

## 19. עמידה במצב גבולי של שרות

### 19.1 כללי

ככל שידוע יותר על בטון מזוין כך מסתבכת ומסתעפת הגדרת עמידה במצב גבולי של שרות. בפרק 2 ניתנו הגדרות כלליות ושטחיות על מנת ליצור מסגרת מצומצמת לדין במצבים הגבוליים ולהעמידם זה מול זה. בפרק זה יורחב הדין וכן ההגדרות והמושגים.

תמונת המצב (state of the art) של המקצוע מסווגת את הגדרת מטרות אבטחת מצב גבולי של שרות כדלקמן:

א. מה הדרישות על מנת לצמצם את הנזק לאלמנט המתוכנן עצמו מהשפעות כגון דפורמציה יתירה, סדיקה, ריכוזי מאמצים וכו'.

ב. מה הדרישות על מנת לצמצם את הנזק לאלמנטים אחרים הקשורים באלמנט או במבנה המתוכנן בגין אותן הסיבות.

ג. מה הדרישות על מנת לצמצם את אי הנוחות, הפרעות לשימוש ותיפקוד, פיזיולוגיות ופסיכולוגיות, למשתמשי המבנה, לא רק לבני אדם אלא גם ליצורים חיים אחרים, ציוד או כל דבר הקשור בשימושים של המבנה כפוף ליעוד שלו.

ד. מה הדרישות אשר יש להכפיף על המבנה במצב גבולי של שרות על מנת לשמור על מסגרת הקיים המתוכננת והחזויה.

זאת המסגרת הכללית - המטרה. יש בינתיים מעט תשובות למסגרת שאפתנית זאת. היכולת לספק תשובות מתרחבת לאט אולם היא עדיין מצומצמת. בסיכומי של דבר הידע הקיים מאפשר להתייחס ל: סדיקה, תזוזות (כתוצאה מכפיפה בדרך כלל) וקצת יותר חדש - תנודות. יש התקדמות גדולה בענין הקיים, אך זה נדון במסגרת אחרת.

הסדיקה היתירה גורמת נזק לאלמנט המתוכנן עצמו. היא חושפת את הפלדה בו (רגילה או דריכה) לקורוזיה וזו מאיצה את בלאי המבנה או האלמנט ומקצרת את תוחלת חייו.

אם כפף גדול אינו מלווה בסדיקה יתירה (דבר שבדרך כלל אינו קורה מאחר וכפף הוא תוצאה של עקמומיות גדולה וזו מלווה בסדיקה) הרי הנזק שהוא יגרום לאלמנט המתוכנן עצמו אינו ממשי, אולם ייגרם נזק לאלמנטים הקשורים בו.

כפף/שקיעה גדולים בהחלט יגרמו להפרעה בתיפקוד המבנה (אין אפשרות לתפקד בצורה תקינה על רצפות שאינן אופקיות), עיוותים גדולים מדי של חזית המבנה

גרמו לשברים רבים בזיגוג, הפרשי טמפרטורה גרמו לשברים במחיצות בקומות העליונות בבניינים רבי קומות.

ויברציות, עמיסה מחזורית יכולים לגרום לאי נוחות עד לאי יכולת לתפקד במבנה. זו יכולה להיות אי נוחות פיזיולוגית אך גם מניעת תיפקוד טכנית כאשר מדובר בציוד רגיש לתנודות. תדירות התנודות עקב שימושים במסגרת היעוד המתוכנן יכולה להוות שיקול גם למצב גבולי של הרס במידה ולא נמנעה הקירבה לתדירות העצמית של המבנה.

אפשר לראות, כי על אף המסגרת הלא רחבה של תשובות אשר מסוגלים לספק בתכן של מבנים מבטון מזוין, ניתן להתייחס לחלק גדול מהנושאים העולים על הפרק. בסיכומו של דבר ניתן לתת טיפול ממשי לתופעות הבאות: סדיקה, כפף, תנודות ומאמצים יתירים.

מחקרים רבים נערכו סביב נושא מצב שרות באלמנטים מבטון מזוין כאשר הם הונחו על ידי כמה מטרות: ראשית לזהות את התופעה, אחר כך לכמת אותה, בהמשך - ללמוד אותה פרמטרית, ולבסוף - לספק מודלים חישוביים לאמוד אותה אשר יהפכו לחלק מהתכנון והחיזוי.

קבוצות עבודה שונות בוועדה האירופית לבטון - CEB השקיעו עבודה רבה מאד בכיוון זה, אשר הניבה תפיסה מאוחדת לדפורמביליות של בטון מזוין ובטון דרוך. זו הופיע ב [3], ניתנה בצורה מפורטת ביותר ב [20] ועקרונותיה המוכללים נמצאים ב [4], אשר משמש מנחה לתקנים לאומיים רבים.

התורה המוכללת על הדפורמביליות של אלמנטים מבטון מזוין מציעה הסבר המקיף את העקמומיות המוכללת את הסדיקה ואת הכפף. מטרתה מבחינה מעשית לספק תשובות לשתי שאלות מרכזיות: אילו הנחיות ניתן לנסח על מנת לצייד את המתכנן בכללי תכן פשוטים כך שהאלמנטים יעמדו בקריטריונים של מצב גבולי של שרות ללא ביצוע חישובים לאבטחתו. ב. אילו פרוצדורות אנליטיות פשוטות ניתן להציע לחישוב לאבטחת מצב גבולי של שרות כך שהתוצאה המחושבת תהיה בסטייה סבירה מן המצופה (או המדודה).

התקנים בדרך כלל מספקים כלים למתכנן באותה המתכונת. במרבית התקנים יש כלים אמפיריים (מבוססים על חישוב ומחקר רב) בצורת המלצות, אשר אם מולאו דרישותיהם - מצב שרות לכאורה נענה. לחליפין - ניתנות נוסחאות או כלים אנליטיים אחרים או כלים גרפיים לאומדנים של מאפייני מצב השרות (של כפף או של רוחב סדקים), כאשר מקובל להניח כי הסטיות מאותה "אמת" באמצעות ביטויים אלה הינה בגבולות  $\pm 20-30\%$ .

פרק זה נותן פרוט על הרקע התיאורטי של תפיסת חישוב מצב השרות כפי שניתן ב [3] [20] ו [4]. סקירה תינתן על שתי הגישות - זו המאפשרת מלוי הדרישות לפי קיום תנאים מגבילים מסוימים, וזו המציעה כלים (נוסחאות גרפים וכו') לחישוב בעליל של סדיקה וכפף, למשל. החומר מתאים גם לתקן הישראלי [1] לאחר הרביזיה מאחר והוא תואם את [4] ו [8].

## **19.2 התפיסה המודרנית להתנהגות במצב שרות**

התפיסה המודרנית לגבי התנהגות אלמנטים מבטון מזוין במצב שרות מציגה את האלמנט מבטון מזוין כמצוי בין ארבעה קטבים:

- א. מצב בלתי סדוק לחלוטין ללא השפעות לזמן ארוך.
  - ב. מצב סדוק סופי (תמונת סדקים מיוצבת) ללא השפעות לזמן ארוך.
  - ג. מצב בלתי סדוק בזמן ארוך (אינסוף).
  - ד. מצב סדוק סופי לאחר כל ההשפעות לזמן ארוך.
- התפיסה טוענת כי האלמנט חייב להימצא בין ארבעת הקטבים הללו. יש לקבוע את הפרמטרים הקובעים כיצד למקם את מצבו של האלמנט בין ארבעת הקטבים, כפונקציה של זמן, מצב הטרחה, כמויות החומרים והאיכויות שלהם, השפעות סביבתיות וכו'. כמובן שההתנהגות המכנית לא ליניארית של הבטון המזוין (או הדרוך) תבוא לביטוי בתוך כל זה כאשר אי הליניאריות מכל המקורות (בטון, פלדה, סדיקה, הידבקות, ואפקטים של זמן ארוך) מובאת בחשבון. הגישה הכללית בנויה על מודל העיבורים הממוצעים בבטון ובפלדה באלמנט הנתון לכפיפה, על עקמומיות מוכללת, על השלכת העקמומיות המוכללת על סדיקה וכפף.

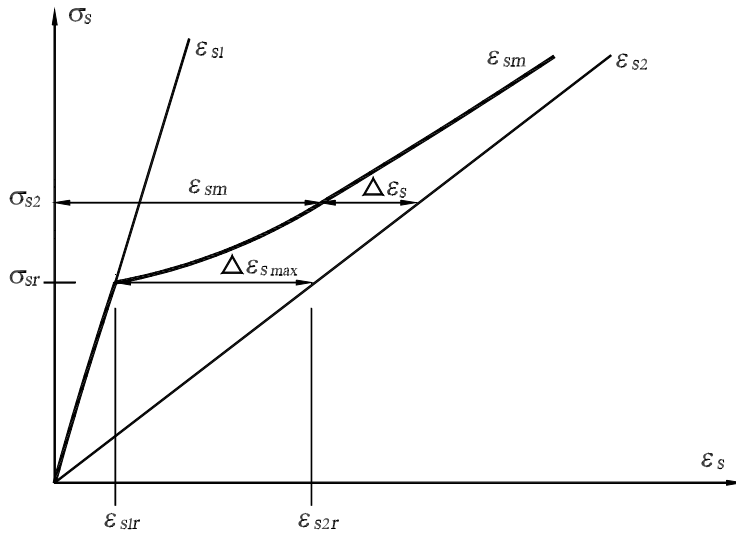
על בסיס זה הקים CEB [20] מערכת של כלים אנליטיים המאפשרת, תוך שיקלול כל המידע, להגיע לתאור מצב השרות ברמת סבירות טובה. על בסיס זה גם פותחו שיטות מקורבות. כמעט כל המערכת של חישובים מקורבים וכן המתכונת של "מלוי דרישות מסוימות" כחליף לחישוב, הנתונה בפרק זה והמצויה בתקן הישראלי [1] וכן בתקנים זרים רבים (כמעט כל התקנים המודרניים) מבוססת על קרובים שונים וחישובים פשוטים הנובעים מהגישה הכללית אשר פותחה ב [20].

### 19.3 מודלים עיקריים להתנהגות הבטון המזוין במצב שרות

#### 19.3.1 העיבור הממוצע במוטות מתוחים בסביבה של בטון סדוק

מוט זיון הנמצא בבטון, בין אם כמוט מתוח ובין אם כמצוי באיזור המתיחה של אלמנט הנתון בכפיפה, מצוי בסביבה סדוקה בדרגות שונות או בלתי סדוקה בהתאם לרמת ההטרחה בה מצויה הסביבה.

בציור 19.1 נתון מודל אשר בא לתאר את מצב המוט עקרונית. אם המוט נימצא בסביבה בלתי סדוקה קו העיבורים שלו יהיה ליניארי ועולה עם הקו  $\epsilon_{s1}$ . בהנחה שהאלמנט היה סדוק מתחילת ההעמסה, ברמת סדיקה מפותחת ויציבה, עם עליה בעומס היו העיבורים עולים לפי הקו  $\epsilon_{s2}$  המתאר מצב בו כל כוח המתיחה בסדק מועבר באמצעות מוט הזיון.  $\epsilon_{s1}$  ו  $\epsilon_{s2}$  מתארים מצב סדוק ובלתי סדוק מובהקים. במציאות בשלבי הטרחה נמוכים האלמנט בלתי סדוק ועם עליה בהטרחה הוא נסדק סדיקה ראשונית, אשר מתפתחת ומתרחבת עד לסדיקה יציבה (מספר הסדקים לא עולה יותר) ומשם רוחב הסדקים בלבד עולה.



**ציור 19.1**

העיבור הממוצע במוט (ממוצע בין איזורים בלתי סדוקים וסדוקים לאורך המוט) יכונה  $\epsilon_{sm}$ . ברור כי בשלבים הבלתי סדוקים העיבור הממוצע הינו למעשה  $\epsilon_{s1}$ ,

לכן  $\varepsilon_{sI} = \varepsilon_{sm}$  (במצב הבלתי סדוק לבטון ולפלדה אותם עיבורים). עם ההיסדקות העיבור הממוצע עולה ומתרחק מ  $\varepsilon_{sI}$  ומתקרב אסימפטוטית ל  $\varepsilon_{s2}$ . ההבדל בין העיבור הממוצע האמיתי  $\varepsilon_{sm}$  והעיבור  $\varepsilon_{s2}$  יכונה  $\Delta\varepsilon_s$ . כללית ניתן לרשום את הביטוי:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \Delta\varepsilon_s \quad (19.3.1)$$

הפרש זה הינו המקסימלי ברגע ההיסדקות -  $\Delta\varepsilon_{s,max}$  והולך ושואף לאפס ככל שהמאמצים באלמנט המתוח עולים, כלומר - הוא שואף למצב סדוק מפותח. ניתן להביע קשרים מסוימים בין העיבורים אשר צוינו לעיל באופן הבא: רגע הסדיקה הינו מצב אשר ניתן לתאר בשבריר זמן "לפני" ו "אחרי". מומנט הסדיקה יהיה  $M_r = 1/6 b h^2 f_{ctk}$  (בחתך מלבני, לצורך הפשטות). המאמץ בפלדה יהיה  $\sigma_{sr}$  והעיבור בה  $\varepsilon_{sIr}$ . מיד "אחרי" הסדיקה כל כוח המתוחה יועבר על ידי הזיון ואז, עבור אותו המומנט  $M_r$  יהיה המאמץ בפלדה בערך  $\sigma_{sr}$  והעיבור בה -  $\varepsilon_{s2r}$ . המומנט נשאר אותו המומנט. הזרוע הפנימית קצת השתנתה: ניתן להניח עברה 0.87d - 0.90d. את הקשר הבא מותר להניח כבעל גבוי נסויי:

$$\Delta\varepsilon_s = \Delta\varepsilon_{s,max} (\sigma_{sr} / \sigma_{s2}) \quad (19.3.2)$$

שילוב של הנאמר לעיל יחד עם (19.3.1) ו (19.3.2) נותן:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - (\varepsilon_{s2r} - \varepsilon_{sIr}) (\sigma_{sr} / \sigma_{s2}) \quad (19.3.3)$$

לאחר פיתוח ושתי הצבות מתקבלת המשואה:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} [ 1 - (\sigma_{sr} / \sigma_{s2})^2 ] + \varepsilon_{sI} (\sigma_{sr} / \sigma_{s2})^2 \quad (19.3.4)$$

ניתן לרשום את (19.3.4) בקיצור כך:

$$\varepsilon_{sm} = (1 - \zeta) \varepsilon_{sI} + \zeta \varepsilon_{s2} \quad (19.3.5)$$

המונח  $\zeta$  צריך להיות לפי הפיתוח:  $1 - (\sigma_{sr} / \sigma_{s2})^2$ . הוכנסו בו מספר תיקוני "כיוול" על מנת להתאימו לאופי ההעמסה וטיב ההידבקות בין הפלדה לבטון, כדלקמן:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_{s2})^2 \quad (19.3.6)$$

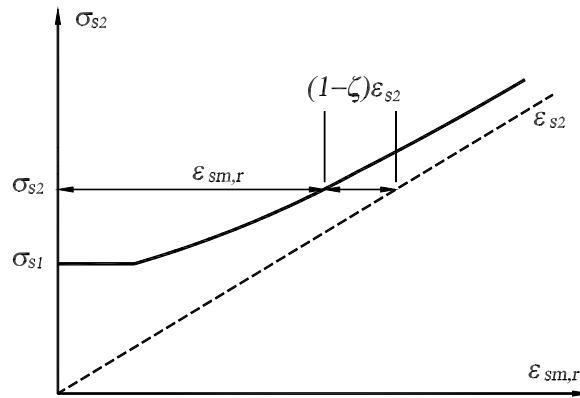
בו:  $\beta_1 = 1.0$  עבור מוטות מצולעים

$\beta_1 = 0.5$  עבור מוטות חלקים

$\beta_2 = 1.0$  בהעמסה ראשונה

$\beta_2 = 0.5$  בהעמסות חוזרות ולטווח ארוך

ההבדל בין העיבור הממוצע במוטות הזיון ובין העיבור  $\epsilon_{s2}$  (העיבור בהנחה שרק זיון קיים באיזור המתוח) הינו העיבור בבטון הסובב את המוט והוא מכונה  $\epsilon_{sm,r}$  והוא העיבור בו יש להתחשב בחישוב רוחב הסדקים (ראה ציור 19.2).



**ציור 19.2**

$\epsilon_{sm,r}$  נתון על ידי הנוסחה:

$$\epsilon_{sm,r} = \zeta \epsilon_{s2} \quad (19.3.7)$$

### 19.3.2 העיבור הממוצע בסיב הלחץ ביותר בבטון

באנלוגיה לקביעת העיבור הממוצע במוטות הזיון ומבלי לפרט כאן (ראה [20])

העיבור הממוצע בבטון בסיב הלחץ ביותר יהיה  $\epsilon_{cm}$  (בחתך בכפיפה):

$$\epsilon_{cm} = (1 - \zeta) \epsilon_{c1} + \zeta \epsilon_{c2} \quad (19.3.8)$$

כאשר  $\zeta$  נתון לפי נוסחה (19.3.6).  $\epsilon_{c1}$  ו  $\epsilon_{c2}$  מקבילים ל  $\epsilon_{s1}$  ו  $\epsilon_{s2}$ .

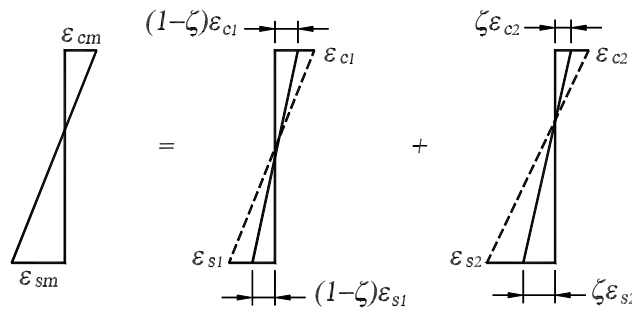
### 19.3.3 העקמומיות הממוצעת בכפיפה טהורה

את העקמומיות הממוצעת בכפיפה טהורה  $I / r_m$  ניתן לרשום, כמקובל לגבי

הגדרת עקמומיות כך:

$$\frac{I}{r_m} = \frac{M}{E I_m} = \frac{\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}}{d} \quad (19.3.9)$$

$\epsilon_{sm}$  ו  $\epsilon_{cm}$  יהיו לפי ההגדרות בנוסחאות (19.3.8) ו (19.3.5). בנוסחה (19.3.9) שהיא הגדרה למעשה, אפשר להביע את אי הליניאריות באמצעות  $\epsilon_{sm}$  ו  $\epsilon_{cm}$  או באמצעות  $(EI)_m$ . הדרך בה בחר [20] להתמודד עם הבעיה היא באמצעות  $\epsilon_{sm}$  ו  $\epsilon_{cm}$ . ציור 19.3 מתאר בצורה גרפית את המוצהר בנוסחה (19.3.9).



**ציור 19.3**

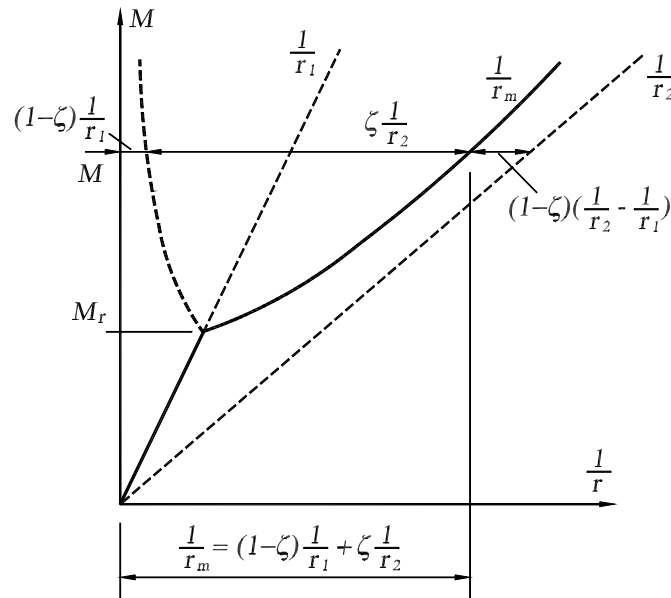
בהמשך, ובאנלוגיה להנחות הבסיסיות שניתנו לגבי  $\epsilon_{sm}$  ו  $\epsilon_{cm}$  ניתן לתאר את העקמומיות באלמנט מבטון מזוין הנתון בכפיפה כמתואר בציור 19.4. בציר זה (נכון לזמן 0) מוצגת העקמומיות באלמנט מבטון מזוין  $I/r_m$  כאיזה שהוא ערך ביניים, בין העקמומיות במצב בלתי סדוק  $I/r_1$  ובין העקמומיות במצב סדוק  $I/r_2$  המתארות כל אחת את העקמומיות על בסיס העיבור בצד המתוח בו העיבור  $\epsilon_{s1}$  או  $\epsilon_{s2}$  בהתאמה. העקמומיות האמיתית היא איזה שהוא ערך ביניים  $I/r_m$  התלוי במידת הסדיקה של האלמנט, התלויה ברמת ההטרחה בו.

$$\frac{I}{r_m} = (1-\zeta) \frac{I}{r_1} + \zeta \frac{I}{r_2} \quad (19.3.10)$$

לפי אותה אנלוגיה הביטוי עבור  $\zeta$  יהיה:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{M_r}{M_s} \right)^2 \quad (19.3.11)$$

$M_r$  הינו מומנט הסדיקה ועבורו יש לשקול אם להשתמש בערך  $f_{ctk}$  או  $f_{ctm}$ , החוזק האופייני או הממוצע של הבטון במתיחה.  $M_s$  הינו מומנט התכן בחתך במצב שרות. המקדמים  $\beta_1 \beta_2$  הם המקדמים כפי שתוארו עבור נוסחה (19.3.6).



ציור 19.4

### 19.3.4 חישוב הכפף

בהמשך להצגת המודלים עבור העיבורים והעקמומיות המודל האחרון הוא זה עבור הכפף. גם הכפף  $a$  מוצג באופן הבא (ציור 19.5):

$$a = (1 - \zeta_b) a_1 + \zeta_b a_2 \quad (19.3.12)$$

$a_1$  - הינו הכפף של האלמנט במצב בלתי סדוק לכל אורכו כולל השפעות הצטמקות וזחילה.

$a_2$  - הינו הכפף של האלמנט במצב סדוק במלואו, סדיקה מפותחת סופית כולל השפעות לזמן ארוך כגון סדיקה, הצטמקות וזחילה.

$\zeta_b$  - הינו מקדם בדומה ל (19.3.11) בו כל המרכיבים הינם זהים:

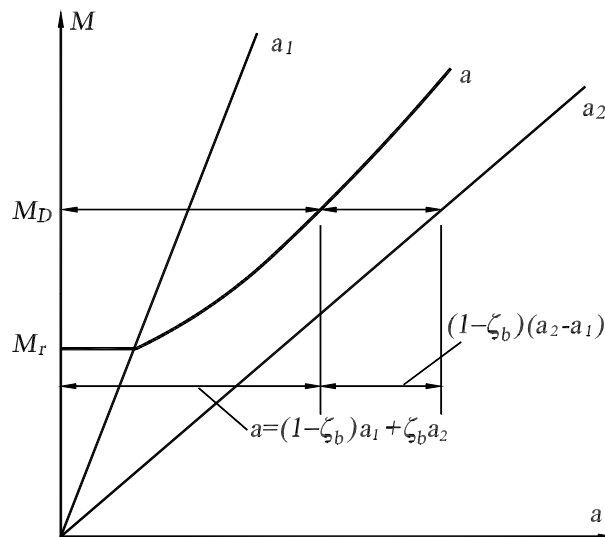
$$\zeta_b = 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{M_r}{M_s} \right)^2 \quad (19.3.13)$$

השפעות לזמן ארוך נמצאות גם ב  $\zeta_b$ .

פרטים מלאים על השיטה הכללית, שהיא גם מאד משוכללת במובן של היקף



גורמי ההשפעה אותם היא מביאה בחשבון, ניתן למצוא ב [20].



**ציור 19.5**

## **19.4 סדיקה וחישוב רוחב הסדקים**

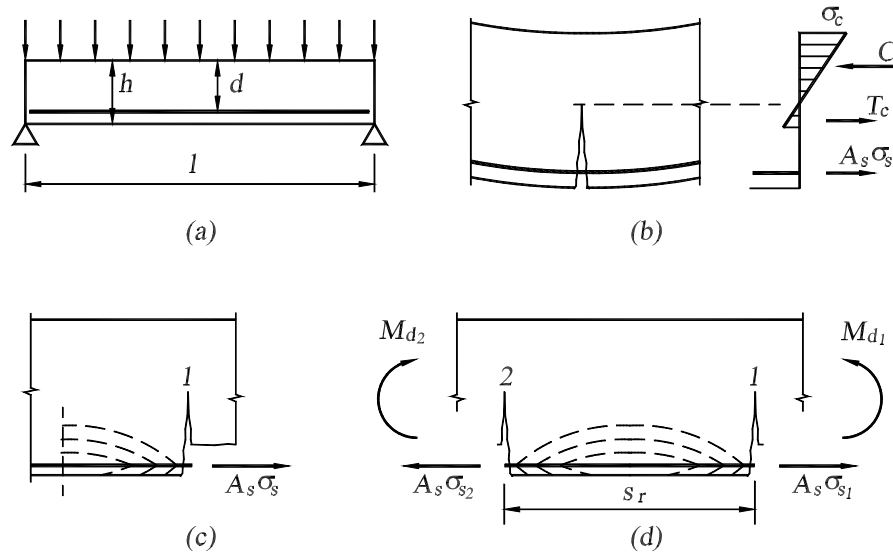
### **19.4.1 התפתחות הסדיקה בכפיפה**

סדיקה באלמנטים מבטון מזוין מקורה בהטרדות והשפעות רבות, ביניהן כפיפה, גזירה, טמפרטורה, הצטמקות וכו', דהיינו השפעות עקב העמסה ישירה והשפעות נילוות (זמן, דפורמציות מאולצות) אשר משפיעות על האלמנט בכפוף לגיאומטריה ותנאי ההשענה שלו. סעיף זה יעסוק רק בסדיקה כתוצאה מכפיפה.

בציור 19.6a נתונה קורה פשוטה מסוימת סטטית, נשענת על שני סמכים, עמוסה עומס מחולק  $F_d$  kN/m. כל עוד העומס נמוך דיו המאמצים באיזור המתוח בבטון לא עולים על  $f_{ctk}$  (או על  $f_{ctm}$ ) הקורה לא סדוקה בכפיפה.

עם עליה בעומס מאמצי המתיחה באיזור המתוח בחתך עולים על חוזק המתיחה והחתך נסדק, במקום המומנט המקסימלי או בסמוך לו (ציור 19.6b). פרוס המאמצים בבטון קרוב מאד ללינארי ושקול מאמצי הלחיצה  $C$ . בפלדה מתפתח מאמץ

$\sigma_s$  ושקול כוח המתיחה בפלדה  $A_s \sigma_s$ . בבטון בסביבות ציר האפס של המאמצים יש כוח מתיחה קטן  $T_c$  המייצג את חלק החתך בו מאמצי המתיחה לא עלו על חוזק הבטון במתיחה. בפרק על חישוב החתך בכפיפה במצב גבולי של הרס נאמר כי כוח זה קטן וכי סמיכותו לציר האפס גורמת לכך שתרומתו לחוזק הכפיפה זניחה. בסדק רוב (או כל) כוח המתיחה מתקבל באמצעות מוטות הזיון. ההידבקות בין המוטות לבטון הסובב אותם גורמת להעברת כוחות מתיחה לסביבתם באמצעות הידבקות (ציור 19.6c).



**ציור 19.6**

בשלב מסוים עם גידול העומס נפתח סדק נוסף (ציור 19.6d). הסדק הנוסף נפתח עם הגיע הבטון בחתך בו נפתח לחוזק המתיחה, בתרומה נוספת מסוימת של כוח מתיחה המועבר אל הבטון ממוט הזיון המצוי בו בהידבקות מהסדק הסמוך. לאחר התייצבות הסדקים נוצר מצב בו בשני החתכים 1, 2, מוטות הזיון נושאים לבדם בכוח המתיחה וכמות מסוימת של כוח מתיחה מועברת מהם לבטון הסובב אותם באמצעות הידבקות (ציור 19.6d). רק חלק מהכוח עובר לבטון. יתרת הכוח נשארת במוטות הזיון. בחתך הסדוק העיבור במוט הזיון משקף את המאמץ במוט, אולם בהמשך המוט אל תוך החלק הבלתי סדוק, המאמץ במוט יורד (כפוף לכמות הכוח אשר הועברה לבטון). המרחק בין הסדקים יכולה  $s_r$ . המרחקים בין

הסדקים לא שווים. התפתחותם היא אירוע סטטיסטי התלוי בחולשות מקומיות של הבטון. אי לכך אפשר לדבר על מרחקים ממוצעים בין הסדקים להם אפשר למצוא מאפיינים, אשר יתבררו בהמשך.

מאחר והמאמצים בפן המתוח של אלמנטים מבטון מזוין עולים על חוזק המתיחה של הבטון - סדקים מוכרחים להתפתח. אפשר לנסות לשלוט על הסדקים - על רוחבם ועל המרחקים ביניהם.

בפן המתוח של חתך הבטון המתיחה תלויה, חוץ מאשר בערכים הסטטיים החיצוניים (מומנט חיצוני במצב שרות) גם בגובה הפעיל של החתך. מכאן והלאה יש כמה אפשרויות להשפיע: אפשר לרכז את מאמצי המתיחה ואז יהיו מעט סדקים אך רחבים יותר, אפשר לנסות לגרום להקטנת רוחב הסדקים במחיר ריבוי סדקים. המשפט האחרון פירושו - איך לגרום לכך שהעיבור הממוצע במוטות הזיון  $\epsilon_{sm}$  יפוזר בצורה הומוגנית יותר על פני הפן המתוח של האלמנט. זו היא המטרה של ההתמודדות עם בעיות הסדיקה.

#### 19.4.2 חישוב רוחב הסדקים

הנוהל לחישוב רוחב הסדקים הינו אחת ההסתעפויות של המחקר על הדפורמביליות של הבטון המזוין (והדרוך) - ראה [20] וסעיף 19.3. העיקרון בנוהל הוא לקבוע מהו ההבדל בין העיבור הממוצע של הברזל והעיבור הממוצע של הבטון לאורך המרחק הממוצע בין הסדקים ולקבוע כי הפרש זה כפול במרחק בין הסדקים הינו רוחב הסדק. עקב כך המודל כולל את הבטון בסביבת מוטות הזיון בהנחה כי זו היא סביבת הבטון המתוחה אשר לגביה יש לבדוק את ההפרש בין ההתארכות שלה ושל הזיון העובר דרכה.

CEB [4] מציג את הבעיה כך:

המונחים המשמשים את הפרוצדורה לחישוב רוחב הסדקים הם:

$w_m$  - רוחב הסדק הממוצע

$w_k$  - רוחב הסדק האופייני לצרכי תכן

$\beta$  - מקדם

$s_{rm}$  - המרחק הממוצע בין הסדקים

$$w_k = s_{rm} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} - \epsilon_{cs})$$

בה:  $\epsilon_{sm}$  - העיבור הממוצע במוט הזיון

$\epsilon_{cm}$  - העיבור הממוצע בבטון הסובב

$\epsilon_{cs}$  - העיבור הממוצע עקב הצטמקות הבטון בעת ההתקשות  
 עבור  $s_{rm}$  נותן CEB את הביטוי הבא :

$$s_{rm} = 2 \frac{\sigma_{s2} - \sigma_{sE}}{4 f_{bd}} \phi$$

בו :  $\sigma_{s2}$  - הינו המאמץ בפלדה בסדק

$\sigma_{sE}$  - הינו המאמץ בפלדה בו אין יותר מעבר מאמצים מהמוט לבטון באמצעות הידבקות

$f_{bd}$  - חוזק התכן בהידבקות

$\phi$  - קוטר המוט

ביטוי זה הגיוני ביותר אך על מנת ליישמו יש לדעת לקבוע את  $\sigma_{sE}$  וזה לא ניתן במערכת של תקן, אי לכך ביטוי זה חייב מספר הפשטות וקירובים אשר בסיכומו של דבר מתבטאים בהליך המפורט להלן. הליך זה לקוח מה EC2 [8] והוא ומופיע בחוקת הבטון 1 [1] (לאחר הרביזיה). הגרסה להלן תואמה לגרסת ת"י 466 חלק 1 [1]. המעוניין להשוות עם EC2 [8] ישים לב להבדלים בין סימני המקדמים השונים.

רוחב הסדק יוגדר :

$$w_k = \beta \epsilon_{sm} s_{rm} \quad (19.4.1)$$

בו :  $s_{rm}$  - המרחק הממוצע בין הסדקים

$\epsilon_{sm}$  - ההפרש בין העיבור הממוצע בפלדה ובבטון בקטע  $s_{rm}$   
 $\beta$  - מקדם

המרחק הממוצע בין הסדקים המייצג מצב סדיקה יציב  $s_{rm}$  נקבע לפי הנוסחה

הבאה (אמפירית) :

$$s_{rm} = 50 + 0.25 k_3 k_4 \phi / \rho_r \quad (19.4.2)$$

כאשר :  $\phi$  - הינו קוטר המוט

$k_3$  - מקדם הנקבע כ 0.8 עבור מוטות מצולעים

1.6 עבור מוטות חלקים

$k_4$  - מקדם הנקבע כ 0.5 עבור כפיפה טהורה

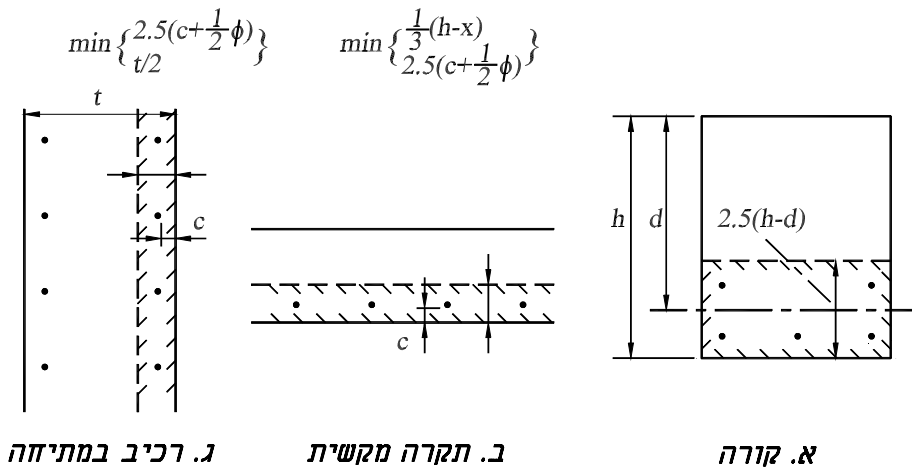
1.0 עבור מתיחה טהורה

מותרת אינטרפולציה ליניארית ביניהם כאשר

נעזרים ביחס  $k_4 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1$  בו  $\varepsilon_1$  הינו

העיבור בצד המתוח יותר ו  $\varepsilon_2$  בצד הנגדי

$\rho_r$  - מנת הזיון ביחס לשטח האיזור המתוח  $A_{c,ef}$  אשר מוגדר בציור 19.7.



### ציור 19.7

העיבור הממוצע  $\varepsilon_{sm}$  מחושב לפי הנוסחה:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad (19.4.3)$$

בה:  $\sigma_s$  - המאמץ בזיון המתוח בהנחה כי כל כוח המתיחה (בכפיפה או בכוח צירי

טהור) מתקבל על ידי הזיון, מחושב בפעולת העומס בגינו בודקים את

רוחב הסדקים -  $F_{ser}$  עומס השרות המלא או  $F_{sus}$  העומס המצוי על

המבנה דרך קבע או לזמן ארוך.

$\sigma_{sr}$  - המאמץ בזיון בחתך סדוק תחת כוח שהוא כוח מתיחה טהור והמאמץ

הממוצע בחתך  $f_{ctm}$ , או תחת מומנט הסדיקה כאשר חושב בהנחה כי

המאמץ בסיב המתוח ביותר הוא  $f_{ctm}$ .

$E_s$  - מודול האלסטיות של פלדת הזיון (בבטון מזוין  $2 \cdot 10^5$  MPa)

- $\beta_1$  - מקדם = 1.0 עבור מוטות זיון מצולעים  
0.5 עבור מוטות זיון חלקים
- $\beta_2$  - מקדם = 1.0 עבור העמסה לזמן קצר  
0.5 עבור עמיסה לזמן ארוך או מחזורית
- $f_{ctm}$  - חוזק הבטון הממוצע במתיחה

כל הליך החישוב של רוחב הסדקים הינו הליך המניב תשובות לבעיה בסטיות סטטיסטיות של 20% לכל כיוון לפחות, אי לכך:  
לצורך חישוב מומנט הסדיקה אין חובה להביא בחשבון את תרומת הזיון למומנט האינרציה  $I_g$  או למומנט ההתנגדות לכפיפה  $W_g$ . אי הכללתו בחישוב מהווה סטייה מן ה"דיוק" בסדר גודל נמוך יותר מאשר כל פרוצדורת החישוב של רוחב הסדקים.  
לצורך חישוב  $\sigma_s$  ו  $\sigma_{sr}$  אפשר להניח זרוע פנימית בגודל  $0.87d$  מאותם השיקולים לעיל.

## 19.5 חישוב הכפף

### 19.5.1 כללי

חישוב הכפף, כפי שהובהר בסעיף 19.3 יכול להתבצע בכמה דרכים. כאשר דנים בנושא זה צריך תמיד להביא בחשבון שעומד מאחורינו מחשב ובאמצעותו ניתן לבצע במהירות חישובים מסובכים ודורשי נפח נתונים וזמן חישוב גדולים.  
EC2 [8] ו CEB [4] אינם תקנים לאומיים אלא "מדריך" או ספר המלצות לעורכי תקנים לאומיים. אי לכך שם לא נעשה נסיון לפתח שיטות מקורבות אלא ניתנה הנחיה כיצד לנסות להפעיל את הרעיון הכללי אשר הותווה בסעיף 19.3. האיזכור הנתון ב [8] ו [4] פותח בצורה שיטתית ב [16] שם הודגם בצורה משכנעת כיצד אפשר להניח מסגרת לחישוב כפף המבוסס על העקמומיות לכל אורך האלמנט, בשיטת חישוב דיסקרטית, להביא בחשבון סדיקה והתחשבות בהתנהגות לא ליניארית לכל אורך האלמנט, באמצעי מיחשוב פשוטים ביותר, זמינים לכל בוגר תואר ראשון בהנדסה. אין סיבה מדוע לא להתבסס על תכנית מחשב של פרט או חברה מסחרית, שפותחו על בסיס זה, בתנאי שידועה אמינותה וידועות הנחות היסוד שעל פיהם פועלת התכנית. זה יהיה תמיד טוב יותר מכל חישוב "לפי תקן" (מקובל לגבי כל החישובים המקורבים

מסוג זה כי תחום הדיוק שלהם בגבולות סטייה של עד 25% לגבי ה"כפף האמיתי", אשר רק ניסוי יכול לקבוע מהו).

יחד עם זאת, בעת כתיבת פרק זה עדיין חלק גדול מהתקנים הלאומיים (כגון [6] [5] ואח") מניחים לפני המהנדס כלים מקורבים לחישוב. כלי מסוג זה נתון בתקן הישראלי [1] והוא לקוח מהתקן האמריקאי [5], כאשר מפתחו הוא Branson. השיטה בתקן האמריקאי פשוטה. היא תורגלה במשך שנים, שוכללה מספר פעמים על ידי כיוול מחדש ואומצה בתקן הישראלי [1] לפי הגירסה משנת 1999 ב [5].

**19.5.2 חישוב הכפף לפי חוקת הבטון ת"י 466 [1] ולפי התקן האמריקאי [5]**  
 בחוקת הבטון [1] אומצה פרוצדורה הנהוגה בתקן האמריקאי [5] כמעט כלשונה.

#### תמצית השיטה:

א. חישוב נעשה לגבי הכפף המידי (לזמן קצר). חלק הכפף לזמן ארוך הינו אומדן מתוך החישוב של הכפף המידי - הכפף המידי כפול מקדם מסוים. אין חישוב מיוחד או משוכלל לחלק הכפף לזמן ארוך.

ב. הכלים לחישוב הם נוסחאות פשוטות לחישוב השקיעה כמקובל באנליזה ליניארית של אלמנטים קווים, לפי תורת ההזזות הקטנות (כל מה שנלמד בקורס בסיסי בתורת החוזק וסטטיקת מבנים אלמנטרית).

ג. מודול האלסטיות אינו משתנה. משתמשים בגודל המסופק בתקנים שהינו ערך די מקורב (אין לו ערך מחקרי כל שהוא).

ד. ההתחשבות במצבו הממשי של האלמנט, כעשוי מבטון מזוין ולא מחומר אלסטי הומוגני ואיזוטרופי, היא במומנט האינרציה. מומנט האינרציה משוקלל וכולל חלקים של מומנט אינרציה במצב סדוק וחלקים של מומנט האינרציה במצב בלתי סדוק. ציור 19.8 מדגים רעיון זה. אם הכיוון האנכי מסמל עומס והאופקי שקיעה, של אלמנט כל שהוא מסוים סטטית ועמוס עומס בניצב לקו האלסטי שלו, הרי טרם היסדוק, האלמנט מתנהג כעשוי מחומר אלסטי הומוגני ואיזוטרופי ולכן העקום עומס שקיעה הוא קו ישר (הקטע AB). עם התחלת הסדיקה שיפוע העקום עומס שקיעה הולך ויורד, סימן להקטנת הקשיחות. הקטנת הקשיחות משמעה - ירידה בגודל מומנט האינרציה (מאחר ומודול האלסטיות אינו משתנה).

ה. הנוסחה למומנט האינרציה האקוילנטי היא :

$$I_e = \left( \frac{M_r}{M_{ser,max}} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_r}{M_{ser,max}} \right)^3 \right] I_r \leq I_g \quad (19.5.1)$$

בה:  $I_e$  - מומנט אינרציה אקויוולנטי - תוצאה החישוב בנוסחה (19.5.1)  
 $I_r$  - מומנט אינרציה של החתך הסדוק בו משתתפים רק: האיזור הלחוף בבטון  
 וכמויות הזיון  $A_s$  ו  $A_s'$  כפולות ביחס מודולי האלסטיות  $n_E = E_s/E_c$   
 $I_g$  - מומנט האינרציה של חתך הבטון הבלתי סדוק (אפשר להזניח את הזיון)  
 $M_r$  - מומנט הסדיקה (אפשר לחשב אותו על בסיס החתך המלא ללא התחשבות בתרומת הזיון או עם התחשבות בה. חוזק הבטון במתיחה בכפיפה בו יש להשתמש אינו  $f_{ctk}$  ולא  $f_{ctm}$  אלא החוזק המותאם במיוחד לצורך חישוב זה ומכונה  $f_{ctb}$  ונתון בטבלה 19.1 להלן.  
 $M_{ser,max}$  - המומנט המקסימלי (במצב שרות) בשדה או בסמך

**טבלה 19.1 - חוזק הבטון במתיחה לצורך חישוב הכפף בלבד (MPa)**  
**(לאחר התאמה עקב גודל הקוביות)**

סוג הבטון	20ב	25ב	30ב	40ב	50ב	60ב
$f_{ctb}$	2.59	2.91	3.19	3.71	4.17	4.59

הערה: הערכים בטבלה 19.1 אינם מחושבים אלא הועברו מהתקן האמריקאי [5] כפי שהם מופיעים שם בהנחה שגם ערכם הוא חלק מכיול השיטה.



**ציור 19.8**

בהמשך להסבר בסעיף זה, ההנחה היא כי השימוש בנוסחה עבור  $I_e$  מאפשר למומנט האינרציה (ואתו הקשיחות) לעדכן את עצמו בהתאם למצב הסדיקה: ככל



שההטרחה גבוהה יותר החתך סדוק יותר והיחס  $(M_r/M_{ser,max})^3 - I$  שואף ליחידה ולכן השפעת  $I_r$  גדלה ואז  $I_e$  קטן (קו 1 בציר 19.8 לדוגמה). כאשר העומס נמוך הסדיקה תהיה נמוכה (עד לא קיימת) ולכן השפעת  $I_g$  תהיה גדולה - הקו (2) מסמל את הקשיחות השואפת ל  $EI_g$  כאשר החתך בלתי סדוק. באופן זה עם כיוול נכון (וזה הטענה של ברנסון) הנוסחה מספקת את הקשיחות הדרושה לחישוב השקיעה באופן מקורב בהחלט אך תוך דיוק מספיק, בשים לב לאי הודאות שבהתנהגות מרכיבי האלמנט. לפי התקן האמריקאי, שהוא המקור לשיטה, עבור זיז יש לאמוד את  $I_e$  בסמך, עבור אלמנט מסוים סטטית (שדה אחד) לפי המומנט המקסימלי בשדה ועבור אלמנט נימשך  $I_e$  ייקבע לפי הממוצע בין שדה וסמך.

ו. במינוח הבא נעשה שימוש:

$F_{ser}$  - העומס הכולל במצב שרות

$F_{sus}$  - חלק העומס המצוי על המבנה דרך קבע או לזמן ארוך (בדרך כלל יהיה זה העומס הקבוע).

$a$  - הכפף הכולל

$a_i$  - הכפף הכולל המידי

$a_{i,sus}$  - הכפף המידי בהשפעת  $F_{sus}$

$a_t$  - הכפף לזמן ארוך

$k_t$  - מקדם הכפף לזמן ארוך

הכפף הכולל יהיה:

$$a = a_i + a_t \quad (19.5.2)$$

הכפף לטווח ארוך  $a_t$  יהיה:

$$a_t = a_{i,sus} k_t \quad (19.5.3)$$

$a_{i,sus}$  אפשר לחשב ישירות בהשפעת  $F_{sus}$  או לקבל לפי היחס:

$$a_{i,sus} = a_i (F_{sus} / F_{ser})$$

המקדם  $k_t$  נתון על ידי:

$$k_t = \xi / (1 + 50 \rho') \quad (19.5.4)$$

$\rho'$  - היא מנת הזיון הלחוך בחתך

$\xi$  - מקדם נתון (לפי התקן האמריקאי):

	3 חודשים	6 חודשים	12 חודשים	5 שנים ויותר
$\xi =$	1.0	1.2	1.4	2.0

הערה: כל יתר הערכים המופיעים ב [1] אינם מופיעים במקור [5].

### **19.6 הדרישות לעמידה במצב שרות**

בכל תקן נקבעות דרישות לעמידה במצב גבולי של שרות. התקינה הישראלית עקבה במשך שנים אחר התקינה בעולם ואימצה דרישות מגוונות, החל בשמרניות וכלה בליברליות ביותר. דרישות אלה לא הועמדו מעולם במבחן ממשי אלא במקרים של כשל או קרבת כשל כל שהוא ואז תמיד היו מעורבים גורמים נוספים, כך שקשה להביא ראיה כי אי עמידה בדרישות אלה לבדה הינה סיבה לגרימת נזק קשה או בלתי הפיך למבנה. המגמה היום בעולם, הבאה לביטוי ב EC2 [8] וב CEB [4], מקרינה בטחון גדול יותר לגבי הסדיקה, כאשר מחקרים רבים מניבים תוצאות על פיהם ניתן להתייחס לבעיית הסדיקה בצורה פחות מחמירה לעומת הידוע לנו בעבר. לעומת זאת הדרישות לגבי כפף הוחמרו. בשני נושאים אלה התקינה בישראל [1] משקפת את הידע העדכני.

נושא הקיים (durability) הינו נושא בתנופת התפתחות בעולם וזוכה לדגש מיוחד. הנושא זכה לתשומת לב מוגבלת בישראל, מתוך האמונה כי אנחנו מצויים בארץ יבשה יחסית, כי מקורות האגרגטים שלנו טובים ומפני הסברה כי מאמצים אצלנו דרישות מתקנים מתקדמים. למרות זאת, במבנים רבים מבטון מזוין ודרך הנחשפים לפעילות סביבתית אגרסיבית, אובחן בלאי פיזי ממשי ומבנים רבים הגיעו לפרשת דרכים בחייהם: או שתבוצע בהם פעולה תחזוקתית יקרה וממשית או שהם נדונו לסיום חייהם תוך שנים ספורות. הקיים הועלה היום לדרגת דיון מדעית כאשר יש ניסוחים של מצבים גבוליים (מצב גבולי של הרס ומצב גבולי של שרות) וכן נסיונות לקבוע מקדמי בטיחות חלקיים מתאימים.

הקיים קשור קשר אמיץ עם מצב גבולי של שרות, בצורה בה מוכר לנו ובצורה בה אנחנו מטפלים בו עדיין, אם כי ברור כי בדרך בה אנחנו מבטיחים את המבנים מבטון עדיין לא נכנס כל מה שידוע ברמת שנת 2000.

#### **19.6.1 הגבלת הכפף**

הדרישות, כפי שהן מופיעות בת"י 466 חלק 1 [1] לאחר הרביזיה, הן:

א. הכפף הכולל המקסימלי  $a$  מוגבל ל  $l / 250$ .

ב. אותו חלק מהכפף המשפיע על אלמנטים מחוברים לאלמנט המתוכנן (שלגביו ניבדק הכפף) ויכולים להינזק ממנו, מוגבל ל  $I/500$ .

$I$  - הינו המפתח של אלמנט מתוח בכיוון אחד, או המפתח הקצר (מבין שניים) של טבלה מתוחה בשני כיוונים, או המפתח הארוך (מתוך שניים) של טבלה ללא קורות. את ההגבלה ב' יש לפרש כך (ראה דוגמה בהמשך): מוקמת רצפת מבנה ועל הרצפה תועמדה מחיצות. מחיצות ניזוקות משקיעות הרצפה. עד שלב סיום ההקמה של המחיצה, כל שקיעה שמתפתחת (כולל עקב משקלה העצמי של המחיצה) לא תשפיע על המחיצה. כל שקיעה נוספת, לאחר התקשות טיט המחיצה תביא להתפתחות סדקים בה, לכן השקיעה הכוללת, מיידית ולטווח ארוך, החל באותו שלב מוגבלת ל  $I/500$ .

ג. במקרה של יצירת קמר מוגבל סה"כ הכפף ל  $I/200$  משיא הקמר בכיוון מנוגד לו, וכן מוגבל שיא הקמר ל  $I/300$  לעומת הסמכים של האלמנט. את ההנחיה ב' ג' יש לקרוא כך: קמר יוצרים על מנת להקטין את האפקט הכולל של השקיעה. אם בקורה מתוכננת בעלת מפתח של 10 מ' בה הכפף הכולל עשוי להגיע ל 40 ממ' (לפי  $I/250$ ) ו 40 ממ' ניראה כפף גדול אשר רוצים להימנע ממנו מסיבות שונות, ניתן לעשות קמר - להרים את תבנית הקורה לפני יצירתה, כך שתתקבל שקיעה הפוכה ומנוגדת לכיוון הפעלת עומס התכן על הקורה. הקמר המותר - 20 ממ' (לפי  $I/500$ ). הכפף המקסימלי של הקורה עקב עומס התכן שלה הוא  $I/250$  או 40 ממ'. אם את 40 ממ' אלה מודדים משיא הקמר, השקיעה הכוללת של הקורה מתחת למיפלס הסמכים שלה תהיה 20 ממ'. זה בהחלט הבדל רצוי. עם הקמר, לפי התקן מותר להגיע לשקיעה מקסימלית של  $I/200$  כלומר 50 ממ' או 30 ממ' מתחת למיפלס הסמכים.

#### 19.6.2 הגבלת הסדיקה

רוחב הסדקים מוגבל לפי [1] (ולפי כל תקן אחר) בהתאם למידת החשיפה לתנאי הסביבה. קימת טבלה מפורטת ב [1] וממנה יובאו מספר ערכים לדוגמה, לפי הנתון בטבל 19.2.

הני"ל הן דוגמאות בלבד הלקוחות מהטבלה 6.5 בתקן [1]. אלו הן דרישות מקסימום. המתכנן יכול לשקול אם להחמיר בדרישות - השיקול להחמרה הוא שלו. הרוחב המותר של 0.2 ממ' ברכיב פנים או חוץ במגע עם מים לא אגרסיביים יכול להיחשב כמרחיק לכת.

### טבלה 19.2 - דוגמאות לרוחב סדקים מירבי מותר במבנים שונים

רכיב פנים, רכיב חוץ במרחק העולה על 2 קמ' משפת הים, רכיב חוץ באיזור מדברי	0.3 ממ'
רכיב חוץ במרחק בין 1 ל 2 קמ' משפת הים, רכיב פנים או חוץ במגע עם קרקע או מים לא אגרסיביים,	0.2 ממ'
סביבה או קרקע אגרסיבית קלה, בקרבת שפת הים במרחק העולה על 0.2 קמ' מהחוץ	0.15 ממ'
בניה בתוך ים, ביבשה במרחק קטן מ 0.2 קמ' מהחוץ, סביבה או קרקע אגרסיבית בינונית ומעלה,	0.1 ממ'

#### 19.6.3 תנודות

הגבלת התנודות הינו נושא בעייתי ביותר וטמונה בו אי ודאות גדולה. לכל מבנה זמן המחזור שלו. מצד שני - יש מבנים שלגביהם אומדן זמן המחזור קשה ביותר, בעיקר מבנים לא רגולריים או אולמות גדולים. בכלל - יש להבחין בין זמן המחזור של מבנה שלם וזמן המחזור של חלק מבנה - רצפה למשל. לא חייב להיות קשר ביניהם. להגבלת התנודות יש חשיבות מזווית ראייה פיזיולוגית וכן תכנונית מבנית. אין ספק כי מבחינה פיזיולוגית זמן מחזור ארוך יהווה קושי ומטרד. אולם, מתוך תכן מבנים לרעידות אדמה ידוע לנו כי יש קשת רחבה של מבנים עבורם יש להביא בחשבון זמן מחזור העולה על 0.6 שניות. במבנים רבי קומות יכול זמן המחזור של התנודה הראשית להיות גבוה. אף אם תוכננה התזוזה האופקית ל  $H/1000$  משמעות הדבר כי בבנין בגובה 300 מ' יצטרך המפלס העליון לבצע תנודה באמפליטודה של 0.3 מ' לכל כיוון בחלקי שנייה - לזה תידרש קשיחות גבוהה מאד.

CEBs [4] נתונים מספר ערכי זמן מחזור, אשר דומים להם מופיעים גם

במקורות אחרים:

אולמות ספורט וריקודים (ללא מושבים קבועים) - 0.12-0.14 שניות

אולמות קונצרט ותאטרון (עם מושבים קבועים) - 0.27-0.30 שניות

מסלולים וגשרים לאופנועים - 0.22-0.30 שניות

מדרכות מעברים וגשרים להולכי רגל - 0.22-0.60 שניות

בעיני המחבר כאן ערכים אלה לא כוללים את עיקר המבנים בהנדסה אזרחית ואין להם בסיס ממשי (פרט אולי לאיזה אוסף סטטיסטי לא מייצג) ויש להתייחס אליהם בזהירות יתרה. בנוסף - כאשר נאמר אולמות לא ברור לאיזה חלק מן האולם.

אין הדבר פוגע בעיקרון הבסיסי ביותר שיש לעשות הכל על מנת להרחיק את זמן מחזור המבנה מהמחזור של העמיסה המחזורית החזויה עליו.

### **19.7 מלוי עקיף של הדרישות לעמידה במצב שרות**

תכנון מבנים מבטון מזוין (וגם דרוך) מקיף קבוצות מבנים גדולות, מגורים, תעשייה קלה, משרדים ומסחר, המאופיינת על ידי מפתחים לא גדולים, עובי אלמנטים לא גדול, כמויות זיון קטנות בשל עומסים לא גדולים על מפתחים קטנים. בין אלה הטבלות (תקרות, רצפות גגות וכו') תופסות מקום חשוב. על מנת להקל על המתכננים מנסחי התקנים נותנים בידיהם כלים לעמידה בשני הסעיפים העיקריים של עמידה במצב גבולי של שרות - כפף וסדיקה, באופן שאם מתמלאים תנאים מסוימים המתכנן פטור מחישוב. בספרות בשפה האנגלית הגישה מכונה *deemed to satisfy*, כלומר - אם מולאו הנחיות תכנון מסוימות - מולאו דרישות התקן, אשר אחרת יש לספק הוכחה חישובית לעמידה בהן. פרט לעמידה במצב שרות הנושא הידוע ביותר אשר מטופל בגישה זו הינו צמצום הסכנה להתמוטטות בשרשרת, בהתייחס למבני קומות - מגורים ומשרדים.

#### **19.7.1 תנאים חליפיים במקום חישוב הכפף**

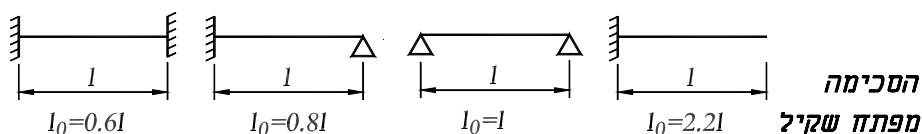
התנאי אשר יש למלא כחליף לחישוב הכפף הינו הגבלת התמירות. תמירות בהקשר זה  $l_0/h$  הינה היחס בין מיפתח שקיל  $l_0$  לגובה פעיל  $h$  (או היחס ההפוך, תלוי מי המנסח).

כמו בתקן [1] 466 בגרסתו הקודמת (טבלה מס' 18 שם) כך גם [1] 466, הגרסה לאחר הרביזיה מספקת טבלה לקביעת התמירות ככלי עזר למתכנן (טבלאות 6.10 ו-6.11 ו-6.12 שם). מטרת כלי תכנוני זה הינה להציע למתכנן להישאר במסגרת מומלצת של תמירות  $l_0/h$  ועל ידי כך להימנע מן הצורך לבדוק את הכפף. גם פה, כמו בנושא הגבלת רוחב הסדקים, נקודת המוצא להרכבת הטבלה היא הכפף המותר וממנו חושבו התמירויות כפונקציה של עומסים, אולם לא לפי סעיף 19.5.2.

החישוב לצורך המתואר כאן מבוסס על חישוב הכפף של האלמנט מבטון מזוין כבלתי סדוק ועל ההנחה כי הכפף לזמן ארוך גדול פי 2 מהמייד (כך שהכפף הכולל הינו שלוש פעמים המייד). על אף העובדה כי הכפף הכולל מוגבל לפי התקן ל  $l/250$  כאן חושבו הערכים לפי  $l/400$ .

בכפוף לחוקי סטטיקה וחוזק אלמנטריים, המפתח השקיל עבור צורות ההשענה הבאות נתון בטבלה 19.3 (חלק מטבלה 6.10 ב [1]):

**טבלה 19.3 - מפתח שקיל בהתאם לתנאי ההשענה**



הערה: לפי חישוב סטטי מדויק המרחק בין נק' איפוס המומנט קטן יותר אולם אלה הוגדלו קצת כאן על מנת לשקף במידת מה את הקשיחות הקטנה יותר של הבטון הסדוק.

הכפף של אלמנט מתוח בכיוון אחד בעל מפתח שקיל  $l_0$  (ולצורך כך יובא בחשבון אלמנט נשען על שני סמכים בו  $l = l_0$ ) יהיה כמחושב לפי כללי תורת החוזק, עבור חתך מלבני שגובהו  $h$  ורוחבו יחידה, כך ש  $I = h^3/12$ , דהיינו:

$$a_i = \frac{5}{384} \frac{F_{ser} l_0^4}{E_c I} = \frac{5}{384} \frac{F_{ser} l_0^4}{E_c h^3/12} = \frac{1}{3} \frac{l_0}{400} \quad (19.7.1)$$

מכאן ניתן לקבל את היחס עבור התמירות:

$$\frac{l_0}{h} = \left[ \frac{E_c}{F_{ser}} \right]^{1/3} \left[ \frac{384}{3 \cdot 400 \cdot 5 \cdot 12} \right]^{1/3} = \left[ \frac{E_c}{F_{ser}} \right]^{1/3} \cdot 0.175 \quad (19.7.2)$$

מתוך ביטוי זה מחושבים הערכים הבסיסיים בתקן [1] המופיעים בטבלה 19.4 (6.12 שם).

**טבלה 19.4 - קבוע התמירות ( $k_{12}$ ) עבור אלמנט בעל חתך מלבני עשוי מבטון**

**ב30 מאגרנט גירי**

500	400	300	200	150	100	50	35	25	20	15	10	5	$F_{ser}$
6.6	7.2	7.8	9.0	9.9	11.3	14.3	16.1	18.0	19.3	21.3	24.4	30.7	$k_{12}$

$F_{ser}$  בטבלה 19.4 הינו העומס במצב שרות ב  $kN/m^2$ . גם  $E_c$  יהיה באותם המימדים.

כאשר יש צורך להביא בחשבון אגרגט דולומיטי יש לכפול את  $k_{I2}$  בבטוי  $k_{I3}$  המהווה השורש השלישי של היחס בין מודולי האלסטיות של אגרגט גירי ואגרגט דולומיטי (נתון בטבלה 6.13 בתקן [1]).

התמירות נתונה בביטוי (19.7.3) להלן:

$$l_0 / h = k_{II} k_{I2} k_{I3} \quad (19.7.3)$$

$k_{II}$  הינו 1.0 עבור אלמנט עשוי חתך מלבני מלא. טבלה 6.11 ב [1] (לא תינתן כאן) מציעה ערכי התאמה לתמירות עבור אלמנט שאינו עשוי חתך מלבני (חתך קמץ ביחסים שונים של אגף ודופן) טבלות מתוחות בשני כיוונים, טבלות ערוגות או טבלות ללא קורות.

כל הגישה הזאת הינה גישה אינטואיטיבית הבנויה על ניסיון חיובי מן העבר, אשר נעשתה עבורו אקסטרפולציה לעתיד. הכפף המידי יחסית קטן והכפף לזמן ארוך גדול יחסית. התוצאה הכוללת משביעת רצון במבחן ניסיון העבר. ההנחה היא כי אם התמירות של אלמנט תואמת את המוערך לפי (19.7.3) לא דרוש לחשב את הכפף.

כאשר רוצים לקבוע את התמירות עבור אלמנט קווי (קורה בעלת רוחב  $b$ ) יש לחלק את העומס הקווי עליה (kN/m) ברוחב הקורה  $b$  ואז עומס הקורה מיוצג כעומס מחולק על טבלה. הערכים הגבוהים של העומס  $F_{ser}$  בטבלה 19.4 באים לשרת את צרכי התמירות של קורות.

### 19.7.2 מלוי כללים חליפיים במקום חישוב רוחב הסדקים

הכללים החליפיים הבאים במקום חישוב להגבלת הסדיקה מבוססים על כך שאם יוגבל המרחק בין מוטות הזיון ואם יוגבל המאמץ במוטות הזיון במצב שרות, ייווצר מצב של הטרחה מבוקרת במתיחה של סביבת המוטות, דבר שינווט להתפתחות סדיקה מבוקרת. כללים אלה עובדו על בסיס הנוהל לחישוב רוחב הסדקים כמתואר בסעיף 19.4.2 (כפוף להנחות מגבילות נוספות מאחר ויש שם פרמטרים רבים אשר יש להביא בחשבון) אך בהליך הפוך - רוחב הסדקים אינו התוצאה אלא נק' המוצא.

המידע המוצע במקורות הגדולים EC2 [8] ו CEB [4] אינו מפרט אלא תנאים להגבלת רוחב הסדקים המקסימלי, דהיינו - 0.3 מ"מ בבטון מזוין ו 0.2 מ"מ בבטון דרוך. בתקן הישראלי [1] נתונות שתי טבלאות מאד מפורטות, אשר אמורות להתבסס על [8] ו [4]. רק הערכים המסומנים בכוכבית \* מקבילים לאלה שב [4] ו [8]. ליתר אין שם גבוי.

לפי התקן הישראלי [1] אם יתמלאו התנאים שבטבלה 19.5 (היא טבלה 6.6 ב [1] ) וגם התנאים בטבלה 19.6 (היא טבלה 6.7 ב [1] ) וגם יובטח זיון מינימלי לצימצום הסדיקה (ראה 19.7.3) מותר להימנע מחישוב רוחב הסדקים.

**טבלה 19.5 - קוטר מקסימלי של מוטות הזיון כפונקציה של המאמץ בפלדה**

**במצב שרות כתנאי לשחרור מן החובה לחישוב רוחב סדקים**

קוטר מוט מקסימלי בממ'

סדק מקסימלי 0.30 ממ'	סדק מקסימלי 0.20 ממ'	סדק מקסימלי 0.15 ממ'	סדק מקסימלי 0.10 ממ'	$\sigma_s$ מאמץ Mpa במוטות במצב שרות
36	28	18	14	140 MPa
*32	25	16	12	160
28	20	14	10	180
*25	16	12	8	200
22	14	10	7	220
*20	12	8	6	240
18	10	6	5	260
*16	8	5		280
12	7			300
*12	6			320
10	5			340

- הערות: 1. כל המאמצים בטבלאות 19.5 ו 19.6 מחושבים עבור עמיסה המצויה דרך קבע על המבנה (עומס שימושי לא נכלל בהם) .  
 2. הם מתאימים למוטות זיון מצולעים בלבד.  
 3. לא הוזכר בשום מקום במקורות אולם חישוב רוחב הסדקים תלוי גם בסוג הבטון, לכן יש להתייחס אל שתי הטבלאות הנ"ל כמתאימות לבטון ב30.



**טבלה 19.6 - מרחק מקסימלי בין מוטות הזיון כפונקציה של המאמץ בפלדה**

**במצב שרות כתנאי לשחרור מן החובה לחישוב רוחב סדקים**

מרחק מקסימלי בין מרכזי המוטות

סדק מקסימלי 0.30 ממ'	סדק מקסימלי 0.20 ממ'	סדק מקסימלי 0.15 ממ'	סדק מקסימלי 0.10 ממ'	$\sigma_s$ מאמץ במוטות Mpa במצב שרות
*300 ממ'	200 ממ'	150 ממ'	100 ממ'	$\leq 160$
*250	175	125	85	200
*200	150	100	70	240
*150	100	75	50	280

ב CEB [4] וב EC2 [8] יש הערות ביחס לאפשרות הימנעות מחישוב רוחב הסדקים בטבלות אשר יש להתייחס אליהן בזהירות. [4] טוען כי ניתן לא לחשב רוחב סדקים בטבלות בטון מזוין (גם דרוך) אשר עוביין אינו עולה על 160 ממ' ואין עומס מתיחה צירי עליהן. [8] טוען אותו הדבר אולם לגבי טבלות בעובי עד 200 ממ' וכפוף לשמירה על כללים אלמנטריים לגבי פריסת הזיון בטבלות (ראה פרק 12) וכן שמירה על מנת הזיון המינימלית. לא צוין בשני מקורות אלה, אף כי הכוונה ברורה, שמדובר בטבלות נושאות עומסים לא גדולים על מפתחים לא גדולים בהם לא נוצר הצורך בכמויות זיון כבדות. בטבלות במבני תעשייה נושאות עומסים כבדים יש לבדוק רוחב סדקים.

**19.7.3 זיון מינימלי לצורך אבטחת רוחב הסדקים**

כתנאי נוסף לאבטחת בקרה על רוחב הסדקים יש לתת זיון מינימלי לסדיקה, (בין אם חושב רוחב הסדקים ובין אם מולאו הדרישות העקיפות במקום חישוב בעליל) (ראה 19.7.2).

ת"י 1 466 [1] לאחר הרביזיה מציב את הדרישות הבאות לזיון מינימלי כנ"ל:

$$\rho_{min} = 0.28 f_{ctm} / f_{sk} \quad \text{באלמנטים נתונים לכפיפה טהורה} \quad (19.7.4)$$

$$\rho_{min} = 0.70 f_{ctm} / f_{sk} \quad \text{באלמנטים נתונים למתיחה טהורה} \quad (19.7.5)$$

$\rho_{min}$  - מוגדר כ  $b_t A_{s,min} / b_t d$  הינו הרוחב הממוצע של החתך באיזור המתוח  
 $f_{ctm}$  - חוזק הבטון הממוצע במתיחה

ההגבלות לזיון מינימלי להגבלת הסדיקה ניגזרו מהנוסחה (ראה [8] ו [4]):

$$A_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (19.7.6)$$

בה :  $k_c = 0.4$  עבור כפיפה טהורה

$k_c = 1.0$  עבור מתיחה צירית

$\sigma_s$  - הינו המאמץ בפלדה בעליל (אף כי מותר לקחת  $\sigma_s = f_{sk}$ , להגבלת רוחב הסדקים היה דרוש ערך נמוך יותר).

$A_{ct}$  - חלק החתך המצוי במתיחה בסמוך להתהוות הסדיקה . שטח זה הוערך

עבור נוסחאות (19.7.4) ו (19.7.5) כ  $b_t 0.7d$  . עבור (19.7.4) זהו ערך

יחסית גבוה אולם עבור (19.7.5) זהו ערך נמוך מדי .

$f_{ct,eff}$  - הינו יחסית גבוה כאשר נילקח כ  $f_{ctm}$  כך שיש קיזוז כל שהוא בין

ערכי חוזק הבטון והפלדה שהוגדלו .

$k$  - הינו קבוע אשר יכול להיות נמוך מ 1.0 רק במקרה של קורות אשר חתכן גבוה מ 0.8 מ' .

הנוסחה (19.7.6) מעמידה שווי משקל בין כוח המתיחה אשר רוצים להעביר

לזיון -  $A_s \sigma_s$  מאיזור מתוח בבטון המוערך כ  $k_c k A_{ct} f_{ct,eff}$  (בה  $k_c k$  הם ערכי כיוול)

אבטחת זיון מינימלי להגבלת הסדיקה פרושה כמויות זיון גדולות בצורה

משמעותית לעומת הזיון המינימלי לאבטחת מניעת שבר פריך (ראה פרק 4). חובה לתת

אותן איפה שדרוש, כצרכי התכנון .

## 19.8 דוגמאות חישוב

להלן נתונות שתי דוגמאות חישוב בהן נבחנה עמידה ברוחב הסדקים ובהגבלת

הכפף בשתי הגישות : חישוב בעליל וגם מלוי דרישות עקיפות .

### 19.8.1 דוגמה א'

נתונה טבלה בת 2 שדות (נשענת על שלושה סמכים) לפי ציור 19.9a . הטבלה

יצוקה במקום, עשויה מבטון ב30 ומוטות (או רשתות) זיון מצולעים  $\Phi$  בעלי חוזק רגיל

$f_{sk} = 400 \text{ MPa}$  . פרט לעומס העצמי פועל על הטבלה עומס קבוע אופייני נוסף

מתוך  $\Delta g_k$  הינו עומס מחיצות.  
 הטבלה בשים לב לכך שרוחב הסדקים לא יעלה על 0.2 mm וכן על כך ש  $1 \text{ kN/m}^2$   
 וכן עומס שימושי אופייני  $q_k = 2.5 \text{ kN/m}^2$  . יש לתכנן את  $\Delta g_k = 2.5 \text{ kN/m}^2$

**פתרון:**

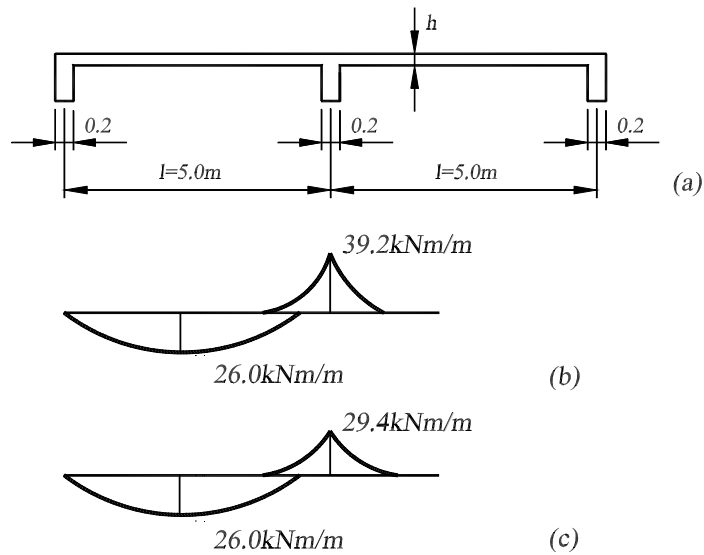
א. נניח את עובי הטבלה כ 150 mm . העומסים לפי לכך יהיו:

$$g_k = 0.15 \cdot 24 = 3.6$$

$$\Delta g_k = \frac{2.5}{6.1} \times 1.4 = 0.58$$

$$q_k = \frac{2.5}{2.5} \times 1.6 = 1.6$$

$$F_{ser} = 8.6 \text{ kN/m}^2 \quad F_d = 12.54 \text{ kN/m}^2$$



**ציור 19.9**

ב. בדיקת העובי באמצעות הגבלת התמירות :

עבור בטון ב-30 :  $F_{ser}=10 \text{ kN/m}^2$   $l_0/h = 24.4$   $F_{ser}=5 \text{ kN/m}^2$   $l_0/h = 30.7$   
ולכן עבור  $F_{ser} = 8.6 \text{ kN/m}^2$  יהיה  $l_0/h = 26.16$  . מאחר ו  $l_0 = 0.8 \times 5.0 = 4.0\text{m}$   
יהיה  $h = 4.0 / 26.16 = 0.153 \text{ m}$  לפי כך 150 מ"מ נראה מספיק.

ג. חישוב סטטי, כולל מצבי עמיסה מסוכנים, נותן את המומנטים : לפי ציור 19.9b לפני רדיסטריבוציה ולפי ציור 19.9c לאחר 25% רדיסטריבוציה. הזיון חושב לפי החישוב עם רדיסטריבוציה : מעל הסמך המרכזי יינתן  $\Phi 10 @ 110\text{mm}$  המהווים  $709 \text{ mm}^2/\text{m}$  ובשדה יינתנו  $\Phi 10 @ 125\text{mm}$  המהווים  $624 \text{ mm}^2/\text{m}$ . כמויות הזיון תואמות את החישוב.  
מעל הסמך המרכזי  $\rho = 0.55\%$  ו  $\omega = 0.11$  ובשדה  $\rho = 0.48\%$  ו  $\omega = 0.10$  כך מדובר בטבלה בניצול חוזק נמוך אשר עובייה נישלט על ידי מצב שרות).

ד. בחירת הסדיקה לפי הקריטריונים של עמידה בדרישות מינימום ללא חישוב

בעליל :

קוטר המוטות 10 מ"מ והמרחקים ביניהם 110 ו 125 מ"מ. המומנט בשדה במצב שרות חושב:  $M_{ser} = 18 \text{ kNm/m}$  והמומנט מעל הסמך :  $M_{ser} = 20 \text{ kNm/m}$ .  
המאמצים בפלדה במצב שרות, בשדה ומעל הסמך בהתאמה, יהיו :

$$\sigma_s = \frac{20000000}{0.87 \cdot 130 \cdot 709} = 249 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{18000000}{0.87 \cdot 130 \cdot 624} = 255 \text{ MPa}$$

לפי טבלה 19.5 המאמץ בין 240 ו 260 והקוטר 10 מ"מ לכן יש לצפות לרוחב סדק עד 0.2 מ"מ. לפי טבלה 19.6 המרחק בין המוטות בין 100 ו 150 מ"מ לכן גם זה תואם צפיה לרוחב סדקים עד 0.2 מ"מ

ה. חישוב רוחב הסדקים :

המאמצים בפלדה במצב שרות חושבו לעיל . מומנט הסדיקה עבור ב-30 הינו :

$M_r = 1/6 \cdot 1000 \cdot 150^2 \cdot 2.33 = 8.51 \text{ kNm/m}$  . עבור חישוב העיבור הממוצע  $\epsilon_{sm}$  - דרושים :  $\beta_1 = 1.0$  (מוטות מצולעים) ו  $\beta_2 = 0.5$  (עמיסה לזמן ארוך). המאמץ  $\sigma_{sr}$  - המאמץ בפלדה בשדה, בהנחה כי החתך סדוק אך המומנט הוא מומנט הסדיקה :

$$\varepsilon_{sm} = \frac{255}{E_s} \left[ 1 - 1.00.5 \left( \frac{121}{255} \right)^2 \right] = 1.1310^{-3} \quad \sigma_{sr} = \frac{8510000}{0.87 \cdot 130 \cdot 624} = 121 \text{ MPa}$$

הערה: מותר לחשב את רוחב הסדקים בהשפעת פעולת העומס לזמן ארוך -  $F_{sus}$ , דבר שלא נעשה כאן.

$A_{c,eff}$  עבור  $\rho_r$  יהיה הקטן מבין:  $A_{c,eff} = 1000 \cdot 2.5 \cdot 20 = 50000 \text{ mm}^2$  או:  $x = 28.8 \text{ mm}$  מאחר ו  $A_{c,eff} = 1000 (150 - x)/3 = 1000 \cdot 40.4 = 40400 \text{ mm}^2$  (מתוך חישוב גובה האיזור הלחוף המצב שרות:  $(0.5 x^2 1000 = 624 n (130-x)$  :  $\rho_r = 0.0154$  המרחק הממוצע בין הסדקים הינו:

$$s_{rm} = 50 + 0.25 k_3 k_4 \phi / \rho_r = 50 + 0.25 \cdot 0.8 \cdot 0.5 \cdot 10 / 0.0154 = 115 \text{ mm}$$

$$w_k = 1.7 \cdot 115 \cdot 1.13 \cdot 10^{-3} = 0.221 \text{ mm} \quad \text{רוחב הסדקים בשדה מתקבל:}$$

התוצאה מספקת לחלוטין - הסטייה של  $0.021 \text{ mm}$  לעומת השיטה המקורבת אינה משמעותית.

#### ו. חישוב הכפף.

כאן יחושב הכפף בעליל כולל הכפף המשפיע על המחיצות. להזכיר - לפי סעיף ב' התמירות כאשר העובי 150 מ"מ נמצאה משביעת רצון.

זהו אלמנט נימשך, לכן את מומנט האינרציה האקויוולנטי  $I_e$  צריך לחשב כממוצע בין הערכים בשדה ובסמך. למרות זאת יחושב  $I_e$  רק לפי הערך בשדה. הממוצע רק יפחית את ערכו ויגדיל את השקיעה. לגבי השדה מומנט התכן במצב שרות נקבע כ  $M_{ser} = 18 \text{ kNm/m}$  וגובה האיזור הלחוף במצב שרות -  $x = 28.8 \text{ mm}$ . מומנט האינרציה הסדוק יהיה  $I_r = \frac{1}{3} 28.8^3 1000 + 624 n (130 - 28.8)^2 = 0.5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ : מומנט האינרציה הבלתי סדוק  $I_g = \frac{1}{12} 150^3 1000 = 2.81 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$ . מומנט מומנט הסדיקה לצורך הכפף:  $M_r = \frac{1}{6} 1000 150^2 3190 \cdot 10^{-6} = 11.96 \text{ kNm/m}$ : מומנט האינרציה האקויוולנטי  $I_e$  הינו:

$$I_e = \left( \frac{11.96}{18} \right)^3 2.81 \cdot 10^{-4} + \left[ 1 - \left( \frac{11.96}{18} \right)^3 \right] 0.5 \cdot 10^{-4} = 1.177 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

הכפף הכולל המידי  $a_i$  יחושב עבור מלוא העומס (כולל עומס שימושי):

חלק הכפף בגין העומס הקבוע  $a_{i,sus}$  יהיה:  $a_i = \frac{2}{384} \frac{8.6 \cdot 5000^4}{26200 \cdot 1.17710^8} = 9.1 \text{ mm}$

הכפף הכולל כאשר מביאים בחשבון כי אין  $a_{i,sus} = 9.1 \cdot 6.1/8.6 = 6.45 \text{ mm}$

זיון לחוץ  $(k_t = \xi = 2)$ :  $a = 9.1 + 6.45 \times 2 = 22 \text{ mm}$

ערך זה בשים לב למגבלות דיוק השיטה הינו בגבולות המותר:

$$a_{max} = 1 / 250 = 20 \text{ mm}$$

אם נבדוק את חלק הכפף המשפיע על המחיצות נראה את תמונת הכפף כך:

חלק הכפף המידי, עד וכולל העמסת המשקל העצמי של המחיצות עצמן הינו:

חלק זה אינו משפיע על המחיצות אולם יתרת הכפף  $a_i = 9.1 \frac{3.6+1.0}{8.6} = 4.9 \text{ mm}$

המידי משפיעה על המחיצות והיא  $\Delta a_i = 9.1 - 4.9 = 4.2 \text{ mm}$

סה"כ הכפף המשפיע על המחיצות הינו כל הכפף לזמן ארוך והחלק מהכפף המידי:

$a = 4.2 + 6.45 \times 2 = 17.1 \text{ mm} > 5000/500$ . כאן יש חריגה ממשית.

ז. מסקנה מחישובים אלה: א. לא בהכרח קימת קורלציה מלאה בין ההנחיות

החליפיות למילוי דרישות מצב שרות לבין החישוב בעליל. ב. המרחק די גדול ובמקרה

זה יש להגדיל את עובי הטבלה. ג. חלק ניכר מאי ההתאמה כרוך בהחמרה לגבי הכפף

המשפיע על המחיצות.

ח. הגדלת העובי ל 180 מ"מ. העומסים החדשים:

$$g_k = 0.18 \cdot 24 = 4.32$$

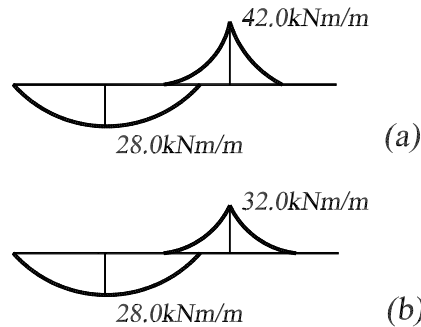
$$\Delta g_k = \frac{2.5}{6.82} \times 1.4 = 9.55$$

$$q_k = \frac{2.5}{2.5} \times 1.6 = 4.0$$

$$F_{ser} = 9.32 \text{ kN/m}^2 \quad F_d = 13.55 \text{ kN/m}^2$$

ט. בדיקת העובי בדרך של מלוי תנאים באמצעות התמירות  $l_0/h$  - אין צורך.

זה בודאי יעבור את הבדיקה אם 150 מ"מ התאים.



### ציור 19.10

י. חישוב סטטי.

החישוב הסטטי המחודש הינו תוצאה של שני העומסים בלבד. מהלך המומנטים לפני רדיסטריוציה נתון בציור 19.10a ומהלך המומנטים לאחר רדיסטריוציה של 25% נתון בציור 19.10b. כמויות הזיון המחושבות נתונות: מעל הסמך הפנימי דרושים  $\Phi 10 \times 125$  mm ( $624 \text{ mm}^2/\text{m}$ ) ובשדה דרושים  $\Phi 10 \times 140$  mm ( $557 \text{ mm}^2/\text{m}$ ).

י"א. חישוב הכפף.

חישוב זה כזכור היה זה שהראה תוצאות שליליות עם עובי 150 מ"מ ולכן יש

לבדוק אותו ראשית. כאן יחושב  $I_e$  כממוצע בין שדה וסמך. גובה האיזור הלחוך:

$$\text{בשדה: } 0.5 \cdot 1000 \cdot x^2 = 557 \cdot n \cdot (160 - x) \quad x = 30.7 \text{ mm}$$

$$\text{בסמך: } 0.5 \cdot 1000 \cdot x^2 = 624 \cdot n \cdot (160 - x) \quad x = 32.3 \text{ mm}$$

מומנט האינרציה הסדוק  $I_r$  עבור השדה והסמך יחושב:

$$\text{בשדה: } I_r = \frac{1}{3} \cdot 30.7^3 \cdot 1000 + 557 \cdot n \cdot (160 - 30.7)^2 = 0.707 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{בסמך: } I_r = \frac{1}{3} \cdot 32.3^3 \cdot 1000 + 624 \cdot n \cdot (160 - 32.3)^2 = 0.780 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_g = \frac{1}{12} \cdot 1000 \cdot 180^3 = 4.86 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \quad \text{יהיה: } I_g$$

המומנטים במצב שרות: בשדה:  $19 \text{ kNm/m}$  ובסמך:  $22 \text{ kNm/m}$

$$M_r = \frac{1}{6} \cdot 1000 \cdot 180^2 \cdot 3190 \cdot 10^{-6} = 17.23 \text{ kNm/m} \quad \text{יהיה: } M_r$$

$I_e$  בשדה יהיה:

$$I_e = \left(\frac{17.23}{19.0}\right)^3 4.86 \cdot 10^{-4} + \left[1 - \left(\frac{17.23}{19.0}\right)^3\right] 0.707 \cdot 10^{-4} = 3.80 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$I_e$  בסמך יהיה :

$$I_e = \left(\frac{17.23}{22.0}\right)^3 4.86 \cdot 10^{-4} + \left[1 - \left(\frac{17.23}{22.0}\right)^3\right] 0.780 \cdot 10^{-4} = 2.74 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

מומנט האינרציה האקויוולנטי הממוצע  $I_e$  יהיה :  $3.27 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$   
 הכפף הכולל המידי לאחר הגדלת העובי ל 180 מ"מ יהיה :

$$a_i = \frac{2}{384} \frac{9.32 \cdot 5000^4}{26200 \cdot 3.27 \cdot 10^8} = 3.54 \text{ mm}$$

הכפף המידי אשר אינו משפיע על מחיצות יהיה :  $a_{i,sus} = 3.54 \cdot 5.32 / 9.32 = 2.02 \text{ mm}$   
 יתרת הכפף המידי והכפף לזמן ארוך משפיעים והם :

$$a = (3.54 - 2.02) + 2 \times (3.54 \cdot 6.82 / 9.32) = 6.70 \text{ mm}$$

הכפף המשפיע על המחיצות הוא 6.70 מ"מ . הכפף המקסימלי המותר הינו - 1/500 ,  
 כלומר 10 מ"מ ולכן העובי עונה על הדרישות.

הכפף הכולל יהיה  $a = 3.54 + 3.54 \cdot 6.82 / 9.32 \times 2 = 8.72 \text{ mm}$  כפף זה קטן  
 מהמקסימלי המותר  $1 / 250 = 20 \text{ mm}$  .

### י"ב. חישוב רוחב הסדקים

עבור חישוב רוחב הסדקים נחזור לפעולות אשר בוצעו בה' לעיל עבור הסדקים

בשדה. מומנט הסדיקה חושב והוא :  $M_r = \frac{1}{6} 1000 \cdot 180^2 \cdot 2.33 = 12.26 \text{ kNm/m}$   
 המאמץ בפלדה בשדה, בהנחה כי החתך סדוק אך המומנט הוא מומנט הסדיקה הינו :

עבור חישוב העיבור הממוצע בפלדה דרושים גם :  $\sigma_{sr} = \frac{12260000}{0.87160557} = 158 \text{ MPa}$

$\beta_2 = 0.5$  (עמיסה לזמן ארוך) ו  $\beta_1 = 1.0$  (פלדה מצולעת) .

המאמץ בפלדה במצב שרות, סדוק  $\sigma_{s2}$  :  $\sigma_{s2} = \frac{19000000}{0.87160557} = 245 \text{ MPa}$

העיבור הממוצע בפלדה יהיה :  $\varepsilon_{sm} = \frac{245}{E_s} \left[1 - 1.005 \left(\frac{158}{245}\right)^2\right] = 0.97 \cdot 10^{-3}$



עבור  $\rho_r$  יהיה הקטן מבין:  $A_{c,eff} = 1000 \cdot 2.5 \cdot 20 = 50000 \text{ mm}^2$  או:  $A_{c,eff} = 1000 (180 - x)/3 = 1000 \cdot 50.0 = 50000 \text{ mm}^2$  מאחר ו  $x = 30.7 \text{ mm}$  מתוך חישוב בסעיף חישוב הכפף. המרחק הממוצע בין הסדקים הינו:

$$s_{rm} = 50 + 0.25 k_3 k_4 \phi / \rho_r = 50 + 0.25 \cdot 0.8 \cdot 0.5 \cdot 10 / 0.0111 = 140 \text{ mm}$$

רוחב הסדק האופייני יהיה:  $w_k = 1.7 \cdot 140 \cdot 0.00097 = 0.231 \text{ mm}$ . רוחב סדק זה בסטייה קטנה מההנחה היסודית.

### 19.8.2 דוגמה ב'

טבלה בעובי 150 מ"מ נמשכת על מספר מפתחים, 4 מ' כ"א, נשענת על סדרת קורות על שני סמכים כל אחת (ראה ציור 19.11a). מפתח הקורות 8 מ' ורוחב הסמכים שלהן 0.25 מ'. כל מערכת התקרה והקורות יצוקה במקום מבטון 30 ועם מוטות זיון מצולעים  $\Phi$ ,  $f_{sk} = 400 \text{ MPa}$ . על הטבלה פועלים: עומס שימושי אופייני  $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$  ועומס קבוע נוסף  $\Delta g_k = 2.4 \text{ kN/m}^2$ . יש לתכנן את הקורה כולל את בדיקתה למצב שרות (כפף ורוחב סדקים).

#### פתרון:

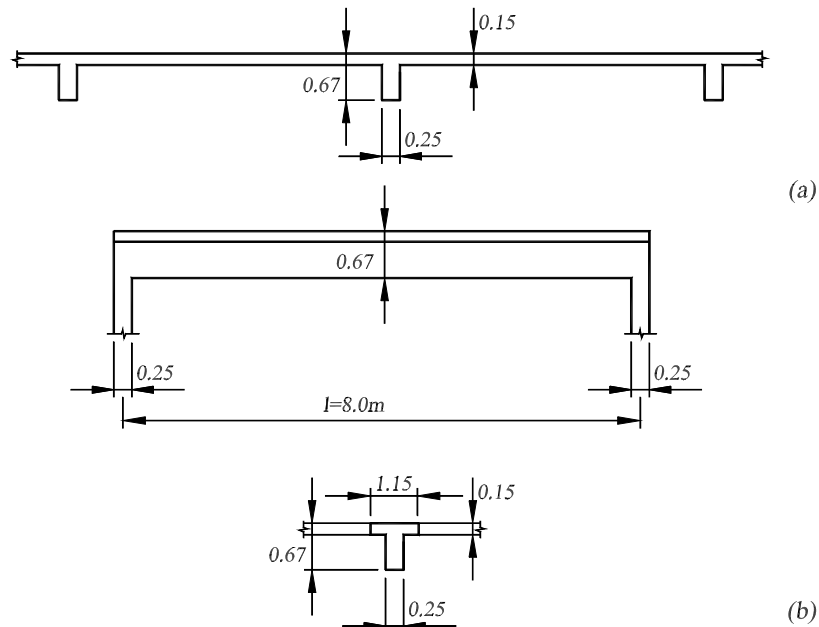
##### א. עומסים.

נניח את הגובה הפעיל הכולל של הקורה 0.67 מ' ואת רוחב הדופן שלה  $b_w = 0.25 \text{ m}$  (ציור 19.11a). העומסים על הקורה לפי לכך יהיו:

$$\begin{aligned} g_k &= 4.0 \cdot 0.15 \cdot 24 = 14.40 \\ g_k &= (0.67 - 0.15) \cdot 0.25 \cdot 24 = 3.12 \\ \Delta g_k &= 4.0 \cdot 2.4 = 9.60 = 27.12 \cdot 1.4 = 38.0 \\ q_k &= 4.0 \cdot 3.0 = 12.00 = 12.0 \cdot 1.6 = 19.20 \\ F_{ser} &= 39.12 \text{ kN/m} \quad F_d = 57.20 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

ב. בדיקת החתך באמצעות הגבלת התמירות:

הפיכת העומס השרות הקווי לעומס על שטח באמצעות חלוקה ברוחב הקורה:  $F_{ser}/b = 39.12 / 0.25 = 156.48 \text{ kN/m}^2$ . מתוך הטבלה נמצא (הבטון הוא



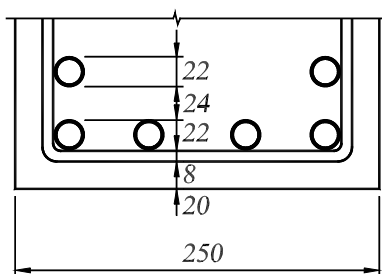
### ציור 19.11

ב30) :  $F_{ser} = 150 \text{ kN/m}^2$   $l_0/h = 9.9$  ועבור:  $F_{ser} = 200 \text{ kN/m}^2$   $l_0/h = 9.0$  . ערך  
 ביניים:  $F_{ser} = 156.48 \text{ kN/m}^2$   $l_0/h = 9.78$  . הגובה  $h$  יהיה:  $h = 8.0 / 9.78 = 0.818$  m .  
 אולם, הקורה יצוקה יחד עם הטבלה ולכן יש לפנינו חתך קמץ. בצורה שמרנית  
 מאד ניתן להניח כי 3 פעמים עובי הטבלה מכל צד משתתף בחתך הקמץ, דהיינו - 0.45  
 מ' מכל צד (ראה ציור 19.11b).

לצרכי יתרת התכנון יהיה חשוב לדעת את הגיאומטריה של חתך הקמץ, אי  
 לכך חושב מרכז הכובד של החתך - 0.22 m מהפן העליון. מומנט האינרציה הבלתי  
 סדוק הינו:  $I_g = 0.011573 \text{ m}^4$  . מומנט אינרציה של חתך מלבני בגובה  $h$  ואותו  
 הרוחב  $b_w$  ובאותם יחסים  $h / t_f$   $b_f / b_w$  מצריך חתך רק 0.8222 פעמים אותו  $h$  . אי  
 לכך מותר להקטין את הגובה שחושב ב:  $h = 0.818 \cdot 0.8222 = 0.673 \text{ m} \sim 0.67 \text{ m}$  .  
 לפחות מבחינת הגבלת התמירות ללא חישוב הכפף - הגובה 0.67 m אשר נבחר  
 מתאים.

ג. בדיקת חוזק החתך.

עומס התכן הינו  $F_d = 57.20 \text{ kN/m}$  ולכן מומנט התכן  $M_{d,max} = 457.6 \text{ kNm}$   
 נקבע כי  $d_s = 60 \text{ mm}$  ולכן  $d = 610 \text{ mm}$ . בדיקה מראה כי  $M_{cd,max} = 1140 \text{ kNm}$   
 וכי  $x_{max} = 120 \text{ mm} < t_f$ .  $\omega = 0.074$ . נניח כי  $z = 610 - 40 = 570 \text{ mm}$ . הזיון  
 המחושב לכפיפה יהיה  $A_s = 2294 \text{ mm}^2$ . אפשר לתת  $6 \Phi 22$  מסודרים לפי ציור  
 19.12.



**ציור 19.12**

כוח התכן המירבי בגזירה יהיה במרחק  $d$  מקצה הסמך, כלומר הכוח יהיה:  
 $V_{Rd2} = 57.2 (4.0 - 0.125 - 0.61) = 186.8 \text{ kN}$ . התסבולת המירבית לגזירה היא  $V_{Rd2}$   
 $V_{Rd2} = 0.5 f_{RD} 0.9 d b_w = 0.5 \cdot 8.3 \cdot 0.9 \cdot 610 \cdot 250 \cdot 10^{-3} = 569.6 \text{ kN}$  קיימת  
 תסבולת מספקת לגזירה כך שאין ספק כי החתך עומד בדרישות החוזק.

ד. חישוב הכפף.

הכפף חושב כאן אף כי התמירות לכאורה מספקת. מומנט האינרציה של  
 החתך הבלתי סדוק -  $I_g$  חושב לעיל. מומנט האינרציה של החתך הסדוק מחושב לאחר  
 קביעת גובה האיזור הלחוף -  $x$ . כהנחת פתיחה נניח כי האיזור כולו באגף:  
 $0.5 \cdot 1150 \cdot x^2 = 2280 \text{ n} (610 - x)$  לפי משוואה זו  $x = 114 \text{ mm}$  וזה מאשר כי  $x < t_f$ .  
 מומנט האינרציה הסדוק:  
 $I_r = 1/3 \cdot 0.114^3 \cdot 1.15 + 2280 \text{ n} (610 - 114)^2 \cdot 10^{-12} = 0.004246 \text{ m}^4$   
 מומנט התכן במצב שרות הוא:  $M_{ser} = 1/8 \cdot 8^2 \cdot 39.12 = 312.96 \text{ kNm}$ , מומנט  
 הסדיקה:  $M_r = 0.01157/0.45 \cdot 3190 = 82.02 \text{ kNm}$ .  $M_r / M_{ser} = 0.262$

מומנט האינרציה האקויוולנטי  $I_e$  יהיה שווה :

$$I_e = 0.262^3 \cdot 0.01157 + (1 - 0.262^3) \cdot 0.004246 = 0.00438 \text{ m}^4$$

הכפף המידי  $a_i$  בגין מלוא עומס השרות יהיה :

$$a_{i,sus} = 18.2 \cdot 27.12 / 39.12 = 12.62 \text{ mm} \quad a_i = \frac{5}{384} \frac{39.12 \cdot 8000^4}{26200 \cdot 0.00438 \cdot 10^{12}} = 18.2 \text{ mm}$$

עבור זמן ארוך ובהעדר זיון לחוץ הכפף הכולל  $a$  יהיה :

$$a/l = 1/216 \quad a = 18.2 + 12.62 \cdot 2 = 43.4 \text{ mm}$$

המותר. מאחר והכפף המירבי המותר הינו  $250 / 8000 = 32$  מ"מ, כדי לעמוד בזה מבלי לערוך שנויים גדולים בתכנון יש להרים את התבנית באמצע (camber) בכ 10 מ"מ

#### ה. חישוב רוחב הסדקים.

הנוהל לאבטחה עקיפה של רוחב הסדקים מתאים בעיקר לטבלות בהן יש מרחקים קצובים בין המוטות. בקורה יש ריכוז גדול של מוטות. יש דרכים לגבור על זה אך כאן נעשה חישוב ישיר.

$$M_r = W_g \cdot f_{ctm} = 0.01157 / 0.45 \cdot 2330 = 58.36 \text{ kNm} \quad \text{מומנט הסדיקה הינו}$$

$M_{ser} = 312.96 \text{ kNm}$  מומנט התכן המירבי במצב שרות נקבע קודם בסעיף הכפף  
המאמצים במוטות הזיון עקב שני מומנטים אלה הם :

$$\sigma_{s2} = \frac{312.96}{0.87 \cdot 0.61 \cdot 2280} = 258.6 \text{ MPa} \quad \sigma_{sr} = \frac{58.36}{0.87 \cdot 0.61 \cdot 2280} = 48.2 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{sm} = \frac{258.6}{E_s} \left[ 1 - 1.005 \left( \frac{48.2}{258.6} \right)^2 \right] = 0.00127 \quad \text{העיבור הממוצע במוטות :}$$

$$s_{rm} = 50 + 0.25 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_r \quad \text{המרחק הממוצע בין הסדקים הינו :}$$

עבור מוטות מצולעים :  $k_3 = 0.8$  עבור זמן ארוך :  $k_4 = 0.5$  קוטר המוטות  $\phi = 22 \text{ mm}$

$$\rho_r = 2280 / 33750 = 0.0676 \quad A_{c,eff} = b_w \cdot 2.5 \cdot d_s = 250 \cdot 2.5 \cdot 54 = 33750 \text{ mm}^2$$

ממוצע רוחב הסדקים יהיה :  $s_{rm} = 50 + 0.25 \cdot 0.8 \cdot 0.5 \cdot 22 / 0.0676 = 82.6 \sim 83 \text{ mm}$

$$w_k = 1.7 \cdot 83 \cdot 0.00127 = 0.179 \sim 0.18 \text{ mm} \quad \text{רוחב סדקים זה מותר.}$$