

8. החישוב הסטטי*

8.1 כללי

בחישוב הסטטי ניקבעים ערכי הכוחות הפנימיים הפועלים באלמנטים מבטון מזוין (מומנטי כפיפה ופיתול, כוחות ציריים וגזירה) כתוצאה מפעולת העומסים החיצוניים הפועלים על המבנה. לצורך התכן ערכי כוחות אלה יהיו דרושים לאורך האלמנטים, בחתכים מסוימים ו/או בנקודות ריכוזי מאמצים.

בכל מבנה יש להוכיח עמידה במצב גבולי של הרס ובמצב גבולי של שרות (יש מקרים בהם שני מצבים גבוליים אלה אינם מספיקים). במצב גבולי של שרות המבנה מועמס בעומסים אופייניים (עומסי תכן בהם מקדמי הביטחון החלקיים לעומסים הם 1.0) ובמצב גבולי של הרס המבנה מועמס בעומסי תכן.

בתחום העומסים הנמוכים, במצב שרות, התנהגות האלמנט מבטון מזוין ליניארית (בטרם היסדקו) אולם עם עליה בעומסים, לקראת מלוא עומסי השרות, מתחילה לבוא לביטוי אי הליניאריות של תגובת האלמנט בגין: הבטון כחומר (σ/ϵ) לא ליניארי, סדיקת האלמנטים כתוצאה מחוזק בטון נמוך במתיחה, אי ליניאריות בתופעת מעבר כוחות מהבטון למוטות הזיון (ובחזרה), וכן השתנות תגובת הבטון (השפעה מיזערית במוטות הזיון) עם הזמן, לפחות בתקופת החיים הראשונה של המבנה. שנויים בקשיחות / בדפורמביליות יש להם השפעה על החישוב הסטטי. נובע מכך כי החישוב הנכון אמור להתבצע תחת השפעת העומסים המצטברים כאשר ניתנה לקשיחות האפשרות להתאים את עצמה (כולל עם הזמן) עד להתייצבות במצב מעוות. חישוב מסוג זה מקובל כחישוב לא ליניארי. הוא מבוצע לרוב תוך שימוש בתכנות מחשב המביאות בחשבון מירב התגובות הלא ליניאריות של האלמנטים (הן כחומר והן גיאומטרית). אלו לא זמינות בדרך כלל לשימוש יום יומי בידי המתכנן ובדרך כלל השימוש בהן יקר וגוזל זמן. הן חשובות בתכן מבנים מונומנטליים, במחקר או במבנים בעלי חשיבות מיוחדת (כורים גרעיניים?). יחד עם זאת, מכל סוגי אי הליניאריות אשר צוינו לעיל יש רק לאחד השפעה ממשית על החישוב הסטטי והיא זו הנובעת משנויים בקשיחות עקב סדיקה. לכל היתר השפעה מינורית עד זניחה.

החישוב הסטטי המקובל (וברוב המכריע של המקרים – מספיק) מבוסס על שיטות מקורבות. הוא יהיה אלסטי, אלסטי עם התערבות מסוימת או אלסטו-פלסטי. אין מנוס מלהכיר בעובדה כי בכל צורת חישוב הוא יהיה מקורב, אולם הנסיון והמחקר מעידים כי כל השיטות המקורבות הללו מתארות באמינות מספקת ובהתאמה טובה למציאות (לרוב) את תגובת המבנים מבטון מזוין לעומסים הפועלים עליהם.

* פרק זה מעודכן לחודש פברואר 2012

בהמשך נדונות במפורט השיטות העיקריות לחישוב הסטטי, ברם אי אפשר להימנע מהכללה חשובה אשר עוברת כחוט שני בכל החישוב הסטטי של אלמנטים מבטון מזוין (גם דרוך) והיא: עקב הדפורמביליות המוגבלת של המבנים מבטון מזוין סה"כ ההזזות הן קטנות, אי לכך – יהיה נדיר מאוד להיזקק לחשוב לא ליניארי גיאומטרי. היות ההזזות קטנות עד למצב גבולי של הרס, מהווה את הרקע והביסוס לכך כי מותר לחשב את הכוחות הפנימיים בחתכים ו/או חלקי אלמנטים באמצעות מודלים המייצגים מצב גבולי של הרס, כאשר המבנה כולו בתחום ההזזות הקטנות. החישוב הסטטי הינו אולי החלק החשוב ביותר בתכן המבנה. הוא מציב מסגרת לתפיסה של אבטחת יציבות המבנה לקבלת כוחות אנכיים ואופקיים וכן משפיע על המודלים על פיהם תובטח הבטיחות באיזורים שונים במבנה.

8.2 חישוב אלסטי

החישוב האלסטי מבוסס על תורת ההזזות הקטנות, כלומר ההזזות והעיבורים במבנה קטנים בפעול עליו העומסים, לא רק האופייניים אלא גם עומסי התכן, עד ולתוך מצב גבולי של הרס. גודל ההזזות אינו מחייב התחשבות בהן, כלומר החישוב נעשה על הנפח (או האורך) הבלתי עמוסים, או יותר נכון – אין הבדל אם ייעשה על הנפח המעוות או הבלתי מעוות. החישוב נערך בהתבסס על קשיחות קבועה ובלתי משתנה ראה סעיף 8.8.

לגבי קשיחות האלמנטים בחישוב מותרת אחת ההנחות הבאות:

- א. האלמנטים בלתי סדוקים. מותר להזניח את מוטות הזיון בהם.
- ב. האלמנטים בלתי סדוקים אולם מתחשבים בתרומה היחסית של מוטות הזיון ומתאימים את שטחי החתכים, מרכזי הכובד שלהם ומומנטי האינרציה לפי ההשפעה היחסית של מוטות הזיון (שטחם הממשי מוכפל ב n כאשר $n = E_s/E_c$ - היחס בין מודולי האלסטיות של הפלדה והבטון בהתאמה).
- ג. חתכי הבטון סדוקים ומתחשבים רק ביתרת החתך הפעילה, כלומר - האיזור הלחוץ בחתך והשטח שווה הערך של מוטות הזיון כלעיל אולם ראה גם סעיף 8.8.

כל שלושת ההנחות לעיל הינן מקורבות. אף לא אחת מהן מתארת את קשיחותם האמיתית של האלמנטים תחת עומס לאורך כל תהליך ההעמסה. ההנחה של חתכים בלתי סדוקים, למשל, מייצגת קשיחות מוגזמת במצב סדיקה מפותחת. יחד עם זאת, אפילו בהנחה זו מושג קירוב טוב מאד בפריסת הכוחות הפנימיים על פני המבנה לאורך מרבית היסטוריית ההעמסה שלו, דבר שהוכח במחקרים רבים, ביניהם של Farhat [9], עבור מצבים גבוליים של הרס ושרות כאחד. יש לציין לגבי החישוב האלסטי שתי נקודות חשובות:

א. בשימוש בחישוב האלסטי גלומה רדיסטריבוציה מסוימת (ראה פרק 7 לעיל) אך היא לא מובאת בחשבון. היא נובעת מכך שלא הופחתה הקשיחות באותם איזורים

בהם כוחות פנימיים גרמו להגברת הסדיקה, כאשר בעקבותיה חלה התחלקות חדשה של הכוחות הפנימיים. זאת רדיסטריבוציה לפי כל הגדרה.

ב. לכאורה קיימת סתירה: החישוב הסטטי מניח התנהגות אלסטית ליניארית אולם העיבורים בשני החומרים – הבטון ומוטות הזיון, הם עמוק בתחום האלסטו-פלסטי, עם נטייה לכניסה לתחום הפלסטי. שתי הנחות אלו יכולות לדור בכפיפה אחת רק כאשר ההזזות קטנות והחישוב הסטטי מבוסס על תורת ההזזות הקטנות.

השיטה האלסטית מותרת לשימוש בכל החישובים הסטטיים עבור אלמנטים מבטון מזוין.

יש בשיטה האלסטית יתרון ונוחיות גדולים ביותר לעומת שיטות חישוב אחרות (לעומת החסרון של הכוונה לא טובה לניצול החוזק המירבי של האלמנטים) והוא: בחלק גדול מהמבנים יש להוכיח עמידה במצב גבולי של שרות על ידי חישוב סטטי (במצב גבולי של הרס – תמיד!). כאשר החישוב הוא אלסטי – המודל של הבטחת מצב גבולי של הרס ושל שרות הינו אותו המודל. זה מקל על הבנת התנהגות המבנה ועל החישוב וזו נוחיות אשר אין לזלזל בה.

כמעט כל תוכנות המחשב לתכנן צבני בטון מזוין ודרוך מבוססות על הנחת חישוב אלסטי כמתואר לעיל וההנמקה וההצדקה ברורים.

8.3 שיטות חישוב להרס

בשיטות חישוב להרס הערכים הסטטיים נקבעים לפי מודל על פיו מספר רב של איזורים / חתכים, מצויים במצב גבולי של הרס ושווי המשקל מנוסח על סף התפתחות מכניזם. זהו חישוב המבוסס על התורה הפלסטית. בהתאם לשיטת הפתרון בה משתמשים תוצאת הפתרון יכולה להיות חסומה "מלמטה" (lower bound) או "מלמעלה" (upper bound). לא כל השיטות המוצעות לחישוב מבנים מבטון מזוין או דרוך הן אחת ממשפחות הפתרון הנ"ל אך יש חשיבות להכיר בצורה יותר יסודית כל שיטה טרם יישומה.

תהיה השיטה אשר תהיה יש הבדל מהותי בין ביסוס החישוב לפי שיטת חישוב להרס או שיטה אלסטית: המודל (או השיטה) שנבחרה בשיטת חישוב להרס תתאים רק לאבטחת מצב גבולי של הרס (כלומר לאבטחת חוזק כל חלקי המבנה). לאבטחת מצב גבולי של שרות יהיה צורך לאמץ שיטת חישוב אחרת. לעומת זאת – ניתן בשיטת חישוב להרס לנצל טוב יותר את פוטנציאל החוזק הגלום באלמנטים. להבהרת הענין יאמר רק: כמעט אף פעם איננו מספקים חוזק לפי תמונת הערכים הסטטיים המופקת בחישוב אלסטי. מטעמי ביצוע תמיד נספק חוזק יתר. בשיטת חישוב להרס יש יכולת להתקרב למצוי חוזק יתר זה וכאן מעלתה.

בין השיטות המוצעות כשיטות חישוב להרס לגבי מבנים מבטון מזוין ודרוך, יש להבחין בין: שיטות לאלמנטים מתוחים בכיוון אחד (אלמנטים קוויים) ואלמנטים מתוחים בשני כיוונים. מבחינת יישומם בתכנן מבני בטון יש הבדל מהותי:

אלמנטים מתוחים בכיוון אחד: השיטה הידועה והמקובלת לאלמנטים מתוחים בכיוון אחד, קוויים למעשה, היא שיטת הפרקים הפלסטיים (ראה דוגמה בהמשך). השיטה מאפשרת לא רק חישוב אלמנטים קוויים כמו קורה וטבלה מתוחה בכיוון אחד אלא גם מסגרת מישורית (ואולי בנסיבות מסוימות גם מסגרת מרחבית). אלמנטים מתוחים בשני כיוונים – השיטות הידועות הן שיטת קווי השבר של יוהנסן (Yield Line Method) ושיטת הרצועות של הילברורג (Strip Method). הן מיועדות לפתרון בעיית טבלות אך לא מעבר לזה. בשתי שיטות אלה אפשר לטפל בבעיות אלמנטים מישוריים בפעול עליהם עומס בניצב למישורם בלבד. בשיטת הפרקים הפלסטיים אפשר לטפל בבעיות מבנה עליו פועלים גם כוחות אופקיים.

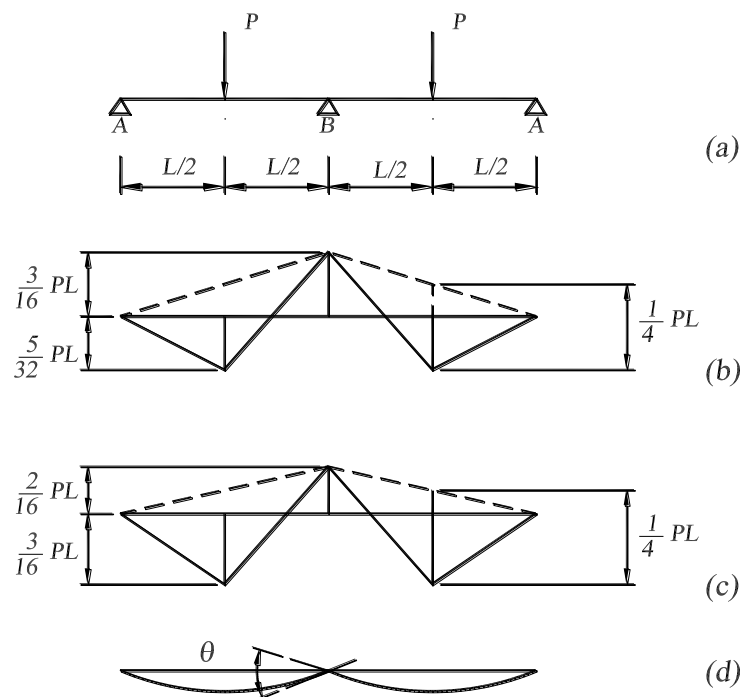
דוגמה

נתונה קורה על 3 סמכים בעלת שני מיפתחים שווים כל אחד – L , עמוסה עומס בודד P באמצע כל שדה (8.1a). בחישוב אלסטי (8.1b) המומנט בסמך B הינו $3/16 PL$ והמומנט בשדה במקום פעולת הכוח P הינו $5/32 PL$. לפי שיטת הפרקים הפלסטיים מותר להניח היווצרות פרק פלסטי מעל סמך B ולהניח שם מומנט רצוני, למשל $2/16 PL$. המומנט בשדה יהיה אז $3/16 PL$ (8.1c). המומנט מעל הסמך ניבחר לכאורה באופן רצוני (בעקבות שיקול מנומק). המומנט בשדה הינו תוצאה של הצורך לקיים שווי משקל. במערכת מסוימת סטטית (כל שדה בניפרד) המומנט מתחת לנק' הפעלת הכוח היה צפוי להיות $1/4 PL$. מעל הסמך B נותר הפרש שנוי זווית θ בין שני חתכי הקורה משני הצדדים אם לא היתה המשכיות (8.1d). לצורך ביטול מוחלט של הזווית θ יש להפעיל מומנט בשיעור מומנט ריתום $3/16 PL$. אם הסתפקנו בהפעלת מומנט קטן יותר – $2/16 PL$ פרוש הדבר הוא כי הבטחנו יכולת סיבוב מסוימת בסמך זה. היתר (המומנט בשדה) הינו תוצאה של עמידה בתנאי שיווי משקל.

החישוב של הערכים הסטטיים לפי שיטת חישוב להרס (שיטת הפרקים הפלסטיים בדוגמה זו) בנוי על הנחת מודל להרס באלמנט, כפוף לעמידה בשני תנאים:

- המודל מקיים שווי משקל.
- החתכים בהם מניחים התפתחות פרקים פלסטיים הם בעלי משיכות (Ductility) מתאימה, כלומר – מובטח כושר הסיבוב בחתך בו צפוי להתפתח פרק פלסטי כמחושב.

עמידה במצב גבולי של שרות מובטחת בדרך אחרת, ללא קשר עם החישוב שנעשה כאן.



ציור 8.1

קביעת הערכים הסטטיים לפי שיטת חישוב להרס נועדה לאפשר לכאורה את פריסתם תוך ניצול רציונלי את תכונות החוזק של האלמנט, ברם, יש להקפיד לקיים שני התנאים לעיל. הקושי הממשי הינו אומדן תוספת הסיבוב הנדרשת לצורך הבטחת קיום פריסת מומנטים שונה מהאלסטית (בדוגמה שלנו - הפער בין $3/16 PL$ ובין $2/16 PL$ בסמך המרכזי B ((8.1d)). ב CEB M.C.90 [4] יש המלצה כל שהיא לאומדן יכולת סיבוב חתך, אך אין הדבר מספיק על מנת לנסח סעיף אופרטיבי בתקן כל שהוא לבטון מזוין.

8.4 חישוב אלסטי עם רדיסטריבוציה

חישוב אלסטי עם רדיסטריבוציה של מומנטים הינו כעין דרך ביניים בין החישוב האלסטי ובין שיטת חישוב להרס. טכניקת עריכת החישוב היא : עורכים חישוב אלסטי, מתירים סטייה ממנו, תוך הקפדה על שני כללים, כאשר הסטייה מבוססת על ניצול פוטנציאל הכניסה לפלסטיקציה חלקית של הבטון המזוין או

הדרוך, ויחד עם זאת הסטייה מבוקרת. על אפשרות ביצוע רדיסטריבוציה של מומנטים בסטייה מבוקרת מהפתרון האלסטי דובר בפרק 7 .

מבחינה טכנית התהליך מתבצע כדלקמן :

א. מבוצע חישוב סטטי אלסטי מלא המביא בחשבון, לפי הענין, מצבי עמיסה מסוכנים. בדרך כלל כל מצב עמיסה יכוון אל מיצוי ההטרחה המירבית (למשל מומנט) באיזור או חתך (גם כמה חתכים) לאורך האלמנט.

ב. בחתכים שנבחרו מבוצע שנוי במומנט (המגמה הכללית היא הקטנת ערכי המומנטים לאורך המעטפת בשני כיוונים עיקריים: הפחתה במומנטים המירביים מעל הסמכים; הפחתה במומנטים המירביים בשדות אגב הגדלת המומנטים מעל הסמכים. מאחר ולצורך הפחתת המומנטים בשדות פועלים על מצבי עמיסה שאינם מניבים את המומנטים המירביים מעל הסמכים, המגמה הכללית של הפחתה כוללת של המומנטים לאורך המעטפת יכולה להישמר.

ג. יש להבטיח כי בכל מצב עמיסה בו בוצעה רדיסטריבוציה יקויים שווי המשקל מחדש על ידי התאמת המומנטים משני צידי הסמך בו בוצע שנוי במומנט בסמך – תנאי ראשון להתיר רדיסטריבוציה של מומנטים.

ד. שעור הרדיסטריבוציה מוגבל. מטרת ההגבלה היא לתת בידי המתכנן כלי פשוט לכניסה לתחום פלסטיפיקציה מוגבלת ללא מאמץ חישובי ממש. לעומת שיטת חישוב להרס בה יש לחשב את מידת הסיבוב ולאמת לפי הצורך כי אינו עולה על המותר, כאן השמירה על ההגבלה נעשית באופן עקיף, על ידי מלוי אחר תנאי – התנאי השני ההכרחי לביצוע רדיסטריבוציה.

כללים להגבלת הרדיסטריבוציה נקבעים על סמך מחקרים. בתקנים של רוב המדינות נתונים כללים כאלה. אף כי בעבר היו פערים בין הכללים כפי שהוצעו בתקנים של מדינות שונות, היום חלק גדול ממדינות אירופה וצפון אמריקה עוקב אחר ההמלצות של הוועדה האירופית לבטון [4] ואחר המלצות התקן האירופי [8] [40].

בסעיף 7.4 מפורטים כללים ביחס לרדיסטריבוציה מותרת מכמה מקורות, ביניהם מהתקן הישראלי ת"י 466 חלק 1 [1].

מקובל להניח (וכך אמנם עדיין ניתן למצוא במקורות רבים וחשובים) כי הרדיסטריבוציה אינה נכנסת לתוקף אלא עם כניסת חלק האלמנט לפחות לפרקים פלסטיים, שהיא למעשה אחת הצורות של מצב גבולי של הרס. תפיסה זו אינה נכונה. מחקרים [10] [11] הוכיחו כי כבר עם היסדקות האלמנט באה לביטוי העובדה כי הוא תוכנן עם כמויות זיון שאינן אלו אשר היו חזויות אילו תוכנן לפי השיטה האלסטית. אי לכך – תגובתו תהיה בהתאם לכמויות הזיון אשר ניתנו בפועל, כלומר – בהביא בחשבון רדיסטריבוציה. יחד עם זאת, לא כל חלקי האלמנט נסדקים בו זמנית. יש קטע מעבר בו חלקים ממנו סדוקים ואחרים עדיין לא. בקטע מעבר זה אין עליה מונוטונית של המאמצים בבטון ובפלדה עם העליה בעומסים. מיד עם הגיע האלמנט למצב סדיקה מפותח (מספר הסדקים ומיקומם מתייצב) וכל מה שקורה בהמשך זו

רק עליה ברוחבם) תגובתו לעליה בעומס היא מונוטונית, כאשר כמויות הזיון שסופקו בעליל באזורים השונים הם אלה המשפיעים על תגובתו.

8.5 חישוב סטטי של אלמנטים מתוחים בכיוון אחד

אלמנטים מתוחים בכיוון אחד הנידונים בספר זה הם: קורות (פרק 14), טבלות מיקשיות מתוחות בכיוון אחד (פרק 12) ותקרות צלעות (פרק 16). חישוב סטטי של אלמנטים מתוחים בכיוון אחד ניתן לבצע לפי אחת השיטות להלן:

- א. חישוב אלסטי (8.2 לעיל).
 - ב. חישוב אלסטי עם רדיסטריבוציה (8.4 לעיל).
 - ג. שיטת חישוב להרס (8.3 לעיל).
 - ד. שיטה מקורבת (כאשר מתקיימים תנאים מגבילים מסוימים). שיטה זו תידון בהרחבה בפרק 9.
- מרבית התקנים בעולם מתירים חישוב סטטי לפי השיטות הנ"ל, לרבות הישראלי [2], אמריקאי [5], אנגלי [6], הגרמני [7] וכמובן באופן לא מפורט ב [8]EC2 [40] וב [4]CEB M.C.90.

8.6 חישוב סטטי של מסגרות

החישוב הסטטי של מסגרות כפוף לכל כללי החישוב הסטטי כמקובל, אולם יש בכמה נושאים ייחוד מסוים ועל כן יש לפרט במיוחד. אחת האבחנות החשובות היא בין מסגרת מוחזקת או בלתי מוחזקת, ענין שיש לו השפעה על נושא היציבות.

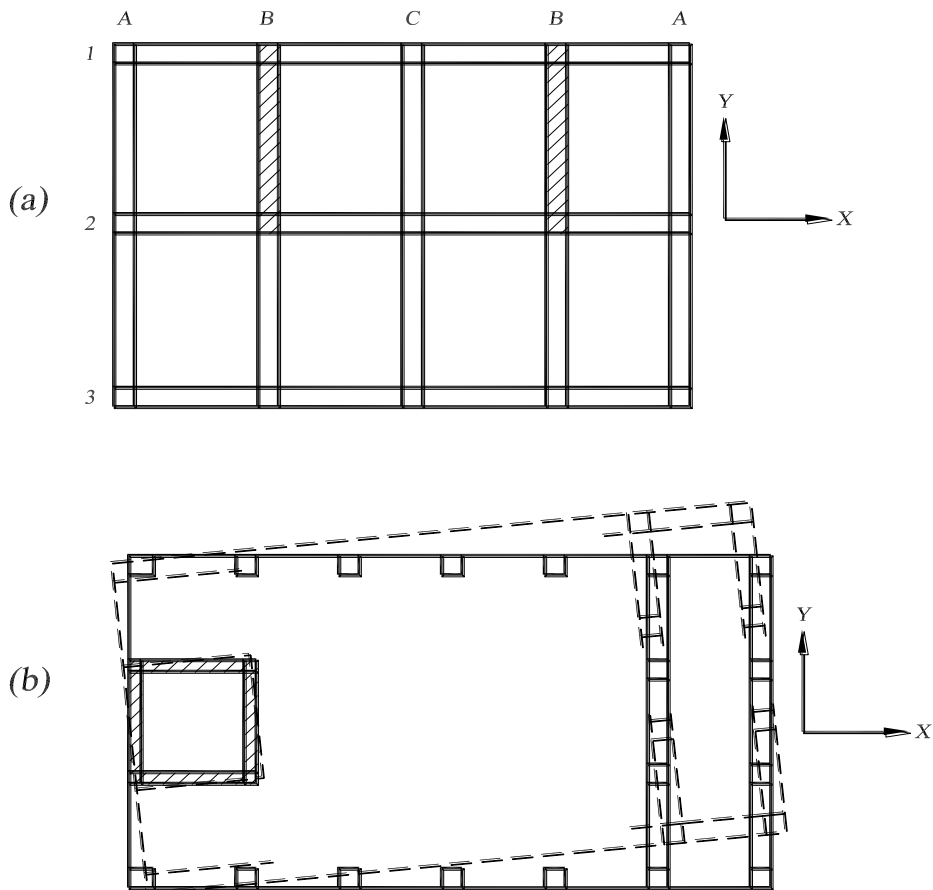
8.6.1 מסגרת מוחזקת ומסגרת בלתי מוחזקת

מסגרת מוחזקת (braced frame) הינה מסגרת אשר לא נועדה לקבל כוחות אופקיים כלל (ראה התקן האנגלי [6] והאמריקאי [5]), כלומר – היא חלק ממבנה בו יש אלמנטים אחרים אשר מקבלים את הכוחות האופקיים. כל מסגרת אחרת הינה בלתי מוחזקת (unbraced). מה אופן ההשפעה של היות המסגרת מוחזקת או בלתי מוחזקת על אורכי הקריסה של האלמנטים הלחוצים במסגרת יובהר בפרק 18.

דוגמה:

במבנה בן קומה אחת אשר תוכניתו נתונה בציור 8.2a קיימות חמש מסגרות בכיוון $A - y$, B ו C ושלוש מסגרות בכיוון x – לאורך הקווים 1, 2 ו 3. בקטעים 1-2/B קיים קיר בטון קשיח אשר מסוגל לקבל כוחות (אופקיים) גדולים במישורו. כתוצאה

מכך כל המסגרות בכיוון y ($C/1-2-3, B/2-3, A/1-2-3$) הן מוחזקות. לעומתן כל שלושת המסגרות בכיוון x הן בלתי מוחזקות מאחר ואין בכיוון x שום אלמנט (קיר או כדומה) אשר מסוגל לקבל כוחות אופקיים והתפקיד כולו מוטל על שלושת המסגרות. מבחן הקשיחויות לבדו אינו מספיק. בציור 8.2b נתונה אחת התקרות של מבנה קומות הנשענת על עמודים, אך בחלקה השמאלי גרעין קשיח אשר מסוגל לקבל כוחות אופקיים בכיוון x וגם בכיוון y . אף על פי כן, תגובת המבנה לכוחות אופקיים בכיוון y תהיה מלווה בפיתול עקב מיקומו הבלתי סימטרי של הגרעין הקשיח. כתוצאה מכך המסגרות אשר בחלק הימני של התקרה תוכלנה (ואפילו תצטרכנה) לבצע תזוזה אופקית בעת פעולת כוחות אופקיים בכיוון y על המבנה, אי לכך הן אינן יכולות להיחשב מוחזקות.



ציור 8.2

אלמנט במבנה יכול להיות חלק ממסגרת בלתי מוחזקת בכיוון אחד וחלק ממסגרת מוחזקת בכיוון אחר. העמודים בפניות A/1 ו A/3 בציר 8.2a הם חלק ממסגרת מוחזקת בכיוון y וחלק ממסגרת בלתי מוחזקת בכיוון x . לפי כללי התכן של מבנים לכוחות אופקיים עקב רעידת אדמה אסור להניח כי בעקבות פריסה סימטרית של האלמנטים המסוגלים לקבל כוחות אופקיים גם תגובת המבנה תהיה סימטרית. להיפך – חובה להניח כי הכוח האופקי נימסר באקסצנטריות מינימלית. ברם, אין הדבר עושה את כל המסגרות במבנה, אם ישנן, לבלתי מוחזקות. באיזו מידה ובאיזה מצב מסגרת הופכת לבלתי מוחזקת רק כתוצאה מאקסצנטריות מינימלית זו, המחוייבת לפי תקן, הוא ענין של מינון נכון. על כך התקנים עדיין לא נתנו את הדעת, אך ברור כי לא כל מצב של אקסצנטריות מינימלית יגרום לסיווג מסגרת כבלתי מוחזקת, עם השלכות רציניות ביחס לתכן האלמנטים הלחוצים שלה.

8.6.2 מסגרת מוחזקת

מסגרת מוחזקת היא לא רק מסגרת (ראה גם פרק 18) אשר אין לה תפקיד בקבלת הכוחות האופקיים על המבנה, אלא מעצם הגדרתה נובע כי יש אלמנטים אחרים אשר קשיחים ממנה בצורה משמעותית (שאם לא כן היו לה על אף הכל אחוזי השתתפות אחדים בקבלת הכוחות האופקיים) והם מקבלי הכוחות האופקיים.

קשיחות לקבלת כוחות אופקיים תיבחן במידת התזוזה האופקית תחת פעולת כוח יחידה. מובן כי מי שקשיח יותר יזוז תזוזה קטנה יותר. אי לכך משמעות נוכחות אלמנט בעל קשיחות גדולה יותר מזו של המסגרת פרושו כי אלמלי היה אלמנט כזה המסגרת היתה מבצעת תזוזה אופקית גדולה יותר מאשר כאשר הוא ישנו ופעיל. אבל – עצם היות מי שהוא אחר המקבל כוחות אופקיים אינו מונע מהמסגרת לזוז. היא תיאלץ לבצע תזוזה מסוימת, באותו השיעור בו יזוז תחת פעולת כוחות אופקיים האלמנט אשר מקבל אותם. מסקנה בלתי נמנעת היא כי לא קיים מצב בו מסגרת לא תחושב ללא תזוזה ממש.

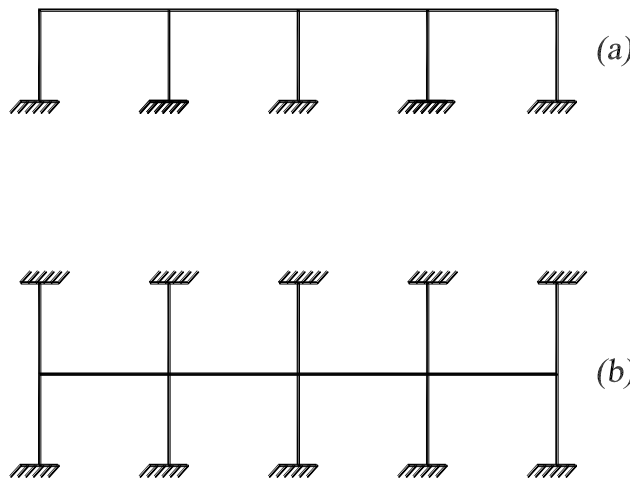
מסגרת מוחזקת, במבנה בו תחת פעולת כוחות אופקיים קיימת תזוזה לא זניחה, יש לחשב לפעולת הכוחות האנכיים עליה (עומסים עצמיים, שימושיים וכו') וגם לתזוזה מאולצת (היא התזוזה האופקית של המבנה תחת פעולת כוחות אופקיים אשר אלמנטים אחרים מקבלים).

גם ענין זה הוא למינון. אין זאת אומרת שלא יהיו מקרים רבים אשר בהם מספיק לתכנן את המסגרת המוחזקת תחת פעולת כוחות אנכיים בלבד. אין סיבה פורמלית מדוע לא לתכנן מסגרת מוחזקת בשיטת חישוב להרס, כלומר לפי שיטת הפרקים הפלסטיים. התזוזה האופקית של המסגרת מוגבלת או לא קיימת ובנסיבות אלה הוכחת מלוי דרישות מצב גבולי של שרות אינה דרושה או

דרושה בגין תזוזות מבוקרות, אי לכך יכול להיות מעשי בהחלט לקבל את פריסת הכוחות הפנימיים באלמנטי המסגרת בשיטת הפרקים הפלסטיים.

8.6.3 חישוב מקורב של מסגרת מוחזקת

עבור מסגרת מוחזקת שהיא מסגרת קומות (בדרך כלל 4 קומות ויותר) ניתן למצוא בספרות המלצות לחישוב סטטי מקורב כדלקמן:
 המסגרת מופרדת לתת מסגרות כאשר בכל תת מסגרת יהיה משקוף והעמודים הסמוכים לו בקומה מעליו ומתחתיו (ציור 8.3b), ואם זהו משקוף עליון – (ציור 8.3 a), העמודים הסמוכים מתחתיו בלבד. כל תת מסגרת מחשבים בנפרד, כולל תחת מצבי עמיסה מסוכנים, עבור עומסים אנכיים. אוסף הערכים המקסימליים ישמש מעטפת מומנטים לחישוב אלמנטי המסגרת. כללי השחמט עבור עמיסות מסוכנות במקרה של קורה חלים גם כאן. בחלק מהתקנים מסתפקים בשנים האחרונות בעמיסת $F_{d,max}$ על כל המשקוף (כאשר העומס השימושי האופייני אינו גדול מהקבוע).



ציור 8.3

יש לציין כי החישוב הנ"ל אינו אופייני לאלמנטים מבטון מזוין בלבד. ההצדקה למתן תוקף ל"כשרותו" היא סטטיסטית – מה מידת התריגה בינו לבין חישוב מדויק יותר ובאיזו תכיפות. הבעיה הממשית בחישוב הנ"ל היא שהוא נוח למשקופים בלבד. הוא אינו מספיק לעמודי המסגרת משתי סיבות: א. אין בו צבירת עומסים אנכית, כלומר הוא אינו מביא לסיכום העומסים הזורמים כלפי מטה. את הסיכום הזה יש להוסיף בדרך אחרת; ב. חמור מכך – אין בו תשובה לבעיה החמורה של הצורך להוסיף לחישוב המסגרת (אם דרוש כמובן) את ההזזות הכפויות (של כל

המבנה כתוצאה מכוחות אופקיים, גם אם המסגרת המוחזקת אותה אנו מחשבים כעת אינה מקבלת באופן ישיר). לגבי המשקופים מצב עמיסה זה משפיע מעט או כלל לא.

לסיכום – דרך חישוב זו לגבי מסגרת מוחזקת יוצרת נוחות רבה לגבי המשקופים (כלול בזה התקרות, גם תקרות ללא קורות) אך אין זה פתרון מספיק לגבי עמודי המסגרת.

8.6.4 מסגרת בלתי מוחזקת

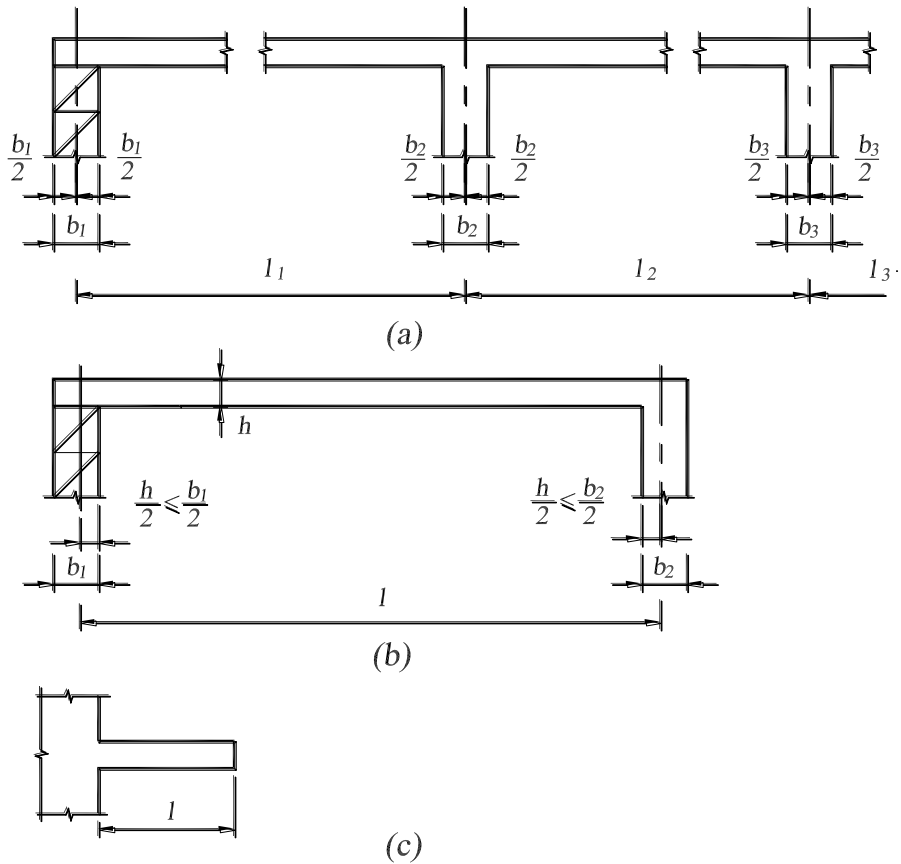
מסגרת בלתי מוחזקת משתתפת במערכת המייצבת של המבנה (הבטחת המבנה בפני כוחות אופקיים) ומטבעה תהיה מסוגלת לעבור תזוזות אופקיות (sway frame).

החישוב הסטטי של מסגרת בלתי מוחזקת ייעשה לפי חישוב אלסטי ליניארי. כאשר התזוזה האופקית גדולה יש צורך להביא בחשבון את השפעת התזוזות על הכוחות הפנימיים, כלומר חישוב לא ליניארי גיאומטרי. ברוב הגדול של המקרים יספיק חישוב לא ליניארי גיאומטרי מצומצם – שיטת P – Delta. חישוב לפי שיטה זו מצוי כחלק אינטגרלי בספרית מרבית תכנות המחשב לחישוב מבני מוטות. לשאלה מהי תזוזה אופקית גדולה המצדיקה הפעלת פרוצדורת ה P – Delta, אין תשובה אחידה. בתקנים לתכנן לרעידת אדמה (כגון ת"י 413) יש בדרך כלל קריטריון כל שהוא הממליץ מתי להפעיל את הפרוצדורה. במסגרות מבטון מזוין תזוזה של 2% מגובה העמוד כבר תביא להבדלים כל שהם בין המומנטים אשר חושבו עם וללא הפעלת הפרוצדורה. בכל מקרה הדפורמביליות במסגרות מבטון מזוין, מטבע החומר, היא נמוכה ועל כן גם הסף אשר מעבר לו יש להשתמש ב P-Delta הוא נמוך יחסית.

8.7 הערות אחדות ביחס למיפתחים וסמכים

8.7.1 המיפתח

המיפתח לצרכי חישוב סטטי של אלמנטים קוויים נימשכים ושל מסגרות יהיה בין צירי הסמכים (ציור 8.4 a) וזה תקף בין אם יש קשר מונוליטי בין האלמנט לסמכים שלו או אם לאו. כאשר האלמנט נישען על שני סמכים (ציור 8.4b) והוא מסוים סטטית המיפתח שלו יהיה המיפתח נטו ועוד חצי גובהו של האלמנט (0.5h) מכל צד אך לא יותר מחצי רוחב הסמך מכל צד. המיפתח של זיז מסוים סטטית היוצא מגוש גדול הינו המיפתח נטו (ציור 8.4 c).



ציור 8.4

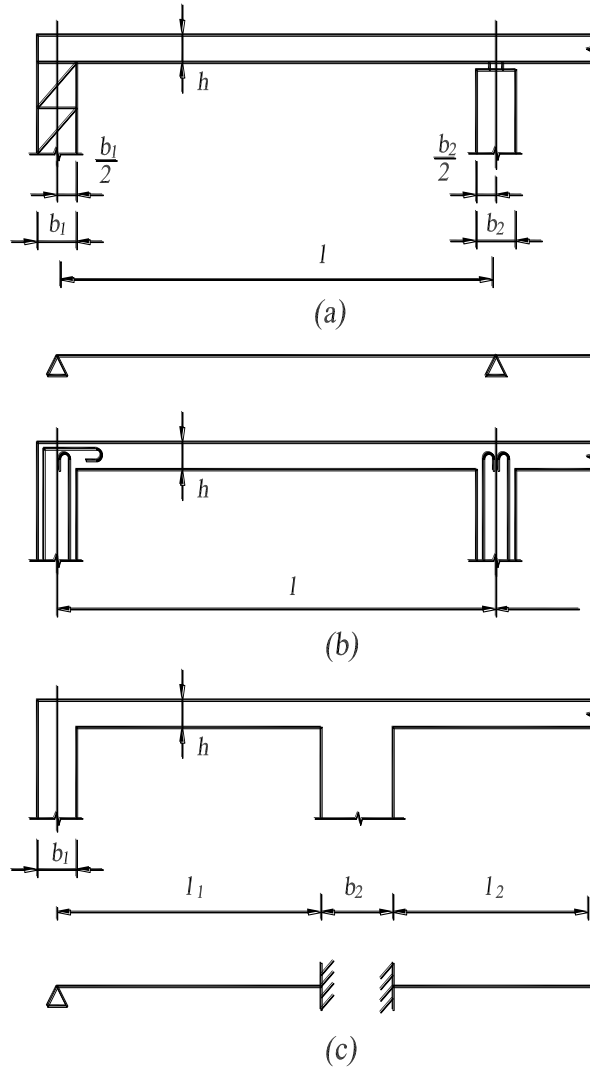
8.7.2 סמכים

כאשר אלמנט מסוים סטטית או נימשך, מבטון מזוין, נישען על קיר בנוי או על סמך אחר (למשל ניאופרן) ההשענה עליו תיחשב פרקית (ללא המשכיות בין הסמך לאלמנט) – ציור 8.5a.

כאשר אלמנט נישען על סמכים ויש קשר מונוליטי בינו לבין הסמכים (ציור 8.5b) יש לשקול אפשרות של התהוות מסגרת. הדבר תלוי בסמכים של הסמכים של אותו אלמנט. לדוגמה: קורה יצוקה מונוליטית עם העמודים עליהם היא נישענת, (וקיים קשר זיון בחיבורים המעביר מומנט) והעמודים הם באורכים מסדר גודל המיפתחים של הקורה, ולעמודים יסודות המסוגלים לקבל מומנטים, אין ספק כי תיווצר מסגרת ולעמודים יועברו מומנטי כפיפה וכוחות גזירה. לעתים קרובות מחשבים קורה כזאת כאילו אינה חלק ממסגרת אלא אלמנט קווי נימשך נישען על סמכים באופן חופשי. אפשר כי באופן זה תתווסף לעמודים הקיצוניים הטרחה לא

מבוטלת אשר לא הובאה בחשבון. בעמודים הפנימיים, בתנאי מיפתחים דומים של הקורה ההשפעה מיזערית.

במבנה מבטון מזוין או דרוך כמעט ואין פרקים של ממש. בדרך כלל הקשר בין האלמנטים הינו מונוליטי וכתוצאה מכך לעתים קרובות אין להימנע מבדיקת פעולת מסגרת גם אם מדובר בעמיסה אנכית בלבד. המפתח להבנת הבעיה ולהחלטה נכונה הינו בזהוי נכון של הסמכים של העמודים עליהם נשענת הקורה אשר אנחנו מחשבים.



ציור 8.5

בעיה מיוחדת מהווה סמך רחב מאוד (ציור 8.5c). רוחב הסמך אינו מאפשר חלוקה ואיזון של מומנטים בין הקורות אשר קצותיהם נשענים עליו. למעשה קורות אלו רתומות בו. הפרש המומנטים צריך להתקבל על ידי הגוש המהווה את הסמך הרחב בתנאי שיש לו סמך מתאים. אם אין לו סמך כזה הפרש מומנטים זה יגרום לסמך להסתובב כגוש קשיח. במקרה זה, בהיות הקורות המגיעות אל סמך זה רתומות בו, מיפתחן יהיה, בצד הריתום, נטו עד קצה הסמך.

8.8 הערות אחדות ביחס לקשיחות לצורך החישוב הסטטי

אין תשובה חד משמעית לשאלה זו והכול תלוי בנסיבות. מסי ההמלצות והרמיזות בנושא זה רב. שתי מגמות מסתמנות: האחת – לתת המלצות כל שהן אשר הן חוק אצבע אבל משפרות במידת מה את תוצאות החישוב הסטטי לו נערך ללא התערבות בקשיחות (הנחת קשיחות בלתי סדוקה). המגמה השניה – לעסוק בהמלצות אשר ישפרו את ההבחנה לגבי התמירות כאשר עוסקים ברכיבים לחוצים בלבד.

אין ב-EN2 [40] המלצות בענין הקשיחות לצורך חישוב סטטי רגיל. יש רמיזה על אפשרות הנחת קשיחות של פרק פלסטי במקרה של הפעלת שיטות לא ליניאריות לחישוב אלמנטים מבטון מזוין. הלגיטימיות של הנחה מסוג זה לא ברורה ואף מוטלת בספק, שכן אם נערך חישוב לא ליניארי במילא יהיה צורך להתאים את הקשיחות לכל מצב ושלב בחישוב.

בתקן האירופי לתכן מבנים לרעידות אדמה EN 8 קיימת המלצה להפחית את הקשיחות באלמנטים מבטון מזוין לחצי הקשיחות האלסטית. ברור שאם המלצה זו גורפת לכלל הרכיבים במבנה היא לא תתרום דבר לשנוי בפריסת הכוחות הפנימיים במבנה אלא תגרום לגידול בתזוזות האופקיות של המבנה.

המקור היחידי המספק מעט המלצות בענין זה הוא ACI318 [43] ותמצית המלצותיו היא כדלקמן, ונאמר שם בפרוש כי הן לצורך חישוב תזוזות אופקיות (כמובן שמידע זה מסופק כאן כמידע ולא כהוראות תקן ישראלי מחייבות):

עבור מסגרות מוחזקות – להניח את מלוא הקשיחות ($E_c I$) עבור העמודים ומחצית הקשיחות כנ"ל עבור המשקופים (קורות).

עבור מסגרות בלתי מוחזקות (כאשר המטרה היא להגיע לאומדן שמרני של התזוזות האופקיות): ברכיבים לחוצים (קירות לא סדוקים ועמודים) $0.70 I_g$ ובקירות סדוקים $0.35 I_g$ (כאשר I_g הינו מומנט האינרציה הבלתי סדוק). בקורות ובמשקופים – $0.35 I_g$ ובטבלות שטוחות – $0.25 I_g$.

כל הנ"ל מדובר בחישוב אלסטי ליניארי בפעולת עומסי תכן! כאשר החישוב נערך תחת עומסים אופייניים הוא יהיה שוב אלסטי ליניארי אולם את הקשיחות יש להגדיל פי 1.4 מן הנקובות לעיל.

נתונים אלו מהווים הפחתה דרסטית בקשיחות ובהתאם לכך התוצאות הצפויות הן שמרניות (כלומר – יחסית לצד הגבוה). הנחיות אלו לקוחות מסעיף 10.10 בתקן [43]ACI 318 העוסק בתמירות רכיבים לחוצים והחישובים הנלווים הכרוכים. ההנחיות לקוחות גם מסעיף 8.8 שם העוסק בחישוב תזוזות אופקיות. מתוך קומץ התקנים הידועים בארץ כתקנים הגדולים והחשובים בעולם רק [43] מציע פרוט כנ"ל.