$$

נתונים בסיסיים ומקדמי תיקון (f) לכוח סיסמי כולל ft

0 = מקדם תיקון לחשיבות (fi) בתי מגורים

0.1 = מקדם תיקון לסוג קרקע היסוד (fs)

מקדם תיקון הסדיקות האופקית (fh)

↓

בדיקה לכיוון y

כאשר:

$\sum A_{sw}$ - סכום שטחי החתכים האופקיים של קירות ההקשחה מבטון מזוין בקומה הנבדקת במקביל לכוח הסיסי.

$\sum A'_{sw}$ - סכום שטחי החתכים בניצב לכוח הסיסי.

A_c - שטח חתך כולל של קירות הגרעיניים.

$\sum A_{sm}$ - סכום שטחי החתכים האופקיים של קירות בני במקביל לכוח.

$\sum A'_{sm}$ - סכום שטחי החתכים האופקיים של קירות בני בניצב לכוח.

$$A^T_{sw} = \sum A_{sw} + \sum A_{sw} + \sum A_c + 0.2 \sum A_{sm} + 0.2 \sum A_{sm}$$

$$A^T_{sw} = 0 + 0 + 0 + 0.2 \cdot 2 \cdot 3.6 \cdot 0.25 + 0 = 0.36 m^2$$

$$Lp - \text{היקף תקרה} \Rightarrow (9.5 + 23) \times 2 = 65 m$$

$$d = 2.3 m$$

$$TI = 20 \frac{\sum A_{sw} d + 0.2 \cdot \sum A_{sm} \times d + 2 \cdot \sum A_{sw} d + 2 \times 0.2 \cdot \sum A_{sw} d}{Lp \cdot A^T_{sw}}$$

$$TI = 20 \frac{0 + 0.2 \cdot 0.72 \cdot 2.3 + 2.0 + 2 \cdot 0.2 \cdot 0 \cdot 0}{65 \cdot 0.36}$$

$$TI = 0.283$$

↓

$$TI \geq 2 N.G$$

$$1.5 \leq TI \leq 2 N.G$$

↓

המבנה בעל אי סדירות משמעותית

$$f_h = 1$$

מקדם תיקון הסדירות האנכית – SI_i

$$SI_i = \frac{\sum t(Asw + 0.2Asw) + \sum t[(bch^2c)/n]}{\sum t(Asw + 0.2Asw) + \sum t + 1[(bch^2z)/n]}$$

↓

ניתן לראות בחתך המבנה שגובה קומות 1 ו-2 זהה ובנוסף כל אלמנטי הקשחה זהים לכך: $SI_i = 1$

$$f_v = 0$$

המבנה סדיר אנכית:

$$C = Co(1 + \sum f)$$

$$C = 0.0503(1 + 0 + 0.1 + 1 + 0)$$

$$C = 0.10503$$

$$Wt = 3 \times 9.5 \times 23 \times 11 = 7210.5 kn$$

$$Ft = cwt \Rightarrow Ft = 761.64 kn$$

תסבולת כוללת Fat של הקומה הנבדקת

$$Fat = (1 + \sum a) \sum \left(\frac{\alpha t}{\alpha_{\max}} Fa, t \right)$$

תסבולת קירות בני וקירות אבן

$$Fa, sm = \sigma a \sum Asm \quad \alpha = 0.3$$

נניח בלוקים רגילים מלאים וחגורות אופקיות ובטון מזוין

$$\sigma a = 0.04 MPA$$

$$Fa, sm = 0.04 \times 10^2 \times 1.8 = 7.2 ton$$

תסבולת עמודים מבטון מזוין

$$F_{a,c} = \frac{\Sigma(bche^2 \times fck)}{15\Sigma h} \quad \alpha = 0.8$$

$fck = 20MPa$ לא ידוע חוזק בטון, מניחים $- fck$

$\varepsilon = 1.0$ לתקרות עם קורות סמויות $- \varepsilon$

טבלת תסבולת עמודים (H=3.3m)

$\frac{bc \cdot h_2^2 \cdot fck}{15 \cdot \Sigma h} ton$	hc_m	bc_m	מס' עמוד
1.61	0.4	0.25	1
1.01	0.25	0.4	2
0.3232	0.2	0.2	3
1.01	0.25	0.4	4
1.01	0.25	0.4	5
2.5	0.5	0.25	6
1.01	0.25	0.4	7
0.3232	0.2	0.2	8
0.909	0.3	0.25	9
0.7575	0.25	0.3	10
1.09	0.3	0.3	11
1.61	0.4	0.25	12
0.909	0.3	0.25	13
0.909	0.3	0.25	14
0.3232	0.2	0.2	15
1.09	0.3	0.3	16
1.09	0.3	0.3	17
1.136	0.25	0.45	18
0.63	0.25	0.25	19
0.7575	0.25	0.3	20
0.63	0.25	0.25	21
1.01	0.25	0.40	22
1.01	0.25	0.4	23
22.65 ton			סה"כ

מקדמי תיקון לתסבולת כוללת Fat:

שנת הקמה: לפני 1960 ($a_y = -0.2$)

מבנה עשוי רכיבים טרומיים – לא רלוונטי.

סוג ביסוס – לא ידוע. נניח יסוד יחיד או יסוד עובר ($a_f = 0$)

המבנה ממוקם ליד קצה דרך – לא רלוונטי.

המבנה נמצא במרחק שבין 50 ל- 200 מ' מעתק חשוד כפעיל – לא רלוונטי.

מצב קיים של מבנה אינו משביע רצון ($a_p = -0.2$).

מישקי התפשטות, אם ישנם – לא רלוונטי.

הימצאות עמודים קצרים – אין עמודים.

מסמכי מהנדס: יש תכניות הגשה לרשות (ניתן לזהות בהן שינויים) ואם אין, יש להכין תכנית מדידה לכל התקרות הנבחנות על ידי מהנדס הבדק להשלמת המסמכים.

($a_1 = -0.15$)

שיקול דעת נוסף של המהנדס הבדק ($a_0 = 0$)

$$\Sigma a = -0.55$$

$$Fat = (1 - 0.55) \cdot \left[\frac{0.3}{0.8} 7.8 + \frac{0.8}{0.8} \times 22.65 \right] = Fat = 11.5ton \leq Ft = 76.164ton$$

⇓

N.G

בדיקת מבנה קיים בהתאם לתקן 2413 – בדיקה לרמה III

לצורך בדיקת המבנה, יש לערוך בדיקת התאמה לת"י 413.

לצורך החישוב נניח משיכות נמוכה.

שנת הקמה:

לפני 1960 לכן ניתן להקטין את הכוח האופקי FH ב- $\frac{1}{3}$

$$E_c = 23100 \text{ MPA}$$

נניח ב- 20

$$F_{cd} = 8.6 \text{ MPA}$$

רמת התיעוד הטכני:

מכיוון שאנו לא עורכים בדיקות לפרטי זיון באתר נפעיל את תסבולת הרכיבים במקדם:

$$\mu = 0.70$$

קירות בני:

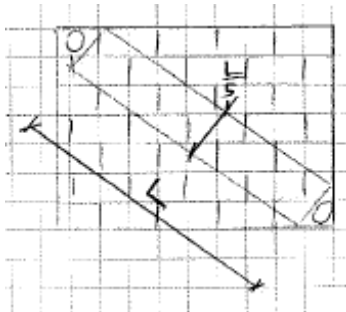
עובי מינימאלי 20 ס"מ ואורך 2 מ' לצורך התחשבות בו בחישוב לרעידת אדמה.

בנוסף, בקיר צריכה להיות חגורה אופקית אחת לפחות המחוברת לרכיבים נושאים.

את קשיחות הקיר נחשב בעזרת הנתונים הבאים:

$$E_m = 750 \cdot f_{cm}$$

$$G_m = 0.4 \cdot E_{cm}$$



f_{cm} – חוזק קיר בני בלחיצה (MPa)

E_m – מודול האלסטיות של קיר בני לא סדוק (MPa)

G_m – מודול גזירה של קיר בני לא סדוק (MPa)

בחישוב רוחב האלכסון לחישוב הינו $\frac{1}{5}$ מאורך אלכסון.

נניח חוזק קיר בלחיצה:

$$f_{cm} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$E_m = 2250 \text{ MPA}$$

$$G_m = 900 \text{ MPA}$$

קשיחות קיר בלוקים:

$$\Delta_L = \frac{PL}{EA}$$

$$K = \frac{EA}{L} = E \cdot \frac{280 \times \frac{L}{S}}{L} = \frac{E \cdot 280}{S}$$

קשיחות מוט לחיצה:

$$K = 2250 \times \frac{280}{5} = 126,000 \left(\frac{N}{mm} \right)$$

יסודות:

עפ"י תקן 2413 יש צורך לחשב את השפעת רעידת האדמה על יסודות המבנה.
במידה והמאמצים ביסודות גדולים ב- 50% מהמאמצים שהתקבלו בחישוב העומסים האנכיים, יש
לחזק את יסודות המבנה.

אנליזה סטטית שקילה

תאוצת קרקע חזויה (תל אביב)

$$Z = 0.09$$

$$S = 1.5$$

$$I = 1$$

השפעת חתכי הקרקע- בהעדר נתונים מספיקים

בדיקת סדירות:

למבנה אין מגרעות גדולות מרבע מידתו בניצב לכוח.

ניתן לחשב את המבנה באנליזה סטטית שקילה.

זמן מחזור:

במסגרת כפיפות מבטון

$$T = 0.073H^{3/4}$$

$$T = 0.073 \cdot 10.1^{3/4} = 0.4135(\text{sec})$$

$$0.2k \leq Ra(T) = 1.25 \frac{S}{T^{3/2}} \leq 2.75$$

$$Ra(T) = 1.25 \times \frac{1.5}{0.4135^{3/2}} = 3.37 \Rightarrow Ra = 2.75$$

מקדם הקטנת הכוח (K):

$$K = 3.5$$

עבור מסגרות מרחביות מוקשחת מבטון מזוין, רמת משיכות נמוכה

מקדם תכן סיסמי:

$$cd \geq \frac{Ra \cdot I \cdot Z}{K}; cd \geq \frac{2.75 \cdot 1 \cdot 0.09}{3.5} = 0.0707 \leq cd_{\max} = 0.3$$

$$cd \geq \frac{S \cdot I \cdot Z}{\sqrt{5K}}; cd \geq \frac{1.5 \cdot 1 \cdot 0.09}{\sqrt{5 \times 3.5}} = 0.0322$$

$$cd_{\max} = 0.3I = 0.3$$

$$cd = 0.0707$$

חישוב עומסים על המבנה

משקל קומה:

$$W_i = G_i + kq \cdot (Q_i + A_i \times q_i)$$

ניתן להניח לפי ת"י 2413 שמשקל קומה

$$P_i = 11 \left(\frac{KN}{m^2} \right) = 1.1 \left(\frac{\gamma}{m^2} \right)$$

$$W_i = 1.1 \cdot 9.5 \times 23 = 240.35 \text{ ton}$$

עומס אופקי כולל:

$$F_H = cd \cdot \sum w_i$$

$$F_H = 0.0707(3 \times 240.35) = 50.97 \text{ ton}$$

$$T \leq 0.7(\text{sec})$$

$$F_t = 0$$

מכיוון שהקומות והמשקלים זהים בקירוב ניתן לשלב את העומס האופקי לפי הנוסחה הבאה:

$$F_i = \frac{(F_H - F_t) \cdot W_i \cdot H_i}{\sum_i (W_i \cdot H_i)}$$

$$F_3 = \frac{50.97 \cdot 10 \times 240.35}{240.35(10 + 6.59 + 3.3)} = 25.62 \text{ ton}$$

$$F_2 = \frac{50.97 \times 6.59 \times 240.35}{240.35(10 + 6.59 + 3.3)} = 16.887 \text{ ton}$$

$$F_1 = \frac{50.97 \times 3.3 \times 240.35}{240.35(10 + 6.59 + 3.3)} = 8.533 \text{ ton}$$

בגלל שהמבנה נבנה לפני 1960 ניתן להפחית את הכוח ב- 1/3:

$$F_3 = \frac{2}{3} \times 25.62 \text{ ton} = 17.08 \text{ ton}$$

$$F_2 = \frac{2}{3} \times 16.887 \text{ ton} = 11.26 \text{ ton}$$

$$F_1 = \frac{2}{3} \times 8.533 \text{ ton} = 5.688 \text{ ton}$$

חישוב בתוכנת אקסל:

אנליזה סטטית שקילה								
Mi [ton*m]	Vi [ton]	Fi,red [ton]	Fi [ton]	Wi*Hi [ton*m]	Wi [ton]	Hi [m]	hi [m]	Storey
84.0	25.5	17.0	25.5	2376.0	240.0	9.90	3.30	2
224.0	42.4	11.3	17.0	1584.0	240.0	6.60	3.30	1
392.0	50.9	5.7	8.5	792.0	240.0	3.30	3.3	קרקע
				4752.0	720.0	0		Σ

Fh=	50.904	ton
Cd=	0.07	

מודל המבנה:

נבנה מודל של הבניין בתוכנת אלמנטים סופיים STRAP.

בתוכנה הוכנסו כל האלמנטים המקשיחים כולל קירות בלוקים.

כאמור, קירות הבלוקים הוכנסו כמוטות לחיצה דו פירקיים בעלי חתך 28/100 ס"מ.

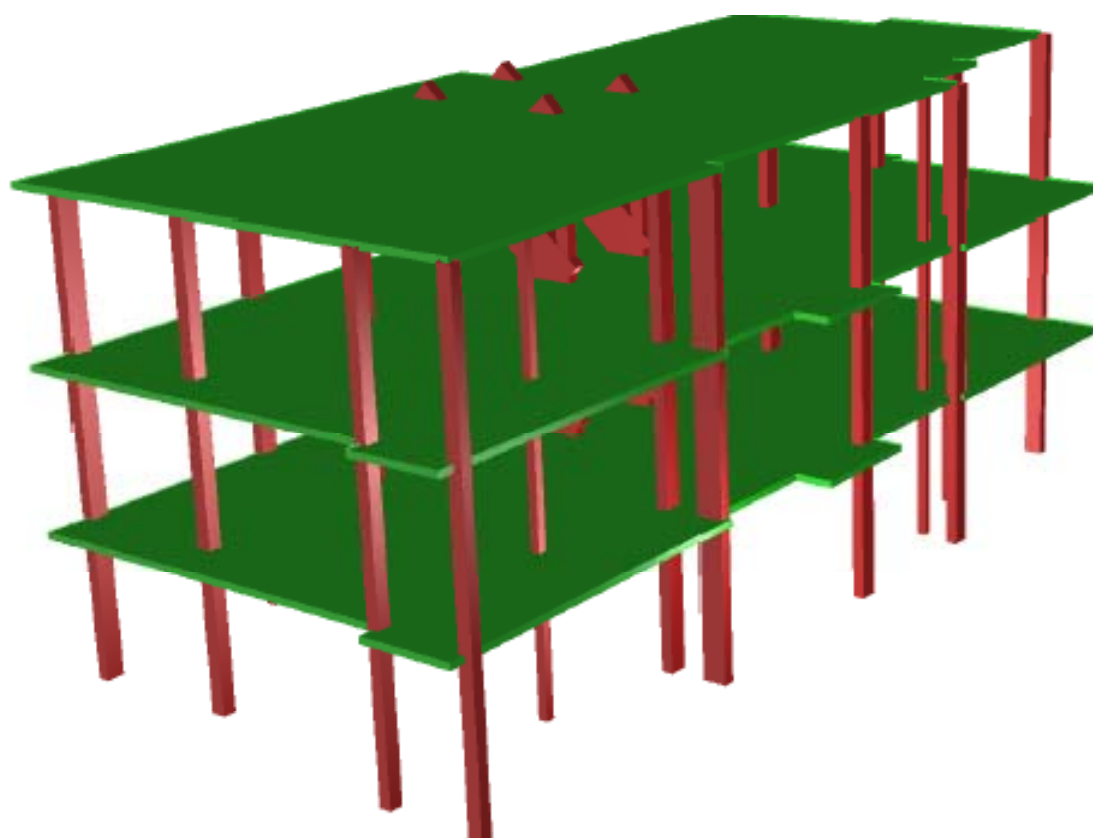
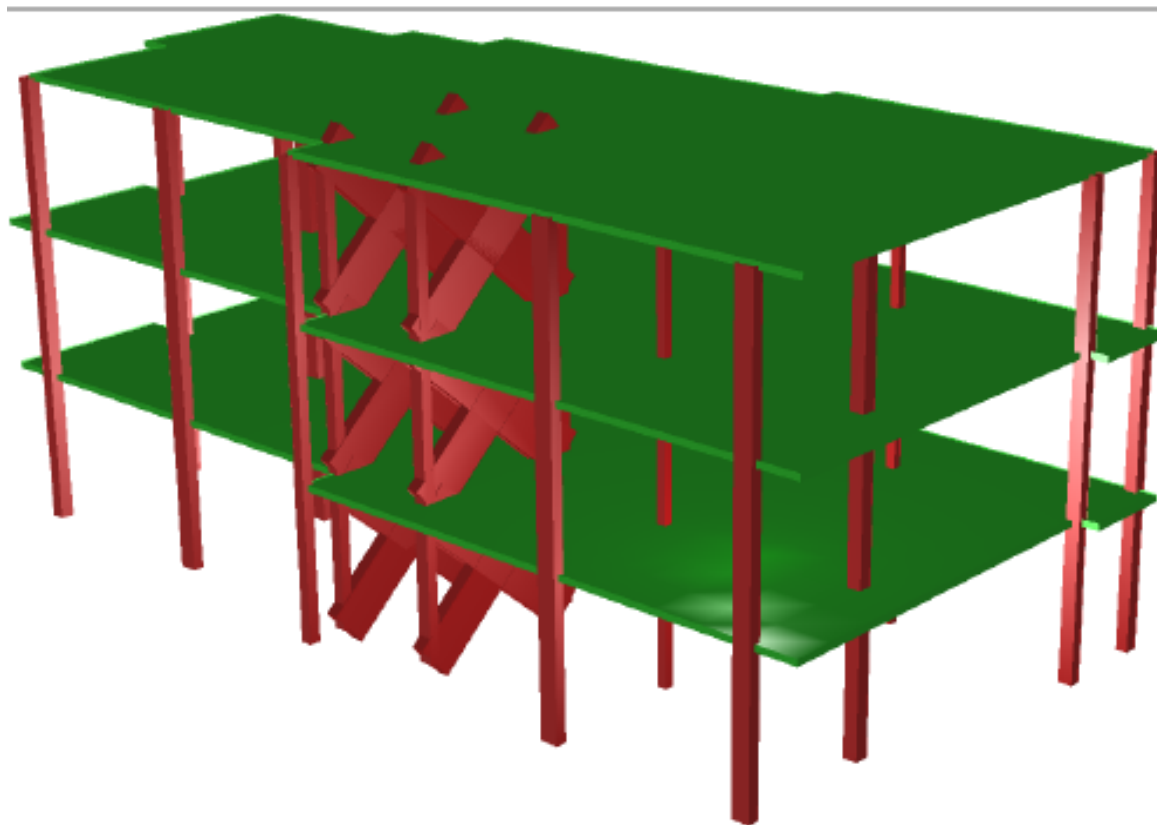
רוחב הקיר כ-100 ס"מ נובע מחלוקת האלכסון ב-5.

$$b = \frac{l}{5} = \frac{500}{5} = 100cm$$

נלקחו בחשבון רק קירות בלוקים ללא פתחים כיוון שקיר עם פתחים (חלון, דלת) אינו

יכול לשמש כמוט לחיצה ולסייע בהעברת הכוחות הסיסמיים ולכן הקירות האלו לא נלקחו בחישוב

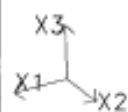
המבנה.



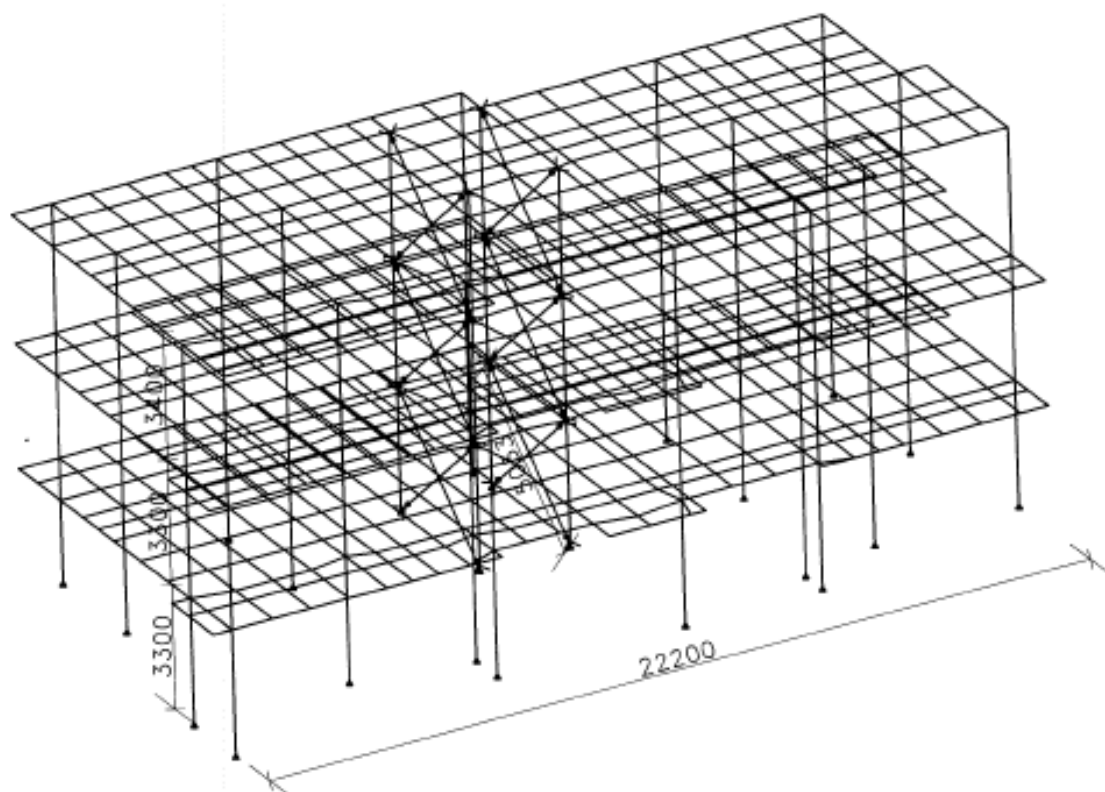
tarsaf example

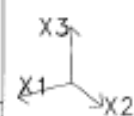
SCALE = 1:159

DATE:16/03/11



-24-

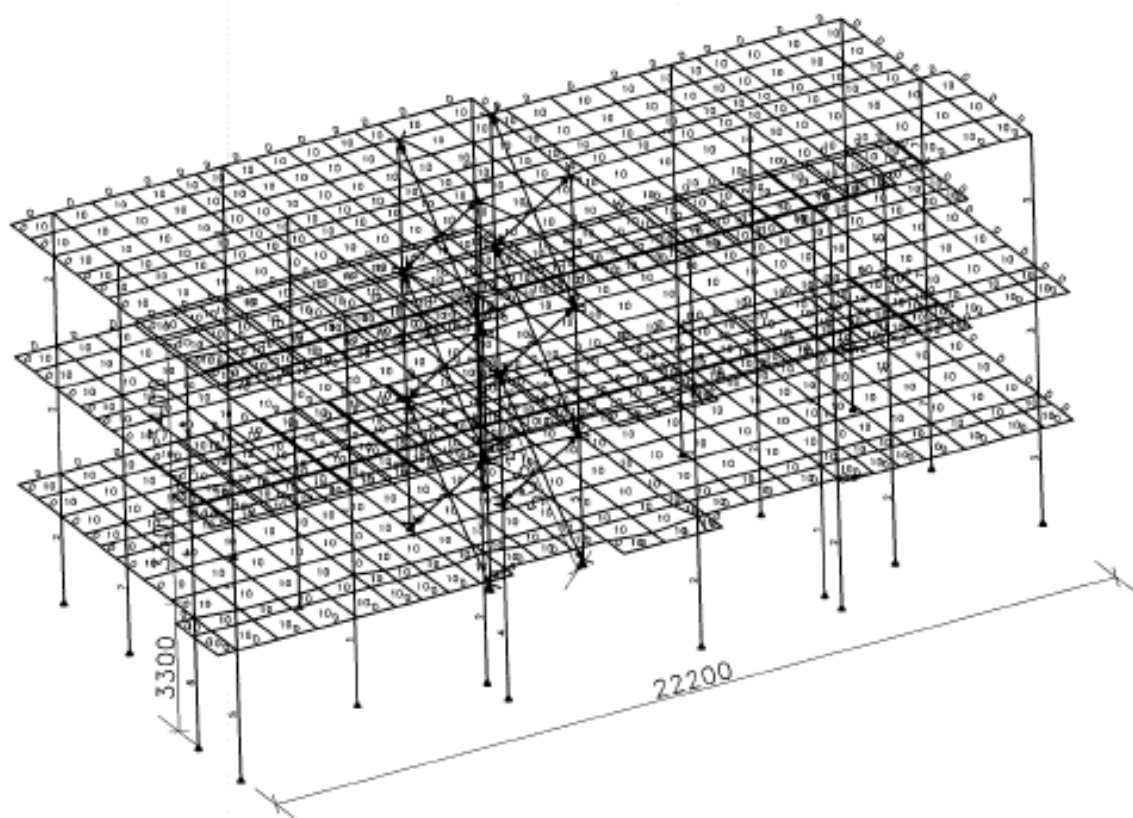




SCALE = 1:159

DATE:16/03/11

-25-





tarsat example

Prepared by: yeel

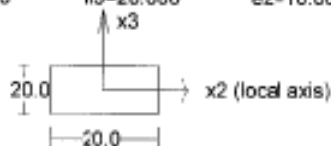
Page: 1

Date: 16/03/11

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

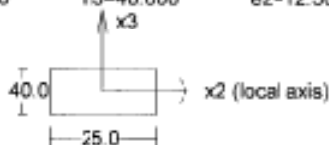
PROPERTY NO. 1

A=0.4000E+03 I2=0.1333E+05 I3=0.1333E+05 J=0.2253E+05 SF2=0.850
Material = 1 - CONC Perimeter=80.000 SF3=0.850
h2=20.000 h3=20.000 e2=10.000 e3=10.000



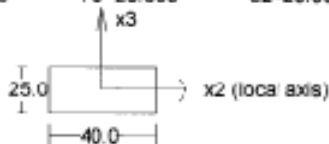
PROPERTY NO. 2

A=0.1000E+04 I2=0.1333E+06 I3=0.5208E+05 J=0.1273E+06 SF2=0.850
Material = 1 - CONC Perimeter=130.000 SF3=0.850
h2=25.000 h3=40.000 e2=12.500 e3=23.000



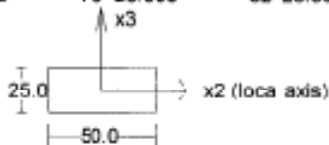
PROPERTY NO. 3

A=0.1000E+04 I2=0.5208E+05 I3=0.1333E+06 J=0.1273E+06 SF2=0.850
Material = 1 - CONC Perimeter=130.000 SF3=0.850
h2=40.000 h3=25.000 e2=20.000 e3=12.500



PROPERTY NO. 4

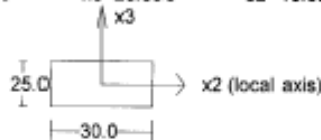
A=0.1250E+04 I2=0.6510E+05 I3=0.2634E+06 J=0.1788E+06 SF2=0.850
Material = 1 - CONC Perimeter=150.000 SF3=0.850
h2=50.000 h3=25.000 e2=25.000 e3=12.500



SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)

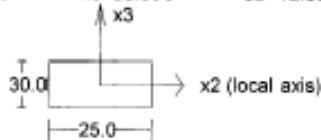
PROPERTY NO. 5

$A=0.7500E+03$ $I2=0.3906E+05$ $I3=0.5625E+05$ $J=0.7752E+05$ $SF2=0.850$
 Material = 1 - CONC Perimeter=110.000 $SF3=0.850$
 $h2=30.000$ $h3=25.000$ $e2=15.000$ $e3=12.500$



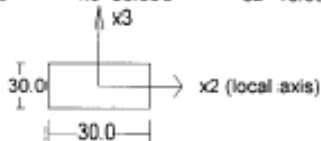
PROPERTY NO. 6

$A=0.7500E+03$ $I2=0.5625E+05$ $I3=0.3906E+05$ $J=0.7752E+05$ $SF2=0.850$
 Material = 1 - CONC Perimeter=110.000 $SF3=0.850$
 $h2=25.000$ $h3=30.000$ $e2=12.500$ $e3=15.000$



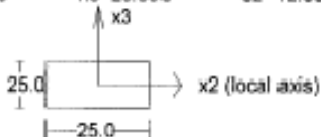
PROPERTY NO. 7

$A=0.9000E+03$ $I2=0.6750E+05$ $I3=0.6750E+05$ $J=0.1141E+06$ $SF2=0.850$
 Material = 1 - CONC Perimeter=120.000 $SF3=0.850$
 $h2=30.000$ $h3=30.000$ $e2=15.000$ $e3=15.000$



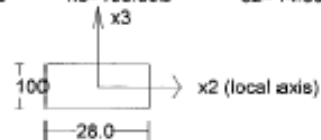
PROPERTY NO. 8

$A=0.6250E+03$ $I2=0.3255E+05$ $I3=0.3255E+05$ $J=0.5501E+05$ $SF2=0.850$
 Material = 1 - CONC Perimeter=100.000 $SF3=0.850$
 $h2=25.000$ $h3=25.000$ $e2=12.500$ $e3=12.500$



PROPERTY NO. 9

$A=0.2800E+04$ $I2=0.2333E+07$ $I3=0.1829E+06$ $J=0.6027E+06$ $SF2=0.850$
 Material = 2 - beni Perimeter=256.000 $SF3=0.850$
 $h2=28.000$ $h3=100.000$ $e2=14.000$ $e3=50.000$



PROPERTY NO. 10

Thickness =
 Material = 1 - CONC

15cm



-28-

tarsat example

Prepared by: yael

Page: 1

Date: 16/03/11

MATERIAL TABLE (units - ton meter)

NO.	Name	Modulus of Elasticity	Poisson ratio	Density	Thermal coefficient	Shear modulus
1	CONC	0.3000E+07	0.150	0.2500E+01	0.00001000	0.1304E+07
2	beni	0.2250E+06	0.150	0.2400E+01	0.00001000	0.9783E+05

tarsat example

Prepared by: yael

-29-

Page: 3

Date: 16/03/17

COMBINATIONS TABLE

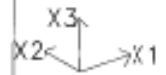
Comb.	
global_fx2	
1	1 * 1.00
global_fx1	
2	2 * 1.00

tarsat example

Lood 2: seis 2

F_{x1}

כוחות של המבנה בכיוון

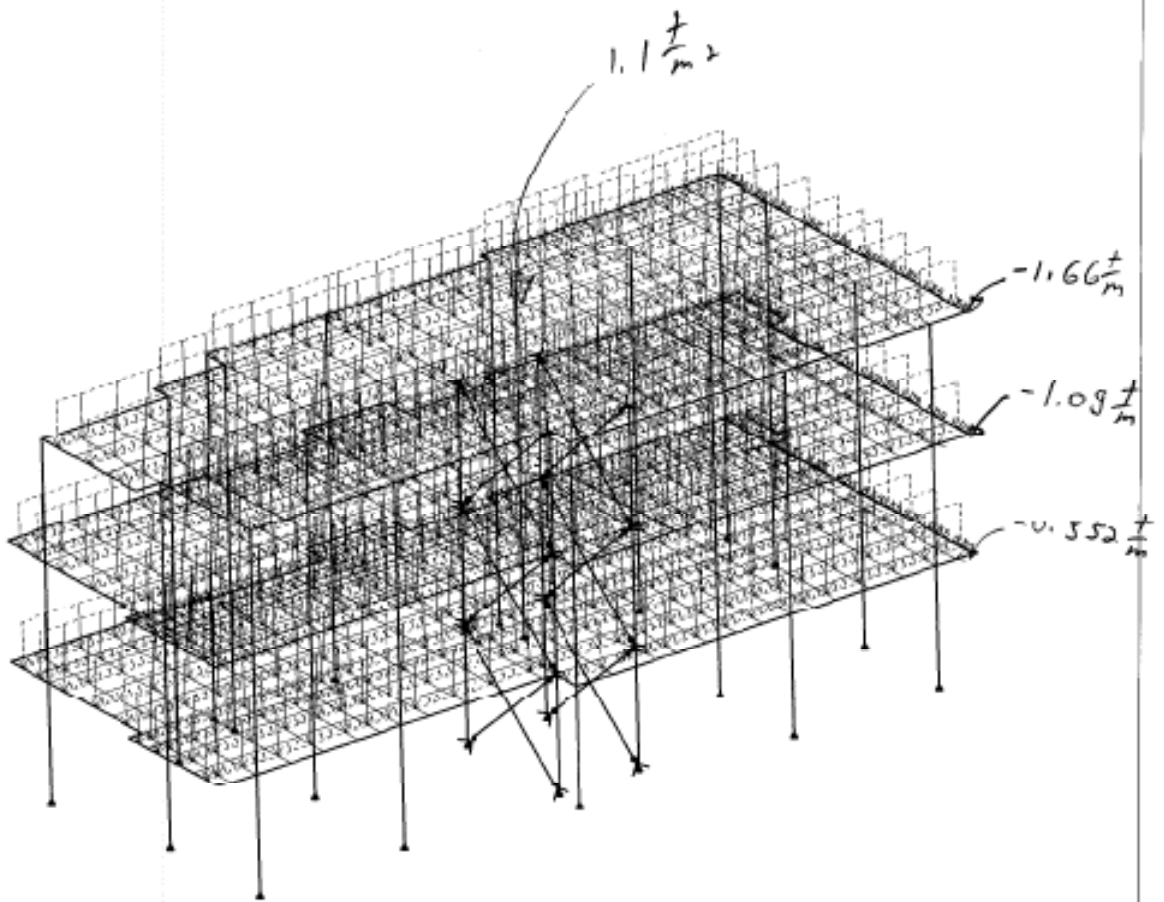


SCALE = 1:168

UNITS: ton m

DATE:16/03/11

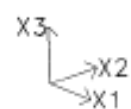
-30-



tarsat example

Load 1: seis 2

F_{x2} כוחות של המבנה בכיוון

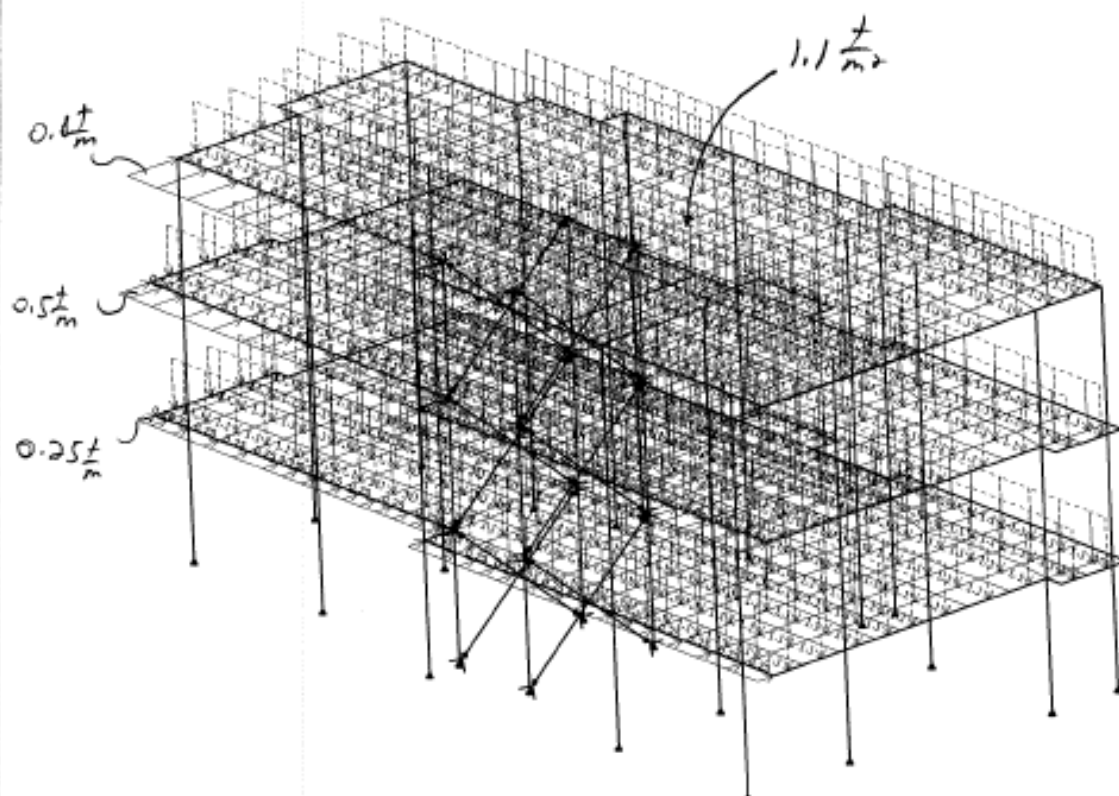


SCALE = 1:158

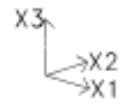
UNITS: ton m

DATE:16/03/11

- 31 -



tarsat example

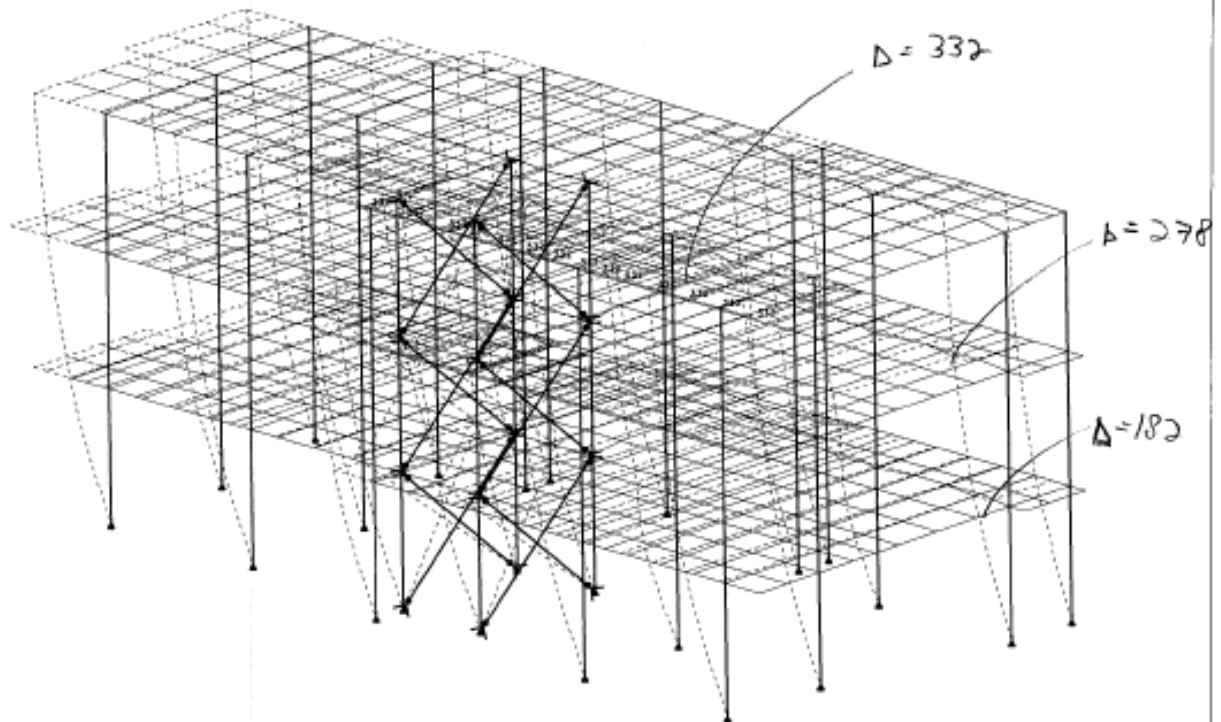


SCALE = 1:153

UNITS: meter

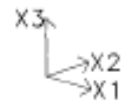
DATE:16/03/11

-32-



PLANTS ARE * 10-4 IN X1 DIRECTION
 DISPLACEMENTS CODED NO. 2 gmsL-1st

tarsat example

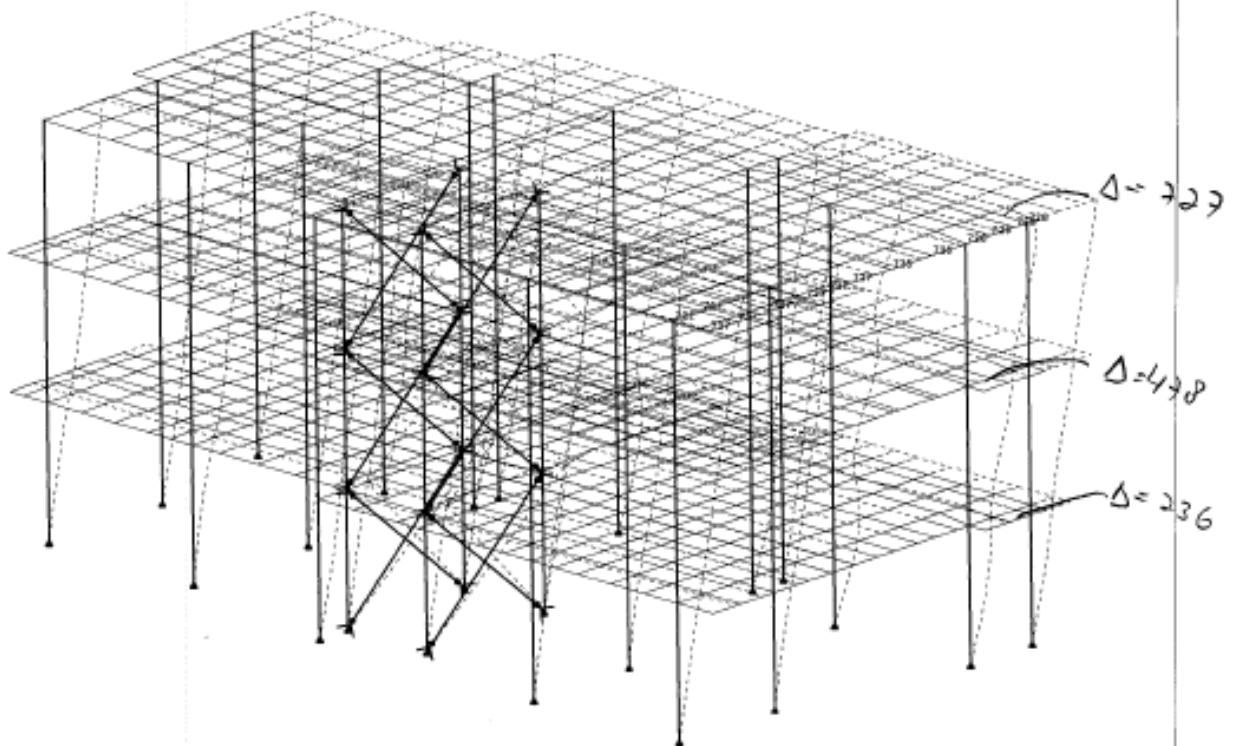


SCALE = 1:153

UNITS: meter

DATE:16/03/11

-33-



VALUES ARE * 10-5 IN 3D PROJECTION
 "D:\tarsat\src\code\MO_1\plot.txd"

השוואת התוצאות לדרישות ת"י 413

403.2 – דרישות כלליות לתכן הסטה קומתית אופקית גבולית
עפ"י התקן ההחלטה הקומתית האופקית הגבולית עבור זמן מחזור

$$T \leq 0.7(\text{sec})$$

$$\Delta i \text{ lim} = \min \left\{ \frac{h_i}{40k}, \frac{h_i}{200} \right\}$$

עבור קומה ראשונה

$$h_i = 3.3m$$

$$\Delta i \text{ lim} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{3.3}{40 \cdot 3.5} = 0.0235m \\ \frac{3.3}{200} = 0.0165m \end{array} \right\}$$

$$\Delta i \text{ lim} = 1.65cm$$

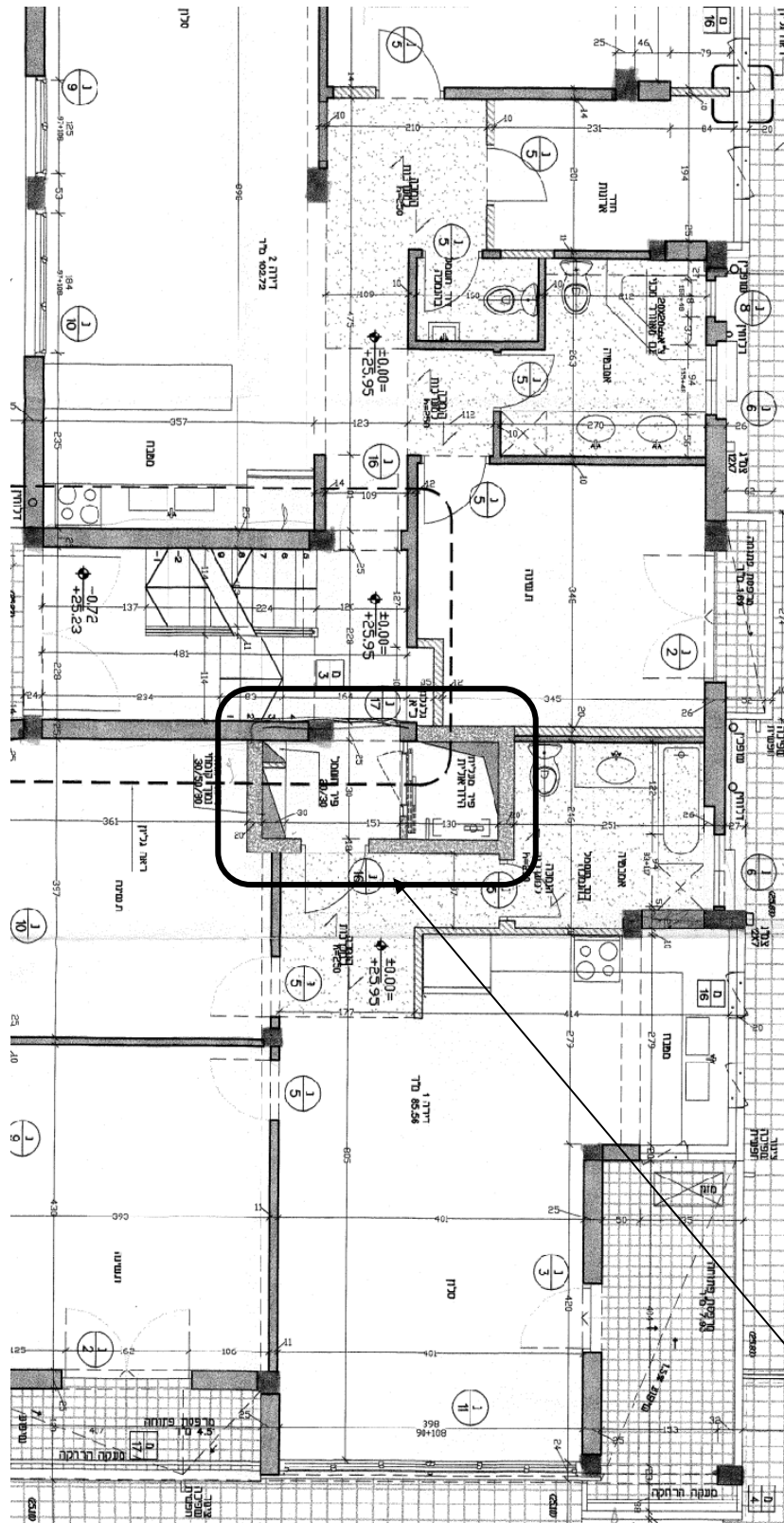
$$\Delta l = \Delta \text{ lim } l = 1.82cm$$

N.G

יש צורך בהקשחות המבנה

פתרון לחיזוק

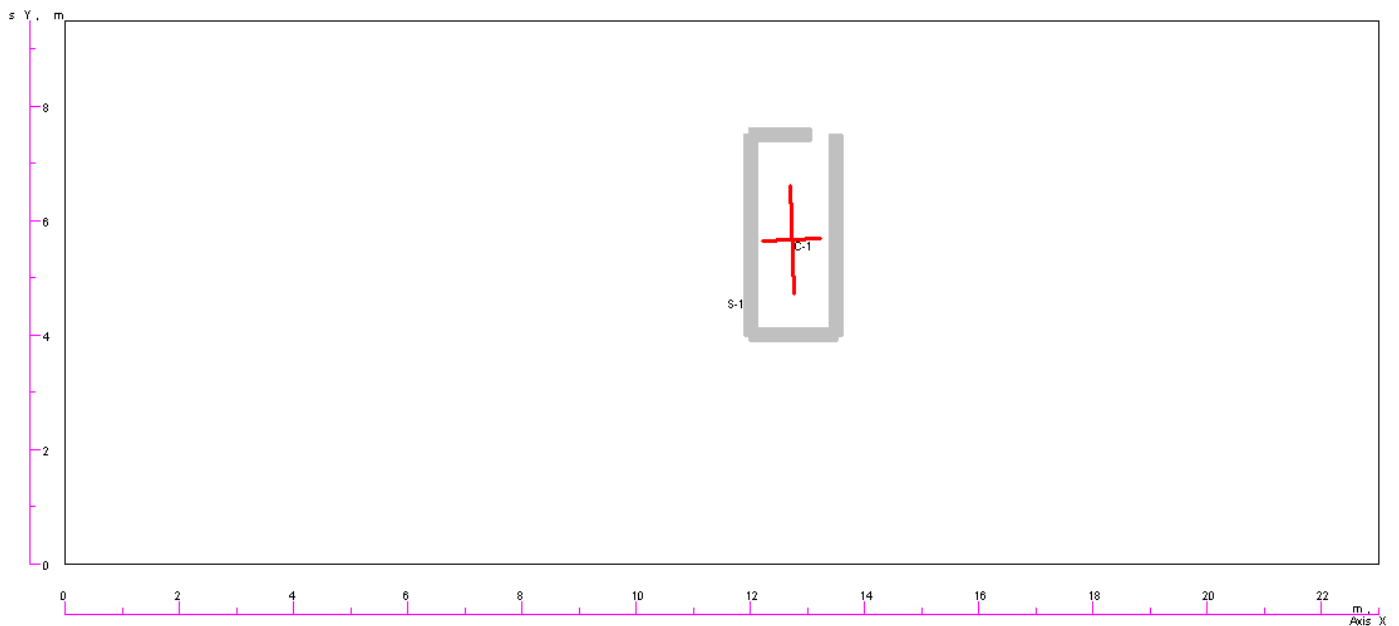
המבנה יחזק ע"י הצמחת פיר מעלית בחלל הפנימי של המבנה.
מיקום הפיר יהיה סימטרי לשני הכיוונים כך שיהווה הקשחה אופקית טובה גם כנגד כוחות הגזירה וגם כנגד כוחות הפיתול הפועלים על המבנה.
עובי קירות הפיר יהיה 20 ס"מ .
בהמשך מתוארת התוכנית האדריכלית של הקומה בתוספת הפיר ותוצאות המודל שנערך באמצעות תוכנת Seismic FEA.



ניתן לראות את התוספת של קיר הבטון המוקפת במסגרת

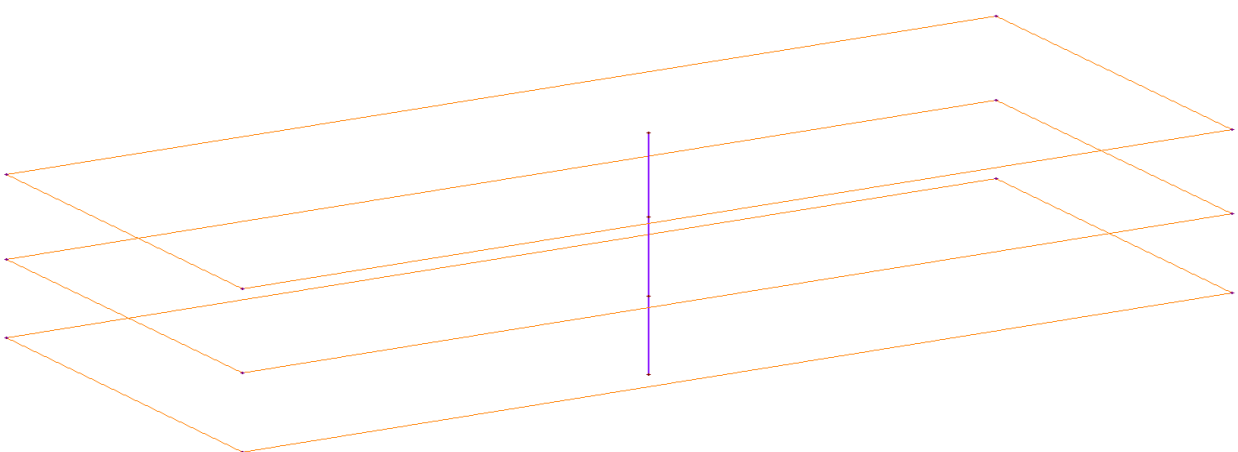
- מודל המבנה בתוכנת Seismic FEA

מודל דו מימדי



במודל ניתן לראות שנלקח בחשבון רק פיר ההקשחה שנוסף למבנה כגורם היחידי שמקשיח את המבנה כנגד כוחות אופקיים ונבדקה ההנחה שגורם זה בלבד יהווה הקשחה אופקית מספקת כנגד רעידות אדמה.

מודל המבנה בתלת מימד



אנליזה סטטית דינאמית

אנליזה סטטית שקילה

SeismicFEA	Results - "Static Procedure"					
	Results			Required		
Height of Building	H =	10.10	m	H <	80 m	
Weight of Building	W =	759.78	t			
Period of Vibration	Tx =	0.414	sec	Tx <	2 sec	
	Ty =	0.414	sec	Ty <	2 sec	
Seismic Factor	Cdx =	0.071		Cdx <	0.2 * I = 0.200	
	Cdy =	0.071		Cdy <	0.2 * I = 0.200	
Seismic Force	Fx =	53.73	t			
	Fy =	53.73	t			
Max. Displacement	Δx =	0.006	m	$\Delta x * K = 0.022 = H/459$		
	Δy =	0.015	m	$\Delta y * K = 0.053 = H/192$		
Max. Story Drift	δx =	0.003	m	$\delta x < h / 200 =$	0.017	
	δy =	0.006	m	$\delta y < h / 200 =$	0.017	
Parameter	θx =	0.022		$\theta x <$	0.1	
	θy =	0.009		$\theta y <$	0.1	
Torsion	Mzx =	79.2	tm			
	Mzy =	-370.8	tm			
Bending	Mx =	418.4	tm			
	My =	418.4	tm			
Close						
Floor Summary	Due to force in direction X		Y	Graph of strengths X	Y	 Dynamic

 Dynamic

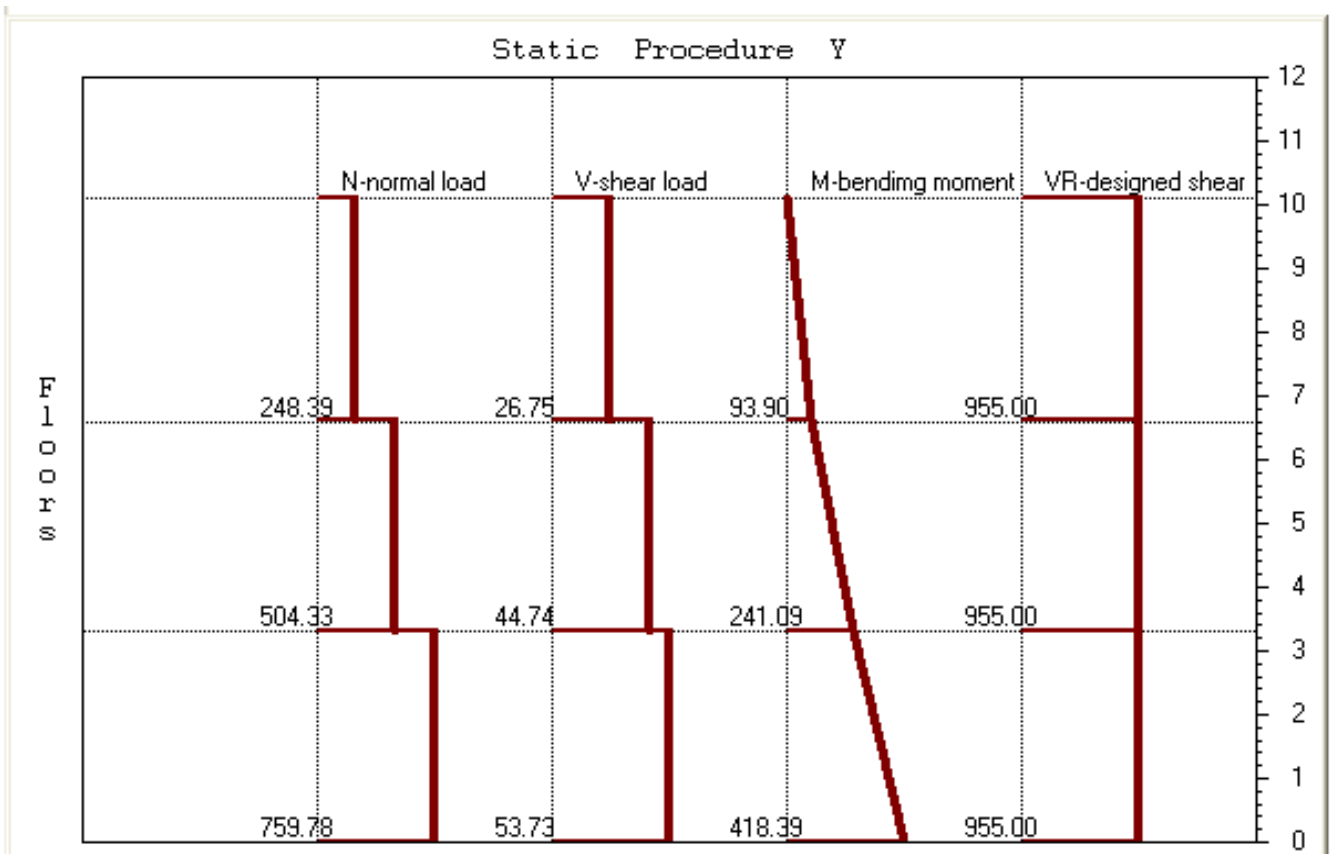
SeismicFEA		Results - "Dynamic Procedure"			
	Results	Required			
Period of Vibration	T = 0.569 sec				
Number of Modes	I = 7				
Seismic Force	F _x = 53.73 t	F _x ≥ μF _x (static)			
	F _y = 53.73 t	F _y ≥ μF _y (static)			
Max. Displacement	Δ x = 0.007 m	Δ x * K = 0.025 = H / 405			
	Δ y = 0.013 m	Δ y * K = 0.045 = H / 223			
Max. Story Drift	δ x = 0.003 m	δ x < h / 200 =	0.017		
	δ y = 0.005 m	δ y < h / 200 =	0.017		
Parameter	θ x = 0.021	θ x < 0.1			
	θ y = 0.010	θ y < 0.1			
Torsion	M _{zx} = 99.7 tm				
	M _{zy} = 370.9 tm				
Bending	M _x = 439.1 tm				
	M _y = 431.0 tm				
Floor Displacement	Due to force in direction X Y				
	Graph Mode Graph Strength				
Close				Static	

- כוחות ותזוזות

כוח בכיוון X

	Force	Torsion	x	y	r	xmin	xmax
1	9.0	16.9	0.0009	0.0000	0.0001	0.0005	0.0014
2	18.0	26.3	0.0027	0.0001	0.0002	0.0021	0.0036
3	26.8	36.0	0.0051	0.0001	0.0002	0.0043	0.0063
4							

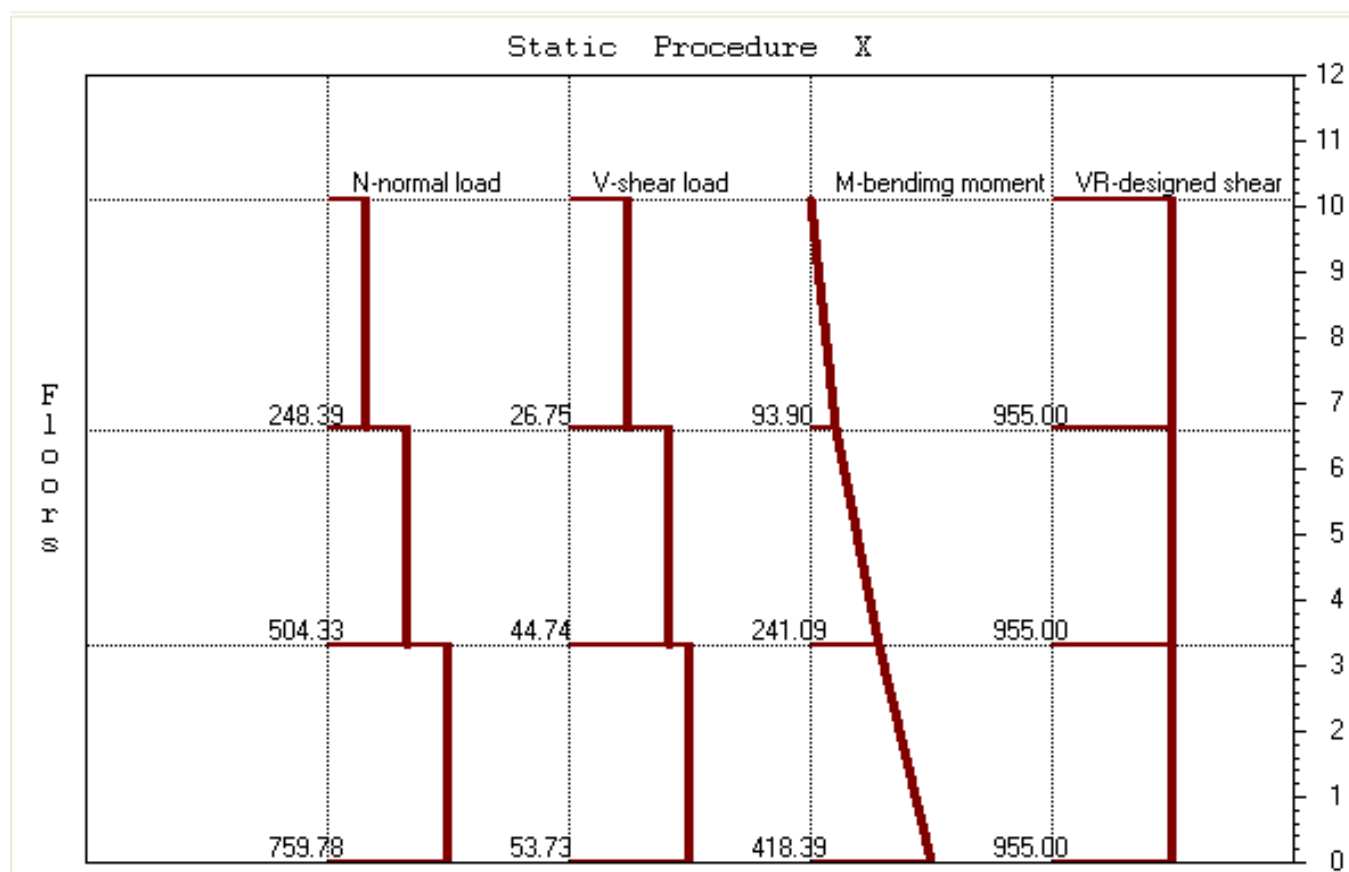
ניתן לראות שההזזה המקסימאלית היא 0.006 מטר וההזזה הקומתית המקסימאלית מתרחשת בין קומות 2 ל-3, ערכה 0.0027 מטר ומחושב עפ"י הנוסחא $\delta_{i+1} - \delta_i = \Delta i, \lim$ על כן מבנה עומד בהסטה קומתית של 1.65 ס"מ עבור כוח בכיוון X.



כוח בכיוון y

	Force	Torsion	x	y	r	ymin	ymax
1	9.0	-61.4	0.0000	0.0005	-0.0004	0.0060	-0.0040
2	18.0	-123.8	0.0001	0.0012	-0.0008	0.0113	-0.0069
3	26.8	-185.6	0.0001	0.0021	-0.0010	0.0150	-0.0084
4							

ניתן לראות שההזזה המקסימאלית היא 0.015 מטר וההזזה הקומתית המקסימאלית מתרחשת בין קומות 0 ל-1, ערכה 0.006 מטר והיא מחושבת עפ"י הנוסחה $\delta_{i+1} - \delta_i = \Delta i, \lim$ לכן מבנה עומד בהסטה קומתית של 1.65 ס"מ עבור כוח בכיוון Y.



סיכום ומסקנות

- המבנה תוכנן כמבנה בעל משיכות נמוכה מכיוון שאין לנו ידע קודם על פרטי הזיון מבנה. לא ניתן לקבוע (על סמך המידע שברשותנו) שכלל הרכיבים תוכננו כך שחיבוריהם מתאימים לקבל את התזוזות והכוחות האופקיים. יתרה מכך, בהתחשב בשנת הקמת המבנה, סביר מאוד להניח שאין בו את פרטי הזיון המוכרים לנו כיום בדגש על פרטי זיון בחיבורים ואזורים רגישים בכלל.
- נבדקו התזוזות במבנה ונמצא שאין הן עומדות בדרישות ת"י 413.
- על סמך החישובים והבדיקות שערכנו ניתן לומר כי המבנה אינו עמיד לכוחות סיסמיים ואינו עומד בדרישות ת"י 413 ו- ת"י 2413. על כן דרוש לשפר את עמידתו לרעידות אדמה.
- הוצג פתרון חיזוק המבוסס על הוספת פיר הקשחה באמצע המבנה כפי שמומחש באמצעות התכנית האדריכלית.
- לצורך חישוב פתרון החיזוק נבנה מודל בשימוש בתוכנת סיסמיק (Seismic FEA) והוכח שבעזרת פיר המעלית כאלמנט המקשיח היחיד, המבנה עומד בדרישות ת"י 413 ות"י 2413.

דוגמא 4 - מבנה טרומי, בית ספר

03/2011

תוכן עניינים

246	מבוא.....
247	תיאור המבנה.....
249	בדיקה לפי ת"י 2413.....
250	אבחון ראשוני (רמה II).....
251	בדיקת המבנה (קטע שלב ג'):.....
252	מקדמי תיקון f.....
254	אנליזה סטטית שקילה.....
256	פתרונות לחיזוק.....
257	פתרון חיזוק מס' 1.....
258	פתרון חיזוק מס' 2.....
259	גיאומטריה -.....
260	מודל בתוכנת STRAP.....
264	פרמטרים לרעידת אדמה ותוצאות.....
266	תכן קיר הקשחה בשימוש בתוכנה.....
268	סיכום ומסקנות.....

מבוא

1. המבנה הנדון הוא בית ספר בן 2 קומות במגדל העמק.
2. המבנה בנוי בשיטה הטרומית, מורכב משלושה חלקים עם תפרים ביניהם ונבנה בשנת 1995.
3. בשניים מחלקי המבנה יש ממ"מ ועל כן אין צורך לבדוק אותם - ההנחה היא שעמידותם לרעידות אדמה טובה. החלק בו אין ממ"מ הוא חלק הדורש בדיקה מקיפה.
4. המטלה שהוטלה עלינו היא להתאים את המבנה לעמוד בתקינה העדכנית עבור עוצמות רעידת האדמה החזויה באזור זה.
5. לרשותנו עמדו תוכניות אדריכליות בלבד, כל היתר הן הנחות בסיסיות שהנחנו לצורך הבדיקה.
6. המבנה נבדק ע"פ דרישות ת"י 2413 ונמצא תקין.
7. לצורך החישוב הונח שהמבנה דורש חיזוק והוצע פתרון לחיזוקו.

תיאור המבנה

המבנה הוא מבנה טרומי המחולק ל- 3 חלקים תפורים.
ישנם 2 ממ"מים למבנה, החלקים שנבנו במסגרת שלבים א' ו-ב' מכילים ממ"מ כאשר בחלק שנבנה במסגרת שלב ג' של הפרויקט אין ממ"מ.
לצורך החישוב נניח שהתפר בין החלקים הוא בעובי 3 ס"מ.

שלב ג' בבית ספר

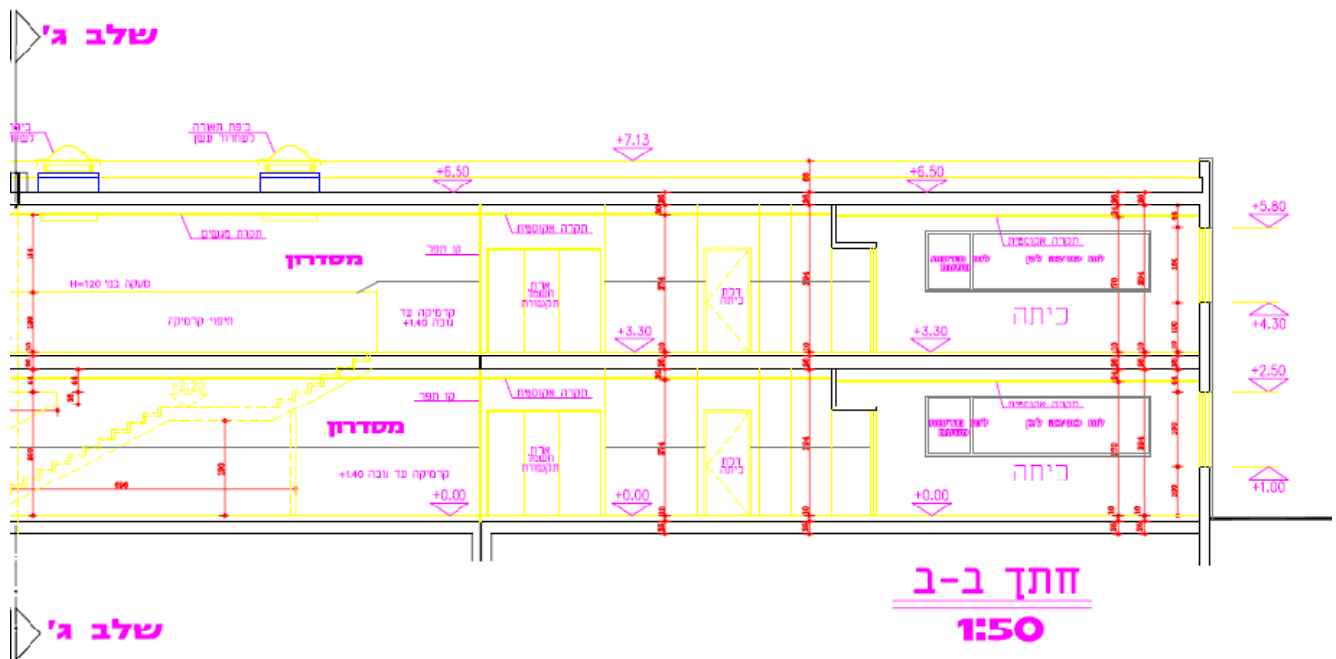


קומה טיפוסית

חתך עקרוני לגובה המבנה:



חתך אדריכלי לגובה המבנה (החלק הנדון):



בדיקה לפי ת"י 2413

אבחון מהיר רמה I

$$I_{RE} = \frac{1}{S_o} + \sum \Delta S$$

$$Z = 0.19$$

צבירת מקדם S_0

0.4	1. עבור בטון טרומי לוחות
0	2. אי שביעות רצון ממצב המבנה
0.3	3. אי סדירות אופקית – מיקום הממ"מים לא סימטרי לכן תתכן בעיית פיתול
0	4. אי סדירות אנכית
0.05	5. הולם סיסמי (המבנה תפור לכן ישנה סכנה להולם סיסמי)
0	6. עמודים קצרים
-0.3	7. שנת הקמה אחרי 1980
0.1	8. SL3 (חוסר וודאות לגבי קרקע
0	9. קרבה לקו העתיק פסל

=====

$$\Sigma 0.55 =$$

$$I_{RE} = \frac{1}{0.55} = 1.8181$$

מקדם זה מבטא תקינות סיסמית של המבנה

אבחון ראשוני (רמה II)

$$I_s = \frac{Fat}{FT}$$

פטור מבדיקת המבנה: כאשר כל שלושת התנאים הבאים מתקיימים:

א. המבנה בעל 1-2 קומות ואין בו קומות מפולשות – O.K

ב. שטח המבנה עד 400 מ"ר ואין בו קומה מפולשת – N.G

ג. במבנה אין קומה בעלת גמישות ניכרת



יש צורך בבדיקת המבנה

פטור מבדיקת מבנה עקב הימצאות ממ"ד/ממ"ק

עבור תאוצת קרקע 0.11-0.20 עד 3 קומות עם ממ"ק ישנו פטור מבדיקת המבנה.

שני אגפי המבנה המכילים ממ"מים פטורים מבדיקה.

אנחנו נבדוק את החלק השלישי.

בדיקת המבנה (קטע שלב ג'):

$$I_s = \frac{Fat}{FT}$$

$$F_T = CWt$$

$$C = C_o(1 + \Sigma f)$$

$$W_T = G + KqQ$$

הערכת משקל מבנה

P = לתקרות מבטון שעוביין גדול מ- 200 מ"מ ולחזיתות עם חיפוי עבה (אבן לסוגיה, לוחות טרומיים וכדומה)

$$P = 13(KN/m^2)$$

$$Wt = 200 \times 13 \times 2 = 5200KN$$

$$C_o = \frac{2.0Z}{\sqrt{H}} \leq 0.62$$

$$C_o = 0.145 \leq 0.114$$

$$\boxed{C_o = 0.114}$$

מקדמי תיקון f

0.2	f_i - בתי ספר
0.1	f_s - קרקע רכה/לא ידוע
0.3	f_h - מבנה סימטרי
0	f_v - מבנה סדיר אנכית

$$C = 0.114(1 + 0.2 + 0.1 + 0.3) = 0.1824$$

$$F_T = 948.48 \text{ KN} \Rightarrow 94 \text{ ton}$$

F_{aT} חישוב תסבולת קומה

$$F_{aT} = (1 + \Sigma a) \Sigma \left(\frac{a_j}{a_{\max}} \cdot f a_j \right)$$

$a_j = 0.8$ קירות הקשחה מבטון מזוין או מסגרות מוקשחות ממוטות פלדה.

$$\Sigma A_{SW} = 2 \times 7.95 \times 0.23 + 3.33 \times 0.16 + 6 \times 0.16 \times 3 + 3.18 \times 0.23$$

$$\Sigma A_{SW} = 5.8812 \text{ m}^2$$

$$\delta_a = \frac{1.5}{\sqrt{H}} \leq 1.06 \text{ MPA}$$

$$F_{a,SW} = 623 \text{ ton}$$

נפעיל מקדם עבור קירות טרומיים 0.6

$$F_{a,SW} \text{ טרומי} = 374 \text{ ton}$$

מקדמי תיקון לתסבולת הכוללת F_{at}

- א. שנת הקמה לאחר 1995
ב. מבנה עשוי רכיבים טרומיים (רכיבים קווים בחיבור השכן)
ג. ביסוס: יסוד דוברה או כלונסאות
ד. לא רלוונטי
ה. לא רלוונטי
ו. מצב קיים של מבנה: טוב
ז. מישקים עם רווח עד $0.032H$ (בפועל ישנם תפרים)
ח. אין עמודים קצרים
ט. יש תכניות הגשה לרשות ולא ניתן לזהות שינויים שנעשו
י. שיקול דעת נוסף – מכיוון שהמבנה הוא טרומי, נבחר ערך קטן יותר
- ag = +0.3
as = -0.2
af = +0.2
qp = 0.1
aj = -0.3
asc = 0
ad = -0.25
ao = -0.2

$$F_{at} = (1 + 0.3 \cdot 0.2 + 0.2 + 0.1 - 0.3 - 0.25 - 0.2) \cdot \Sigma \left(\frac{0.8}{0.8} \cdot 374 \right) = 243 \text{ ton}$$

$$I_s = \frac{243}{94} = 2.58$$

$I_s \geq 1.3$ - המבנה עמיד לכוחות סיסמיים בסבירות גבוהה, אין צורך בבדיקה ברמה III



היות והדוגמא הינה דוגמת חישוב עקרונית, נניח שהמבנה דורש חיזוק ונציע פתרונות לחיזוקו.

אנליזה סטטית שקילה

$$Z=0.19$$

$$S=1.5$$

תאוצת קרקע חזויה

בהעדר נתוני קרקע מספיקים

בדיקת סדירות – המבנה סדיר

זמן מחזור

מסגרות מרחביות כפיפות מבטון

$$T = 0.073 \cdot H^{0.75} = 0.073 \cdot 6.5^{0.75} = 0.297(\text{sec})$$

מקדם החשיבות I

מבנים בעלי חשיבות ציבורית (כגון: בתי ספר...)

$$I = 1.25$$

מקדם ההגברה Ra

$$Ra(T) = 1.25 \cdot \frac{S}{T^{2/3}} \begin{cases} \leq 2.75 \\ \geq 0.2 \cdot K \end{cases}$$

$$Ra(T) = 1.25 \cdot \frac{1.5}{0.297^{2/3}} = 4.23 > Ra(T), \max$$

$$Ra(T) = Ra(T), \max = 2.75$$

מקדם הקטנת הכוח K

מסגרות בטון מרחביות מוקשחות מבטון מזוין, רמת משיכות נמוכה:

$$K = 3.5$$

מקדם תכן סיסמי Ca

$$Cd = \max \left\{ \frac{R_a \cdot I \cdot Z}{k} = \frac{2.75 \cdot 1.25 \cdot 0.19}{3.5} = 0.187, \frac{S \cdot I \cdot Z}{\sqrt{5 \cdot K}} = \frac{1.5 \cdot 1.25 \cdot 0.19}{\sqrt{5 \cdot 3.5}} = 0.085 \right\} = 0.187 \leq Cd, \max$$

$$Cd, \max = 0.3 \cdot I = 0.3 \cdot 1.25 = 0.375$$

$Cd = 0.187$

עומסים

ע"פ ההנחה שנלקחה בבדיקת המבנה ולפיה העומס הקומתי יהיה 13 ק"נ למ"ר כך גם תחושב האנליזה הסטטית השקילה.

$$A = 49.5 \cdot 3 + 28.5 + 23 = 200(m^2)$$

$$P = 13 \left(\frac{KN}{m^2} \right)$$

$$W = P \cdot A = 177 \cdot 13 = 260 \left(\frac{ton}{floor} \right)$$

אנליזה סטטית שקילה								
Mi [ton*m]	Vi [ton]	fi [ton/m^2]	Fi [ton]	Wi*Hi [ton*m]	Wi [ton]	Hi [m]	hi [m]	Storey
204.4	63.9	0.319	63.9	1742.0	260.0	6.70	3.20	1
544.7	97.2	0.167	33.4	910.0	260.0	3.50	3.5	קרקע
				2652.0	520.0	0		Σ

Fh=	97.24	ton
Cd=	0.187	
A=	200	m^2

פתרונות לחיזוק

יש מקום לשקול מתודת חישוב שונה ומחמירה מזו שהוצגה לעיל היות ומבנים מסוג זה הם לעיתים רבות מבני ציבור (בתי ספר, מעונות יום, אולמי שמחות ואחרים) ועל כן דורשים תשומת לב מיוחדת של המתכננים והרשויות. כאשר נחשב בצורה זו, סביר להניח שיהיה צורך לחזק מבנים טרומיים רבים היות והמערכת הנושאת (והמערכת המתנגדת לכוחות אופקיים) מבוססות פעמים רבות על הקירות הללו. בכדי להתחשב בקירות הטרומיים כאלמנט המתפקד ומקשיח כנגד עומסי רעידת אדמה, יש לוודא שהמחברים (פרטי הזיון ומגבלת הטיט) יכולים לקבל את המאמצים המתפתחים בהם כתוצאה מרעידת האדמה ולהעביר מאמצים אלו למערכת הנושאת.

בחישוב המחמיר נפעל כלהלן: נחשב את זמן המחזור של המבנה בהתחשבות בקירות הטרומיים כאלמנט מקשיח וזאת בכדי לקבל זמן מחזור נמוך עבורו (מבנה קשיח "מושך" אליו יותר כוחות) ולאחר מכן נעמיס את הכוחות שהתקבלו באנליזה הנ"ל על המבנה ללא הקירות הללו. אם ובמידה אין מערכת נושאת כלשהי, פרט לאלמנטים הטרומיים (אין כלל מערכת קורות ועמודים), הרי שאין הקשחה אופקית כלל והמבנה לא יוכל לעמוד בהטרחת האופקית. אם יש מערכת אחרת, יש לבדוק את יכולתה לשאת בהטרחות הללו.

יוצגו בדוגמת חישוב זו שני פתרונות אפשריים לחיזוק המבנה:

1. קשירת המבנה הזקוק לחיזוק למבנה השכן עם הממ"מ (יוצג באופן תיאורטי בלבד).
2. חיזוק המבנה כמבנה עצמאי.

פתרון חיזוק מס' 1

קשירת המבנה הנדון (שלב ג' בפרויקט) למבנה השכן (שלב א' בפרויקט). במבנה שנמצא בצמוד למבנה הנבדק יש ממ"מ ועל כן סביר להניח שעמידותו לרעידות אדמה טובה עד טובה מאוד. בקשירת המבנה הנדון אל המבנה הקיים, באמצעות פרטי חיבור ייעודיים, ניתן להבטיח את הפעולה המשותפת של המבנים יחדיו בזמן רעידת אדמה. הסכמה החדשה צריכה לעבור בחינה מחדשת בכדי להבטיח שאכן הנחת היסוד מתקיימת והמבנה עתה עמיד לרעידת אדמה (לא יוצג בדוגמת חישוב זו).

יתרונות:

- אין צורך בבניית אלמנטי שלד נוספים למבנה המפריעים לתפקוד או למראה המבנה.
- הפתרון הפשוט ביותר וסביר להניח גם הכלכלי ביותר (באופן יחסי לפתרונות האחרים).
- אין חשש להולם סיסמי בין המבנים.
- אין צורך בשינויים ביסודות היות וההבדלים בעומסים אזוטריים.

חסרונות:

- סגירת תפרים בין מבנים הינה נקודה בעייתית במבנים. האזור צפוי לשוב ולהיסדק לאורך שנות קיומו של המבנה.
- יש להבדיל בין תפרים שבוצעו לצורך ביצוע (כמו בדוגמא הנ"ל בעקבות שלבי בניית הפרויקט) לבין תפרי התפשטות (במבנים בהם שטחי התקרות גדולים או במבנים ארוכים). במידה ותפר הוא תפר קונסטרוקטיבי, יש לבדוק את השלכות חיבור האלמנטים והמאמצים שיכולים להתפתח כתוצאה מכך.

פתרון חיזוק מס' 2

פתרון חיזוק זה מציע לשפר את עמידותו של המבנה הנדון כמבנה עצמאי ולהבטיח שהתחזוה המקסימאלית תהיה קטנה מהמרווח הקיים בין המבנים, בכדי להימנע מהולם סיסמי בין המבנים. בפתרון חיזוק זה יוספו קירות בעובי 15 ס"מ בשלושת פאות המבנה בהן ניתן להוסיף קירות (ע"פ עקרון שלוש הלוחות) וזאת ללא פגיעה בשימושיות המבנה.

פתרון חיזוק זה ישים מאוד ופשוט יחסית לביצוע (לעומת הוספת ממ"מים או בניית קירות בתוך המבנה). ניתן למשל לבצע את הקירות בשיטת השוטקריט (SHOTCRETE) שהוצגה בפרק יא' של מדריך זה ובכך לגרום להפרעה סבירה בלבד בשימושיות המבנה. כמובן שניתן גם לבצע את הקירות בשיטות הקונבנציונליות אך שיטות אלו יגרמו להפרעה משמעותית יותר במבנה.

יוספו למבנה 3 קירות בעובי 15 ס"מ ובגובה המבנה (6.5 מטרים):

1. קיר באורך 14.70 מטרים ובו שני פתחים במידות 250/80 ושני פתחים במידות 250/70.
2. קיר באורך 14.90 מטרים ובו ארבעה פתחים במידות 250/80 וארבעה פתחים במידות 250/70.
3. קיר באורך 7.7 מטרים ללא פתחים.

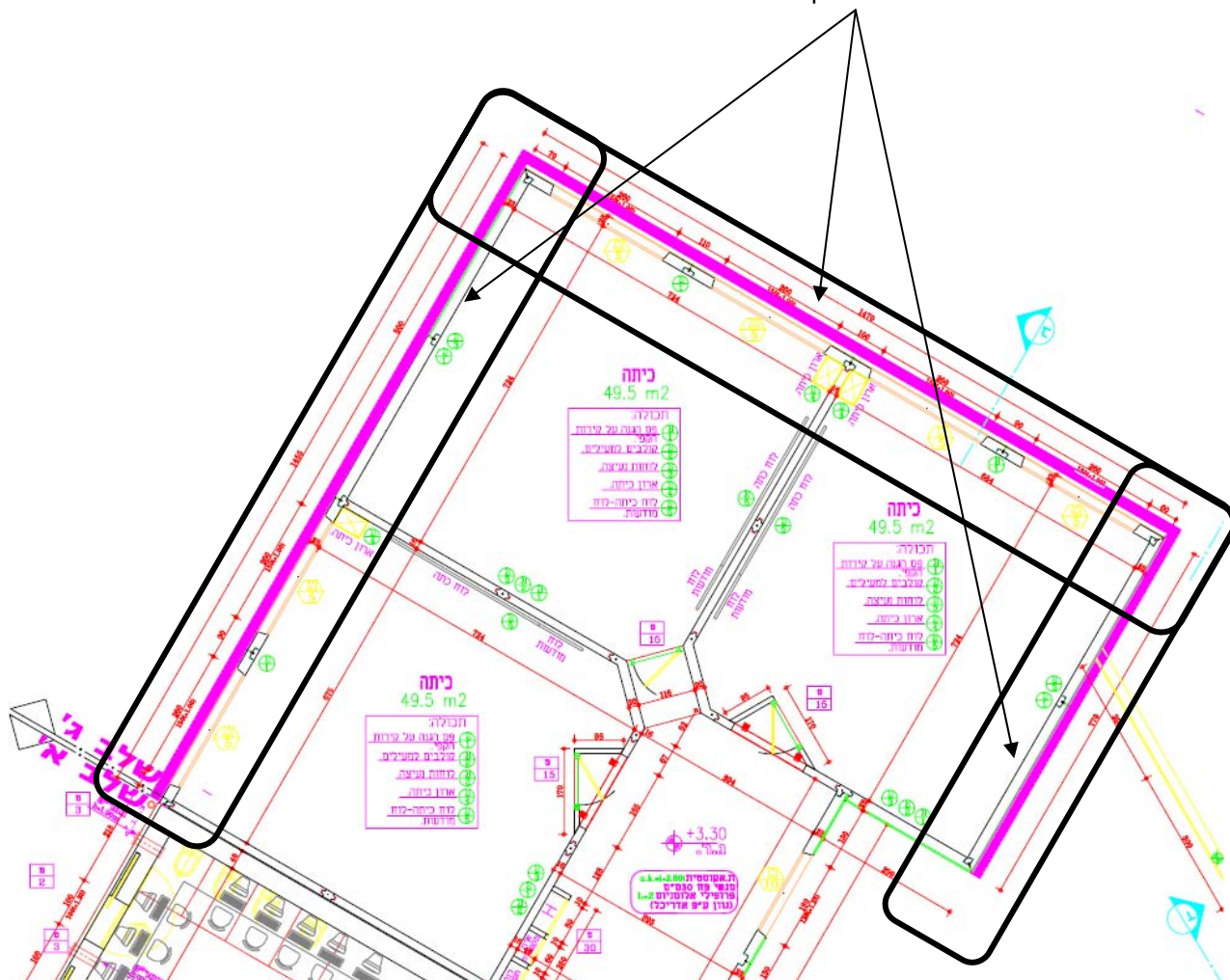
יתרונות:

- אין חשש להתפתחות מאמצים בתקרות כתוצאה מהתפשטות והתכווצות.
- למרות החישוב השמרני בו רק האלמנטים החדשים מספקים את ההקשחה לכוחות האופקיים, הלכה למעשה, גם הקירות הטרומיים הקיימים יעבדו בעת רעידת אדמה ועל כן ההקשחה תהיה יעילה ביותר. בחיזוק המבנה ניתן להתגבר על בעיות המחברים.

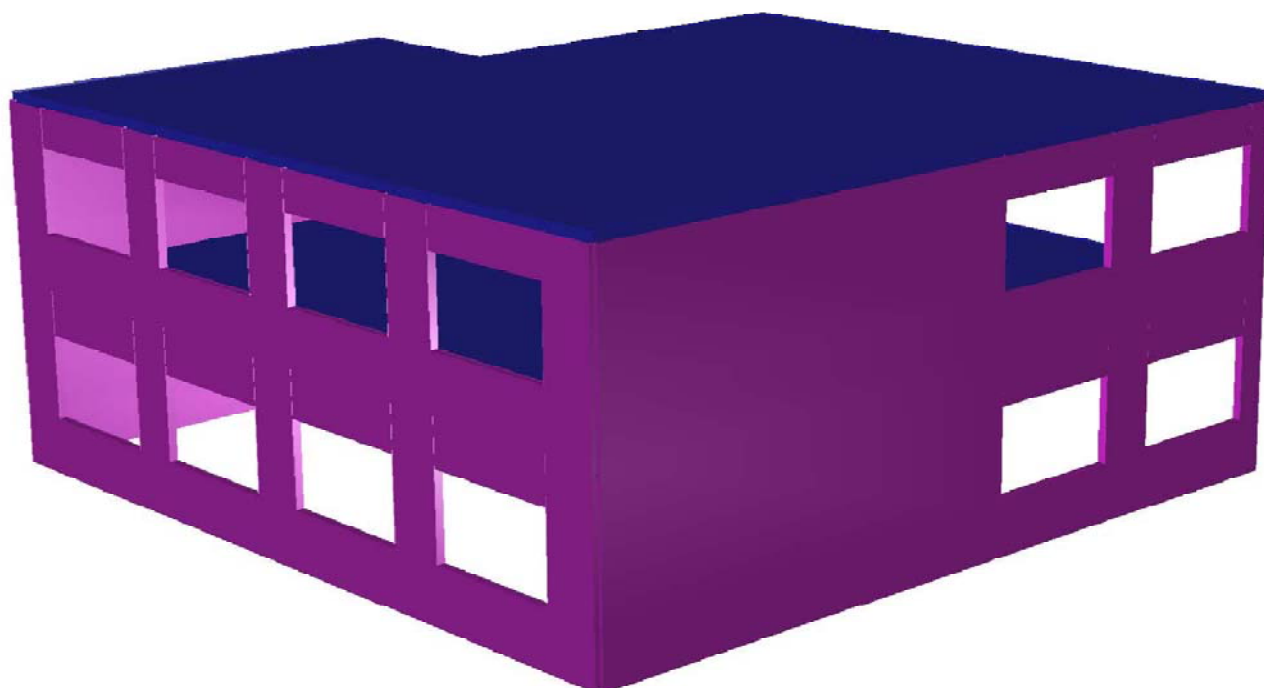
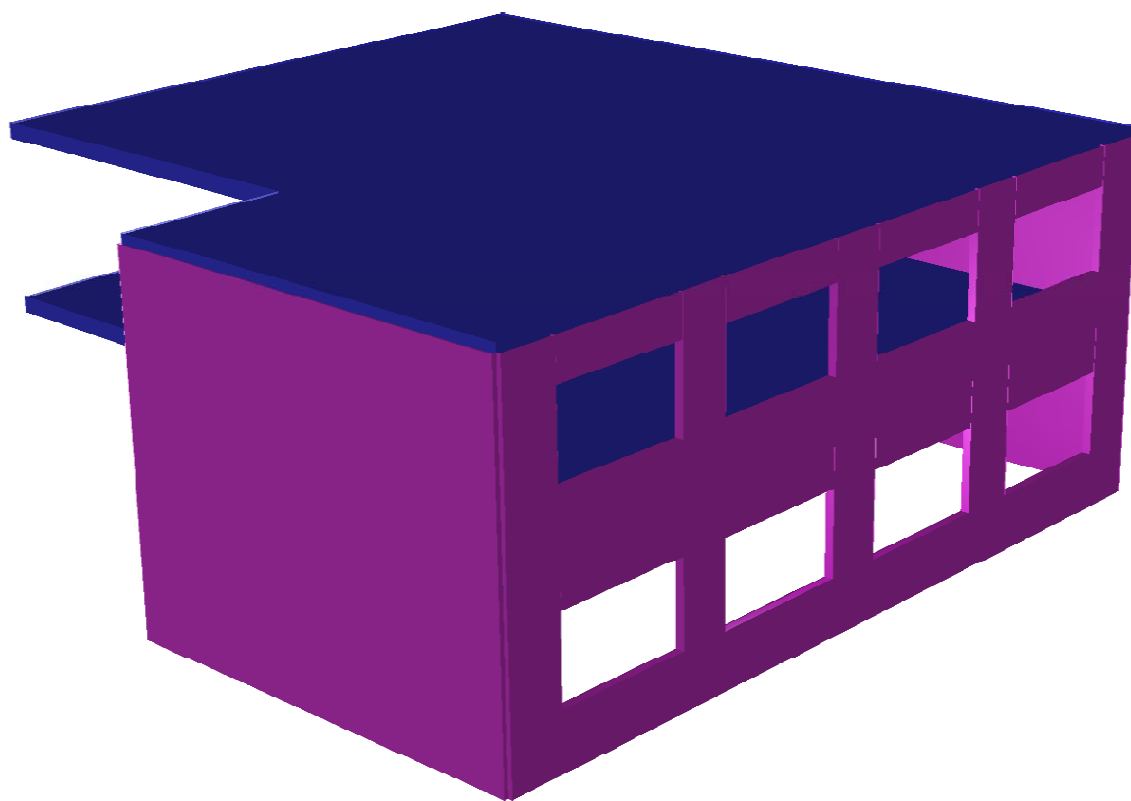
חסרונות:

- צריך לבדוק את הביסוס הקיים בהתחשב בתוספת העומסים.
- הפרעה מסוימת (ע"פ שיטת הביצוע) לתפקוד המבנה.
- יש להקפיד על פרטי החיבור בין האלמנטים החדשים לתקרות הקיימות.
- יש לתכנן ולוודא שאין סכנת הולם סיסמי.

אלמנטי החיזוק החדשים



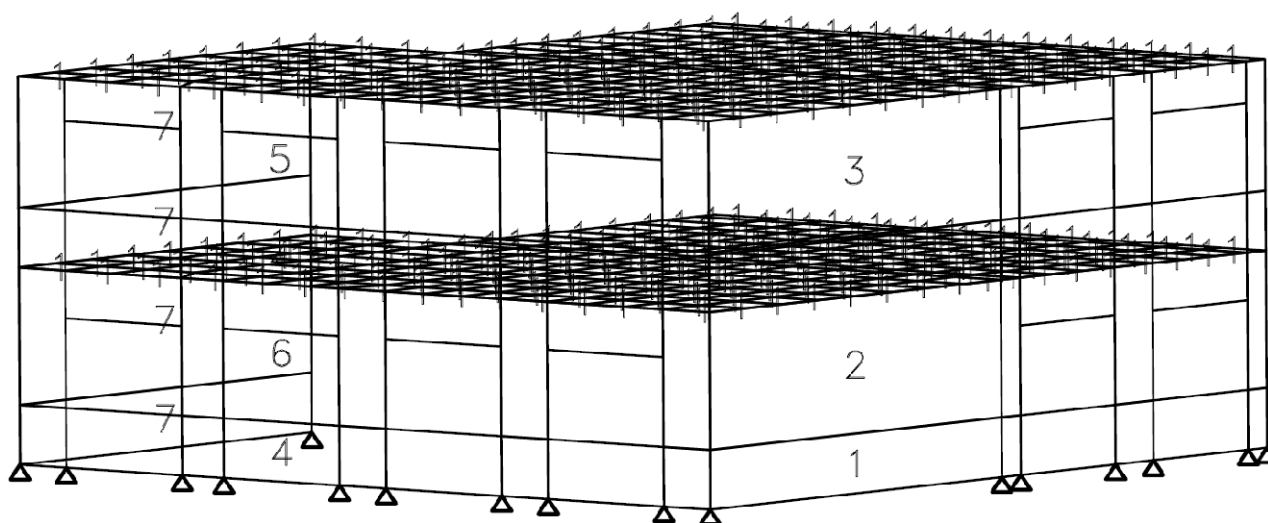
תכנית קומה במבנה המחזק



חומרים

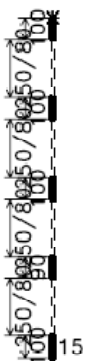
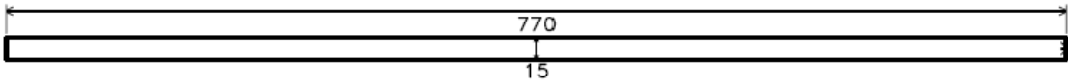
MATERIAL TABLE (units - ton meter)						
NO.	Name	Modulus of Elasticity	Poisson ratio	Density	Thermal coefficient	Shear modulus
1	B-30	0.2620E+07	0.150	0.2500E+01	0.00001000	0.1139E+07

אלמנטים במבנה



רשימת אלמנטים

SECTION PROPERTY TABLE (units - cm.)				
PROPERTY NO. 1				
Thickness =	25.000			
Material = 1 - B-30				
h2=20.000	h3=50.000	e2=10.000	e3=25.000	

WALLS SECTIONS TABLE						
No.	NAME	AREA	IX	IY	C.O.G.	Mat
6	Wall section no.6	2.24	.4135E+02	.4191E-02	0.00, -7.45	1
						
7	Wall section no.7	1.15	.2166E-02	.5707E+01	-3.85, 0.00	1
						

- פרמטרים לרעידת אדמה ותוצאות

לצורך חישוב רעידת אדמה נעשה שימוש באנליזה הדינאמית של התוכנה.

רמת המשיכות תהיה רמת משיכות נמוכה.

כלל הפרמטרים לרעידת אדמה יהיו ללא שינוי ממה שהוצג באנליזה הסטטית השקילה בתחילת דוגמת החישוב.

פרמטרים לרעידת אדמה כפי שהוזנו בתוכנה

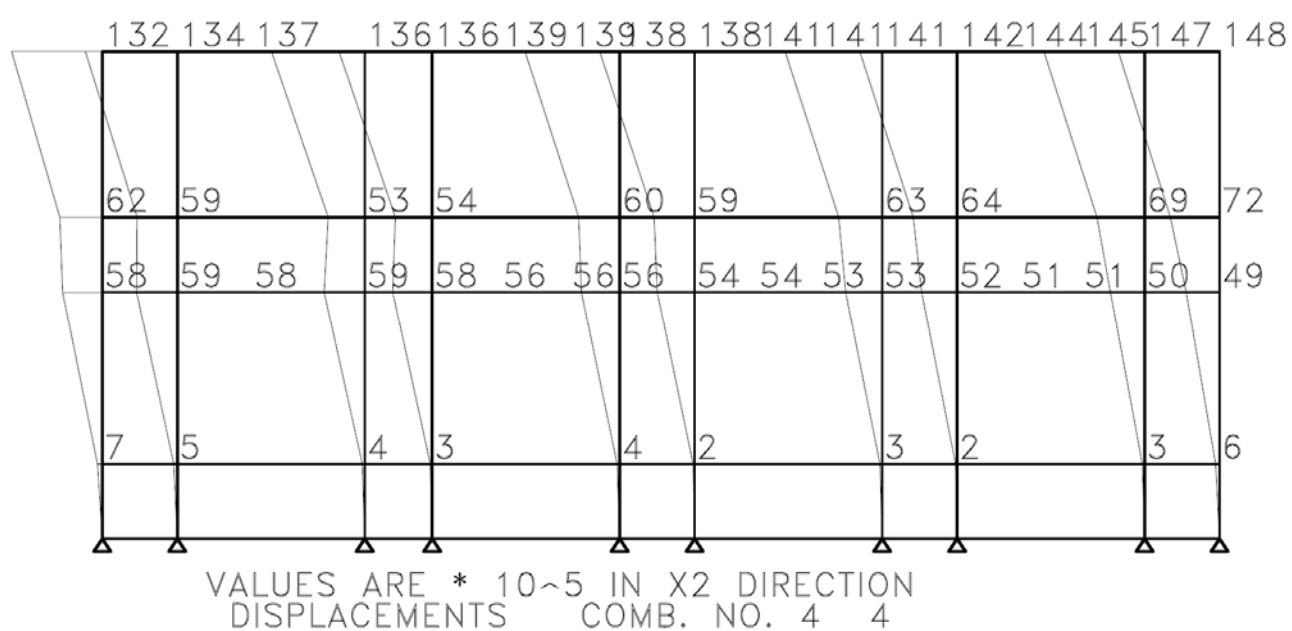
MODAL RESULTS							
Mode	T	Wn/Wtot	Fn (ton)	Qn (m)	Vn (m/s)	An (m/s**2)	Fn'/Wn (Cd)
1	0.1698	0.003	0.35	-0.0001	-0.0017	-0.0204	0.163
2	0.0807	0.837	71.89	0.0004	0.0097	0.2413	0.118
3	0.0740	0.026	2.14	-0.0001	-0.0018	-0.0479	0.113
4	0.0515	0.032	2.30	0.0000	-0.0011	-0.0413	0.099
5	0.0462	0.086	5.99	0.0000	0.0016	0.0710	0.095
Total sum		0.984	82.68				
CQC results			73.79	0.0004	0.0091	0.2276	
Israeli Standard Direction:X1 S=1.50 I=1.20 K=3.50 Z=0.190 80% Scaling: 1.4168 T= 0.1484 Damping=0.050							

בדיקת ההזזות ע"י התוכנה

STORY DRIFTS									
Height direction=X3, CQC over 1 to 1									
No.	Level m	Height m	Drift mm	Max. Defl. mm	Min. Defl. mm	X1-Drift mm	X2-Drift mm	Weight X1/X2	
1	0.00								
1	3.30	3.30	0.9	0.9	0.5	0.2	0.9	257.	
2	6.50	3.20	1.0	1.9	1.0	0.3	1.0	257.	

אין צורך לבדוק קומה חלשה מפני שאלמנטי ההקשחה מתחילים מהבסיס וצומחים ללא לשינוי לגובה המבנה ועל כן אין קומה חלשה במבנה.

פלט תזוזות



- תכנן קיר הקשחה בשימוש בתוכנה

ניתן לראות בחישוב להלן שיהיה צורך במנת זיון ריאלית בהחלט (מוט בקוטר 10 מ"מ כל 10 ס"מ) על מנת לספק הקשחה נאותה למבנה.

Detailed Results - Wall section no.4 (Wall 5)



Total As in wall = 119.4 cm²
152φ10

Wall no. 5 Segment 1 Nodes: 3, 752, 65, 760

Design combination = 1

Conc= B-30	fsd= 350 MPa	Cover (gross) = 3.0 cm			
le =	k *	lo	th	le/th	type
1.00 =	1.00 *	1.00	0.15	6.7	unbraced
					Reinforcement:
					o 152φ10
					As = 119.4 cm ²
					Vertical % 0.53
					Transverse % 0.20
					Design loads (t · m) :
					P M Mperp
					Input : 118.1 -95.8 2.3
					Design : 118.1 -95.8 3.4
					Add'l : 1.2
					Min :
					Capacity Factor = 16.86

Reinforcement:

Minimum diameter = φ10
Optimal spacing = 15.0 cm

Maximum diameter = φ25
Diameters allowed = 1

Design loads (t · m) :						
Location	Nod	MLod	Mod	Nd	MLd	Md (*=design case)
Bottom	118.1	0.0	-88.2	118.1	0.0	-88.2
					1.18	0.00
					-1.18	0.00
#Middle	118.1	1.1	-92.0	118.1	2.3	-92.0
Top	118.1	2.3	-95.8	118.1	3.4	-95.8 *

Detailed Results - Wall section no.4 (Wall 5)

Additional eccentricity

ea = max.(h/30 or 0.01 m)
max (0.15/30 or 0.01) =0.010

Equilibrium Check

Concrete: Con c= B-30
max stress = 130. kg/cm²
Ec = 262000.

Reinforcement: fsd= 3500 kg/cm²
Es = 2000000. kg/cm²

Strain: $\epsilon = 0.00350 - 0.00008 \times x2 - 0.02360 \times x3$

Capacity check:

Bars	$\Sigma P =$	211.0	$\Sigma M =$	1365.9	$\Sigma M^L =$	6.7
Concrete	P =	1780.2	M =	11977.0	M ^L =	84.1
Total	P =	1991.2	M =	13342.9	M ^L =	90.8
External load	P =	118.1	P*e =	879.8	P*e ^L =	8.9
External moment			M =	-95.8	M ^L =	-3.4
Total	P =	118.1	M =	784.0	M ^L =	5.4

סיכום ומסקנות

1. המבנה אמנם עומד בדרישות ת"י 2413 אך הנחת היסוד היא שהקירות הטרומיים מתפקדים כאלמנט מקשיח למבנה ולכן יש מקום לבחון את פרטי החיבור הקיימים בפועל. יש לוודא שפרטי החיבור מאפשרים להתייחס לקירות הטרומיים כאלמנט מקשיח לרעידות אדמה ואם ובמידה ואינם אזי יש לחזק פרטי חיבור אלו (על הבעייתיות שבנושא) או את המבנה כולו.
2. במידה ונעשה חיזוק למבנה טרומי, יש להקפיד יותר מכל על פרטי החיבור בין התקרות הקיימות לבין האלמנטים החדשים או להבטיח דיאפרגמה אופקית אחרת (דוגמת מסגרות מרחביות) בכדי להבטיח את הפעולה המשותפת של האלמנטים החדשים.
3. לצורך החישוב הונח שהקירות אינם נושאים ותוכנן חיזוק עבור המבנה ע"י בניית קירות בהיקף אשר כתוצאה מריבוי הפתחים בחלקם יעבדו אלו יותר כמסגרות.
4. המבנה חושב לרמת משיכות נמוכה למרות שניתן היה לחשבו גם לרמת משיכות בינונית היות וההקשחה האופקית מתקבלת ע"י אלמנטים חדשים שפרטי הזיון בהם יתוכננו ע"פ דרישות התקן העדכניות בין אם נרצה בכך ובין אם לאו.
5. לאחר חיזוק המבנה נבדקו הכוחות והתזוזות שמתקבלים בו והובטח שהתזוזה המקסימאלית לא תהיה גדולה מרוחב התפר בכדי למנוע אפקט של הולם סיסמי.
6. צורת חישוב זו, בה הקירות הטרומיים לא מהווים הקשחה אופקית, הינה צורת חישוב מחמירה אשר וודאי תגרום לכך שיהיה צורך בחיזוק מבנים רבים. יתרה מכך, אין למתודה זו (או לכל מתודה אחרת) התייחסות מפורשת בתקינה הישראלית. דעתנו היא שיש מקום להתוות כללים ברורים ומתודה אחידה ולגבותם בתקינה על מנת שניתן יהיה לחשב ולחזק במידת הצורך מבנים אלו היות והם נפוצים וחשיבותם רבה.

דוגמא 5 - מבנה בן 5

קומות

05/2011

תוכן עניינים

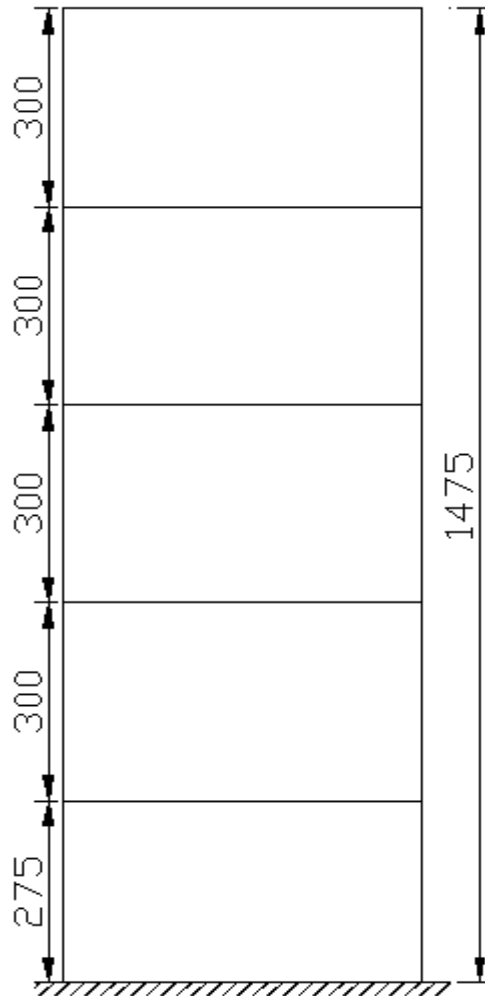
271	מבוא.....
272	נתוני המבנה.....
274	בדיקת המבנה בהתאם לת"י 2413 - בדיקה לרמה II
280	בדיקת המבנה בהתאם לת"י 2413 - בדיקה לרמה III
280	מודל המבנה במצב הקיים בתוכנת STRAP.....
280	גיאומטריה.....
283	עומסים ופרמטרים לרעידת אדמה.....
284	תוצאות.....
285	השוואת התוצאות לדרישות ת"י 413.....
286	פתרון לחיזוק.....
287	תוכנית קומה טיפוסית..... -
288	מודל המבנה לאחר חיזוק בתוכנת STRAP..... -
291	פרמטרים לרעידת אדמה ותוצאות..... -
293	השוואת התוצאות לדרישות ת"י 413..... -
296	סיכום ומסקנות.....

מבוא

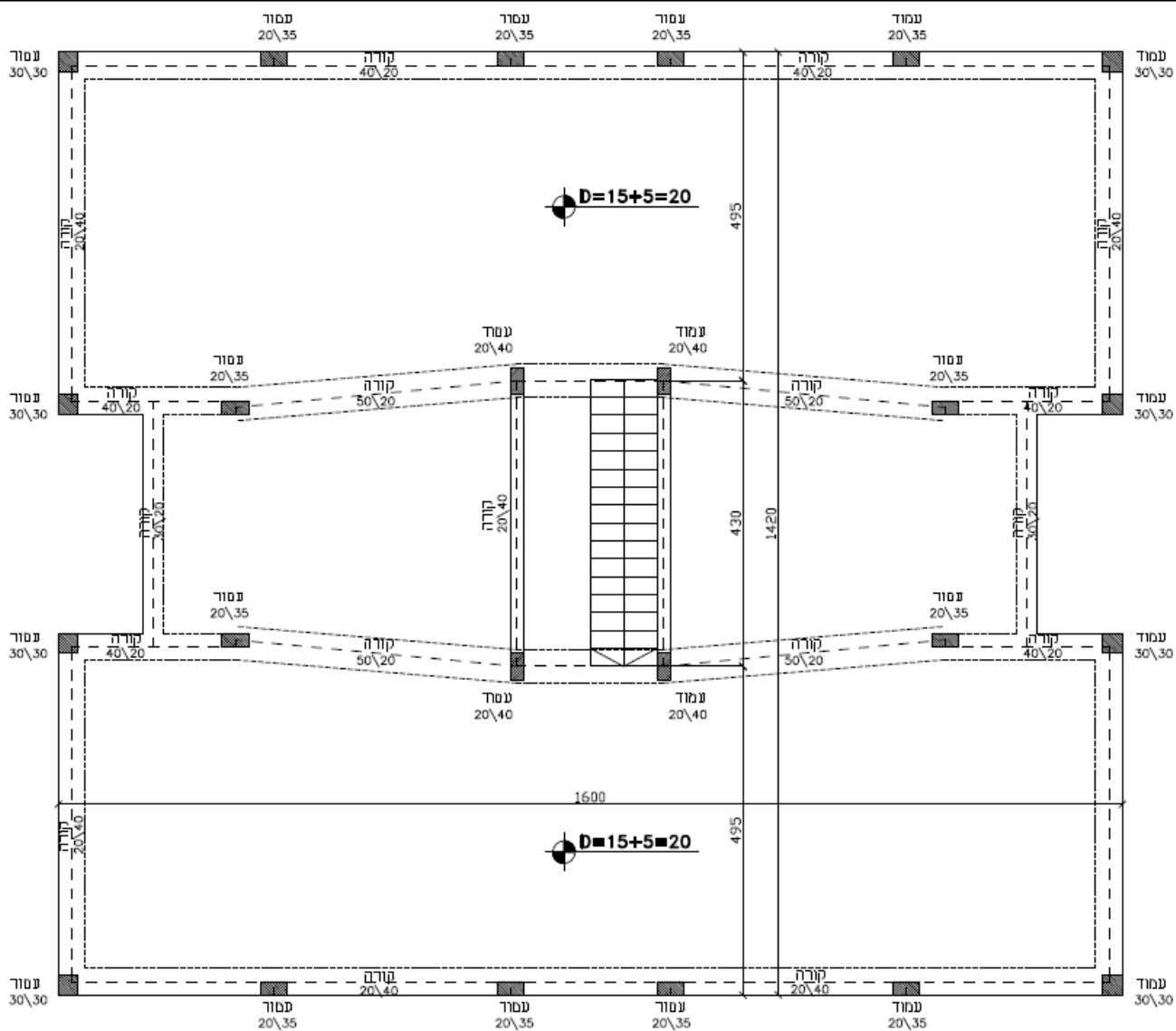
1. המבנה הנבדק הוא מבנה בטון הנשען על עמודים ללא פיר או אלמנט מקשיח אחר הפרוס לכל גובה הבניין. תקרות המבנה עשויות צלעות כאשר עוביין 15 ס"מ + 5 ס"מ טופינג. קירות המבנה הינם קירות בני ועמודי בטון בפינות. המבנה הוא ללא מרתף וללא בניינים סמוכים אליו. מצבו החיצוני של המבנה אינו משביע רצון: סדקים, התקלפות בטון ושיתוך בפלדת הזיון. נושאים בהם עוסקת הדוגמה: מבנה במצב לא משביע רצון, מבנה בטון, רעידת אדמה.
2. המטלה שהוטלה עלינו היא להתאים את המבנה לעמידה ברעידת אדמה החזויה באזור זה. לרשותנו עמדה תוכנית כללית בקנ"מ 1:100 בלבד וכל היתר הן הנחות בסיסיות שהנחנו לצורך הבדיקה.
3. בדקנו את עמידות המבנה לרעידת אדמה (בדיקה ברמה II) לפי ת"י 2413 כמפורט בהמשך. שלבי הבדיקה היו חישוב משקלים וכוחות סיסמיים לפי הנחיות התקן וחישוב התסבולת הקומתית של המבנה. לאחר חישוב עומסים ותסבולות חושב האינדקס הסיסמי שקבע כי המבנה אינו עמיד.
4. לאחר מכן בוצעה בדיקה למבנה לפי ת"י 413 (בדיקה ברמה III) והגענו למסקנה כי יש צורך לחזק את המבנה.
5. הוצע פיתרון לשם שיפור העמידות של המבנה ונבדקה עמידותו של המבנה המחוזק.

נתוני המבנה

מבנה הבנוי משלד בטון עם קירות בלוקים.
למבנה 5 קומות הכוללות קומת קרקע ו-4 קומות טיפוסיות.
חתך לגובה:



למבנה תקרות בטון צלעות בעובי 15+5 ס"מ השווה בקשיחותה לתקרה
מקשית בעובי 15 ס"מ. על כן במודל הממוחשב הוזנה התקרה כבעלת חתך בעובי 15 ס"מ.
גובה הבניין הכולל הוא 14.75 מטר.
גובה קומת הקרקע 2.75 מטר.
גובה קומה טיפוסית 3 מטר.
חתך התקרה אינו משתנה בין הקומה הטיפוסית לקומת הקרקע.



X1 זה הכיוון הארוך של המבנה.

קומה טיפוסית

בדיקת המבנה בהתאם לת"י 2413 - בדיקה לרמה II

קריטריונים לבדיקת המבנה ברמה זו (נוסחא 3.1):

עד 12 קומות – O.K.

גובה מקסימאלי 35 מ' – O.K.

נמצא לפחות 50 מ' מקו העתק פעיל – O.K.

אין חשש להימצאות קומה חלשה או קומה גמישה מכיוון שבתוכניות קירות ועמודים ניתן לראות שהחתך נשמר לגובה המבנה ובנוסף גובה קומות זהה בקירוב בכל המבנה ולכן נבצע בדיקה עבור קומת הקרקע בלבד.

אין קירות מבטון מזוין בקומת הקרקע לכן לא נוכל להתחשב בקומה זו כחלק מהיסודות. לצורך הבדיקה נשתמש בתכנית מדידה ללא פירוט הזיון באלמנטים.

העמידות הסיסמית של המבנה עפ"י סעיף 3.2 בתקן:

-Ft הכוח הסיסמי הכולל מעל הקומה הנבדקת

-Fat תסבולת הקומה הנבדקת

$$I_s = \frac{Fat}{Ft}$$

גבולי האינדקס הסיסמי (I_s) אוגדו בטבלה ג-2 במדריך זה.

פטור לביצוע הבדיקה, כאשר כל התנאים הבאים מתקיימים (סעיף 3.3):

א – המבנה בעל 1-2 קומות ואין בו קומות מפולשות – N.G.

ב – שטח המבנה עד 400 מ"ר ואין בו קומות מפולשות – N.G.

ג – במבנה אין קומה בעלת גמישות ניכרת – O.K.

תנאים נוספים לבדיקה:

במקרה שהמבנה הוא: מחסן בעל קומה אחת/ללא חשיבות מיוחדת/אינו מאוכלס רוב הזמן

ניתן לא לבדוק כלל את העמידות הסיסמית. N.G.

במקרה שהמבנה בעל ממ"דים/ממ"קים עפ"י טבלה 2 בתקן עפ"י מספר קומות במבנה

ניתן לא לבדוק כלל את העמידות הסיסמית. N.G.

לצורך הדוגמה נבצע את כלל החישובים עבור כוח הפועל בכיוון Y בלבד אך צריך לבצע את

אותן הבדיקות גם עבור כוח הפועל על המבנה בכיוון X.

כיוון Y הוא X2 בתוכנה.

חישוב הכוח הסיסמי הכולל Ft (סעיף 3.4.1 נוסחאות (3),(4),(5):

$$F_t = CWT$$

$$C = C_o(1 + \Sigma f)$$

$$WT = (G + KgQ) \cdot A$$

WT לפי נספח א' בתקן: עבור בניינים עד 12 קומות המיועדים למגורים

$$12 \text{ ק"נ למ"ר} \leq P \leq 9 \text{ ק"נ למ"ר}$$

נניח 10 ק"נ למ"ר

Co – ייקבע בהתאם לסוג המבנה (סעיף 3.4.1):

1. מבנה עם קירות הקשחה מבטון מזוין או מבנה מסגרות מבטון מזוין.
2. מבנה עם קירות בני נושאים או עם קירות אבן נושאים.
3. מבנה עם מערכות מוקשחות מפלדה.

המבנה הנדון הוא מבנה מסגרות מבטון מזוין לכן:

$$C_o = \frac{1.6Z}{\sqrt{H}} \leq 0.6Z$$

נניח שמבנה ממוקם במצפה רמון $Z=0.11$.

גובה המבנה הוא 14.75 מטר.

$$C_o = \frac{1.6 \times 0.11}{\sqrt{14.75}} \leq 0.6 \times 0.11$$

$$0.0458 \leq 0.066 \rightarrow O.K$$

נתונים בסיסיים ומקדמי תיקון (f) לכוח סיסמי כולל ft (סעיף 3.5 בתקן)

מקדם תיקון לחשיבות בתי מגורים $f_i=0$

מקדם תיקון לסוג קרקע היסוד נניח קרקע רכה $f_s=0.1$

בשביל לדעת את שאר המקדמים שהם שני מקדמי הסדירות (אנכית ואופקית) נצטרך לחשב את מדד הפיתול של המבנה ובזאת להחליט האם המבנה סדיר או לא. ע"פ נספח ב'.

לצורך התרגיל נבדוק סדירות אופקית רק בכיוון אחד והוא כיוון Y.

נניח שבכל קירות המבנה יש חלונות ועל כן הם אינם נחשבים כקירות בני ז"א שאין להתחשב בשטח החתך שלהם ואין להתחשב בזרוע בין 2 קירות בני מקבילים או ניצבים לצורך חישוב מדד הפיתול.

מונחים עפ"י נספח ב' סעיף ב-1:

ΣA_{sw}	- סכום שטחי החתכים האופקיים של קירות ההקשחה מבטון מזוין בקומה הנבדקת במקביל לכוח הסיסמי.
$\Sigma A'_{sw}$	- סכום שטחי החתכים האופקיים של קירות ההקשחה מבטון מזוין בקומה הנבדקת בניצב לכוח הסיסמי.
Ac	- שטח חתך כולל של קירות הגרעינים.
ΣA_{sm}	- סכום שטחי החתכים האופקיים של קירות בני במקביל לכוח.
$\Sigma A'_{sm}$	- סכום שטחי החתכים האופקיים של קירות בני בניצב לכוח.

היקף התקרה ומדד הפיתול עפ"י נספח ב' סעיף ב-1

$$Lp - \Rightarrow \text{היקף תקרה} - 70m$$

$$A^T_{sw} = \Sigma A_{sw} + \Sigma A_{sw} + \Sigma Ac + 0.2 \Sigma A_{sm} + 0.2 \Sigma A_{sm} = 0$$

$$d = 0$$

$$TI = 20 \frac{\Sigma A_{sw}d + 0.2 \cdot \Sigma A_{sm} \times d + 2 \cdot \Sigma A_{sw}d + 2 \times 0.2 \cdot \Sigma A_{sw}d}{Lp \cdot A^T_{sw}}$$

$$TI = 20 \times 0 = 0$$

$$TI = 0$$

$$TI \geq 2 N.G. \quad \text{נספח ב' סעיף ב-5}$$

N.G.

$$1.5 \leq TI \leq 2 N.G. \quad \text{נספח ב' סעיף ב-6}$$

N.G.

המבנה בעל אי סדירות אופקית משמעותית לכן $fh = 1$ עפ"י סעיף 3.5 בתקן.

לצורך חישוב הסדירות האנכית של המבנה נחשב את מדד הסדירות האנכית – SLi
 עפ"י נספח ג' סעיף ג-2.

$$SLi = \frac{\sum I (A_{sw} + 0.2 A_{sm}) + \sum i \left[\frac{(bc \cdot hc^2)}{h} \right]}{\sum I (A_{sw} + 0.2 A_{sm}) + \sum i + 1 \left[\frac{(bc \times hc^2)}{h} \right]}$$

↓

$$\sum A_{sw} = 0$$

$$\sum A_{sm} = 0$$

חתכי עמודים קומת קרקע גובה 2.75 מטר =

$$8 \times 0.3m \times 0.3m + 12 \times 0.2 \times 0.35 + 4 \times 0.2 \times 0.4 = 1.88m^2$$

חתכי עמודים קומה ראשונה גובה 3 מטר =

$$8 \times 0.3m \times 0.3m + 12 \times 0.2 \times 0.35 + 4 \times 0.2 \times 0.4 = 1.88m^2$$

$$SLi = \frac{\sum i \left[\frac{(bc \cdot hc^2)}{2.75} \right]}{\sum i + 1 \left[\frac{(bc \times hc^2)}{3} \right]} = 1.1 \geq 0.9$$

המבנה סדיר אנכית ולכן $f_v = 0$ עפ"י סעיף 3.5 בתקן.

עפ"י סעיף 3.4.1

$$C = C_0(1 + \sum f)$$

$$C = 0.0458 \times (0.1 + 1) = 0.05038$$

עפ"י נספח א' נחשב את המשקל של המבנה

$$Wt = 5 \times 211m^2 \times 10 \frac{kn}{m^2} = 10550kn$$

נמשיך בחישוב האינדקס הסיסמי עפ"י הנוסחה בסעיף 3.2

$$I_s = \frac{Fat}{Ft}$$

חישוב כוח אופקי סיסמי כולל בבסיס המבנה סעיף 3.4.1

$$Ft = cwt \Rightarrow Ft = 531.5kn = 53.15ton$$

תסבולת כוללת של Fat של הקומה הנבדקת סעיף 3.6

$$Fat = (1 + \sum a) \sum \left(\frac{\alpha_j}{\alpha_{max}} Fa, j \right)$$

α_{max} = מקדם השתתפות מקסימאלי מבין כל α_j

תסבולת קירות בני וקירות אבן סעיף 3.7.2

$$Fa,sm = \tau_a \Sigma A_{sm} \quad \alpha_j = 0.3$$

נניח בלוקים רגילים מלאים וחגורות אופקיות מבטון מזוין

$$\tau_a = 0.04 \text{ MPA}$$

$$Fa,sm = 0.04 \text{ mpa} \times 10^2 \times 0 \text{ m}^2 = 0 \text{ ton}$$

לבלוקים אין תסבולת משום שאין מבחינתנו בלוקים שמקבלים את הכוח האופקי כי בכל הקירות ישנם חלונות כך שאין באמת מוט לחיצה אלכסוני בקיר.

תסבולת עמודים מבטון מזוין עפ"י סעיף 3.7.4

$$Fa,c = \frac{(\Sigma bc \times hc^2) \times fck}{15 \varepsilon h}$$

$$fck = 20 \text{ MPA} \quad \text{נניח } fck = 20 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon = 1 \quad \text{נניח שהתקרות מחוברות ע"י קורות סמויות.}$$

$$h = 3 \text{ מטר} \quad \text{גובה הקומה הנבדקת } h = 3 \text{ מטר.}$$

טבלת תסבולת עמודים עבור כוח בכיוון Y

מספר עמודים	bc_m	hc_m	$\frac{(\Sigma bc \times hc^2) \times fck}{15 \varepsilon h}$
8	0.35	0.2	4.97
12	0.3	0.3	14.4
4	0.2	0.4	5.68
תסבולת כוללת			25 ton

$$\alpha_j = 0.9 \quad \text{ניקח את המקדם אלפא עבור מסגרות כפיפה מבטון מזוין } \alpha_j = 0.9$$

מקדמי תיקון לתסבולת כוללת Fat (סעיף 3.8) :

$$(ay = -0.2) \quad \text{שנת הקמה עפ"י הנחה לפני 1960}$$

מבנה עשוי רכיבים טרומיים – לא רלוונטי

$$(af = 0) \quad \text{מין ביסוס – לא ידוע: נניח יסוד יחיד או יסוד עובר}$$

המבנה ממוקם ליד קצה דרך – לא רלוונטי

המבנה נמצא במרחק שבין 50 ל- 200 מ' מעתק חשוד כפעיל – לא רלוונטי

$$(ap = -0.2) \quad \text{מצב קיים של מבנה אינו משביע רצון}$$

מישקי התפשטות, אם ישנם – לא רלוונטי

הימצאות עמודים קצרים – אין עמודים

מסמכי מהנדס: יש תכניות הגשה לרשות (ניתן לזהות בהן שינויים) ואם אין, יש להכין תכנית מדידה לכל התקורות הנבחנות על ידי מהנדס הבדק להשלמת המסמכים

$$(ad = -0.15)$$

שיקול דעת נוסף של המהנדס הבדק ($a_0 = 0$)

$$\Sigma a = -0.55$$

$$Fat = (1 - 0.55) \cdot \left[\frac{0.9}{0.9} \times 25 \right] = 11.25 \text{ ton}$$

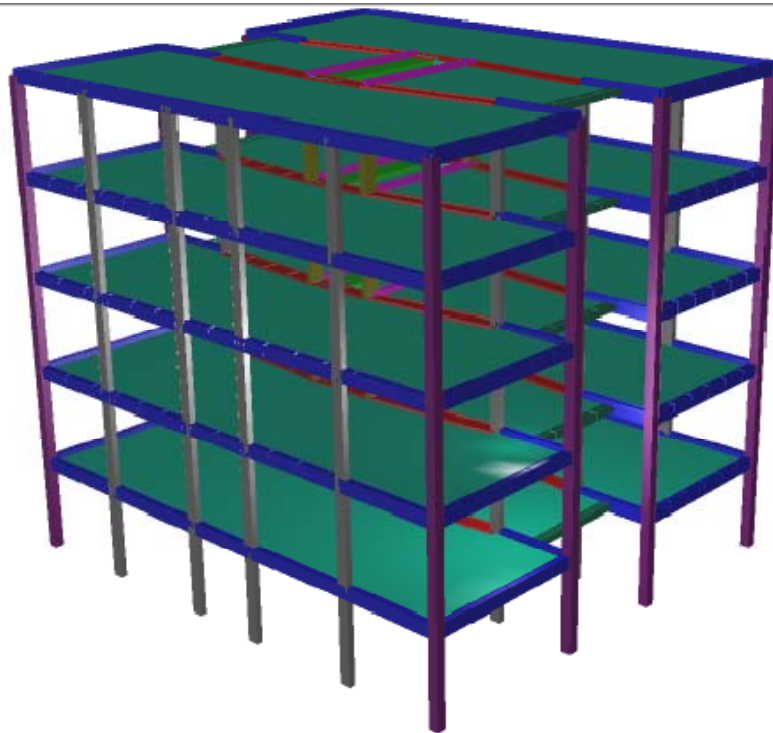
$$I_s = \frac{Fat}{Ft} = \frac{11.25}{53.15} = 0.21 < 0.9$$

**ניתן להבין מתוצאות האבחון הראשוני שיש לבצע בדיקה דחופה
לרעידות אדמה כי המבנה אינו עומד במקדם האבחון הראשוני.**

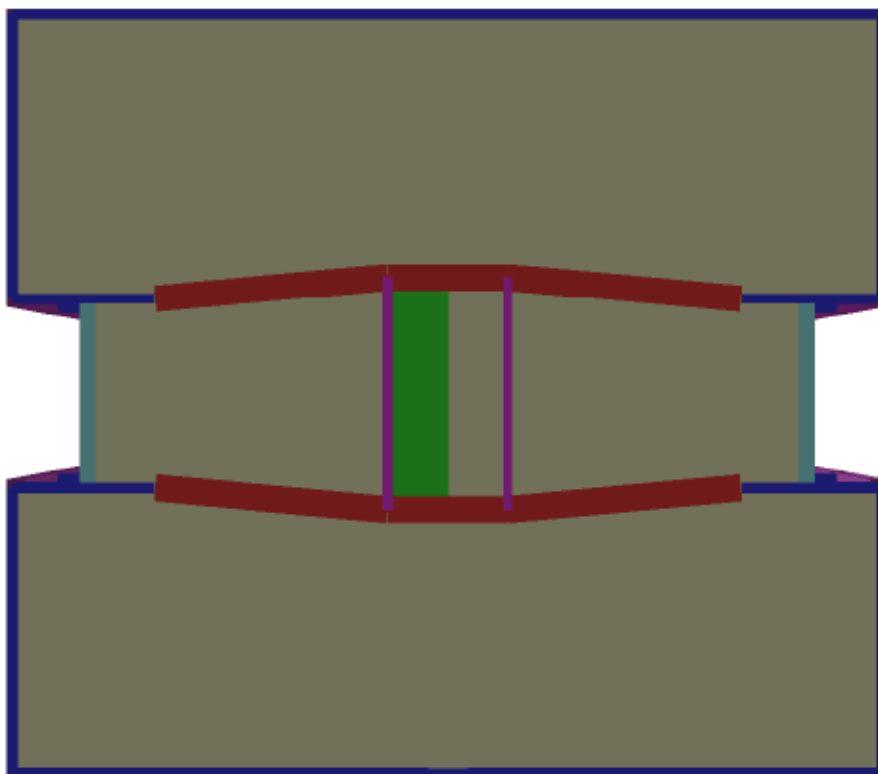
בדיקת המבנה בהתאם לת"י 2413 - בדיקה לרמה III

מודל המבנה במצב הקיים בתוכנת STRAP

גיאומטריה



מבט תלת מימד



מבט דו מימד תקרת המבנה

7	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	7
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3
3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	6
6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	6
6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	6
3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
7	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	7
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3
3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3

סוגי האלמנטים

Properties Groups			
NO.	Description	Mat.	ribs/void
1	Th=15.	B20	
2	Th=15.	B20	
3	- Beam property -		
4	- Beam property -		
5	- Beam property -		
6	- Beam property -		
7	- Beam property -		
8	- Beam property -		
9	- Beam property -		

טבלת מאפייני חתך התקרות

NO.	Description	Dir.	Mat.	Area	I2	I3
1	- Elements property -					
2	- Elements property -					
3	Rectangle, H=40., B=20.	major (I2>I3)	B20	800.	106666	26666.7
4	Rectangle, H=40., B=20.	minor (I3>I2)	B20	800.	26666.7	106666
5	Rectangle, H=20., B=50.	minor (I3>I2)	B20	1000.	33333.3	208333
6	Rectangle, H=20., B=30.	minor (I3>I2)	B20	600.	20000.	45000.
7	Rectangle, H=30., B=30.	major (I2>I3)	B20	900.	67500.	67500.
8	Rectangle, H=20., B=35.	minor (I3>I2)	B20	700.	23333.3	71458.3
9	Rectangle, H=20., B=40.	minor (I3>I2)	B20	800.	26666.7	106666

טבלת מאפייני חתך הקורות והעמודים

עומסים ופרמטרים לרעידת אדמה

נניח עומסים עפ"י ת"י 2413 כך שבכל קומה נקבל עומס מפורס כרשום למטה

$$g + \Delta g + kq \times q = Pi = 10 \left(\frac{KN}{m^2} \right) = 1 \left(\frac{t}{m^2} \right)$$

$$T = 0.102 \times 14.75^{\frac{3}{4}} = 0.76 \text{ sec}$$

The screenshot shows a software dialog box titled "Israeli Standard". It contains several input fields and buttons for configuring seismic analysis parameters. The "Minimum no. of modes to consider" is set to 6 of 10. The "Earthquake direction" is set to X2. The "Foundation factor" is 1.5, "Importance factor" is 1.0, and "Behaviour factor" is 3.5. The "Acceleration ratio" is 0.11 (Amax/g). The "Maximum Cd" is set to "None (Steel structure)". Under the "Scaling of results" section, "Scaling for regular structures" is selected. The "Structure period" [T] is 0.76. There are "Cancel" and "OK" buttons on the right.

Parameter	Value
Minimum no. of modes to consider	6 of 10
Earthquake direction	X2
Foundation factor [s]	1.5
Importance factor [I]	1.0
Behaviour factor [K]	3.5
Acceleration ratio [Z]	0.11 (Amax/g)
Maximum Cd	None (Steel structure)
Scaling of results	☒ Scaling for regular structures
Structure period [T]	0.76

הערכים שהוזנו במחשב לשם ביצוע האנליזה המודלית

תוצאות

קומבינציית העומסים שנבדקה ניתן לראות שלמרות שהבניין לפני 1967 וישנה אפשרות להקטין את עומס רעידת אדמה ב-1/3, בתור מתכנן החיזוק החלטתי שעקב אי ודאות בנוגע לאלמנטי המבנה לא יוקטן העומס ולמעשה ייבדק המבנה לעומס רעידת אדמה מלא.

תזוזות בכיוון X2 עקב כוח בכיוון X2

Story drift calculations

Israeli Standard

Max. drift/h : 0.004 ☒ Code values Height direction : X3
☐ User defined

No.	Level (m)	Height (m)	Drift (mm)	Max. Defl.	Min. Defl.	X1-Drift	X2-Drift
	0.00						
✗ 1	2.75	2.75	25.7	25.7	18.6	3.6	25.4
✗ 2	5.75	3.00	12.8	38.5	28.1	1.7	12.7
✓ 3	8.75	3.00	9.4	47.7	35.0	1.2	9.4
✓ 4	11.75	3.00	6.8	54.3	39.9	0.9	6.8
✓ 5	14.75	3.00	3.9	57.9	42.6	0.5	3.8

Display :
☐ Stiffness and mass centers
☐ Story shear forces

Print :
☐ Stiffness and mass centers
☐ Story shear forces

Buttons: Insert, Add nodes, Delete, Print, Cancel, OK

ניתן לראות עפ"י הטבלה שקומות 1 ו-2 לא עומדות בדרישות ת"י 413 ונדרש חיזוק למבנה.

השוואת התוצאות לדרישות ת"י 413

403.2 – דרישות כלליות לתכן הסטה קומתית אופקית גבולית
עפ"י התקן ההחלטה הקומתית האופקית הגבולית עבור זמן מחזיר

$$T = 0.76 \text{ sec}$$

$$\Delta i \text{ lim} = \min \left\{ 0.75 \cdot \frac{h_i}{40k}, \frac{h_i}{250} \right\}$$

נבדוק רק עבור קומה ראשונה

$$h_i = 2.75m$$

$$\Delta i \text{ lim} = \min \left\{ \frac{0.75 \cdot 2.75}{40 \cdot 3.5} = 0.014m, \frac{2.7}{250} = 0.0108m \right\}$$

$$\Delta i \text{ lim} = 1.08cm$$

$$\Delta X^2 = 2.54cm \text{ תזוזה קומתית בכיוון הנ"ל}$$

$$1.08 > 2.54$$

ניתן לראות שהקומה הראשונה לא עומדת ולכן המבנה אינו עומד בדרישות ת"י 413.

פתרון לחיזוק

נחזק את המבנה ע"י בנייה של 4 פירים חיצוניים למבנה וזאת משום שאין בעיית שטח. בנוסף, נוסיף קירות הקשחה בכיווני X ו-Y עפ"י התכנית המצורפת של הקומה טיפוסית שצורפה בדף הבא. מיקומי הפירים יהיו סימטריים לשני הכיוונים בכדי שלא תיווצר בעיית פיתול במבנה. עובי קירות הפיר יהיה 20 ס"מ.

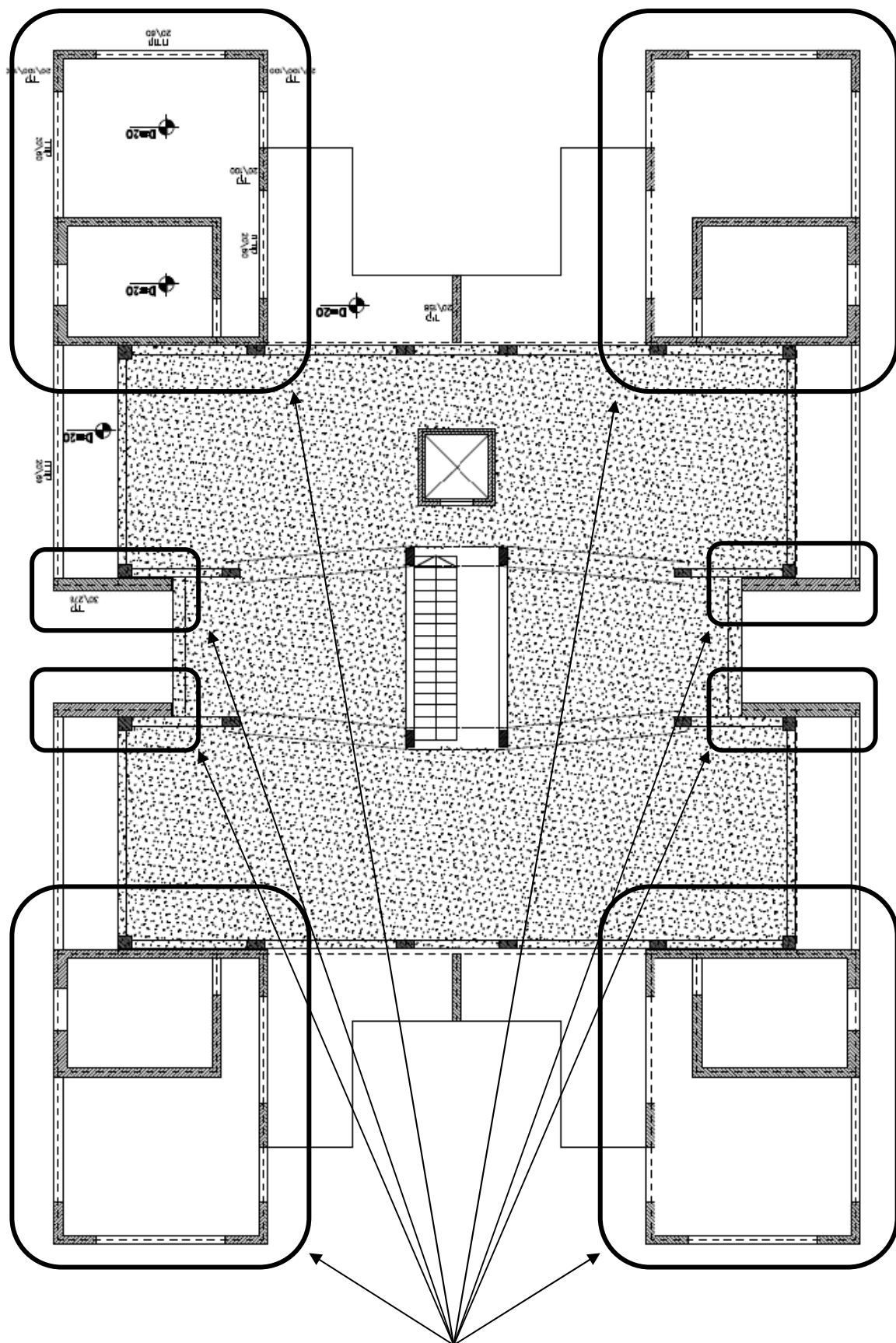
ישנה תוספת של קומת גג שבד"כ (אך לא בהכרח) תינתן לקבלן המבצע כתשלום בעבור עבודות החיזוק ועל מנת שעלות החיזוק לא תצטרך לצאת מכיסם של דיירי הבית. קומת הגג תתבצע כך שמשקלה יועבר לחיזוק המיועד (פירים מתוכננים) ולא למבנה הקיים. תכנון זה יבטיח את שלמות המערכת הסטטית הקיימת וזאת משום שחוזק האלמנטים הקונסטרוקטיביים והיסודות במבנה הקיים אינו ידוע.

גובה המבנה החדש 17.75 מטר הבנוי מקומת קרקע בגובה של 2.75 מטר ו-5 קומות טיפוסיות בגובה של 3 מטר.

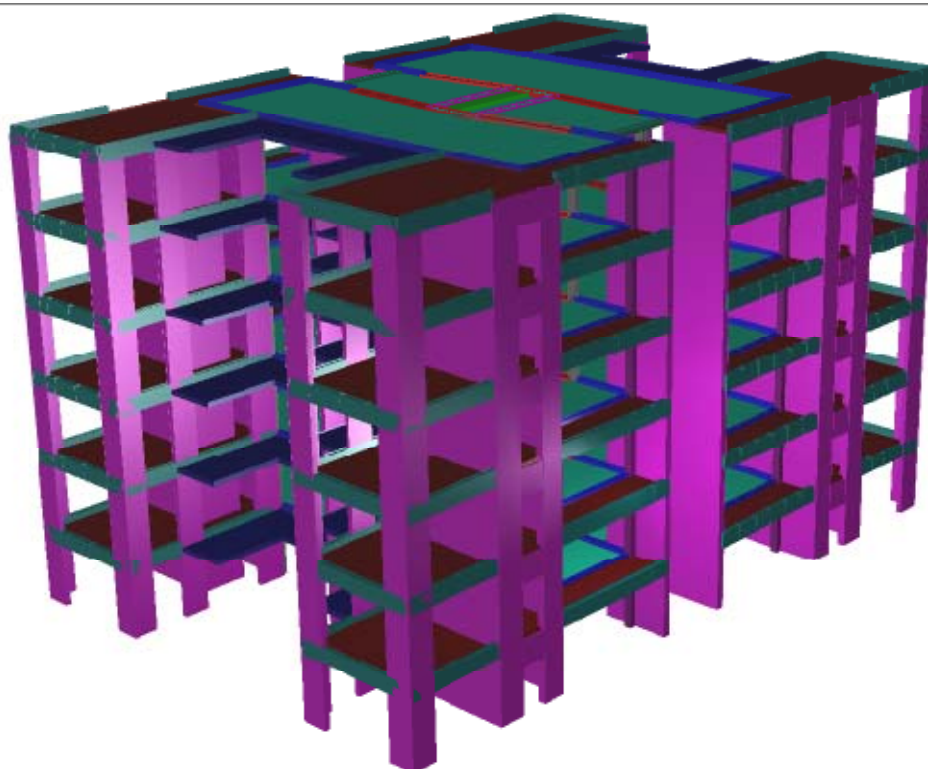
מידות המבנה הן 8.8 מטר בכיוון X1 על 28 מטר בכיוון X2.

משקל המבנה הכולל עפ"י העמסה של כל קומה בעומס של 1 טון למ"ר הינו 2576 טון.

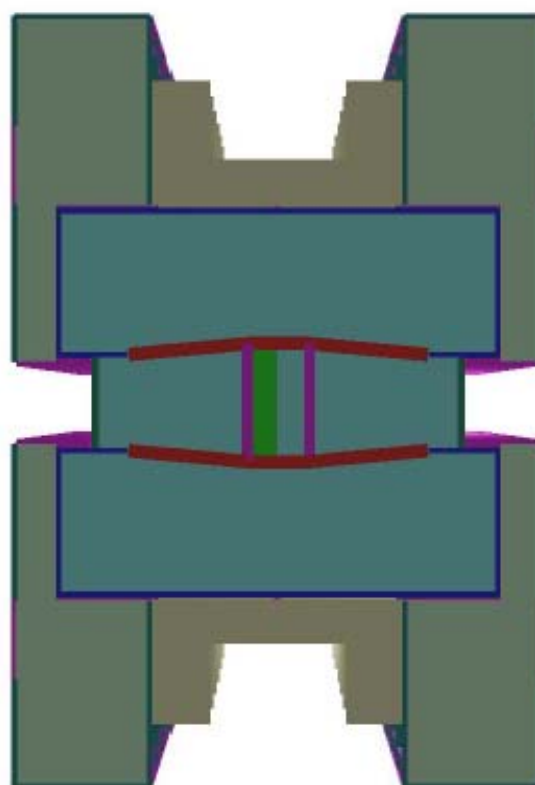
בדפים הבאים מתוארת תוכנית האדריכלות של הפיר ותוצאות המודל שנערך באמצעות תוכנת STRAP.



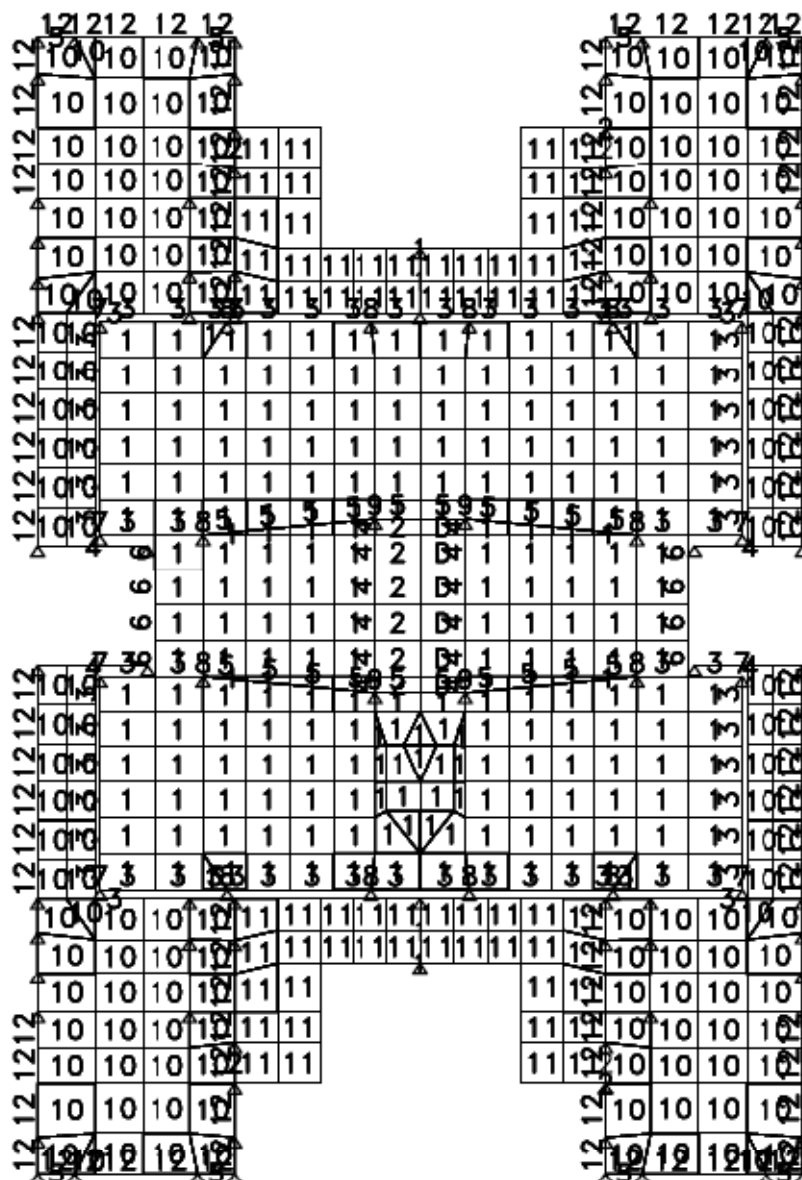
אלמנטי החיזוק החדשים



תוכנית תלת מימדית



תוכנית תקרה דו מימדית



סוגי האלמנטים במבנה

טבלת מאפייני חתך התקרות:

Properties Groups			
NO.	Description	Mat.	ribs/void
1	Th=15.	B20	
2	Th=15.	B20	

טבלת מאפייני חתך הקורות:

NO.	Description	Dir.	Mat.	Area	I2	I3	
3	Rectangle, H=40., B=20.	major (I2>I3)	B20	800.	106666	26666.7	
4	Rectangle, H=40., B=20.	minor (I3>I2)	B20	800.	26666.7	106666	
5	Rectangle, H=20., B=50.	minor (I3>I2)	B20	1000.	33333.3	208333	
6	Rectangle, H=20., B=30.	minor (I3>I2)	B20	600.	20000.	45000.	
7	Rectangle, H=30., B=30.	major (I2>I3)	B20	900.	67500.	67500.	
8	Rectangle, H=20., B=35.	minor (I3>I2)	B20	700.	23333.3	71458.3	
9	Rectangle, H=20., B=40.	minor (I3>I2)	B20	800.	26666.7	106666	
10	- Elements property -						
11	- Elements property -						
12	Rectangle, H=60., B=20.	major (I2>I3)	B30	1200.	360000	40000.	
13	Rectangle, H=70., B=30.	major (I2>I3)	B30	2100.	857499	157500	

מלבד הקורות והתקרות הקיר נבנה בעובי 20 ס"מ עד 30 ס"מ בהתאם לחתך האדריכלות כשגובהו כגובה הקומות.

טבלת שילוב העומסים שנלקחו:

No.	Title	1:pi 1t/m ²	2:CQC ,DIR:X2,ECC:DX1= 0.942	3:CQC ,DIR:X1,ECC:DX2= 1.400
1	fd1	1.	1.	
2	fd2	1.		1.
3	fd3	1.	-1.	
4	fd4	1.		-1.

- פרמטרים לרעידת אדמה ותוצאות

רעידת אדמה בכיוון הארוך X2

Israeli Standard

Select another code

Minimum no. of modes to consider : 8 of 10

Earthquake direction X2

Foundation factor [s] 1.5

Importance factor [I] 1.0

Behaviour factor [K] 5.

Acceleration ratio [Z] 0.11 (Amax/g)

Maximum Cd None (Steel structure)

Scaling of results

☐ No scaling Structure period [T] 0.588

☒ Scaling for regular structures

☐ Scaling for irregular structures

Cancel OK

פרמטרים

רעידת אדמה בכיוון הקצר X1

Select another code

Minimum no. of modes to consider : 8 of 10

Earthquake direction X1

Foundation factor [s] 1.5

Importance factor [I] 1.0

Behaviour factor [K] 5.

Acceleration ratio [Z] 0.11 (Amax/g)

Maximum Cd None (Steel structure)

Scaling of results

☐ No scaling Structure period [T] 0.588

☒ Scaling for regular structures

☐ Scaling for irregular structures

Cancel OK

פרמטרים

Story drift calculations

Israeli Standard

Max. drift/h : 0.005 ☒ Code values ☐ User defined Height direction : X3

No.	Level (m)	Height (m)	Drift (mm)	Max. Defl.	Min. Defl.	X1-Drift	X2-Drift	
	0.00							
✓ 1	2.75	2.75	0.2	0.2	0.1	0.0	0.2	
✓ 2	5.75	3.00	0.4	0.5	0.5	0.0	0.4	
✓ 3	8.75	3.00	0.4	1.0	0.8	0.1	0.4	
✓ 4	11.75	3.00	0.5	1.4	1.2	0.1	0.4	
✓ 5	14.75	3.00	0.4	1.9	1.5	0.1	0.4	
✓ 6	17.75	3.00	0.4	2.2	1.8	0.1	0.4	

Display :

Print :

Buttons: Insert, Add nodes, Delete, Print, Cancel, OK

Story drift calculations

Israeli Standard

Max. drift/h : 0.005 ☒ Code values ☐ User defined Height direction : X3

No.	Level (m)	Height (m)	Drift (mm)	Max. Defl.	Min. Defl.	X1-Drift	X2-Drift	
	0.00							
✓ 1	2.75	2.75	0.1	0.1	0.1	0.1	0.0	
✓ 2	5.75	3.00	0.3	0.4	0.2	0.3	0.1	
✓ 3	8.75	3.00	0.4	0.8	0.4	0.4	0.1	
✓ 4	11.75	3.00	0.5	1.3	0.6	0.4	0.1	
✓ 5	14.75	3.00	0.5	1.8	0.9	0.5	0.1	
✓ 6	17.75	3.00	0.5	2.2	1.1	0.4	0.1	

Display :

Print :

Buttons: Insert, Add nodes, Delete, Print, Cancel, OK

- השוואת התוצאות לדרישות ת"י 413
נבצע ניתוח תוצאות עבור כוח הפועל בכיוון X1

403.2 – דרישות כלליות לתכן הסטה קומתית אופקית גבולית

$$T = 0.068 \times 17.75^{\frac{3}{4}} = 0.588 \text{ sec} \leq 0.7(\text{sec})$$

$$\Delta i \text{ lim} = \min \left\{ \frac{h_i}{40k}; \frac{h_i}{200} \right\}$$

עבור קומה חמישית

$$h_i = 3m$$

$$\Delta i \text{ lim} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{40 \cdot 5} = 0.015m \\ \frac{3}{200} = 0.015m \end{array} \right\}$$

$$\Delta i \text{ lim} = 1.5cm$$

ההסטה הקומתית נמצאת בקומה החמישית והיא עומדת על 0.5 מ"מ לכן המבנה עומד ברעידות אדמה.

שילוב העומסים שנלקח לצורך הפעלת העומס האופקי הוא כלל המשקל של המבנה ללא הפחתות של עומס שימושי המותרות ע"פ ת"י 412.

No.	Level	Mass		Rigidity		Difference	
		X1	X2	X1	X2	DX1	DX2
0	0.00						
1	2.75	7.903	6.997	7.902	6.997	0.000	0.000
2	5.75	7.903	6.997	7.902	6.997	0.000	0.000
3	8.75	7.903	6.997	7.903	6.997	0.000	0.000
4	11.75	7.903	6.997	7.903	6.997	0.000	0.000
5	14.75	7.903	6.997	7.903	6.997	0.000	0.000
6	17.75	7.903	6.997	7.903	6.997	0.000	0.000

ניתן לראות שמרכז הקשיחות ומרכז המסה מתלכדים משום שהמבנה סימטרי.

No.	Level	Story forces		Base shear	
		V1	V2	V1	V2
0	0.00				
1	2.75	5.14	0.00	121.14	0.00
2	5.75	12.00	0.00	118.27	0.00
3	8.75	17.92	0.00	109.85	0.00
4	11.75	24.13	0.00	94.88	0.00
5	14.75	31.70	0.00	72.43	0.00
6	17.75	41.21	0.00	41.21	0.00

ניתן לראות שכוחות הגזירה מתקבלים בצורה שווה על פני הקומות ולא מתרכזים בצורה מרוכזת בבסיס המבנה וזאת משום שהמבנה מוקשח מאוד מהבסיס ועד לגג.

Israeli Standard

Allowable shear stress (concrete) : mPa Height direction :

Allowable shear stress (steel) : mPa

No.	Level (m)	Height ...	X1-Shear	Ratio	X2-Shear	Ratio
	0.00					
✓ 1	2.75	2.75	386.59	1.00	261.69	1.00
✓ 2	5.75	3.00	386.59	1.00	261.69	1.00
✓ 3	8.75	3.00	386.59	1.00	261.69	1.00
✓ 4	11.75	3.00	386.59	1.00	261.69	1.00
✓ 5	14.75	3.00	386.59	1.00	261.69	1.00
✓ 6	17.75	3.00	386.59		261.69	

הטבלה לעיל מציגה את בדיקות התוכנה לנושא של קומה חלשה.
אין בעיה של קומה חלשה במבנה וניתן ללמוד זאת מהסימון של ה"וי" בכל השורות.

סיכום ומסקנות

- על סמך החישובים והבדיקות שנערכו, המבנה במצבו הנוכחי אינו עמיד לכוחות סיסמיים ואינו עומד בדרישות ת"י 413 ו- ת"י 2413 ולכן דרוש לשפר את עמידותו לרע"א.
- המבנה נבדק לרמת משיכות נמוכה (לפני החיזוק) מכיוון שאין לנו ידע קודם על פרטי הזיון המבנה ולכן אין אנו יכולים להניח שכלל הרכיבים מכילים את פרטי הזיון התואמים את הנחיות התקן העדכניות. כתוצאה מכך, מחבריו קשיחים ואינם מתאימים לקבלת הכוחות האופקיים והתזוזות הנדרשות ממבנים ברמות המשיכות העליונות. לא נוכל לצפות שלמבנה תהיה את ההתנהגות האלסטופלסטית אשר באה לידי ביטוי במקדם הקטנת הכוח עבור רמות משיכות גבוהות.
- לאחר החיזוק ניתן היה לעלות את רמת המשיכות של המבנה משום שכל הרכיבים המחזקים של המבנה נבנו בשלב שני ויש לנו שליטה על פרטי הזיון באלמנטים אלו. יהיה צורך לבדוק את ההשלכות של התזוזות בעקבות רמת המשיכות הבינונית על העמודים הקיימים במבנה ולוודא שאלה לא ייכשלו ברעידת אדמה.
- המבנה לא עמד בבדיקת ההסטה הקומתית המקסימאלית מכיוון שהתזוזה הקומתית הייתה גדולה מהתזוזה המותרת בתקן. לעומת זאת, לאחר הוספת הפירים והקומה העליונה, עמד המבנה בדרישות התקן לתזוזות המותרות.
- חלופת הפירים שהוצגה הינה חלופה אופטימאלית במקרה ואין בעיית מיקום מסביב למבנה וזאת משום שישנו רווח הדדי ורצון הדדי לחיזוק המבנה הן ע"י הקבלן/מתכנן והן ע"י הדיירים.
- בחלופה זו המבנה מחזק כהלכה, הקבלן מקבל את הקומה העליונה והדיירים מקבלים א תוספת שטח לדירתם.
- לצורך חישוב פתרון החיזוק נבנה מודל בתוכנת STRAP והוכח שבעזרת החיזוקים שהוצגו בשלב השני המבנה עומד בכלל הכוחות האופקיים שפועלים עליו עפ"י ת"י 413.
- לא הוצגה בחישוב זה בדיקת התקרה כדיאפרגמה אופקית אך יש צורך לבדוק נושא זה בכדי להבטיח את העברת הכוחות והשתתפות אלמנטי החיזוק החדשים ביציבות האופקית.

פרק טו' - מקורות מידע וביבליוגרפיה

מקורות מידע וביבליוגרפיה

- אדן, מ. (2011). עקרונות ושיטות למיון מבנים לאחר רעידת אדמה בישראל (בעת הנוכחית במעמד של טיוטא). פיקוד העורף וועדת ההיגוי הלאומית להערכות רעידת אדמה.
- אהרנוב, י., כץ, א., פרוסטיג, י. (2003). התנהגות של מבנים מבטון מעולה סיבי עם זיון FRP, שלב ב'. חיפה: המכון הלאומי לחקר הבנייה – טכניון מ.ט.ל.
- אופיר, י. (2007). אבחון הנדסי יעיל בתנאי מידע חלקיים של עמידות ונזק ברעידת אדמה לבנייני מגורים בישראל, תזת מגיסטר בהנחיית ינקלבסקי, ד., שוורץ, ס. חיפה: הפקולטה להנדסה אזרחית וסביבתית-הטכניון.
- אופיר, י. (2008). מיתודולוגיות בתכן ההנדסי הנוכחי לרעידות אדמה. הנדסת בנייה ותשתיות גיליון 37.
- איסחקוב, י. (2006). עמידות מבנים ברעידות אדמה. אריאל: המכללה האקדמית יהודה ושומרון באריאל.
- ארטישצ'ב, ו. (2003). הערכה ראשונית של עמידות מבני קומות טרומים קיימים ברעידות אדמה. חיפה: המכון הלאומי לחקר הבנייה.
- גבירצמן, ז., זסלבסקי, י. (2009). מפת האזורים החשודים בהגברות שתית חריגות, דוח מס' GSI|15|2009. משרד התשתיות הלאומיות, המכון הגיאולוגי.
- גלוק, נ., פרחאט, ר., ליבוביץ, א. מלווי מחקר: אינג' יוסי רז, גב' זינה פרפלצין, אינג' נתן חילו, אינג' שמואל אנגל. (2011). בחינה הנדסית חישובית של הנחיות חיזוק תמ"א 38.
- דוד, ד. (ינואר 2011). לקוח מהרצאה של דוד דוד במסגרת קורס תמ"א 38 של איגוד המהנדסים.
- ליבוביץ, א. (2009). רעידת האדמה באקוילה איטליה בחודש אפריל 2009. הנדסת בנייה ותשתיות, גיליון 42. 47-48.
- כץ, ע., אלמוג, ע. (2006). הערכת הסכנות לגלישת-מדרון בעיר חיפה ובצפון, דוח מס' GSI|03|06. ירושלים: משרד התשתיות הלאומיות, המכון הגיאולוגי.
- סטולובס, ס. (2002). אמצעים למניעת נזק לא סטרוקטוראלי כתוצאה מרעידת אדמה. גבעת שמואל: משרד הבינוי והשיכון.
- סלמון, ע. (2009). מפת האזורים המועדים להצפה מצונאמי לאורך חופי הים התיכון של ישראל במפרץ חיפה, גוש דן, אשדוד ואשקלון. ירושלים: המכון הלאומי לתשתיות.
- עדין, מ., לויתן, א. (1998). מדריך לתכן מבנים לרעידות אדמה לפי תקן 413 (1995). חיפה: המכון הלאומי לחקר הבנייה.
- רוטנברג, א., לוי, ר., בן ישי, א. (1998). צמצום נזקים לא מבניים ברעידות אדמה: סקר התנהגות אלמנטים. משרד הבינוי והשיכון.
- ריבקוב, י. (2008). מערכות בידוד סיסמי. מבנים, עיתון לענף הבניה גיליון 274. 8-14.

שוורץ, ס., הנאור, א., ליבוביץ, א. (2011). שדרוג סיסמי של בנייני קומות קיימים בעלי שלד בטון מזוין באמצעות רכיבי פלדה מעוגנים. *הנדסת בנייה ותשתיות גיליון 46*. 37-48.

שמיר, א. (אין תאריך). אוחר ב- 24 03 2011. מתוך Samir Posner Brown: <http://www.il.co.spb>.
שמיר, א. (2010). העקרונות של בדיקת גשרים קיימים לעמידות ברעידת אדמה. *הנדסת בנייה ותשתיות, גיליון 44*. 33-41.

ת"י 1227. (1988). *עומסים בגשרים*. תל אביב: מכון התקנים הישראלי.

ת"י 413. (1995). *תכן מבנים ברעידות אדמה*. תל אביב: מכון התקנים הישראלי. (מהדורה מתקונת משנת 1998, גליון תיקון מס' 2 משנת 2004).

ת"י 26 חלק 6. (1998). *שיטות לבדיקת בטון: נטילה, הכנה ובדיקת חוזק הלחיצה של דוגמות בטון שהתקשה במבנה*. תל אביב: מכון התקנים הישראלי.

ת"י 2413. (2003). *הנחיות להערכת עמידות מבנים קיימים ברעידת אדמה ולחיזוקם*. תל אביב: מכון התקנים הישראלי.

AASHTO (Ed.). (2004). *Bridge design specifications* (3rd ed.). Washington, D.C: American Association of State Highway Transportation Officials.

ACI Committee 440.2R-08. (2002). *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.

ACI Committee 318. (2008). *Building code requirements for structural concrete and commentary*. Detroit: American concrete institute.

ACI&JCI. (2008). *Seismic Rehabilitation of Concrete Structures* (Shunsuke Sugano). International publication series, IPS-2. American Concrete Institute, Japan Concrete Institute.

Al-Chaar, G. K., Lamb, G. E. (2002). *Design of Fiber-Reinforced Polymer Materials for Seismic Rehabilitatin of Infilled Concrete Structures*. U.S. Army Corps of engineers tech. rep. ERDC/CERL TR-02-33.

Amarnath, C., Devdas, M., Amlan, K., Sengupta C., Menon, Sengupta. (2008). *Seismic Retrofit of Buildings*. Oxford, U.K.: Alpha Science International Ltd.

ASCE. (2003). *ASCE/SEI 31-03: Seismic evaluation of existing buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.

ASCE. (2005). *ASCE/SEI 7-05: Minimum Design Loads for Buildings and Structures*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.

ASCE. (2006). *ASCE/SEI 41-06: Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.

- ATC. (1989). *ATC 20: Procedures for Post-earthquake Safety Evaluation of Building*. Redwood city, CA: Applied Technology Council.
- ATC. (1995). *ATC 20-2: Field Manual: Post-earthquake Safty Evaluation of Buildings*(2nd ed.).Redwood city, CA: Applied Technology Council.
- ATC. (1997). *ATC 20-3: Case Studies in Rapid Post-earthquake Evaluation of Buildings*.Redwood city, CA: Applied Technology Council.
- ATC. (1999). *ATC 35: Tech Brief,no. 2, Earthquake Aftershocks - Entering Damaged Buildings*.Redwood city, CA: Applied Technology Council.
- ATC (Ed.). (2005). *ATC 20-1: Addendum to the ATC 20 Post-earthquake Building Safety Procedures*.Redwood city, CA: Applied Technology Council.
- BS 5628-3. (2005). *Code of practice for the use of masonry*. British standart.
- BS EN 1998-2. (2005). *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake ressistence. Bridges*. British addopted European standart.
- Donato, S. F., Prestley, M. J., Hegemier G. A., Innamorato D. (1997). Seismic Retrofit of RC Columns with Continuos Carbon Fiber Jacket. *Journal of composite for construction*. 52-62.
- Ehsani, M. R., Saadatmanesh, H., Velazquez-Dimas, J. I. (2000).Behavior of Retrofited URM Walls Under Simulated Earthquake Loading. *Construction Journal of Composites for* 3(3). 134-142.
- ENV 1-4. (1996). *Eurocode 8 – Design provisions for earthquake ressistence of structures*. European standart.
- FEMA. (1992). *FEMA 178 NEHRP - Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings*.Washington, D.C.: Federal Emergancy Agency.
- FEMA. (1997). *FEMA 273 NEHRP - Guidelines for thr Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Washington, D.C.: Federal Emergancy Agency.
- FEMA. (1998). *FEMA 307 - Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonty Wall Buildings: Technical Resources*. Washington, D.C.: Federal Emergancy Agency.
- FEMA. (1999a). *FEMA 306 - Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonty Wall Buildings: Basic Procedure Manual*. Washington, D.C.: Federal Emergancy Agency.
- FEMA. (1999b). *FEMA 308 - The Repair of Earthquake Damaged Concrete and Masonty Wall Buildings: Basic Procedure Manual*.Washington, D.C.: Federal Emergancy Agency.
- FEMA. (2000a). *FEMA 356–Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings*.Washington, D.C.: Federal Emergancy Agency.

- FEMA. (2002, ATC 21-1988). *FEMA 155 - Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards, Supporting Documentation*. Washington, D.C.: Federal Emergency Agency.
- FEMA. (2002, ATC 21-1998). *FEMA 154 - Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards, A Handbook*. Washington, D.C.: Federal Emergency Agency.
- FEMA. (2005a). *FEMA 440 – Improvement of non-linear static seismic procedures*. Washington, D.C.: Federal Emergency Agency.
- FEMA (Ed.). (2005b). *FEMA 74 - Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings: Basic Procedure Manual* (2nd ed.). Washington, D.C.: Federal Emergency Agency.
- FEMA. (2006). *FEMA 547/2006 edition – Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings*. Washington, D.C.: Federal Emergency Agency.
- Fyfe, E. R., Gee, D. J., Milligan, P. B. (1998). Composite systems for seismic applications. *Concrete international* 29(6). 31-33.
- FHWA. (2000). *Micropile design and construction guidelines implementation*. Report no. SA-97-070. Washington, D.C.: Federal Highway Administration.
- FHWA. (2006). *Seismic retrofitting manual for highway bridges*. Washington, D.C.: Federal Highway Administration.
- fib. (2001). *Fib bulletin no. 14: Externally Bonded FRP Reinforced for RC Structures*. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete.
- fib. (2006). *Fib bulletin no. 35: Retrofitting of Concrete Structures by Externally Bonded FRPs*. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete.
- Hanson, R. D., Soong, T. T. (2001). *Seismic design with supplemental energy dissipation devices*. Monograph MNO-8. Earthquake engineering research institute. Oakland, C.A.
- Karantoni, F. V., Fardis, M.N. (1992). Effectiveness of seismic strengthening techniques for masonry buildings. *Journal of structural engineering* 118(7). 1884-1902.
- Machinda, A., Rizkalla, S. H., Triantafillou, T. C. (2002). Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction - State-of-the-Art Review. *Journal of Composites for Construction* 6(2). 73-87.
- NZSEE. (1996). *The Assessment and Improvement of the Structural Performance of Earthquake Risk Buildings*. New Zealand Society of Earthquake Engineers.
- NZSEE. (2009). *Building Safety Evaluation during a State of Emergency - Guidelines for Territorial Authorities*. Society of Earthquake Engineering New Zealand S.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., Ghanem, M. C. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*.

Saadatmenesh, H., Jin L. (1994). Seismic Retrofitting of Concrete Columns with Advanced Composite Materials. *Proceedings of Repairs and Rehabilitation of the Infrastructure of the America, University of Puerto Rico*. 167-180.

Schlue, B. (2009). www.marum.de/Binaries/Binary17398/poster_anendung_2.jpg. Marun universaty.

Trianrafillou, T.C., (1998). Strengthening of Masonry Structures using Epoxy-Bonded FRP Laminates. *Journal of Composites for Construction* 2(2). 96-104.

USGS. (2004). *Landslides Types and Processes*. Washington, D. C.: U.S. Geological Survey.

USGS. (2005). *Monitoring Earthquake Shaking in Federal Buildings*. Washington, D. C.: U.S. Geological Survey.

רשימת פרסומים רלוונטיים – משרד הבינוי והשיכון/הטכניון

<u>שם המסמך</u>	<u>כותבים</u>	<u>שנת הוצאה</u>
גישה מקורבת להערכה יעילה של עמידות בנייני קומות העומסים אופקיים – שלב א'	ינקלבסקי, ד., שוורץ, ס., אופיר, י.	2010
חיזוי התנהגות של בטון בעומס דינאמי באמצעות סימולציה ממוחשבת בשיטת האלמנטים הדיסקרטיים – שלב א'	דנציגר, א., סביר, צ., קרינסקי, י., אנטיס, מ.	2010
חיזוק חומרים צמנטים מרוכבים עם בדים לחיזוק, שיקום ותיקון מבנים	פלד, ע., צסרסקי, מ., כץ, א.	2010
התנגדות של מישקי טיט בקירות בלוק בטון הנתונים לעמיסה של כוחות אופקיים – שלב א'	יאגוסט, ו., ינקלבסקי, ד.	2010
פיתוח כלים לבניית מפות יציבות מדרונות אזוריות לצורך הגדרה ראשונית של יעודי קרקע לפיתוח אזורים הרריים	בקר, ר., דויטשר, י.	2010
הכנת תרחישי נזק ריאליים ונתונים לקבלת החלטות באירועי רעידת אדמה חזקה שלב א' – חלק 1	ינקלבסקי, ד., שוורץ, ס., אופיר, י., ליבוביץ, א.	2009
עדכון ההנחיות לתכן מבנים מבטון מזוין בת"י (תכן עמודות מבנים ברעידות אדמה) לקראת העברתם לת"י 466 – חוקת הבטון	פינטי, א.	2009
התנזלות קשיחות וריסון בחול ישראלי ברעידת אדמה	טלסניק, מ., פרידמן, מ., מאיר, א., צסרסקי, מ.	2009
שדרוג סיסמי של בנייני קומות קיימים בעלי שלד בטון מזוין באמצעות רכיבי פלדה מעוגנים – שלב ב' – בדיקה ניסויית השוואתית של דגמי מחבר עמוד-קורה	שוורץ, ס., הנאור, א.	2009
תגובת פני הקרקע בפעולה דינמית בסלע הבסיס – שלב א'	ינקלבסקי, ד., קרינסקי, י., פלדגון, י.	2008
עמידות בעומסים אופקיים של מסגרות בטון מזוין הכוללים מילוי של ספיני קירות בני	שוורץ, ס., הנאור, א., ינקלבסקי, ד.	2008
אופטימיזצית התכן של בטונים בעלי עבירות משופרת (בטון מצטופף מעצמו – SCC) לשיפור קיים ותפקוד ארוך טווח	בנטור, א., ווסרמן, ר., כץ, א., לריאנובסקי, פ.	2008
הערכת עמידות סיסמית של מבנים קיימים בעלי שלד בטון מזוין בהתחשב בהתנגדות המילוי של קירות הבני	לישק, ו., יאגוסט, ו., ינקלבסקי, ד.	2007

<u>שם המסמך</u>	<u>כותבים</u>	<u>שנת הוצאה</u>
התנהגות של חללים תת-קרקעיים רדודים מדופנים בעמיסה דינמית, שלב ב'	אנטיס, מ., ינקלבסקי, ד., קרינסקי, י.	2007
תגובת אתרים בישראל לרעידת אדמה חזקה	פרידמן, ש.	2007
קירות בני מחוזקים לכפיפה חד כיוונית מחוץ למישור באמצעות חומרים מרוכבים – צורות כשל	חאמד, א., רבינוביץ, ע.	2007
הערכה גיאוטכנית של פוטנציאל ההתנזלות בעמק זבולון	פרידמן, ס., סלמון, ע., צביאלי, ד., ביטון, ר., כץ, ע.	2007
שדרוג סיסמי של בנייני קומות קיימים בעלי שלד בטון מזוין באמצעות רכיבי פלדה מעוגנים – שלב א' – בדיקה ניסויית השוואתית של דגמי מחבר עמוד-קורה	שוורץ, ס., הנאור, א., ליבוביץ, א.	2007
מדריך לתכן מיכלי נוזלים ברעידות אדמה הערכת עמידות ושיקום	רוטנברג, א., זילכה, מ.	2007
התנהגות של חללים תת-קרקעיים רדודים מדופנים בעמיסה דינמית	אנטיס, מ., קרינסקי, י., ינקלבסקי, ד.	2007
התנזלות קשיחות וריסון בחול ישראלי ברעידות אדמה שלב א'	טלסניק, מ., פרידמן, ש., צסרסקי, מ., מאיר, א.	2006
גישה הנדסית כלכלית לקבלת החלטות לגבי שדרוג סיסמי של מבנים קיימים – שלב א	סגל, ד., שוורץ, ס., ליבוביץ, א., ינקלבסקי, ד., נסיירי, ע.	2005
ניתוח התנהגות של חללים תת-קרקעיים מדופנים ברעידת אדמה שלב ד'	קרינסקי, י., ינקלבסקי, ד., אנטיס, מ.	2004
משיכות ברכיבי בטון מזוין משודרגים באמצעות חומרים מרוכבים	רבינוביץ, ע., חאמד, א.	2004
התגובה הסיסמית של בניינים עם קירות הקשחה משיכים	א. רוטנברג, ע. נסיירי	2004
בדיקת מודלים של כלונסאות בתנאי רעידת אדמה – שלב ב'	פרידמן, ש., אבישור, מ.	2004
שיטה להערכות של מיגון מועדף בפני רעידות אדמה של מכלי נוזלים בעלי סיכון סביבתי ויישומה למיכלי דלק וחומרים רעילים	ורשבסקי, א., ינקלבסקי, ד.	2004
תגובת מיכלי נוזלים ברעידת אדמה – שלב א'	אהרונצ'יק, א.	2003
ניתוח התנהגות של חללים תת-קרקעיים מדופנים ברעידת אדמה שלב ג'	קרינסקי, י., ינקלבסקי, ד.	2004

<u>שם המסמך</u>	<u>כותבים</u>	<u>שנת הוצאה</u>
הערכה ראשונית של עמידות מבני קומות טרומיים קיימים ברעידת קיימים ברעידות אדמה	ארטישצ'ב, ו.	2003
חיזוק מבני בטון באמצעות הדבקת ירעות FRP: איכות פני הבטון	כץ, א.	2003
התנהגות של מבנים מבטון מעולה סיבי עם זיון FRP, שלב ב'	אהרנוב, י., כץ, א., פרוסטיג, י.	2003
מתודיקה להערכת עמידות סיסמית של מבני מגורים קיימים, שלב ב'	לישק, ו., יאגוסט, ו.	2003
פיתוח מודל לתנודה סיסמית של מבנים ארוכים	גרוסמן, א., רזדולסקי, א., קרינסקי, י.	2003
היערכות לאבטחה סיסמית של מבנים ותשתיות ברמה ארצית	יונאיב, ב., קימברג, א., מורגולב, ו., חזאנוב, י., גרוסמן, א., זינגרמן, ס.	2003
ניתוח התנהגות של חללים תת-קרקעיים מדופנים ברעידת אדמה שלב ב'	קרינסקי, י., ינקלבסקי, ד.	2002
תהליכי סקר לאבחון עמידות בניינים קיימים ברעידות אדמה	ינקלבסקי, ד., שוורץ, ס., ליבוביץ, א.	2002
שכלול שיטות החישוב הסיסמי של קירות הקשחה מבטון מזוין	לישק, ו., יאגוסט, ו., דנציגר, א.	2002
מתודיקה להערכת עמידות סיסמית של מבני מגורים קיימים	לישק, ו., יאגוסט, ו.	2002
צמצום הפגיעות הסיסמית של מבנים לא סדירים: מבנים אקסצנטריים ומבנים נסוגים עם מסגרות היקפיות	לוי, ר., רוטנברג, א.	2002
יצירת ארכיון נתונים גמיש ומערכת קבלת החלטות לגבי הטיפול בבנייה לעמידה ברעידת אדמה	רזדולסקי, א., קרינסקי, י.	2001
השפעת תכנות הקרקע על התנהגות כלונסאות ברעידת אדמה	פוזרין, א., שירן, ע.	2001
ניתוח ההתנהגות של חללים תת קרקעיים מדופנים בעת רעידת אדמה – שלב א'	קרינסקי, י., ינקלבסקי, ד.	2001
בטון דרוך בדריכת אחר – עקרונות התכנון	פרוסטינג, י.	2001
בדיקת מודלים של כלונסאות בתנאי רעידת אדמה שלב א'	פרידמן, ש., קלר, א.	2001

<u>שם המסמך</u>	<u>כותבים</u>	<u>שנת הוצאה</u>
אמינות מערכות של מעליות ברעידות אדמה: מחקר לקראת פרק סיסמי בתקן הישראלי למעליות ת"י 24 חלק 1	לוי, ר., רוטנברג, א., מריאנצ'יק, א.	2001
הערכת התגובה של חתכי קרקע טיפוסיים בסמן רעידת אדמה	פרידמן, ס., מורבסקי	1999
צמצום נזקים לא מבניים ברעידות אדמה: נזק מעליות ברעידות האדמה של מפרץ אילת 22.11.95	לוי, ר., רוטנברג, א., מריאנצ'יק, א.	1998
צמצום נזקים לא מבניים ברעידות אדמה התנהגות אלמנטים לא מבניים: סקר	בן-ישי, א., רוטנברג, א., לוי, ר.	1998
השפעת מרווח יחסי מוגבל על התגובה הסיסמית של בניינים סמוכים	רוטנברג, א., סקרלט, א., ליבוביץ, א., רבינוביץ, ע.	1997
פיתוח גישה להערכת עלות נזקי רעידות אדמה	סגל, ד., ינקלבסקי, ד., ליבוביץ, א.	1997
הערכת נזקים הנגרמים למבנים טיפוסיים ברעידת אדמה	ליבוביץ, א., ינקלבסקי, ד., סגל, ד.	1997
יציבות סיסמית של מבנים אסימטריים	רוטנברג, א., דה-סטפנו, מ.	1996
התנהגות בניינים וגשרים ברעידת האדמה Northridge ב-17.1.94 – סקר נזקים ולקחים לבנייה בישראל	רוטנברג, א.	1996
פתרונות לריסון הולם בין בניינים סמוכים ברעידת אדמה	ליבוביץ, א., רוטנברג, א., ינקלבסקי, ד.	1996
בקרה סבילה ופעילה של מבנים גבוהים תחת רעידת אדמה: חלק ניסויי	גלוק, נ.	1996
התנהגות מבנים אסימטריים ברעידת אדמה – היבטים הקשורים לתקינה	רוטנברג, א., דה-סטפנו, מ.	1995
גיבוש הנחיות ותכנון ותקנה למניעת כשלים כתוצאה מהתנגשות מבנים סמוכים	ליבוביץ, א., רוטנברג, א., ינקלבסקי, ד.	1995
עדכון מטריצת המסה והקשיחות לפי מדידות	שיינמן, י., חן, ד.	1994
תגובה סיסמית של בניינים סמוכים – שלב ב'	ליבוביץ, א., רוטנברג, א., ינקלבסקי, ד.	1994
מודלים לחיזוי התנהגות לא אלסטית של מבנים לרעידות אדמה	שיינמן, י., לאונוב, י.	
התנהגות מבנה מתקרות שטוחות ברעידת אדמה	עדין, מ., ינקלבסקי, ד., פרחי, ד.	1994

<u>שם המסמך</u>	<u>כותבים</u>	<u>שנת הוצאה</u>
קביעת התכונות הדינמיות של מבנים קיימים – שלב ב'	רוזנטל, י. (ז"ל), ינקלבסקי, ד., עדין, מ., איצקוביץ, מ.	1994
תיקון וחזוק של חיבורי עמוד תקרה שטוחה	ינקלבסקי, ד., עדין, מ., פרחי, ד., נ.	1994
תרמת הקירות לתגובת המבנה המוטרר ברעידת אדמה, שלב א'	גליק, י., עדין, מ., גלוק, מ.	1993
השימוש במערכות בדידות לבקרת רעידות מבנים הנפעלים לעומס דינמי	רוזנהויז, ג., וייץ, ע., קון, ג.	1992
התנהגות מחזורית של צמתי קורה-עמוד מבטון מזוין מתוקנים באפוקסי	עדין, מ., ינקלבסקי, ד., פרחי, ד.	1992
התנהגות צמתיים במסגרות בטון מזוין בהטרחת רעידת אדמה, שלב ב'	ינקלבסקי, ד., עדין, מ.	1992
תגובה סיסמית של בניינים סמוכים והשפעות אסימטריה, שלב א'	ליבוביץ, א., רוטנברג, א., ינקלבסקי, ד.	1991
השפעת כלונסאות על התנהגות מבנה העמוס בכוחות אופקיים, שלב ב', אפקט העמוד הקצר	עדין, מ., גליק, י., באסם, י., ליבוביץ, א.	1991
תכן מבנים לרעידות אדמה – הצעה לתיקון	גליק, י., עדין, מ.	1991
השפעת פרטי התכנון על תגובתו ועמידתו של בניין מבטון מזוין ברעידות אדמה	עדין, מ., רוזנטל, י., ינקלבסקי, ד., איצקוביץ, מ.	1987

רשימת פרסומים רלוונטיים – המכון הגיאולוגי

<u>שם המסמך</u>	<u>כותבים</u>	<u>מספר דו"ח</u>	<u>שנת הוצאה</u>
Potential tsunamigenic sources in the eastern Mediterranean and a decision matrix for a tsunami early warning system in Israel	סלמון, ע.	GSI\02\2010	2010
המורפוטקטוניקה של העתק הכרמל	אשקר-חלאק, ל.	GSI\38\2009	2009
מפת האזורים המועדים להצפה מצונאמי להצפה מצונאמי לאורך חופי הים התיכון של ישראל במפרץ חיפה, גוש דן, אשדוד ואשקלון	סלמון, ע.	GSI\24\2009	2009
מפת האזורים החשודים בהגברות שתית חריגות	גבירצמן, ז., זסלבסקי, י.	GSI\15\2009	2009
עדויות לפעילות טקטונית בפליסטוקן המאוחר ובהולוקן לאורך העתק בית קשת בגליל התחתון המערבי	זילברמן, ע., נחמיאס, י., גבירצמן, ז., פורת, נ.	GSI\06\2009	2009
האזורים במישור החוף של ישראל בהם נדרשת חקירת הסיכון להתנזלות	סלמון, ע., צביאלי, ד., רוזנפט, מ., להמן, ט., היימן, א., אברמוב, ר.	GSI\34\2008	2008
התפתחות בזמן של סדרות עכשוויות של רעשי משנה לאורך טרנספורם ים המלח	שמיר, ג.	GSI\09\2008	2008
בסיס נתונים עבור תכנת HAZUS לתרחישי רעידת אדמה בישראל: מפה גיאוטכנית ומפה של רגישות המדרונות לכשל	כץ, ע., הכט, ה., אלמוג, ע.	GSI\08\2008	2008
מפת סכנה ארצית לגלישות-מדרון בישראל: גיליון מרכז, קנ"מ 1:200,000	כץ, ע., הכט, ה., אלמוג, ע.	GSI\07\2008	2008
הערכה גיאוטכנית של פוטנציאל ההתנזלות בעמק זבולון	פרידמן, ס., סלמון, ע., צביאלי, ד., ביטון, ר., כץ, ע.	GSI\9\2007	2007
התרעה קצרה מועד לרעידת אדמה בישראל	היימן, א.	GSI\6\2007	2007
עדכון סוגית תאוצות קרקע בתקן הבנייה הישראלי בהתאם לתנאים הגיאולוגיים בישראל	גבירצמן, ז.	GSI\3\2006	2007
פיזור מוקדים ומנגנוני רעידת אדמה לאורך העתקי גלבו-כרמל	שמיר, ג.	TR-GSI\02\2007	2007
מחקר לאיתור שבירה פעילה בעמק זבולון דו"ח פעילות ותוצאות ראשונות לשנת 2006	גילברמן, ע., גבירצמן, ז.	TR-GSI\01\2007	2007

<u>שם המסמך</u>	<u>כותבים</u>	<u>מספר דו"ח</u>	<u>שנת הוצאה</u>
הגברת תנודות הקרקע בעמק זבולון: התאמה בין המבנה הגיאולוגי לבין מדידות הגברה בעזרת רעשי רקע	גבירצמן, ז., פלג, נ.	GSI\39\2006	2006
מפת סכנה ארצית לגלישות-מדרון בישראל: גיליון צפוני קנ"מ 1:200,000	כץ, ע., אלמוג, ע.	GSI\38\2006	2006
זיהוי תנודות קרום עכשוויות לאורך העתק הכרמל על-ידי דאינטרפרמטריה של רדאר (INSAR)	נוף (נוביצקי), ר., בר, ג., אייל, י.	GSI\27\2006	2006
פוטנציאל הגברת תנודות הקרקע בעמק זבולון: שלב ב' – חתכים גיאולוגיים והעתקים עיקריים	גבירצמן, ז., פלג, נ.	GSI\11\2006	2006
הערכת הסכנה לגלישות מדרון בעיר חיפה ובצפון רכס הכרמל בעת רעידת אדמה	כץ, ע., אלמוג, ע.	GSI\03\2006	2006
רעידות אדמה הרסניות בעמק הירדן וים המלח – תקופות חזרתן וההסתברות להתרחשותן	בגין, ז., ב.	GSI\12\2005	2005
חיפוי טיפוסי כשל המדרון האפשריים באזור העיר חיפה וצפון הכרמל בעת רעידת אדמה	כץ, ע., אלמוג, ע.	GSI\09\2005	2005
הגברת תנודות הקרקע בשפלה: הקשר האמפירי בין מדידות תהודה ברעשי רקע למבנה הגיאולוגי	גבירצמן, ז.	GSI\17\2004	2004
הערכת הסכנה לגלישות מדרון בזמן רעידת אדמה באזור העיר ירושלים	כץ, ע.	GSI\12\2004	2004

רשימת פרסומים רלוונטיים – המכון הגיאופיסי

<u>שם המסמך</u>	<u>כותבים</u>	<u>מספר דו"ח</u>	<u>שנת הוצאה</u>
Empirical determinations of local site effect using ambient vibration measurements for the earthquake hazard and risk assessment to Qrayot-Haifa bay areas	זסלבסקי, י., אקשינקו, ט., גורשטיין, מ., הוספסטר, א., קלמנוביץ, מ., פרלמן, נ., גילר, ו., ליפשיץ, י., גילר, ד., אטיב, ג., דן, ח., שוורצבורג, א.	595/064/06	2006
Microzoning of the earthquake hazard un Israel, project 5: <i>Empirical determination of site effects for the assessment of earthquake hazard and risk to Beit-Shean & Afula</i>	זסלבסקי, י., אטיב, ג., גורשטיין, מ., הוספסטר, א., קלמנוביץ, מ., גילר, ג., דן, ח., פרלמן, נ., אקשינקו, ט., גילר, ו., ליפשיץ, י., שוורצבורג, א.	595/175/05	2005
Microzoning of the earthquake hazard un Israel, project 4 (parts 1 & 2): <i>Empirical determination of site effects for the assessment of earthquake hazard and risk to Dimona & Arad</i>	זסלבסקי, י., הוספסטר, א., גורשטיין, מ., קלמנוביץ, מ., אטיב, ג., אקשינקו, ט., גילר, ד., דן, ח., פרלמן, נ., גילר, ו., ליפשיץ, י., שוורצבורג, א.	569/076/04	2004
Microzoning of the earthquake hazard un Israel, project 3: <i>Empirical determination of site effects for the assessment of earthquake hazard and risk to Kefar Sava</i>	זסלבסקי, י., שפירא, א., גורשטיין, מ., קלמנוב, מ., אקשינקו, ט., אטיב, ג., גילר, ד., דן, ח., פרלמן, נ., גילר, ו., ליפשיץ, י., שוורצבורג, א.	569/345/03	2003a
Local site effect of the Hashefela and Hasharon regions based on ambient vibration measurements	זסלבסקי, י., שפירא, א., גורשטיין, מ., קלמנוביץ, מ., גילר, ו., ליפשיץ, י., שוורצבורג, א., אטיב, ג., אקשינקו, ט., גילר, ד., דן, ח., פרלמן, נ.	569/313/03	2003b
Microzoning of the earthquake hazard un Israel, project 2: <i>Site effects in and around Qiryat Shemona</i>	זסלבסקי, י., שפירא, א., גורשטיין, מ., קלמנוביץ, מ., פרלמן, נ., גילר, ו., ליפשיץ, י., גילר, ד., דן, ח., אקשינקו, ט., אטיב, ג., שוורצבורג, א.,	569/252/02	2002a

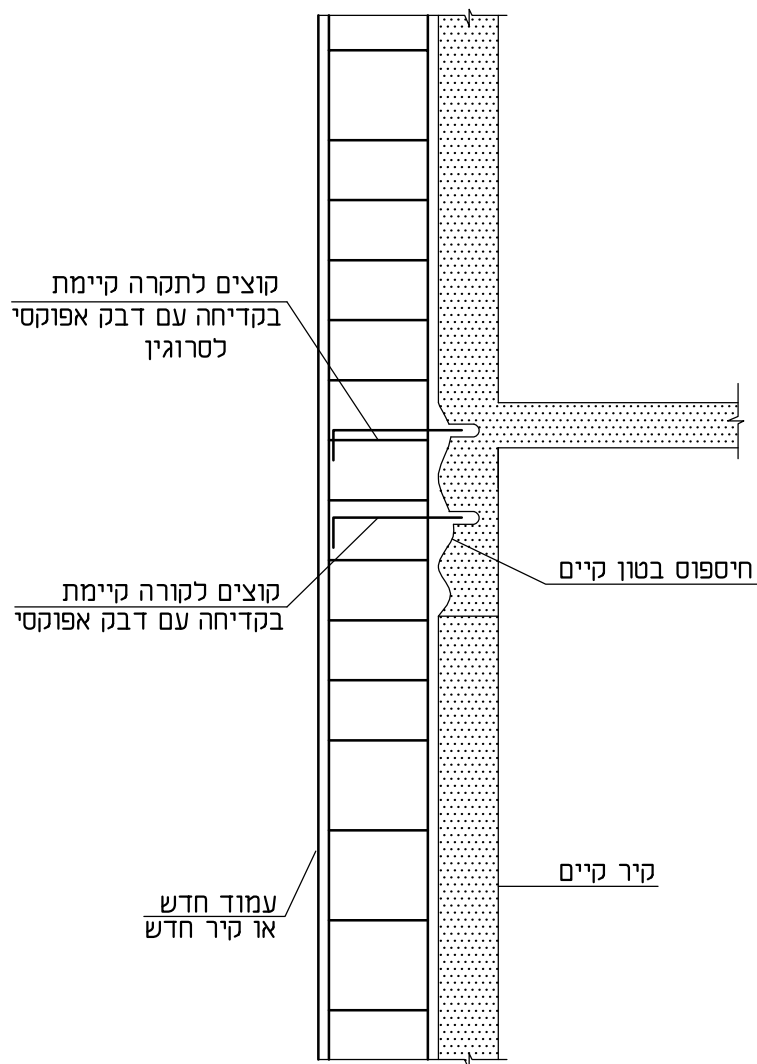
2002b	595/274/02	זסלבסקי, י., שפירא, א., גורשטיין, מ., קלמנוביץ, מ., פרלמן, נ., גילר, ו., ליפשיץ, י., גילר, ד., דן, ח., אקשינקו, ט., אטיב, ג.,	Generalization of site effects for the earthquake scenario applications for the coastal plain area
2002c	595/222/02	זסלבסקי, י., בגין, ז. ב., גורשטיין, מ., קלמנוביץ, מ., שפירא, א.	The correlation between surface geology and response along the coastal plain of Israel
2001	569/143/01	זסלבסקי, י., גורשטיין, מ., קלמנוביץ, מ., גילר, ו., ליפשיץ, י., גילר, ד., דן, ח., שפירא, א., פליישר, ל., לאנוב, ג., פלד, ע.	Microzoning of the earthquake hazard un Israel, project 1: <i>Seismic microzoning of Lod and Rmla</i>
1999	570/88/98	גיטרמן, י.	Seismic response estimation from strong motion records in Israel

נספח למדריך - פרטים טיפוסיים של חיזוק מבנים ומפרטים לביצועם

רשימת שרטוטים - פרטי חיזוק

1. קיר בטון ועמודים חדשים פרטי חיבור.
2. חיבור קיר בטון לתקרת בטון מקשית קיימת.
3. הוספת צלעות בטון אנכיות בקיר בניה מבלוקים חלולים.
4. חיבור קירות הקשחה לתקרה קיימת.
5. חיבור קירות הקשחה היקפיים לבניין.
6. חיבור קיר הקשחה לקיר ממ"ד קיים.
7. חיזוק עמודי בטון באמצעות בטון או פלדה.
8. חיזוק עמודי בטון באמצעות יריעות FRP – חתך העמוד.
9. חיזוק עמודי בטון באמצעות יריעות FRP – חלוקת העמוד לאזורים.
10. פרט חיזוק לתקרת לוח"דים או קרומים (דיאפראגמה).
11. חיזוק תקרת בטון עם פרופילי פלדה.
12. חיבור יסודות חדשים לקיימים.
13. חלופות לחלוקת עומס מהפך בחיזוק בטון.
14. חלופת לחלוקת עומס מהפך בחיזוק בטון.
15. חיזוק יסוד קיים באמצעות הגדלתו.
16. חיזוק יסוד עובר קיים ע"י יסוד עובר חדש.
17. חיזוק יסוד קיים עם כלונסאות מיקרו-פייל (Micro-pile).
18. הוספת כלונסאות לראש כלונס וכלונסאות קיימים.
19. חיזוק קרקע חולית מתחת ליסודות רדודים ע"י החדרת גראוט (Grout).
20. חיזוק קרקע בעלת סכנת התנזלות מתחת ליסודות רדודים ע"י החדרת גראוט (Grout).
21. חיזוק קרקע בעלת סכנת התנזלות מתחת ליסודות רדודים ע"י החדרת גראוט (Grout).
22. פרטי קיר הקשחה חיצוני.
23. פרטי בנייה בקומה מפולשת.
24. פרטי חיבור פיר מעלית לחדר מדרגות קיים.
25. חיבור פיר מעלית לחדר מדרגות קיים כולל קיר הקשחה.
26. פרטי חיזוק בניין ע"י מסגרות פלדה.
27. פרטי קיר הקשחה מבטון מזוין בקומה מפולשת.
28. פרטי חיזוק מסגרות בטון ע"י מסגרות פלדה.
29. פרטי מסגרות בטון וקירות הקשחה.
30. פרטי חיבור גושים ופרט חיזוק עמודים.
31. פרטי מסבכי הקשחה בקומה מפולשת.

קיר בטון ועמוד חדשים פרטי חיבור



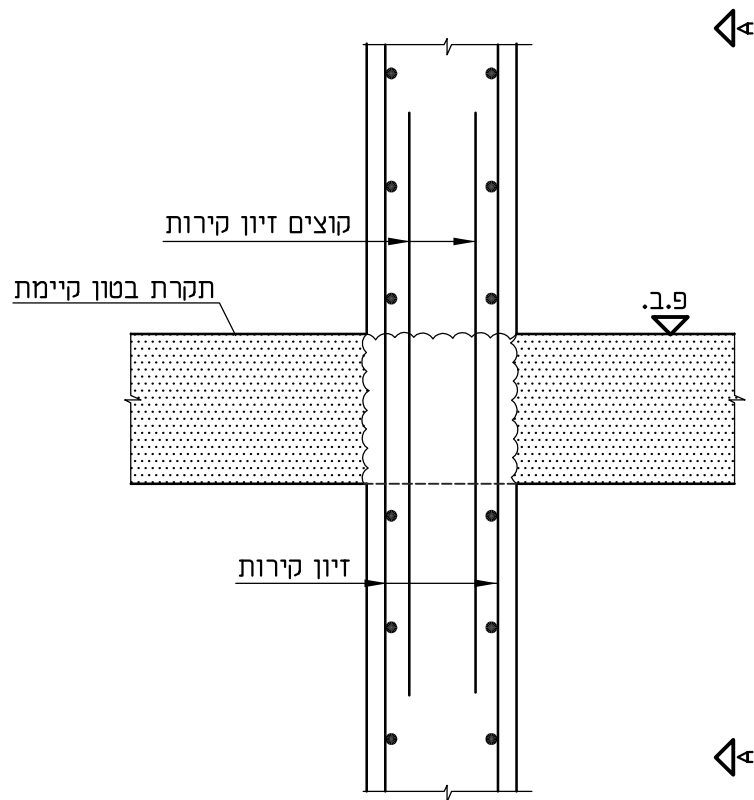
שם הפרט :

קיר בטון ועמוד חדשים פרטי חיבור

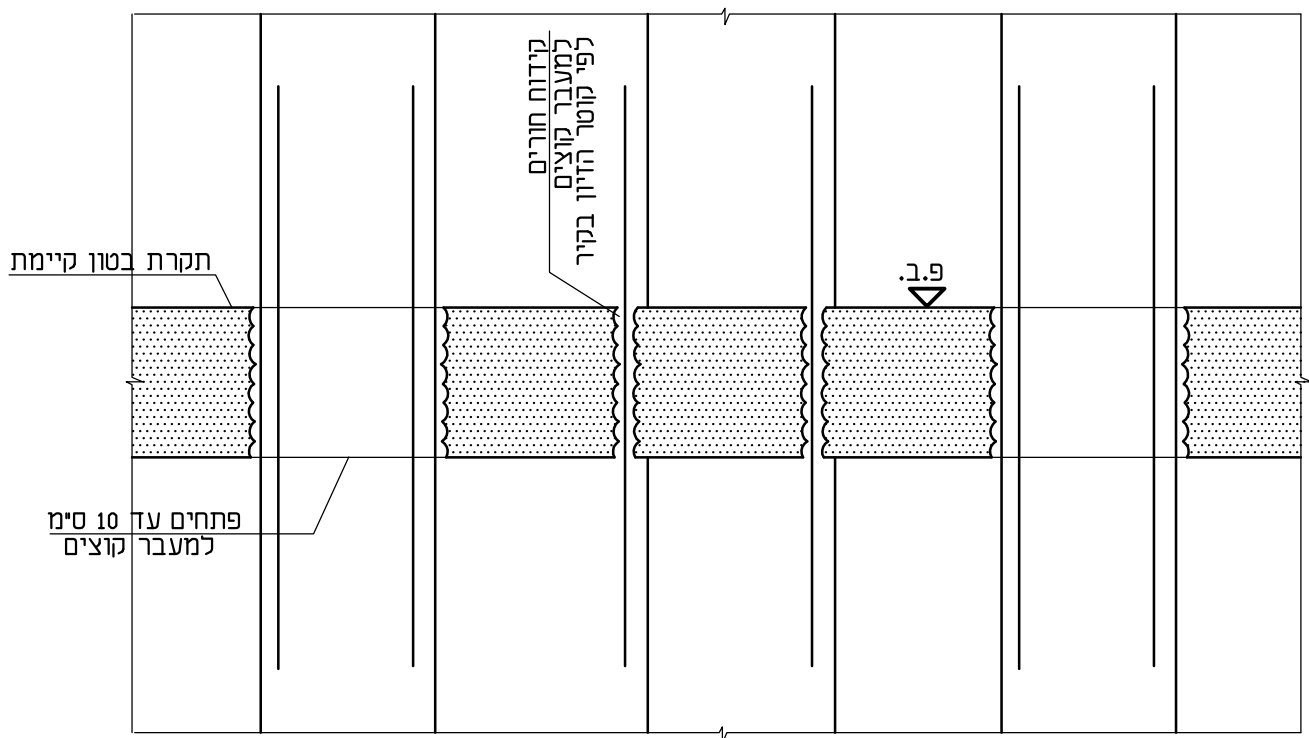
ש.אנפל-מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255

חיבור קיר בטון לתקרת בטון מקשי קיים



מבט A-A



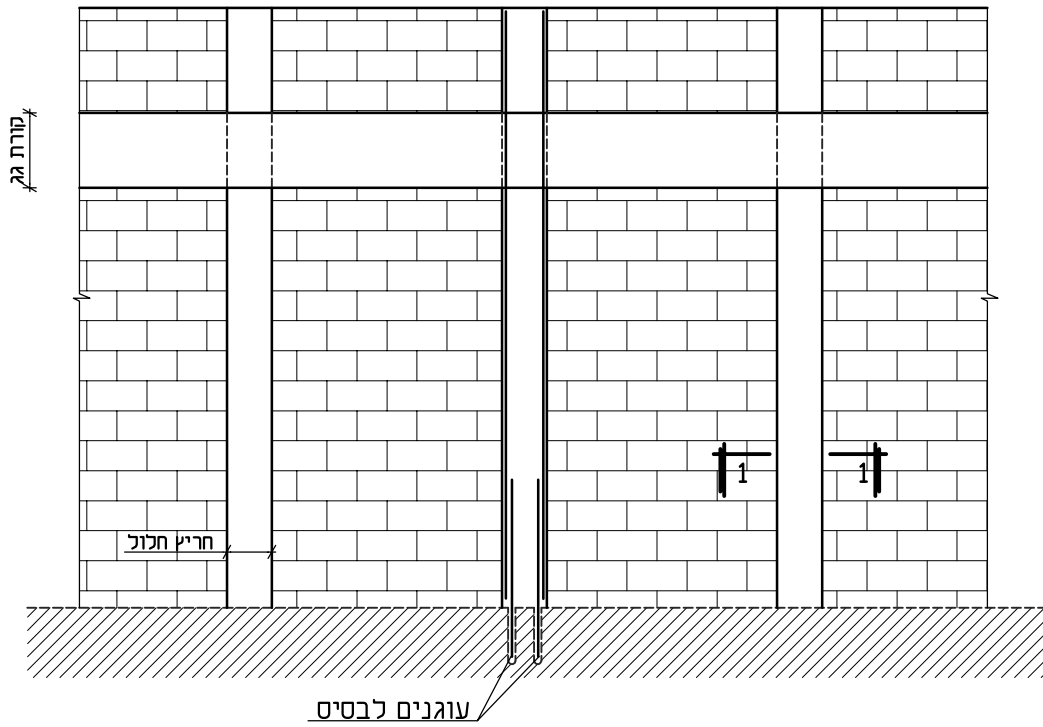
שם הפרט :

חיבור קיר בטון לתקרת בטון מקשי קיים
(ציור FEMA 547-12.4.2-1A\B)

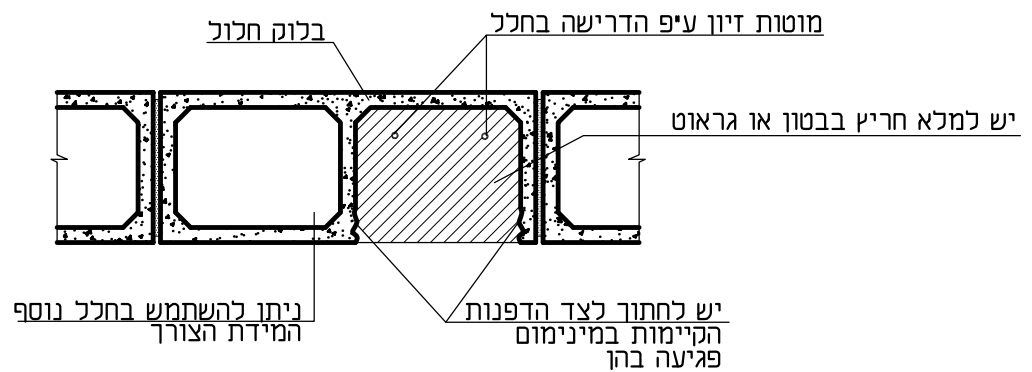
ש.אנפל-מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255

מבט



חתך 1-1



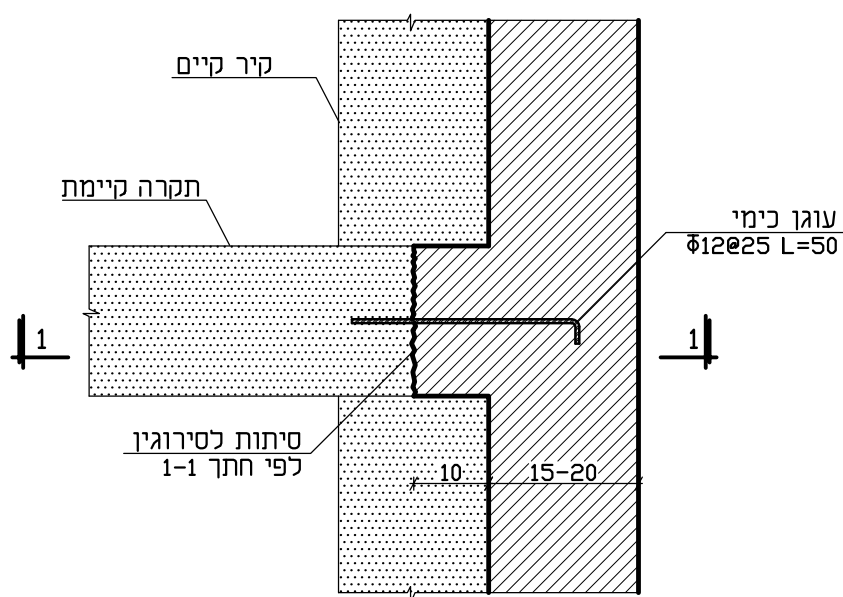
שם הפרט :

הוספת צלעות בטון אנכיות בקיר בנייה מבלוקים חלולים
(ציור 3-21.4.3-547-FEMA)

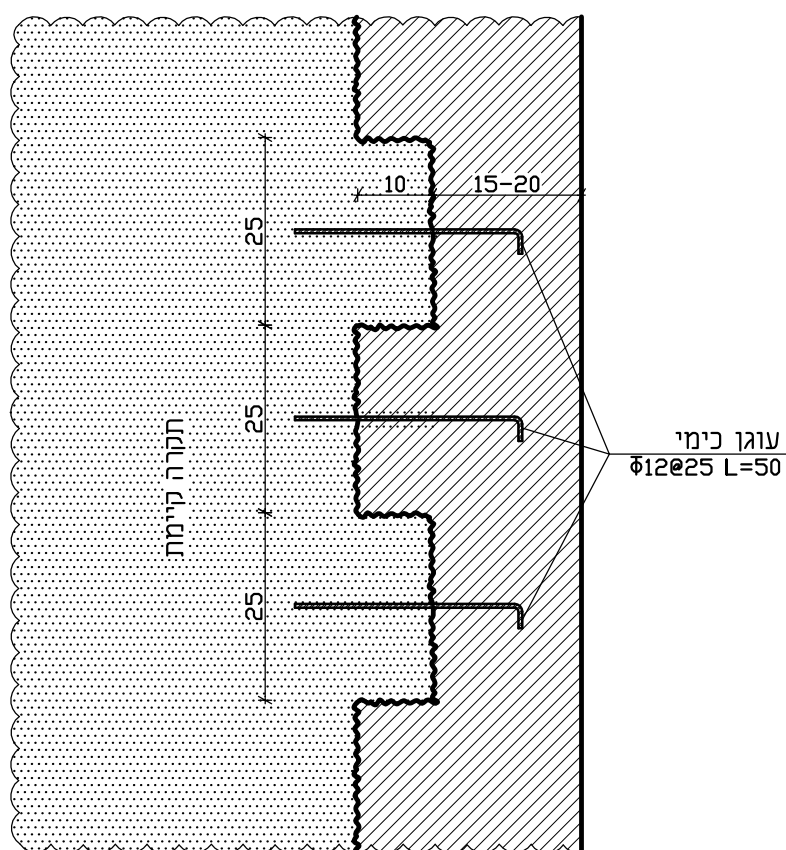
ש.אנפל-מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255

חיבור קירות הקשחה לתקרה קיימת



חתך 1-1



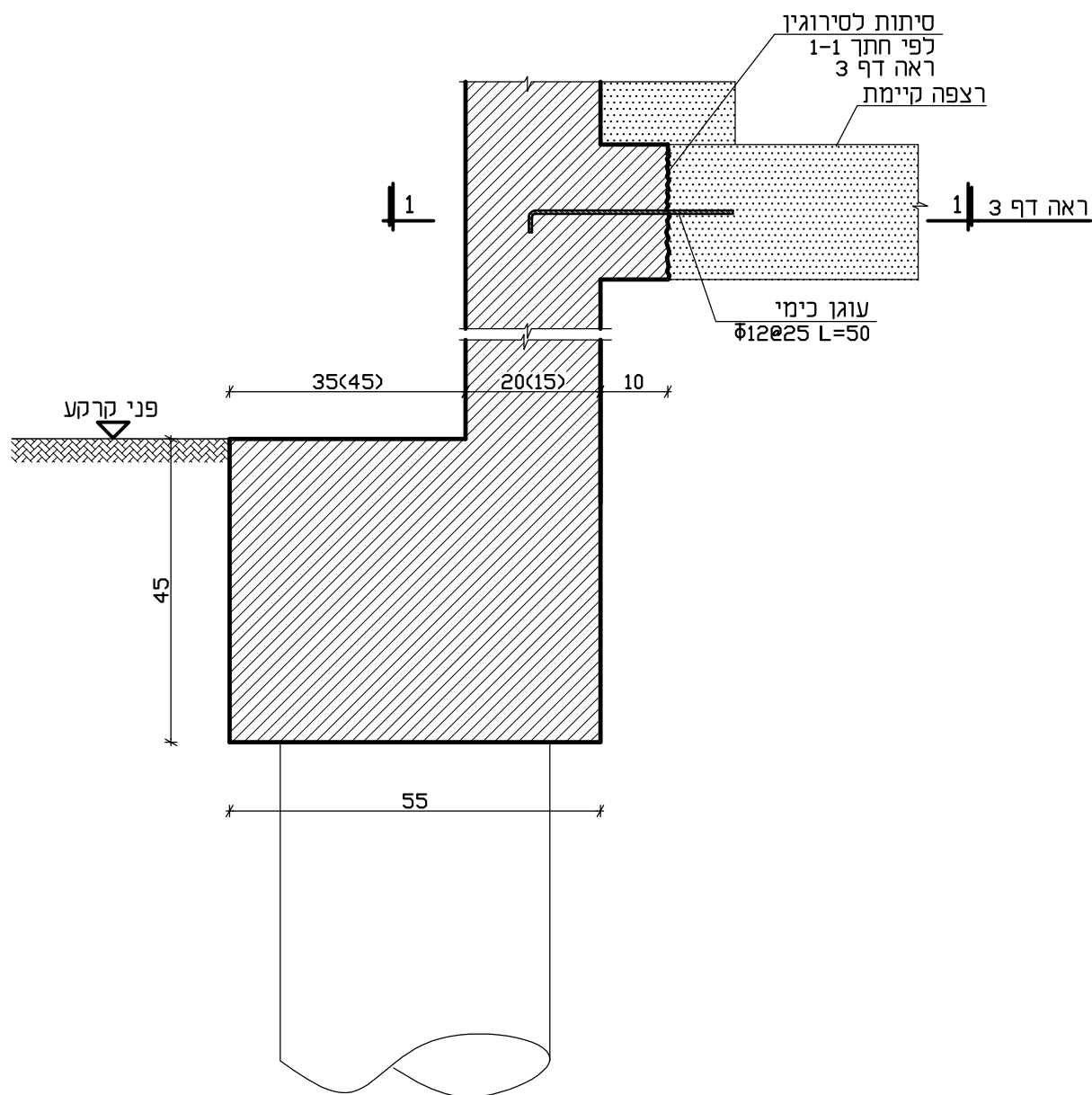
שם הפרט :

חיבור קירות הקשחה לתקרה קיימת

ש.א.נבל - מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255

חיבור קירות הקשחה היקפי לבניין



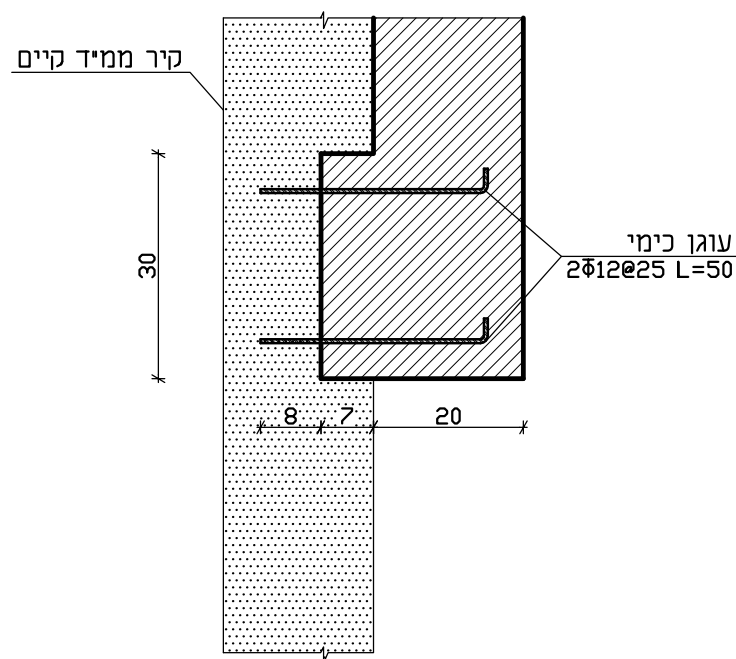
שם הפרט :

חיבור קירות הקשחה היקפי לבניין

ש.אנפל-מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255

חיבור קיר הקשחה לקיר ממ"ד קיים



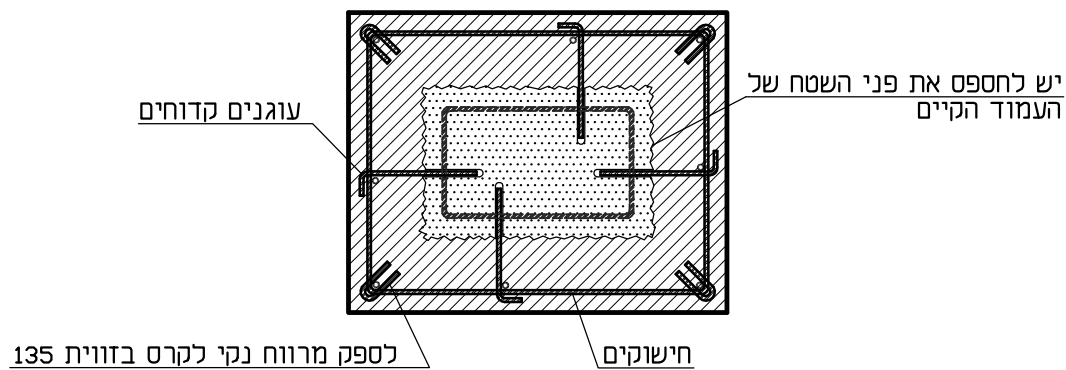
שם הפרט :

חיבור קיר הקשחה לקיר ממ"ד קיים

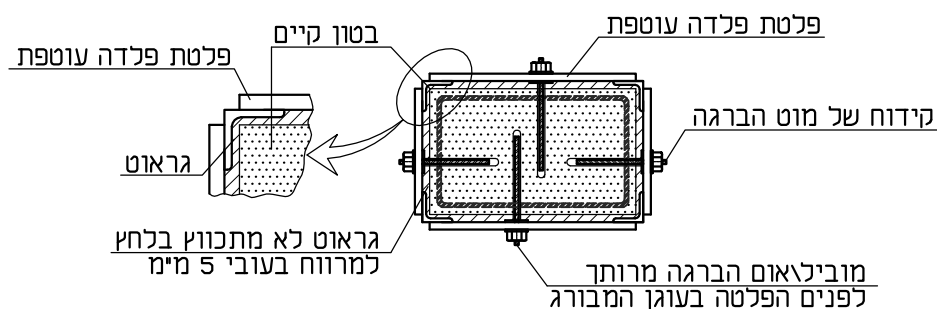
ש.אנפל-מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255

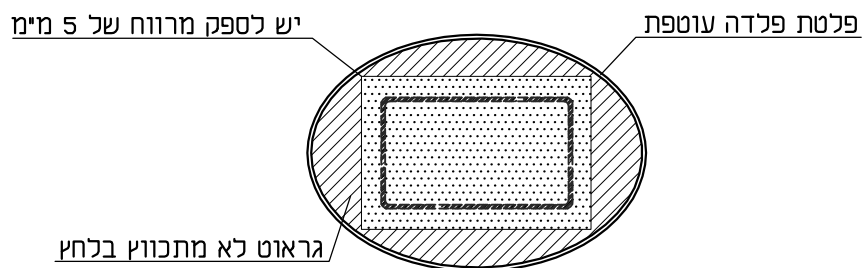
חיזוק עמוד בטון ע"י עטיפה בבטון



חיזוק עמוד בטון ע"י עטיפה בפלטקות פלדה



חיזוק עמוד בטון באמצעות בטון או פלדה



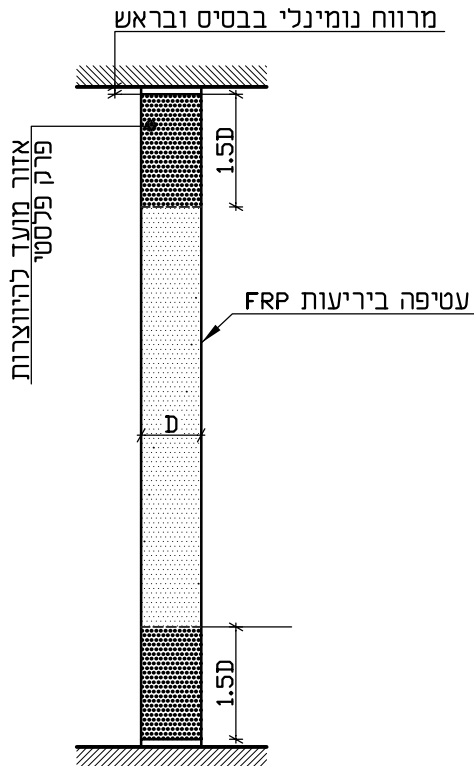
שם הפרט :

חיזוק עמודי בטון באמצעות בטון או פלדה
(צויר FEMA 547-12.4.5)

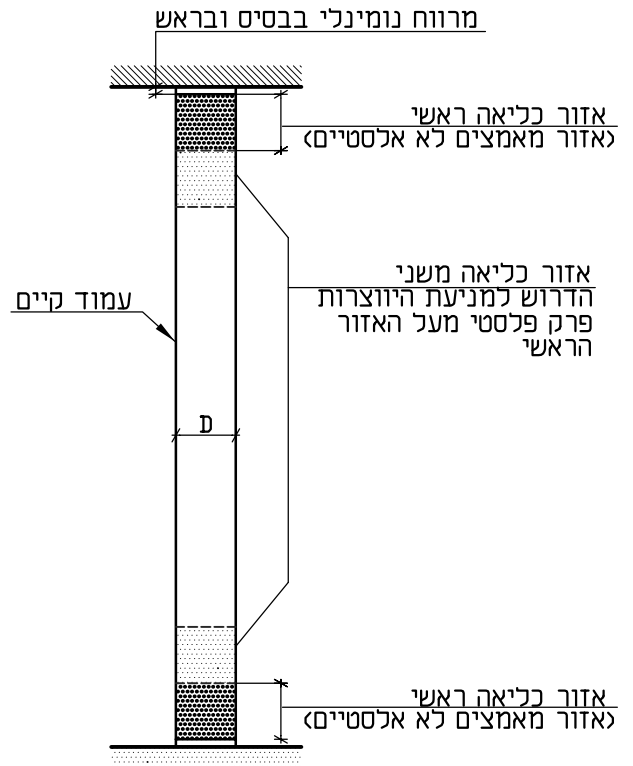
ש.אנפל-מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255

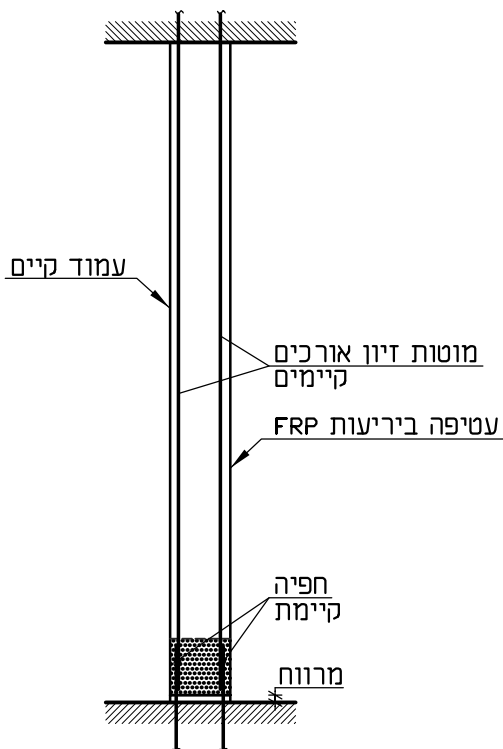
מצב 1 חיזוק לגזירה



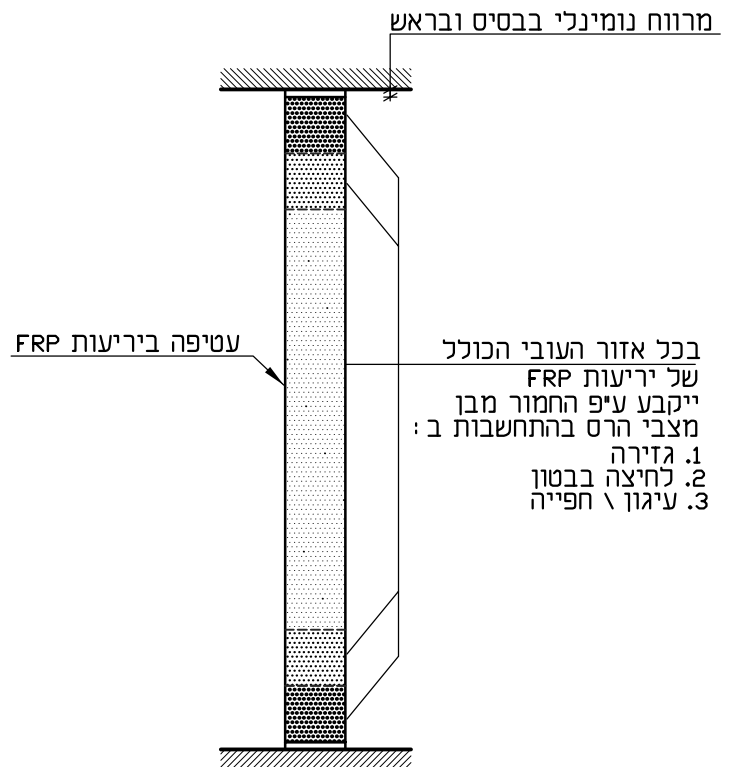
מצב 2 כליאה לשיפור תסבולת לחיצה בבטון



מצב 3 הארכת מוטות זיון אורכיים



מצב 4 טיפול בשלושת הליקויים בו זמנית

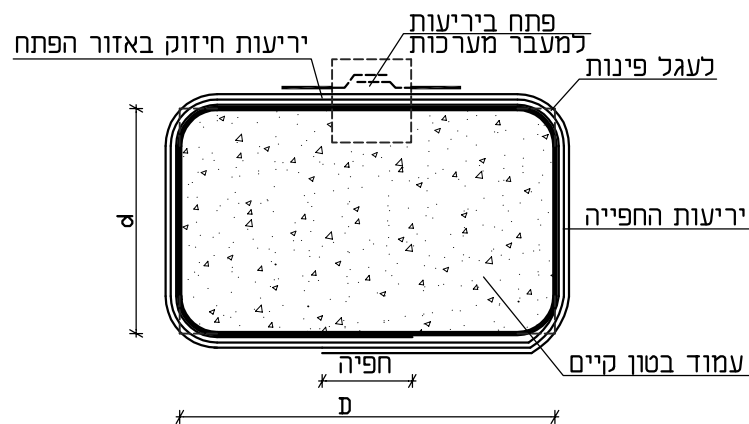


שם הפרט :
חיזוק עמודי בטון באמצעות יריעות
FRP-חלוקת העמוד לאזורים
(צ'ור FEMA 547-12.4.4-1A)

ש.אנפגל-מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255

עמוד מלבני

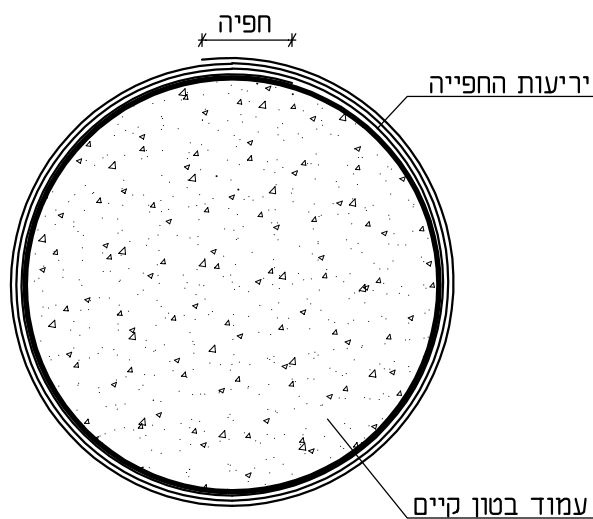


שים לב!!

$$\frac{D}{d} \leq 1.5$$

$$D/d \leq 90 \text{ cm}$$

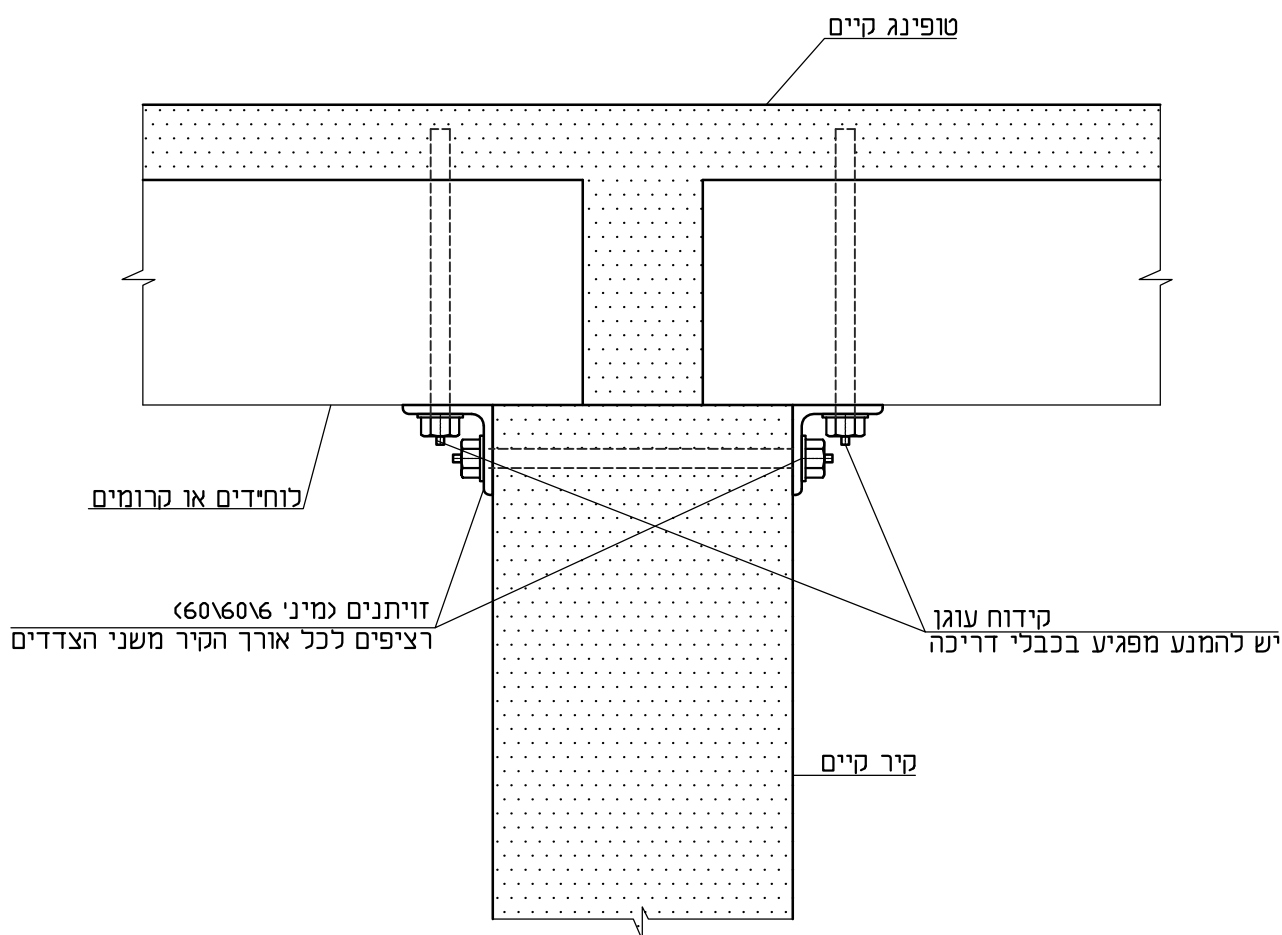
עמוד עגול



שם הפרט : חיזוק עמודי בטון באמצעות יריעות
FRP-חתך העמוד
(ציור FEMA 547-12.4.4-1B)

ש.אנפל-מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255



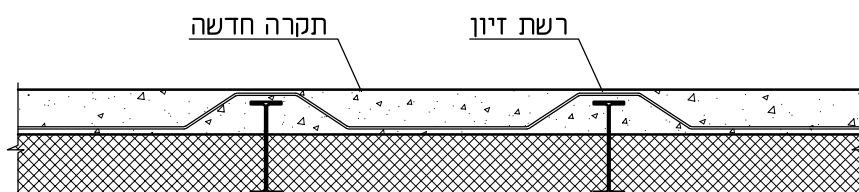
שם הפרט :

פרט חיזוק לתקרת לוחידים או קרומים (דיאפרגמה)
(ציור FEMA 547-13.4.3-1)

ש.אנבל - מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255

חתך

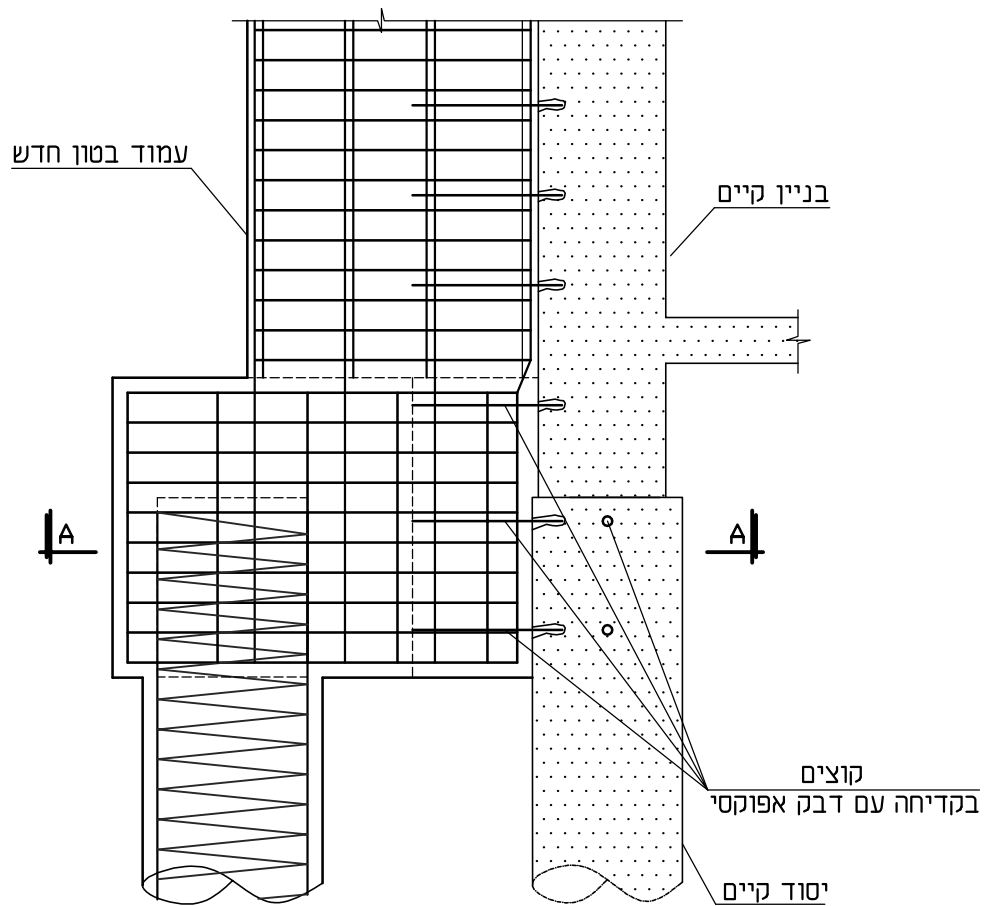


שם הפרט :

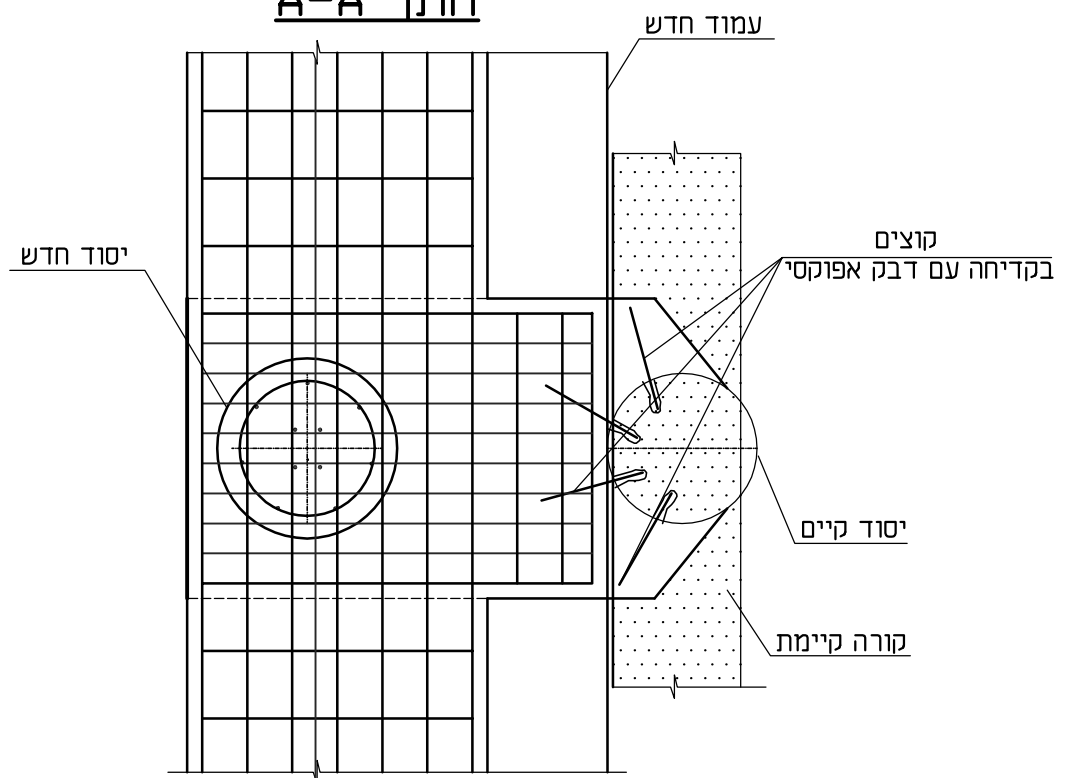
חיזוק תקרת בטון עם פרופילי פלדה

ש.א.נבל - מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255



חתך A-A



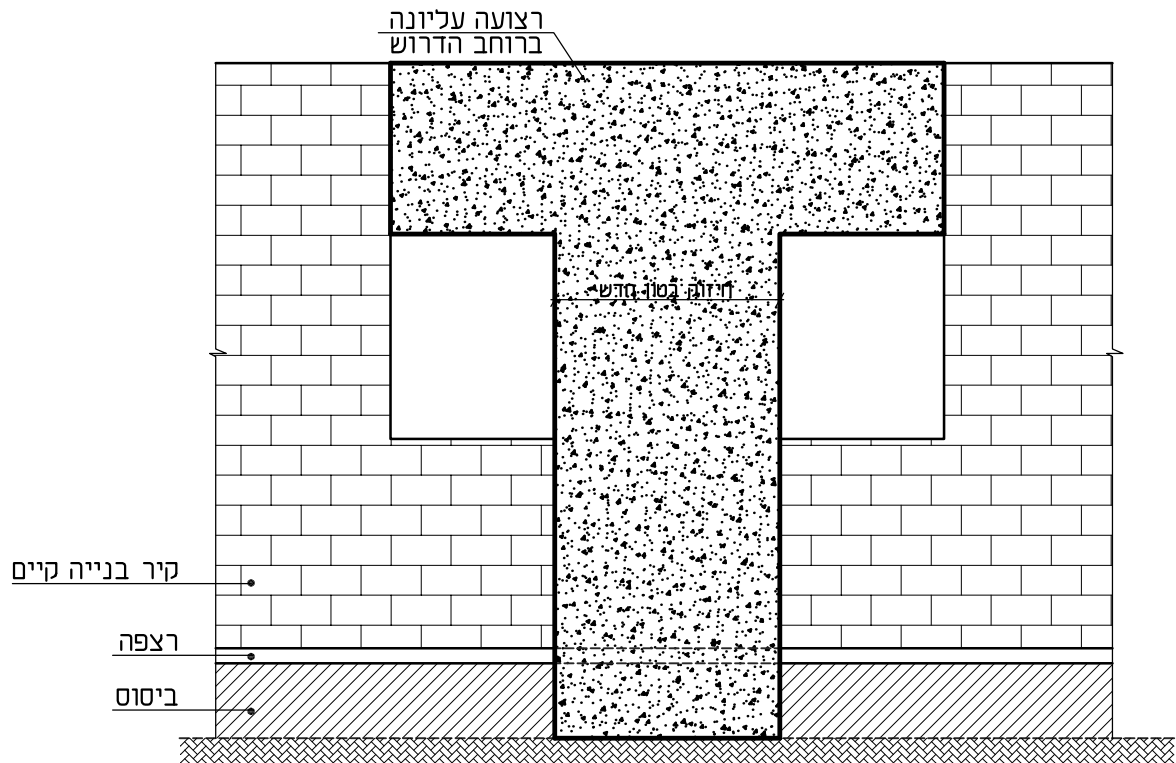
שם הפרט :

חתך חיבור יסודות

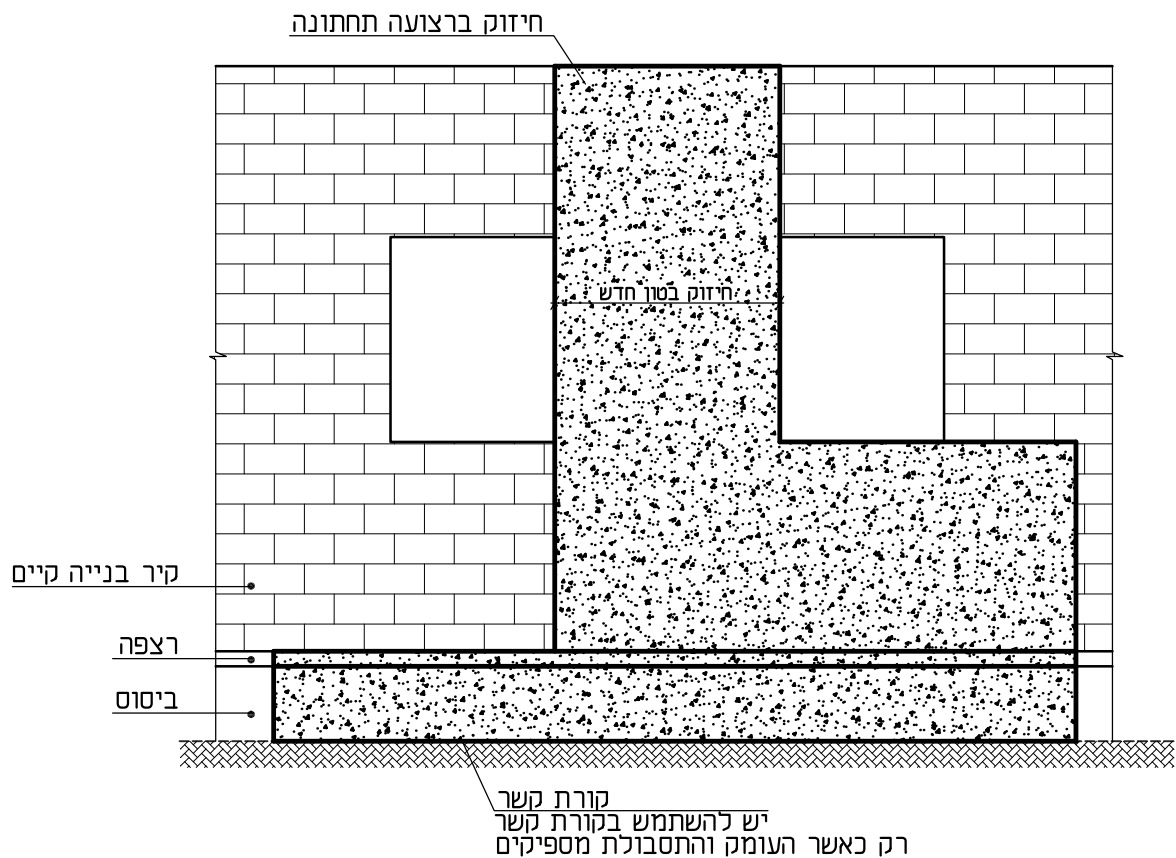
ש.אנפל - מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255

רצועה עליונה



רצועה תחתונה לקורת קשר



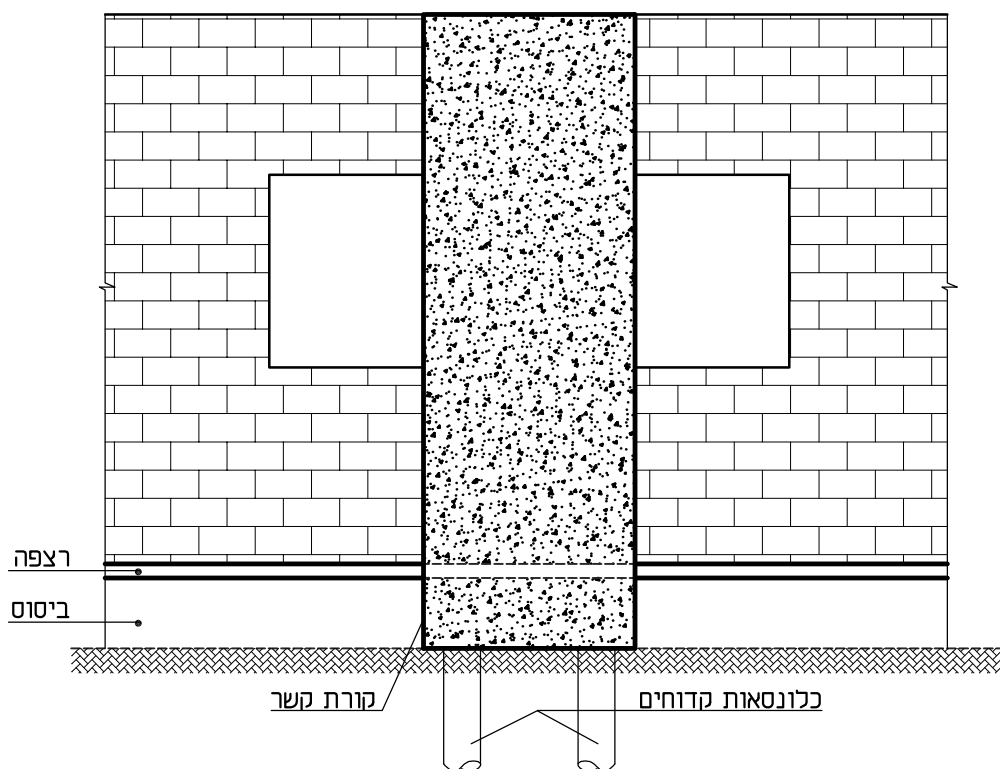
שם הפרט :

חלופות לחלוקת עומס מהפך בחיזוק בטון
(ציור FEMA 547-21.4.5-2B)

ש.א.נבל - מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255

כלונסאות קדוחים

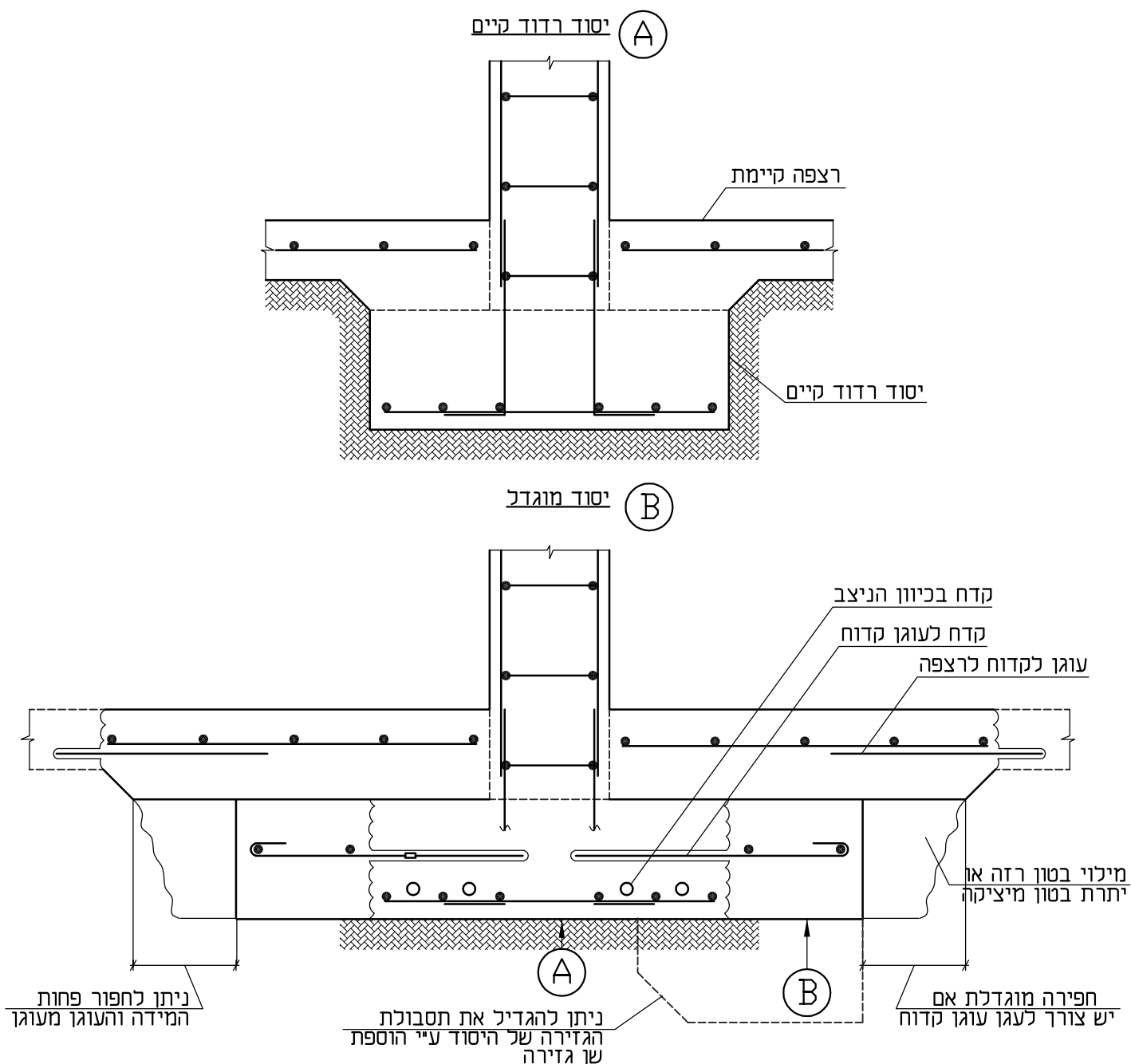


שם הפרט :

חלופות לחלוקת עומס מהפך בחיזוק בטון
(ציור FEMA 547-21.4.5-2C)

ש.א.נ.ל - מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255



הערות

- יש לאתר את מיקום שכבות הזיון הקיימות ולסדר את הזיון החדש כך שלא יהיה צורך לחתוך את הקיים.
- חור לברזל ללא מאריך יכול להיות דק יותר.
- יש לבדוק את תסבולת המוט החדש בנקודה B ואת תסבולת המוט הקיים בנקודה A

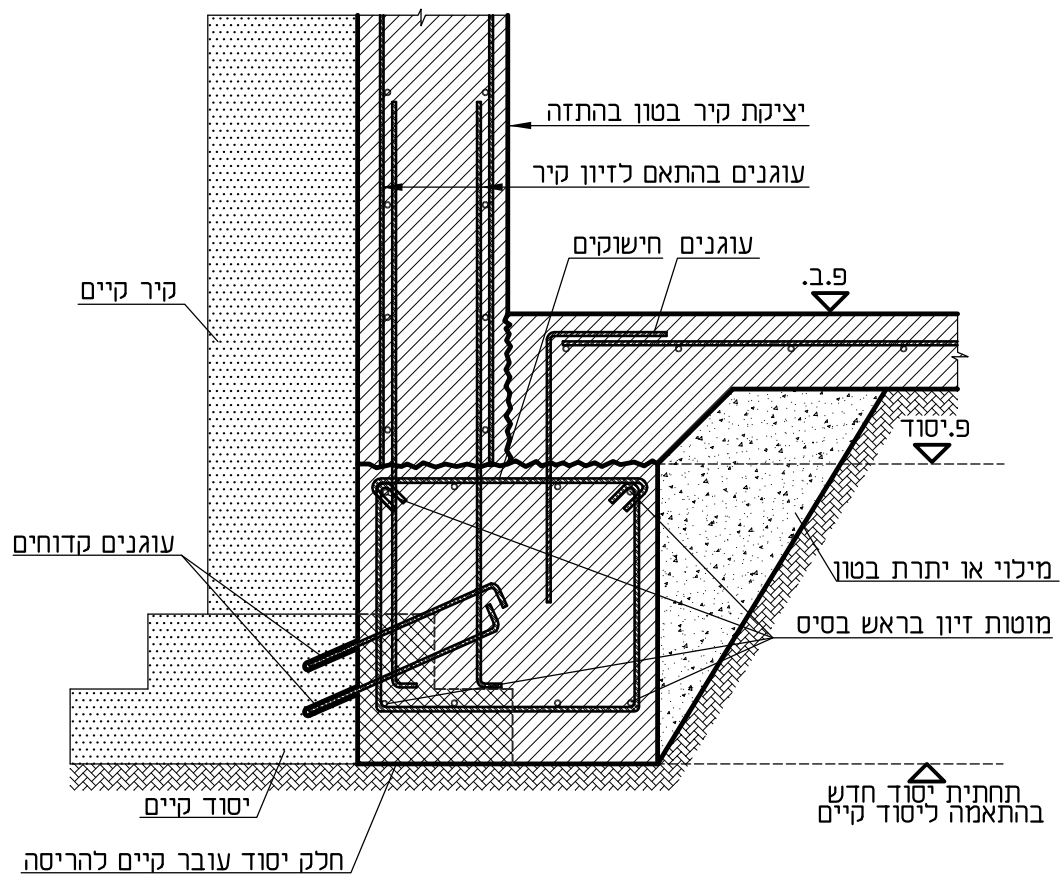
שם הפרט:

חיזוק יסוד קיים באמצעות הגדלתו
(ציור FEMA 547-23.7.3-1)

ש.אנפל-מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255

חיזוק יסוד עובר קיים ע"י יסוד עובר חדש

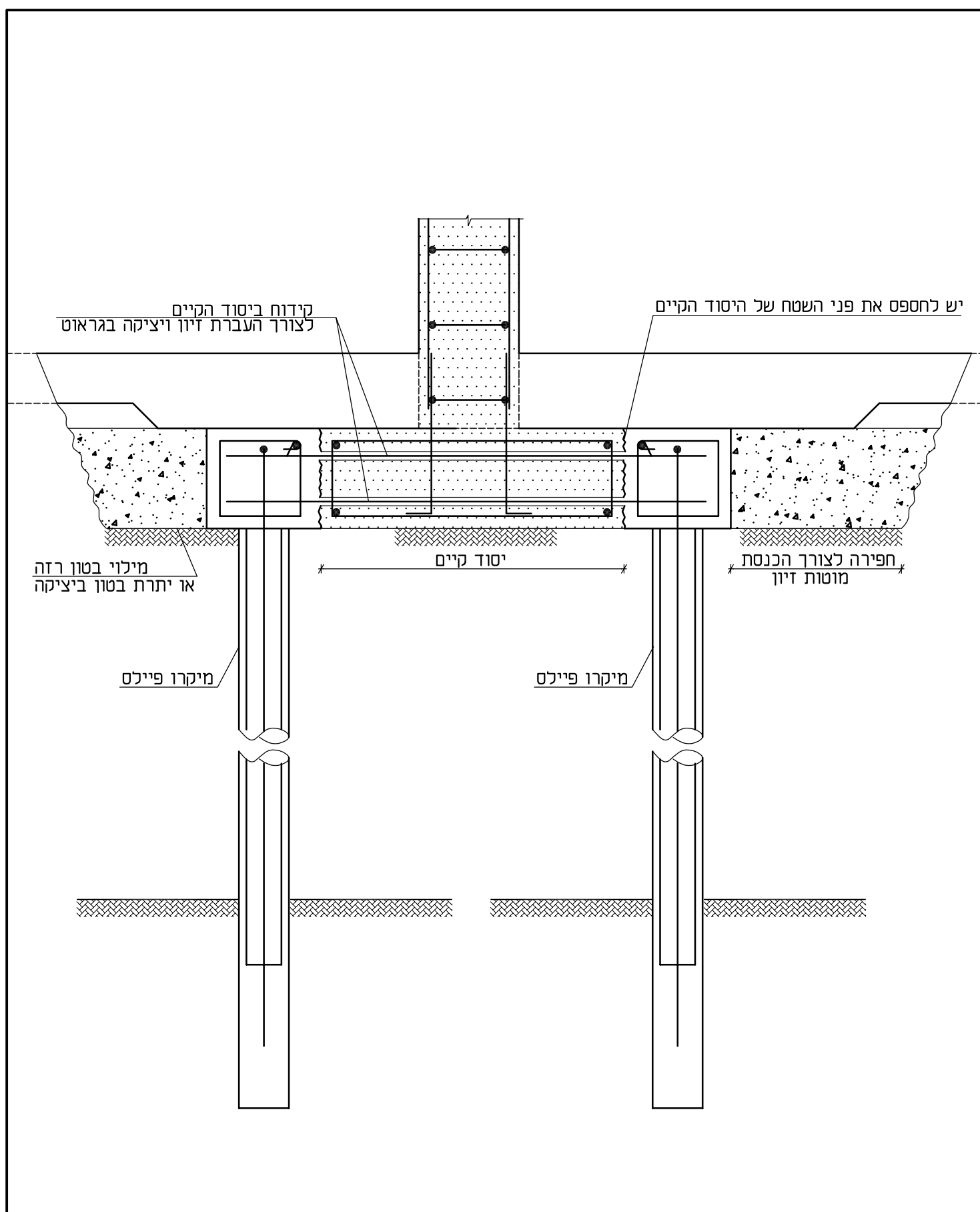


שם הפרט :

חיזוק יסוד עובר קיים ע"י יסוד עובר חדש
(צ'ור FEMA 23-13)

ש.אנבל - מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255



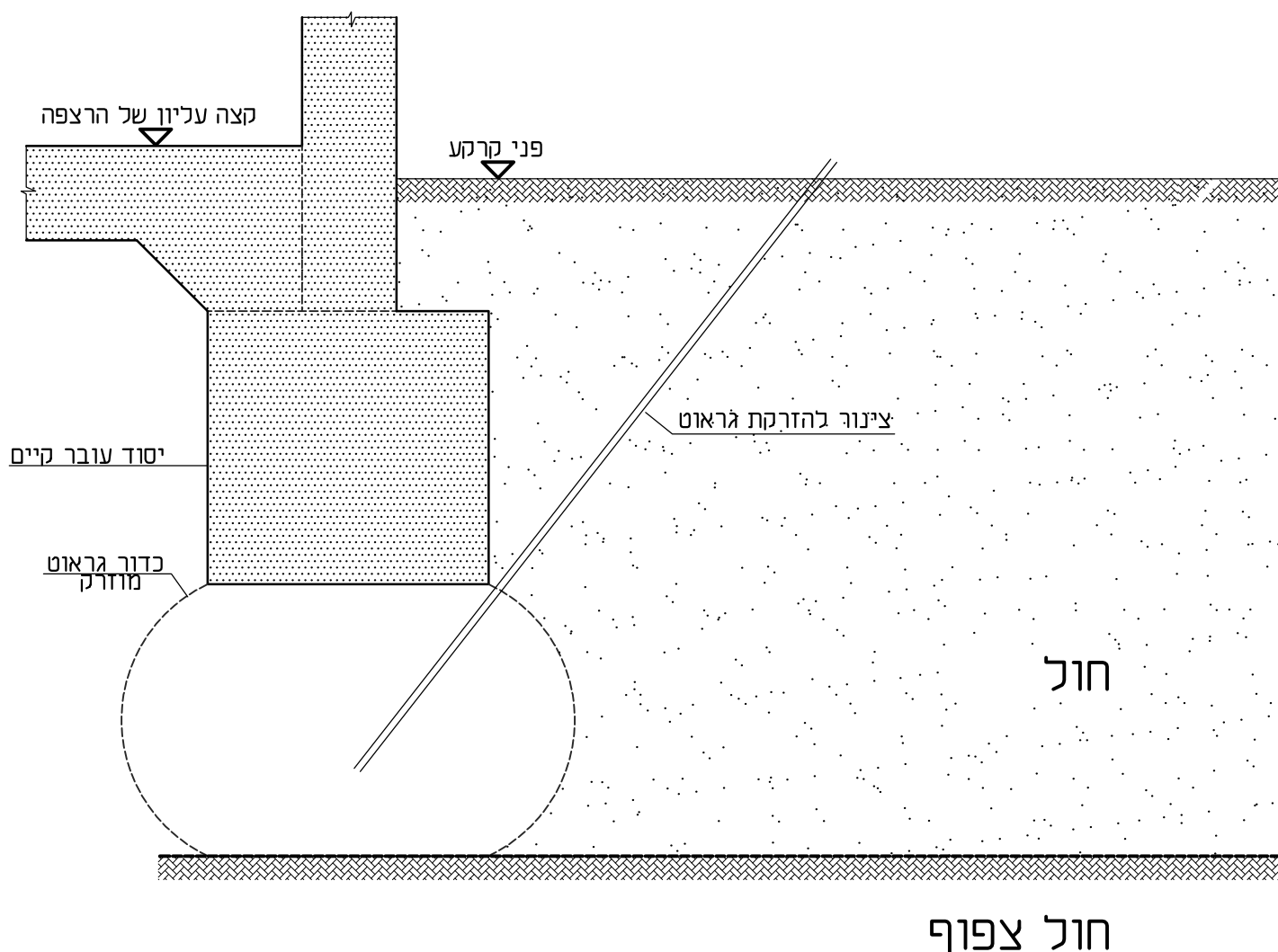
שם הפרט :

חיזוק יסוד קיים עם כלונסאות מיקרופייל
(ציור 1-23.7.2-547-FEMA)

ש.אנבל - מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255

חיזוק יסוד קיים באמצעות החדרת גראוט



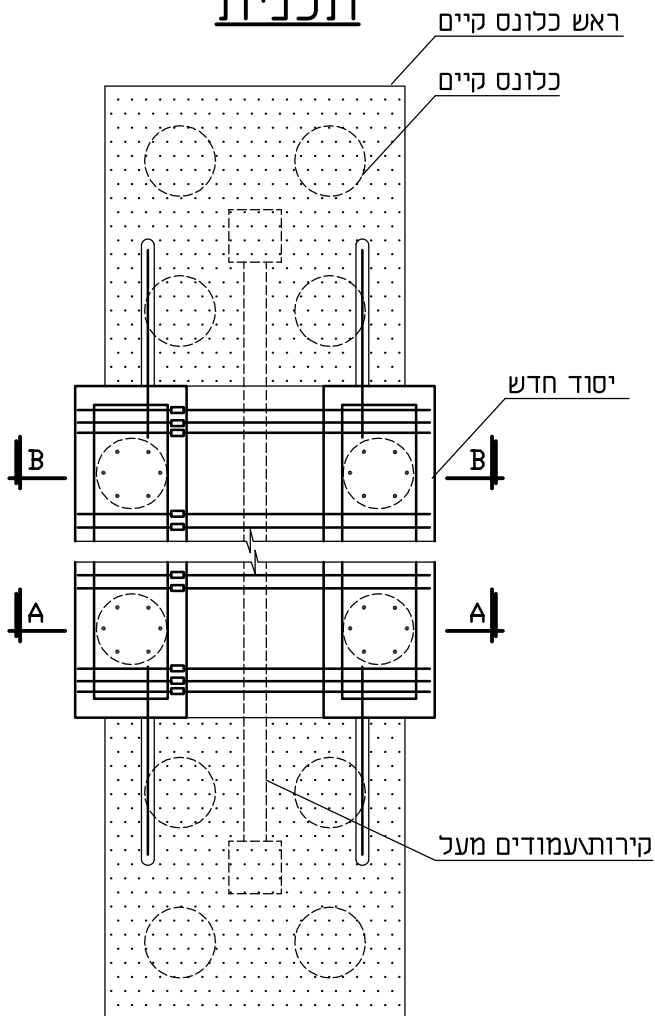
שם הפרט :

חיזוק קרקע חולית מתחת ליסודות רדודים ע"י החדרת גראוט
(ציור FEMA 547-23.9.3-1)

ש.אנפל - מהנדסים בע"מ

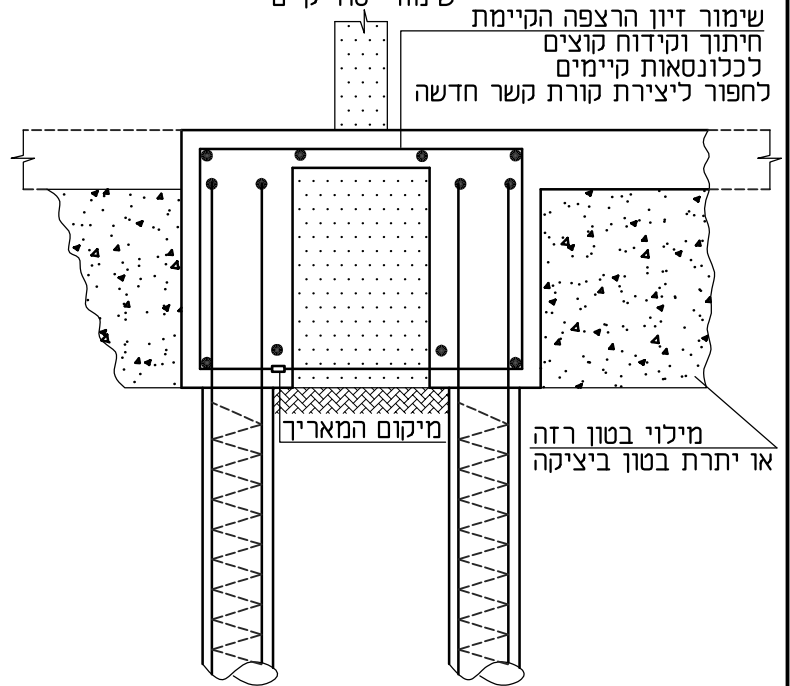
ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255

תכנית



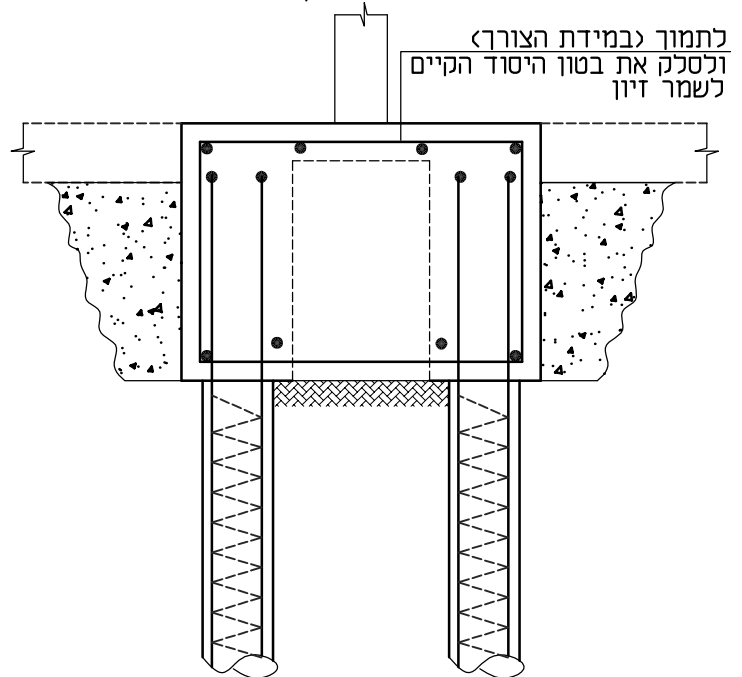
חתך A-A

שימור יסוד קיים



חתך B-B

ביטול יסוד קיים

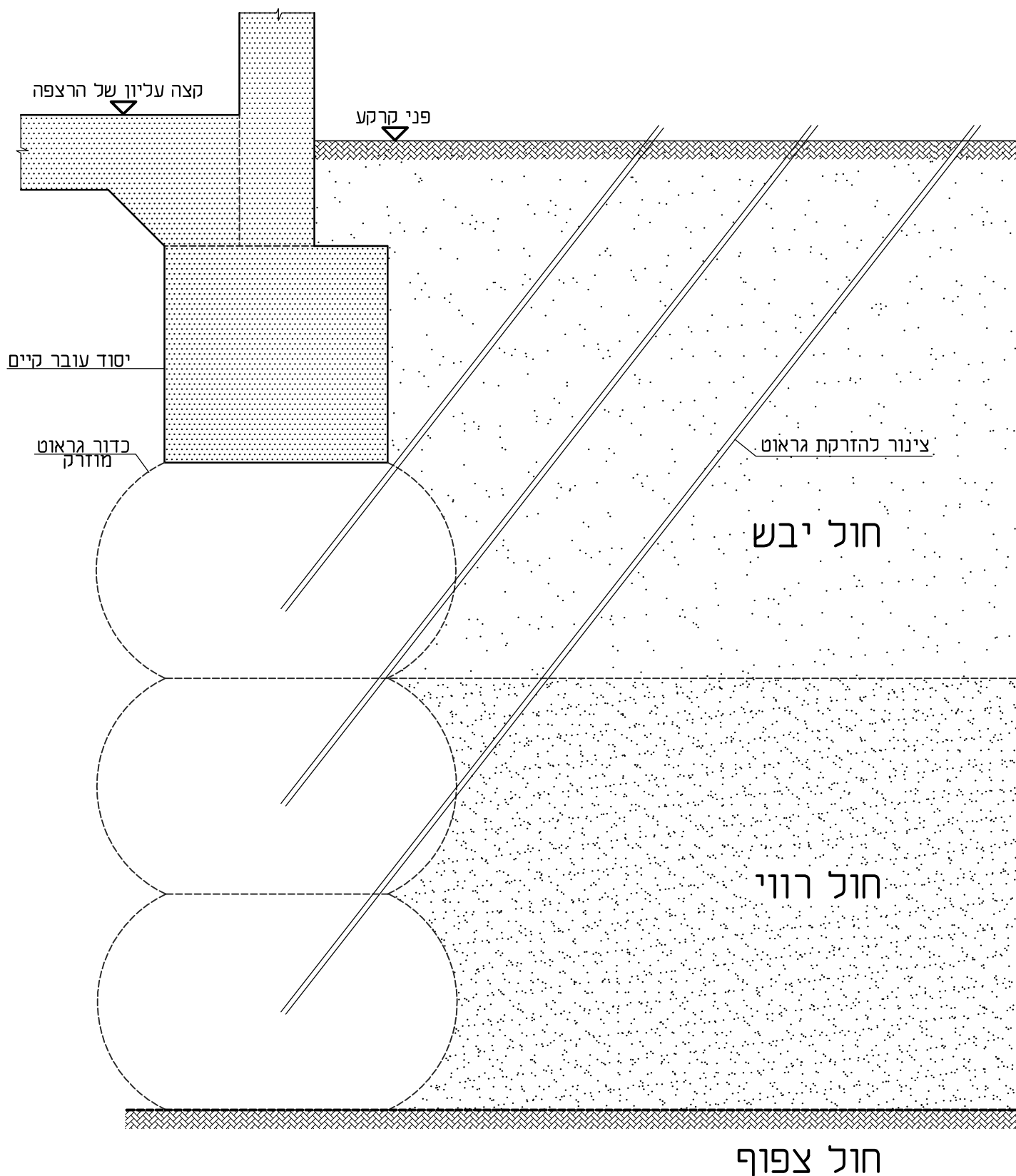


שם הפרט:

הוספת כלונסאות לראש כלונס וכלונסאות קיימים
(ציור FEMA 547-23.8.3-1)

ש.א.נבל - מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255

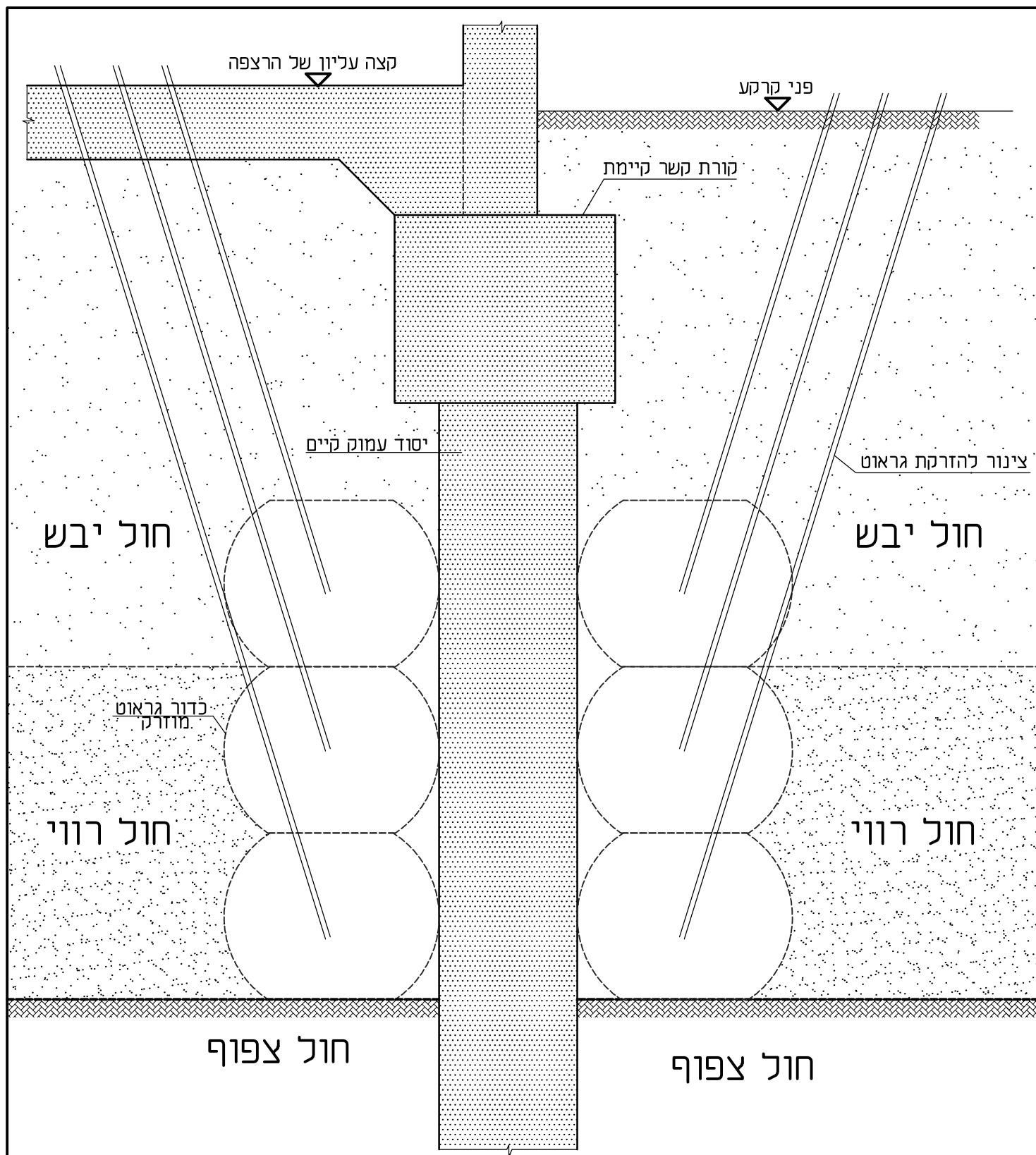


חיזוק קרקע בעלת סכנת התנזלות מתחת
 ליסודות רדודים ע"ג החדרת גראוט
 (ציור FEMA 547-23.9.3-2)

שם הפרט:

ש.אנבל - מהנדסים בע"מ

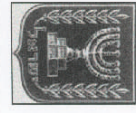
ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
 טל. 03-6955255



שם הפרט : חיזוק קרקע בעלת סכנת התנזלות מתחת
ליסודות רדודים ע"י החדרת גראוט
(ציור 3-23.9.3-547 FEMA)

ש.א.נבל - מהנדסים בע"מ

ת"א, רח' נחלת יצחק 32-א
טל. 03-6955255

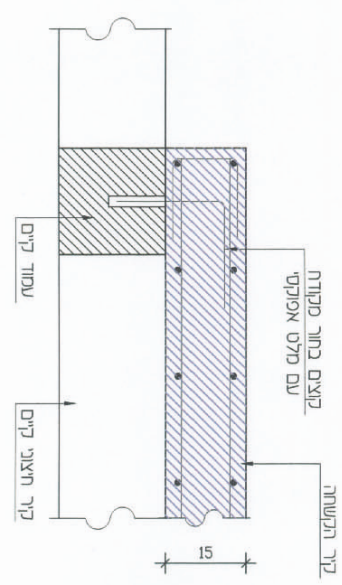


- סמל :
☒ - בסיס קיים
☒ - בסיס חדש סמוך
☐ - קיר בנאים קיים
☐ - קיר בנאים חדש על ידי תוספת בסיס

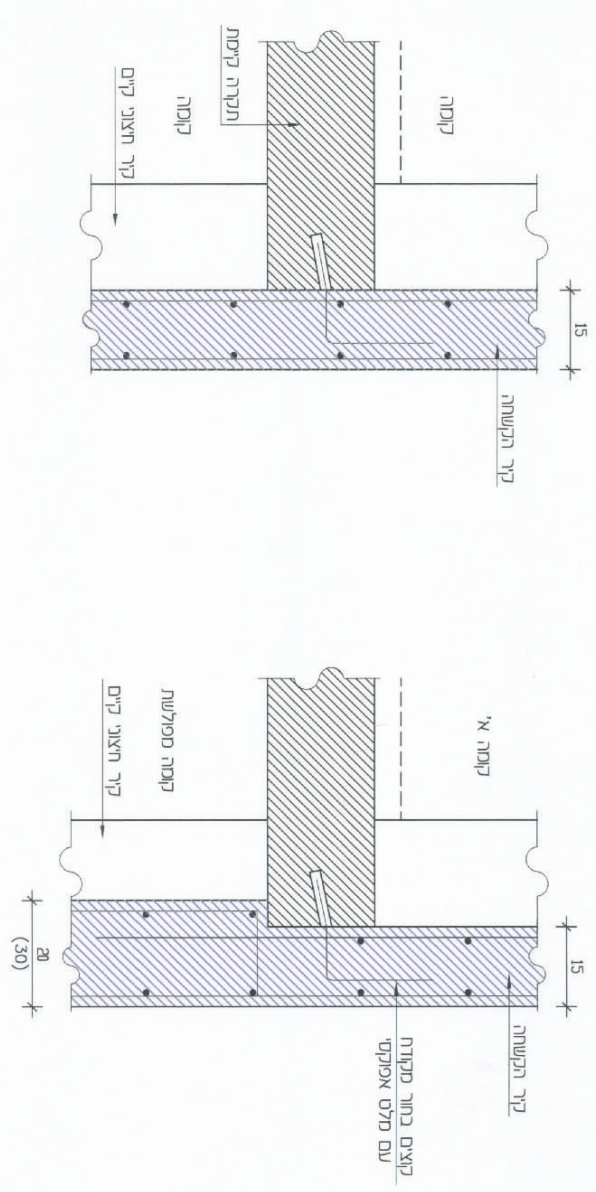
חוק התכנון והבניה התשל"ה-1955
תס"א 38
פרטי קונסטרוקציה
פרטי קיר הקשתה היצור
 תכנון :
 1.DWG
 תאריך : 04/09/08
 שם :
 קוץ : 1 : 10

פולקס, שולד, ענקמן - אדריכלים
 רחוב בן עזר 8, תל-אביב 6109003
 טל: 03-6358081
 פקס: 03-6358082
 E-mail: info@polsky.com

מילר שגב צור ושות' מתנדבים יתעצם
 רחוב בן עזר 8, תל-אביב 6109003
 טל: 03-6358081
 פקס: 03-6358082
 E-mail: info@polsky.com



1
 תכנית חיתוך קיר הקשתה
 1:10



2
 חתך קומה טיפוסית
 1:10

3
 חתך קומה ספולשת
 1:10



חומר :
☒ לבט קיים
☒ לבט חומ מחדש
☐ קיר בלוקים קיים
☒ קיר בלוקים מחדש על ידי חומות בטון.

המכנית אין ליצאע.
לעין בלבדו

חוק התכנון והבניה המשר"ה-1956
תש"א 38

פרטי קונסטרוקציה

פרטי בניה בקומה
מפלשת

2.DWG

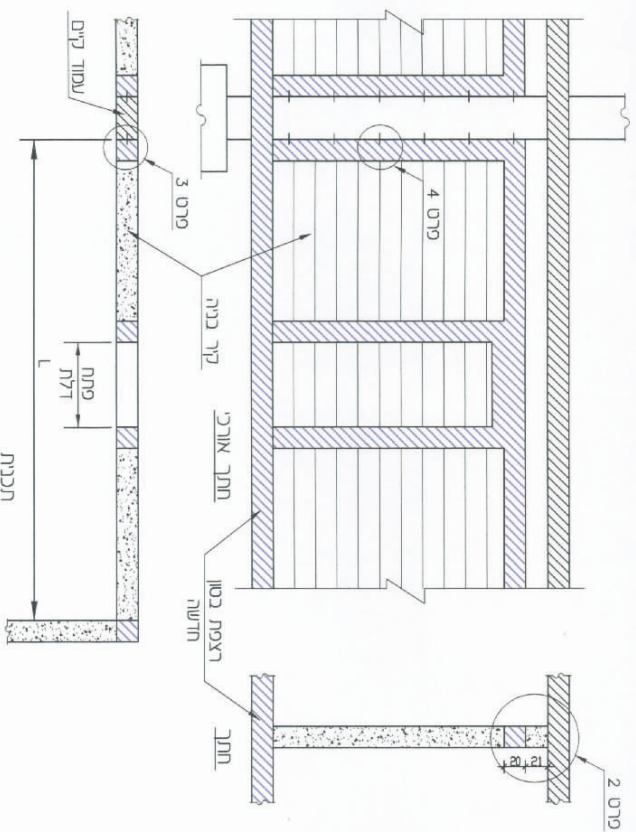
תאריך : 04/09/03
שטח : 150 , 110
קנה מידה : 1:50



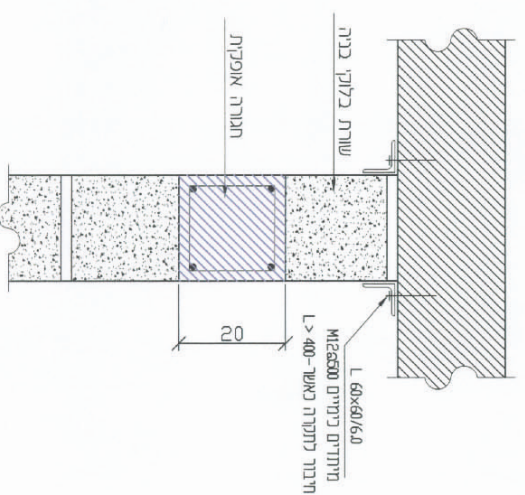
פרטות, שילוב תוכנית - אדריכלים
רחוב רמת השרון 8 תל-אביב 6105
מחלקת אדריכלות - תל-אביב 6105
www.pd.co.il : אימייל

חידוש שטח צור ושטחי

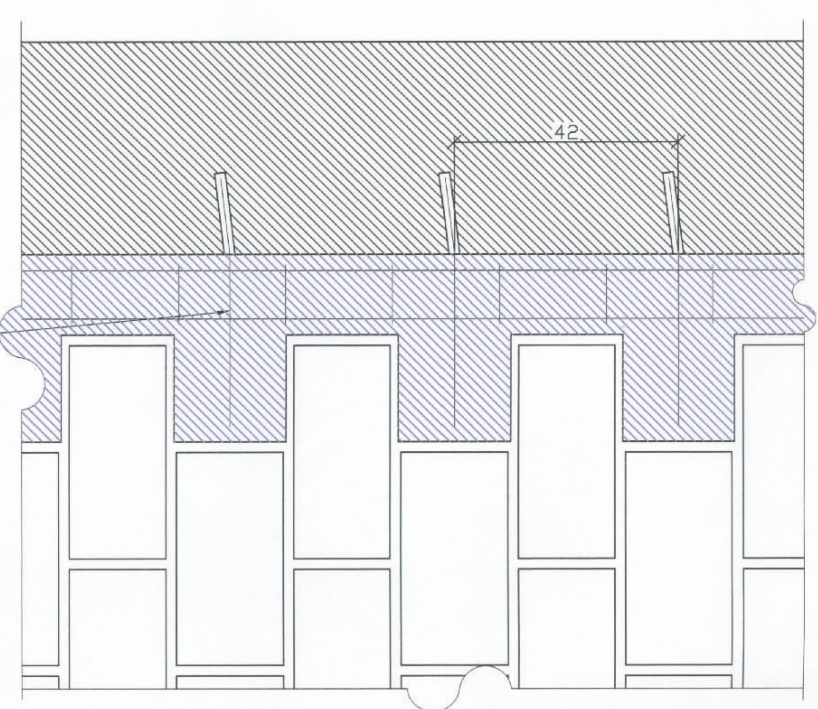
109



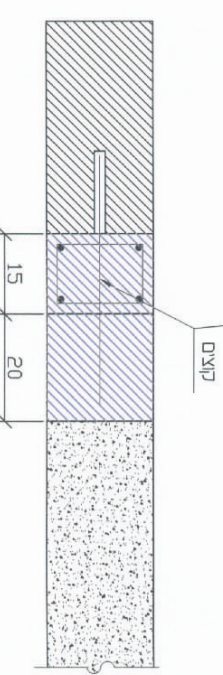
1
חיבור קיר לעמוד קיים
1:50



2
פרט חיבור קיר מחזוק לתקרה קיימת
1:10



4
פרט חיבור לעמוד קיים-מבט
1:10



3
מבנית חיבור לעמוד קיים
1:10

4-לרץ בלונים מחזק את ידי המורות בסיון.

110



מקור: A:

ב-10	
ב-10	
ב-10	
ב-10	

תע"א 338

חיסור פיר מעגילת לחדר

100

תאריך	04/09/03	שעת הדפוס	1 : 10
-------	----------	-----------	--------

FOJ

פסלמן, שלה, תפקמן - אדריכלים

קטלוג ציורי 12, חל מכר 03-6498515, קפט 03-6498515

e-mail: arch@foj.co.il



רחוב בית עובד 8, תל-אביב 6721110
טלפקס: 03-6392019, דואר: 03-6391881
E-Mail: office@nrg.co.il



חוק התכנון והבניה התשכ"ה-38 תמ"א

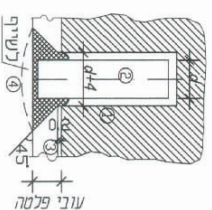
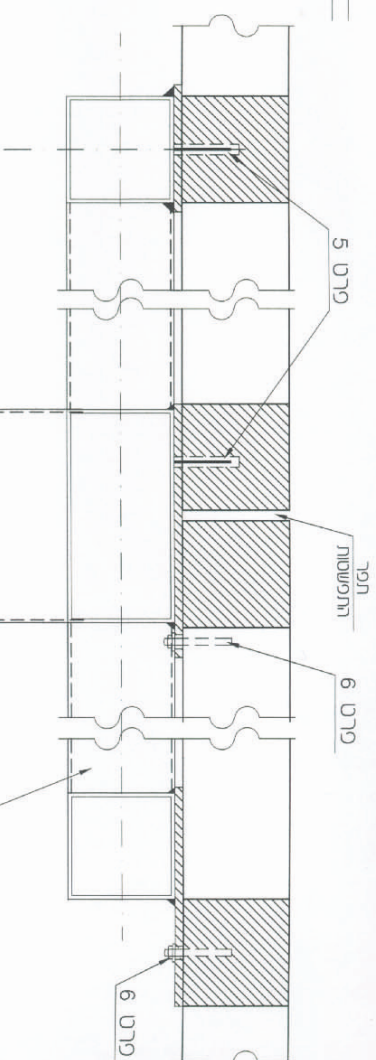
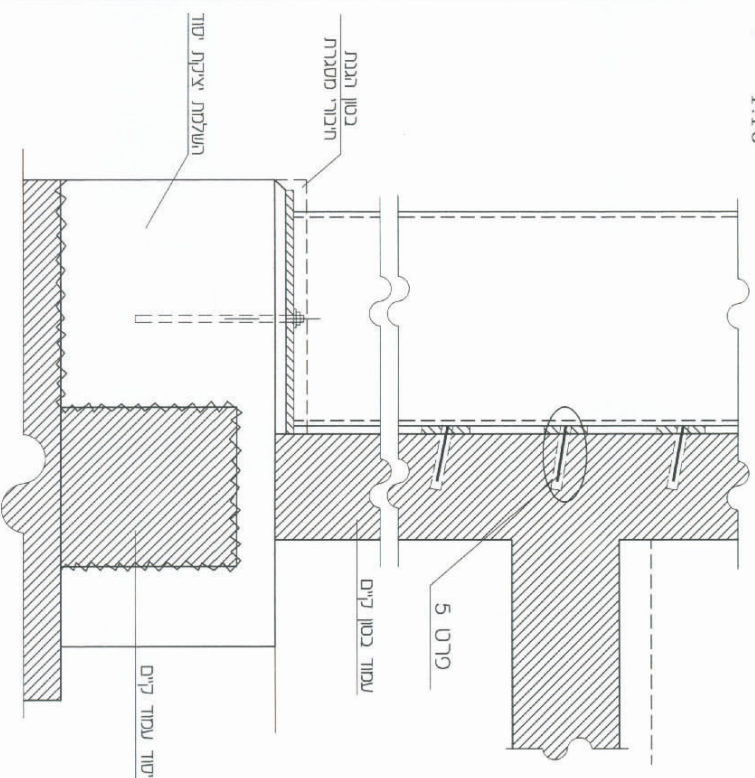
**פרטי חיזוק! בנין
ע"י מסמרות פלדה**

תאריך	סדרה	שעת הלימוד
04/09/03	תנ"ך	12, 15, 1:10

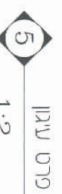
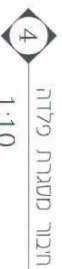
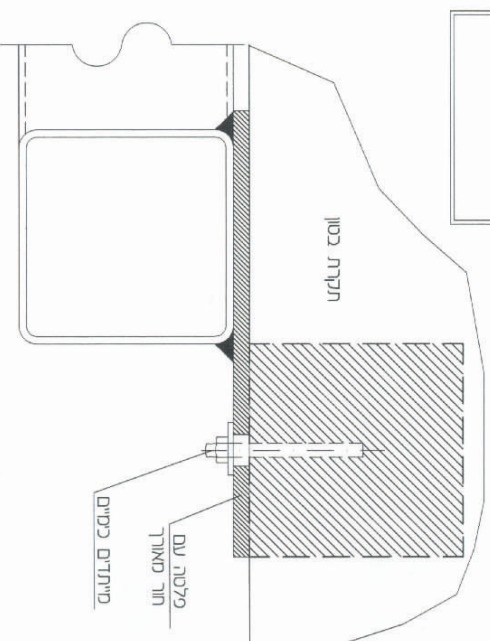
פסלרמן, שילה, תקובאט - אדריכלים
 קניון מנצח 12, חלל מבני 70, 649515-05 תל אביב
 e-mail : arch@sil.co.il

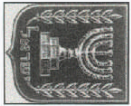
מחנכים יוצאים

רחוב בית עובד 8, תל-אביב 67211
טל: 03-6392019, פקס: 03-6391881
E-mail: office@nsta.co.il



1. חור קידוח
2. עוגן מבטון עם מלט אפוקסי
3. פלטה
4. ריתוך עוגן בתוך חור בפלטה.





חומר א :
☒ - כנסת קיים
☒ - ביטול חוק עמדת
☐ - קיר ברום קיים
☒ - קיר ברום חדש על ידי תמורת גומי.

התכנית אינ לביצוע.
לעין בלבד!

תמ"א 38

פרטי קונסטרוקציה

פרטי קיר הקשתה
מבטון מזוין בק' מפלשת

5.DWG

מחבר	שנים	מספר חזרה
04/09/03	18	1 : 10

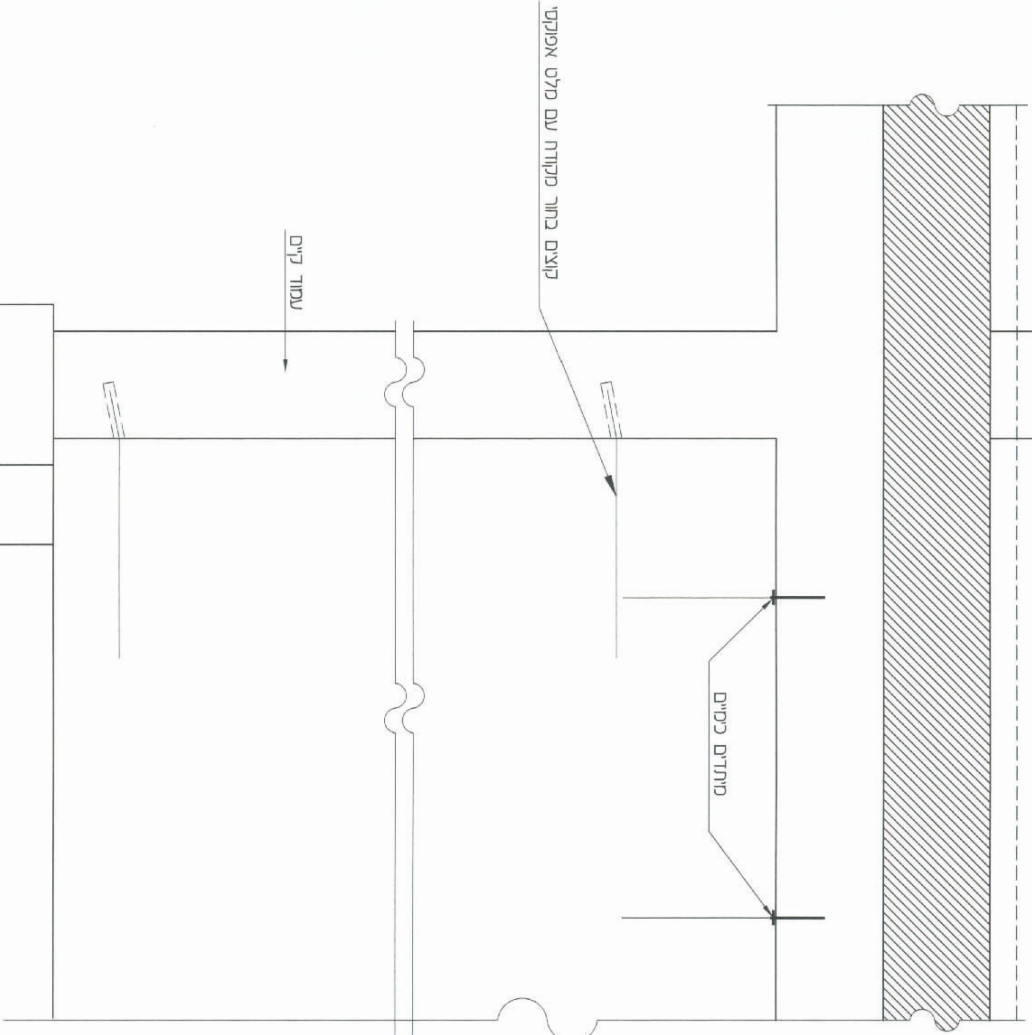


פרטי קיר הקשתה - ארצות
 תחום חזר 22 על ארץ 18/09/03
 תחום חזר 22 על ארץ 18/09/03 : תחום חזר 22 על ארץ 18/09/03

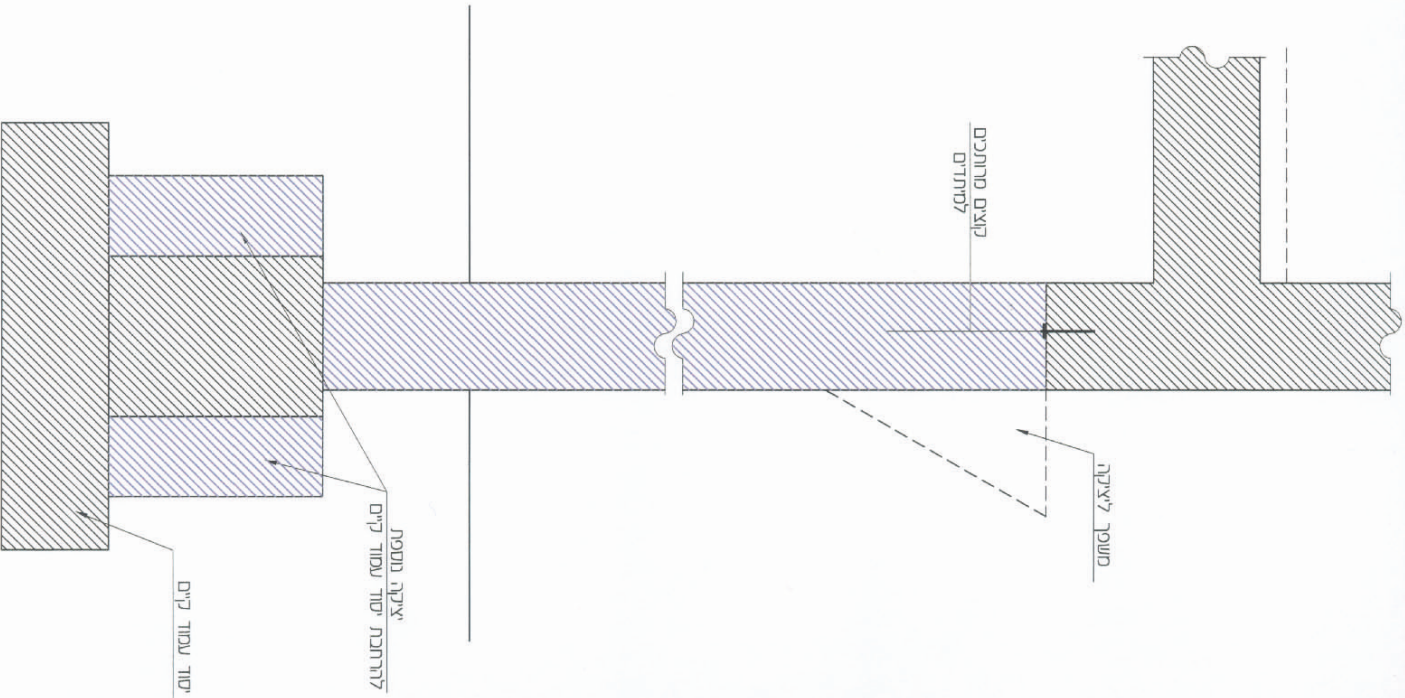
חזר שגורל צהר ושורי

מחברת: יעניס
 חזר שגורל צהר ושורי
 תחום חזר 22 על ארץ 18/09/03
 תחום חזר 22 על ארץ 18/09/03 : תחום חזר 22 על ארץ 18/09/03

2



2



1

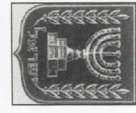
מבט על חבור קיר הקשתה

1:10

2

חבור קיר הקשתה

1:10



תוספת :
☒ - נוסף פירוט
☐ - ללא נוספות פירוט
☒ - ללא נוספות חתומות על ידי משרד התכנון.

התכנון אינו לביצוע.
 לעין בלבד!

חוק התכנון והבניה המשרד 4066-04
תס"א 38

פרטי קונסטרוקציה

פרטי חיזוק מסגרת בטון
ע"י מסגרת פלדה

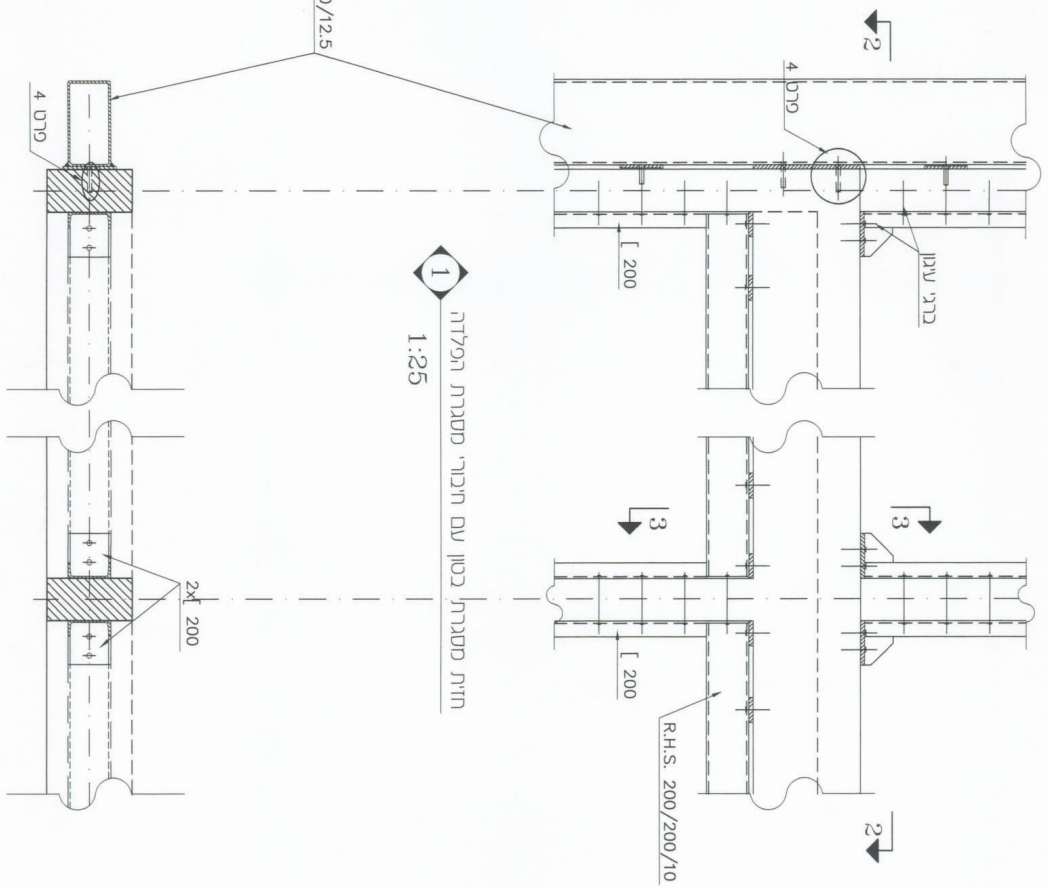
מבחן :	6.DWG
גודל :	
מחיר :	04/09/03
שטח :	12.140, 1.25
מחיר מוד :	
מחיר מוד :	

פירוט, שילוב, עקבות - אדריכלים
 03-6460600 : מספר טלפון
 03-6460600 : מספר פקס
 03-6460600 : מספר דואר
 03-6460600 : מספר דואר

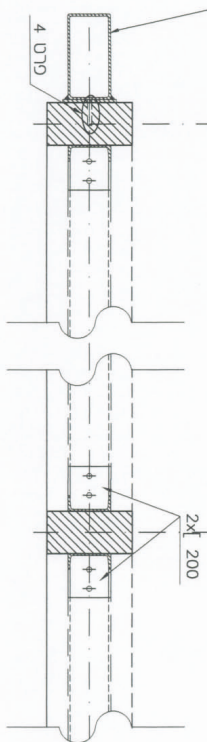
מירל שוברל צור ושות'י
 מהנדסים יועצים

114

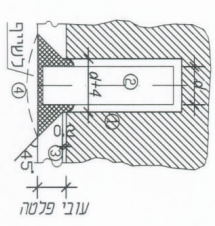
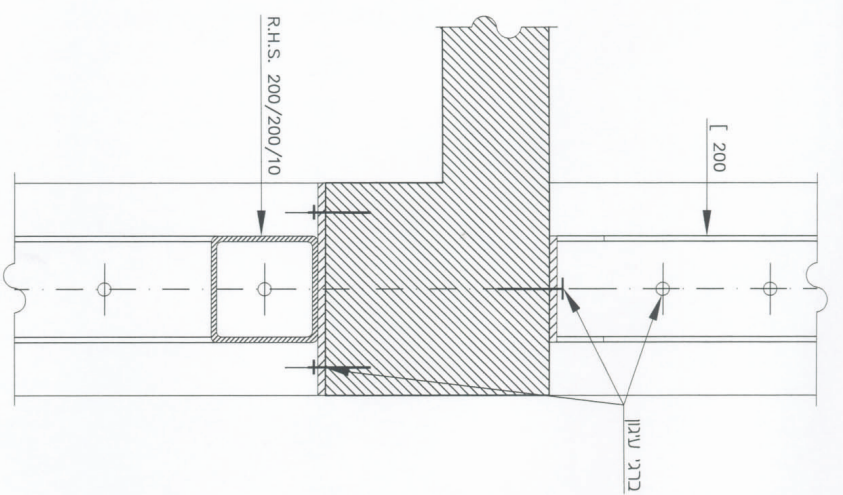
1
 חזית מסגרת בטון עם חיבורי מסגרת הפלדה
 1:25



2
 תכנית חיבור מסגרת פלדה למסגרת בטון
 1:25

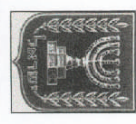


3
 פרט חיבור מסגרת פלדה לבטון
 1:10



1. חור קוטר
2. עוגן מבטון עם מלט אטומי
3. פלטה
4. ריחוף עוגן בחור חור בפלטה.

6
 פרט עיגון
 1:2



- הצגה :
- ☒ מסמך פיקס
 - ☒ מסמך חוקש כרטיס
 - ☐ פיקס במסמך פיקס
 - ☐ פיקס במסמך חוקש על ידי חוקרת כסות.

התכנית איתן לריצוף.
 לעיון בלבד.

חוק התכנון והתכנית הממשלית-1965
תש"א 38

פרטי קונסטרוקציה

פרטי מסגרת בטון
ולקחת הקשתה

מסמך :	7, P.W.G
מסמך :	04/09/03
מסמך :	1 : 10, 1 : 5
מסמך :	04/09/03
מסמך :	04/09/03

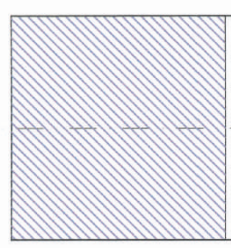
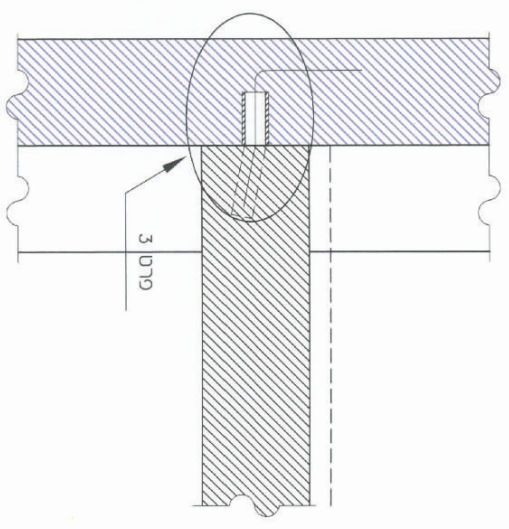


פרטיות, שילוח, תוכנית - אדריכלים
 פרטיות, שילוח, תוכנית - אדריכלים
 פרטיות, שילוח, תוכנית - אדריכלים

חידוש שגור צור ושרי
 מהנדסים תעשייתיים
 חידוש שגור צור ושרי
 חידוש שגור צור ושרי
 חידוש שגור צור ושרי



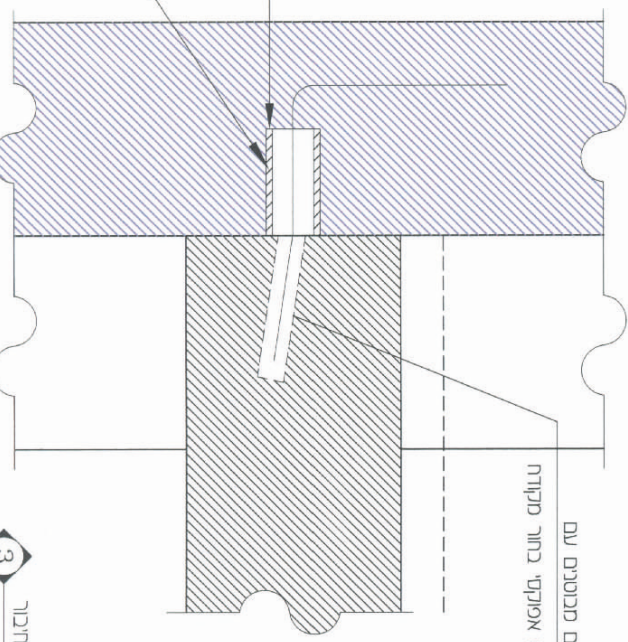
חומר בבנין קיים



סגירת צינור
 למעטת כניסת כסות

צינור

קוצים מבוססים עם
 מלט אופקיים בחור מקורות



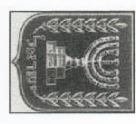
פרט חתך

2

חתך חתך קירות
 1:10

3

פרט חתך
 1:5



מס' א :
☒ מס' קט
☐ קט - במס' קט
 קט - במס' מס' קט על ידי משרד כחול

התכנית אינן לראש.
 לעיון בלבד!

חוק התכנון והבניה תשכ"ה-1965
תס"א 38

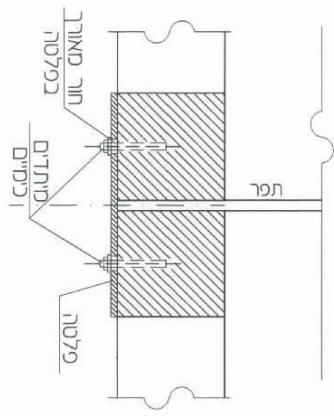
פרטי קונסטרוקציה

תכנית :
פרטי חיבור גזים
ופרט חיזוק עמודים
 קט :
 9.DWG

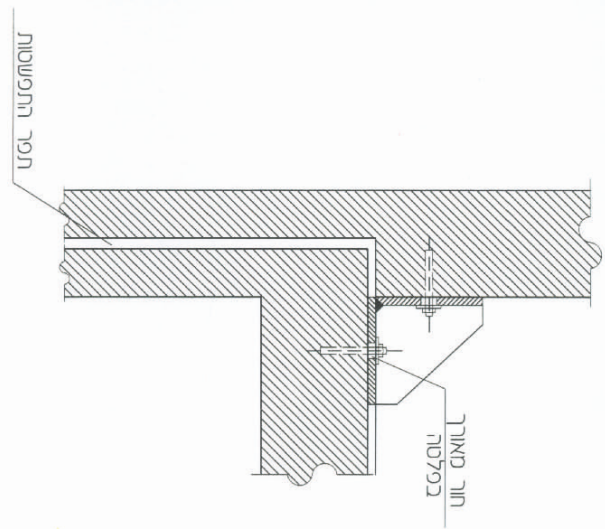
מס' קט	שטח	תאריך
1 : 10, 1 : 5	1 : 10, 1 : 5	04/09/03

פוליסטילן, שילד, טקסטיל - אדריכלים
 03-4498801 - פקס 03-4498802
 03-4498803 - טל. 03-4498804
 03-4498805 - טל. 03-4498806
 03-4498807 - טל. 03-4498808
 03-4498809 - טל. 03-4498810
 03-4498811 - טל. 03-4498812
 03-4498813 - טל. 03-4498814
 03-4498815 - טל. 03-4498816
 03-4498817 - טל. 03-4498818
 03-4498819 - טל. 03-4498820
 03-4498821 - טל. 03-4498822
 03-4498823 - טל. 03-4498824
 03-4498825 - טל. 03-4498826
 03-4498827 - טל. 03-4498828
 03-4498829 - טל. 03-4498830
 03-4498831 - טל. 03-4498832
 03-4498833 - טל. 03-4498834
 03-4498835 - טל. 03-4498836
 03-4498837 - טל. 03-4498838
 03-4498839 - טל. 03-4498840
 03-4498841 - טל. 03-4498842
 03-4498843 - טל. 03-4498844
 03-4498845 - טל. 03-4498846
 03-4498847 - טל. 03-4498848
 03-4498849 - טל. 03-4498850
 03-4498851 - טל. 03-4498852
 03-4498853 - טל. 03-4498854
 03-4498855 - טל. 03-4498856
 03-4498857 - טל. 03-4498858
 03-4498859 - טל. 03-4498860
 03-4498861 - טל. 03-4498862
 03-4498863 - טל. 03-4498864
 03-4498865 - טל. 03-4498866
 03-4498867 - טל. 03-4498868
 03-4498869 - טל. 03-4498870
 03-4498871 - טל. 03-4498872
 03-4498873 - טל. 03-4498874
 03-4498875 - טל. 03-4498876
 03-4498877 - טל. 03-4498878
 03-4498879 - טל. 03-4498880
 03-4498881 - טל. 03-4498882
 03-4498883 - טל. 03-4498884
 03-4498885 - טל. 03-4498886
 03-4498887 - טל. 03-4498888
 03-4498889 - טל. 03-4498890
 03-4498891 - טל. 03-4498892
 03-4498893 - טל. 03-4498894
 03-4498895 - טל. 03-4498896
 03-4498897 - טל. 03-4498898
 03-4498899 - טל. 03-4498900
 03-4498901 - טל. 03-4498902
 03-4498903 - טל. 03-4498904
 03-4498905 - טל. 03-4498906
 03-4498907 - טל. 03-4498908
 03-4498909 - טל. 03-4498910
 03-4498911 - טל. 03-4498912
 03-4498913 - טל. 03-4498914
 03-4498915 - טל. 03-4498916
 03-4498917 - טל. 03-4498918
 03-4498919 - טל. 03-4498920
 03-4498921 - טל. 03-4498922
 03-4498923 - טל. 03-4498924
 03-4498925 - טל. 03-4498926
 03-4498927 - טל. 03-4498928
 03-4498929 - טל. 03-4498930
 03-4498931 - טל. 03-4498932
 03-4498933 - טל. 03-4498934
 03-4498935 - טל. 03-4498936
 03-4498937 - טל. 03-4498938
 03-4498939 - טל. 03-4498940
 03-4498941 - טל. 03-4498942
 03-4498943 - טל. 03-4498944
 03-4498945 - טל. 03-4498946
 03-4498947 - טל. 03-4498948
 03-4498949 - טל. 03-4498950
 03-4498951 - טל. 03-4498952
 03-4498953 - טל. 03-4498954
 03-4498955 - טל. 03-4498956
 03-4498957 - טל. 03-4498958
 03-4498959 - טל. 03-4498960
 03-4498961 - טל. 03-4498962
 03-4498963 - טל. 03-4498964
 03-4498965 - טל. 03-4498966
 03-4498967 - טל. 03-4498968
 03-4498969 - טל. 03-4498970
 03-4498971 - טל. 03-4498972
 03-4498973 - טל. 03-4498974
 03-4498975 - טל. 03-4498976
 03-4498977 - טל. 03-4498978
 03-4498979 - טל. 03-4498980
 03-4498981 - טל. 03-4498982
 03-4498983 - טל. 03-4498984
 03-4498985 - טל. 03-4498986
 03-4498987 - טל. 03-4498988
 03-4498989 - טל. 03-4498990
 03-4498991 - טל. 03-4498992
 03-4498993 - טל. 03-4498994
 03-4498995 - טל. 03-4498996
 03-4498997 - טל. 03-4498998
 03-4498999 - טל. 03-4498999

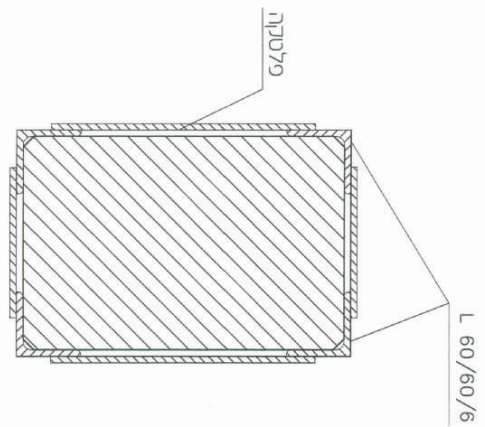
משרד הפנים
 מנהל התכנון
 אגף תכנית שטח ארצית
 116



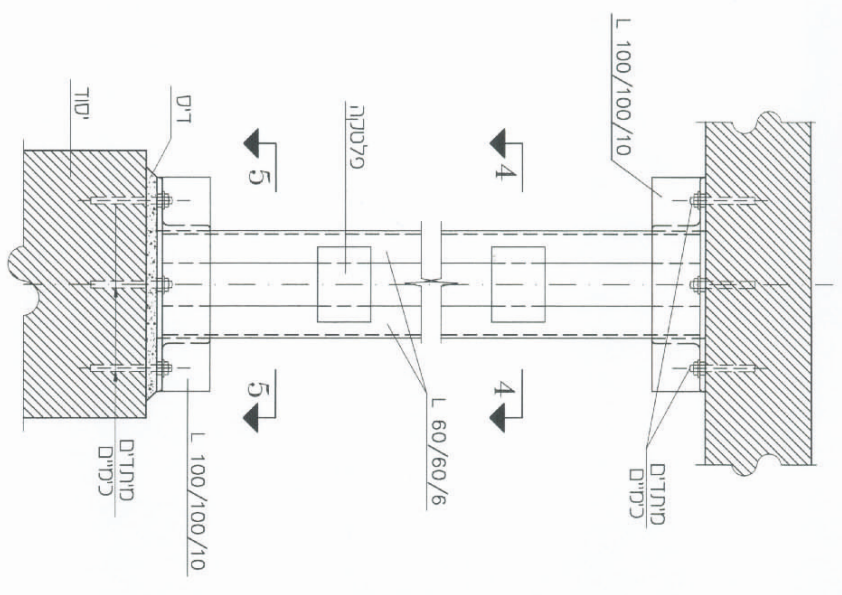
1
 פרט חיבור גוש' בין טרי' בתפר התפשטות במפלס תקרות
 1:10



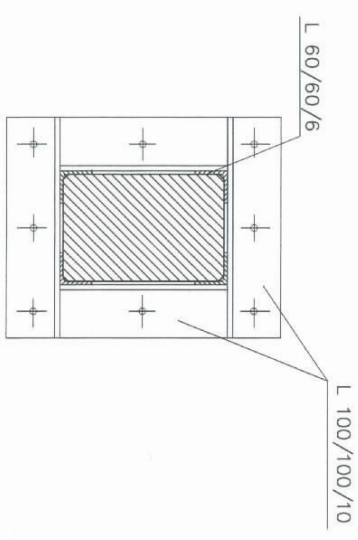
2
 חתך חיבור שני גושים בתפר התפשטות
 1:10



4
 פרט עמוד מחזק בקי' ספולשת
 1:5



3
 פרט חיזוק עמוד' בסיון בקוקה ספולשת
 1:10



5
 פרט עמוד מחזק ומבט אל חיבור ליסוד
 1:10

☒ בסוף יום
☐ בלילות
☒ לעיתים קרובות מאוד

חוק התכנון והבניה התשכ"ה-38
תמ"א 38

**טו מסובי הקשחה
בקומה מפולשת**

1771

תאריך	דור	הצגה
04/09/03	י.מ. ח'ג	1:10, 1:50



פטרסון, שרלו, תוקאטון - אדריכלים
 תוקאטון 12, תל אביב 03-6499515; קטן: 03-6499619
 e-mail: arch@sj.co.il

מנהלים יועצים

רחוב בית עובד 8, תל-אביב 67211

117

