

מחברי עמוד-קורה עם המשכיות חלקית במגדל המילניום בווינה, אוסטריה

ד"ר ג'רלד הובר
(הובא לדפוס ע"י אינג' רמי בלס)

תקציר

מגדל המילניום ממוקם בצפון מרכז וינה. גובהו, 202 מטרים, מקנה לו את התואר של הבניין הגבוה ביותר בכל אוסטריה. שיפורים בתכנון וביצוע הבניין נבעו משימוש בשיטות חדשניות. המגדל הוא דוגמה טיפוסית לטכנולוגיית בנייה מעורבת הכוללת מסגרות מחתכים מרוכבים וגרעין מבטון מזוין. תשומת לב מיוחדת ניתנה להעברת מומנטים בחיבורים שבין התקרות השטוחות לעמודי פלדה עגולים. התוצאה הייתה שימוש בתקרות דקות במיוחד והפחתה ניכרת בזמן הבנייה. ההמשכיות החלקית נלקחה בחשבון בתכנון למצבים גבוליים של שרות ושל הרס.

1. INTRODUCTION

1.1 The Project "Millennium City"

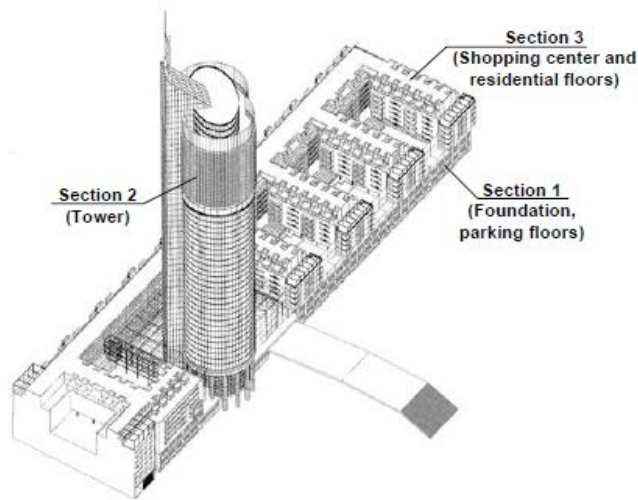


Fig. 1 Millennium City, Vienna

1.1 הקדמה

1.1 פרויקט "מילניום סיטי"

איור 1. מילניום סיטי, וינה

חלק 1 קומות חניה (יסודות)

חלק 2. מגדל

חלק 3. מרכז מסחרי וקומות מגורים

ב- 1996 אישרה מועצת העיר וינה את פרויקט ה"מילניום סיטי" של חברת שטומפף אימוביליין אונד וונגזייגנטום בע"מ, וינה (Stumpf Immobilien und Wohnungseigentum GmbH). הפרויקט הכולל מבני מגורים (37,000 מטרים רבועים), מרכז מסחרי (25,000 מטרים רבועים), ומגדל משרדים (38,000 מטרים רבועים), תוכנן על ידי צוות אדריכלים ממושרד פיכל-פודרקה-ובר (Peichl-Podrecca-Weber), וינה. בניית ה"עיר בתוך עיר" (איור 1) החלה ב- 1997 על מגרש בשטח של 15,500 מטרים רבועים במיקום נוח מבחינת נגישות לאמצעי תחבורה ובעלות משוערת של כ- 145 מיליון יורו.

הפרויקט כולו מחולק לשלושה חלקים: חלק 1 כולל רפסודה למגדל הנסמכת על 151 כלונסאות קדוחים ויצוקים באתר באורך של 25 מטרים, וארבע קומות חניון תת קרקעי ל-1,500 מכוניות. חלק 2 הוא המגדל עצמו, בן 50 קומות, ובראשו אנטנה בגובה 30 מטרים. חלק 3 מכיל שתי קומות מסחריות ושש קומות מגורים שהוקמו במקביל להקמת המגדל.

1.2 מגדל המילניום

בהיותו בגובה כולל של 202 מטרים, מגדל המילניום הינו הבניין הגבוה ביותר באוסטריה. העבודות החלו במאי 1998. בכל שבוע בוצעו שתיים וחצי ואף שלוש קומות, וכך היה שלד הבניין מוכן בינואר 1999, לאחר 8 חודשי בנייה בלבד. הבניין נמסר סופית לידי בעליו באפריל 1999. תכנית הקומה הטיפוסית של המגדל (ששטחה הוא 1,080 מ"ר) מורכבת משני עיגולים חופפים המיועדים למשרדים, וגרעין בטון המכיל את המעליות וגרמי המדרגות, לובי הכניסה, ארכיבים ושטחי משרד נוספים במה שקרוי גם "גב המגדל" (איור 2). הגרעין בוצע בטכנולוגיה קונבנציונאלית של בטון יצוק באתר, ותפקידו להעביר את הכוחות האנכיים הפועלים עליו, ואת כל הכוחות האופקיים הנובעים מרוחות ומרעידות אדמה. לעומת זאת, נבנו שני המבנים העגולים של המגדל ממסגרות קונצנטריות בעלות חתך מרוכב, ותפקידן היה להעביר כוחות אנכיים בלבד. כתוצאה מצירוף טכנולוגיות הבנייה הנזכרות לעיל נוצר "בניין מעורב".

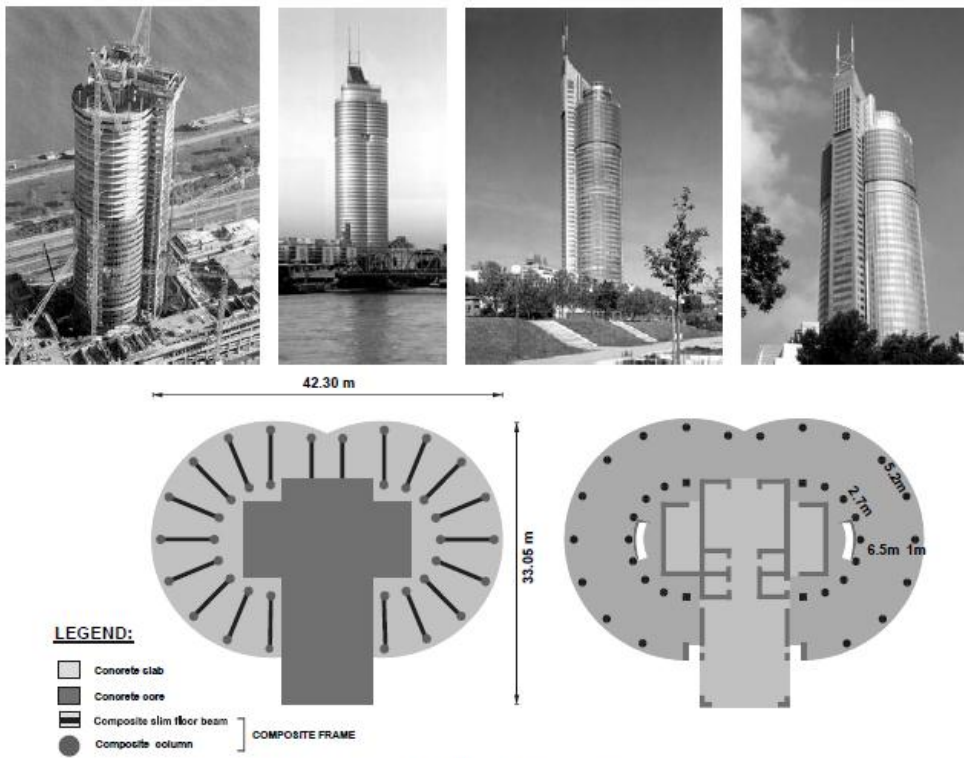


Fig. 2 Millennium Tower

איור 2. מגדל המילניום

הפרויקט היה צריך לעמוד בדרישות הבאות:

- הקמה מהירה מאוד וללא תלות בתנאי מזג האוויר.
- תכנון תקרות דקות שיפחיתו את המשקל העצמי (וכמובן גם את כמות הבטון הנוצק) וגם יצמצמו את עלות הבנייה של החזיתות.
- ביצוע תקרות שטוחות הקלות יותר להתקנה.
- עמודים עגולים בקוטר קטן (המתקבלים כתמירים מאוד ביחס לגובה הקומה).

על מנת לעמוד בכל הדרישות הללו היה צורך בפתרון חכם שכלל את חידושי הבנייה הבאים:

- קורות פלדה מרוכבות המשולבות בתחום עובי התקרה השטוחה.

- צמתים בעלי המשכיות חלקית להעברת מומנטים, המאפשרים פעולה מסגרתית של הקורות והעמודים.
 - פיתוח סוג חדש של מיתדי גזירה (Shear Studs) המותקנים בירייה אל עמודי הפלדה המרוכבים.
- העלות הכוללת של שלד המגדל הגיעה ל- 12.5 מיליון יורו, והוכנסו בו 1,500 טון של קונסטרוקציות פלדה (לעמודים וקורות), 2,500 טון פלדת זיון ו- 15,000 מ"ק בטון.

2. מסגרות מרוכבות 2.1 כללי

הכוחות האנכיים של שני מעגלי המגדל החופפים מתקבלים על ידי 20 עמודים חיצוניים ו- 18 עמודים פנימיים שנמצאים במרחק קונצנטרי של 6.5 מ' מהמרכז המשותף (איור 2). העמודים החיצוניים ממוקמים במרחק מטר אחד פנימה מהחזית, ובמרחק של 5.2 מטרים זה מזה, והמרחק בין העמודים הפנימיים הוא 2.7 מ'. פעולת הגומלין בין העמוד החיצוני, צומת עמוד-קורה חיצוני, הקורה בעובי התקרה, צומת עמוד-קורה פנימי והעמוד הפנימי יוצרת מערכת מסגרתית (איור 3) שתכונותיה מאפשרת הפחתה ניכרת במומנטים החיוביים בשדה, הקטנת השקיעות וריסון משמעותי של תנודות התקרה. לא נלקחה בחשבון יכולת המסגרות להעביר כוחות אופקיים בנוסף ליכולת גרעין הבטון לעשות זאת. המספר הרב של צמתים החוזרים על עצמם הצדיק ללא ספק את הצורך בתכנון מדויק ביותר, וזאת על מנת לנצל בצורה אופטימאלית את יתרונות הצומת המסוגל להעביר מומנטים, כל זאת ביחס למשך זמן ההקמה ועלויות הבנייה.

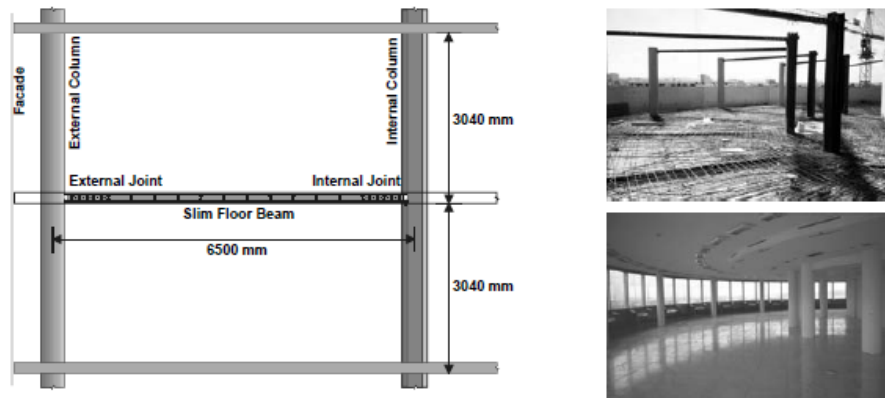


Fig. 3 Composite frames with semi-continuous joints

2.2 Beam cross section

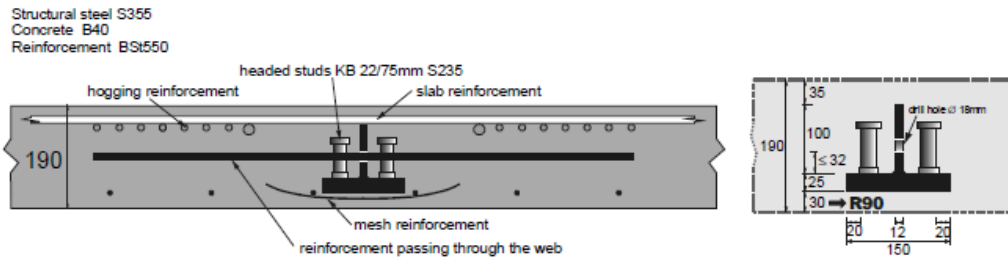


Fig. 4 Composite slim floor beam

2.2 חתך הקורות

קורות התקרה המרוכבות (איור 4) נבנו מקורות פלדה בחתך T העשויים מפחים מרותכים, ותקרת בטון עם זיון תחתון מינימאלי וכמויות זיון עליון ניכרות ברצועת העמוד. מחברי הגזירה עשויים ממיתדי גזירה (Headed Shear Studs). ניתוח ההתנהגות הלא-ליניארית של חתך הבטון בתחום המומנטים החיוביים נערך בעזרת תוכנה שפותחה ע"י ד"ר הובר המבוססת על

2.3 חתך העמודים

השאיפה לשימוש בעמודים עגולים בקטרים קטנים מאוד הובילה לתכנון עמודים מרוכבים העשויים מצינורות מפלדה S355 הכוללים גם ליבת פלדה פנימית הממוקמת במרכז הצינור, אף היא מסוג S355. המרווח שבין הליבה הפנימית לדופן הצינור ממולא בבטון מתפלס מעצמו מסוג B40 עד B60, כך שלא יהיה צורך בריטוטו. הקוטר של הצינור, גודל ליבת הפלדה וחוזק בטון המילוי הותאמו לעומסים הרלוונטיים בחתך העמוד בכל קומה וקומה. באיור 5 ניתן לראות שקוטר העמודים החיצוניים משתנה מ-324 ועד 406 מילימטרים. על מנת לנטרל את הבעיות החמורות של הבדלי זחילה (creep) והתכווצות (shrinkage) בין העמודים המרוכבים וגרעין הבטון הראשי של הבניין, תוכננו העמודים הפנימיים הקרובים יותר לגרעין הבטון מפרופילי פלדה מעורגלים בחתך I עטופים בטון, כך שאחוז שטח הבטון בחתך גבוה יותר ביחס לעמודים החיצוניים. הקוטר של העמודים הפנימיים משתנה בין 450 ל-500 מילימטרים (איור 5). מאמצי הלחיצה בעמודים נקבעו על פי שטחי השפעה המתבססים על רדיסטריביוציה פלסטית. מלבד העמודים בקומות העליונות, הלחיצה הצירית דומיננטית יותר ביחס להטרחת מכפיפה הנובעת מפעולת המסגרת, וזאת תודות למחברים בעלי המשכיות החלקית. החישובים שנעשו כללו בדיקות לעמידות נגד אש ל-90 דקות (R90) והם התבססו על תקן Eurocode-4.

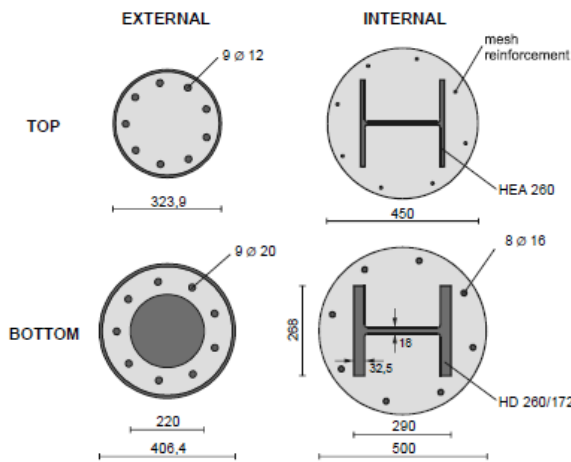


Fig. 5 Column cross sections

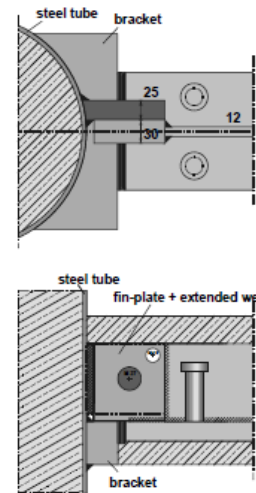


Fig. 6 Support of beam at external column

הריאקציות בקצוות הקורות מועברות לעמוד הפלדה העגול באמצעות תושבת מרותכת במצב שרות רגיל (מצב קר), ובאמצעות צלעות חיזוק פנימיות בעת שריפה (איור 6). חלק מאותם כוחות מרוכזים צריכים להיות מועברים למילוי הבטון הכלוא בחתך הצינור, וממנו הלאה לליבת הפלדה המרכזית. במקום מיתדי גזירה (Shear Studs) קונבנציונאליים מרותכים נעשה שימוש חדשני בברגים ובמסמרות המותקנים ברייה (איור 7).

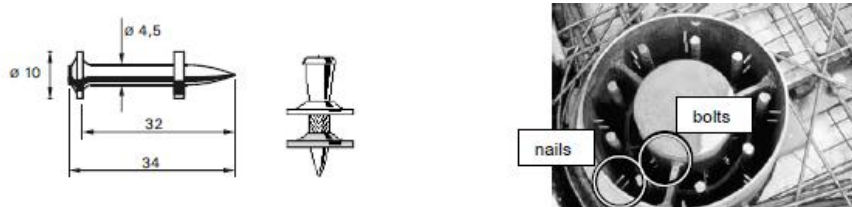


Fig. 7 Shot-fired nails and bolts for shear connection

3. צמתי עמוד קורה עם המשכיות חלקית

3.1 כללי

השימוש בקורות מרוכבות שטוחות בעובי התקרה בשילוב עם עמודים מרוכבים פותר בו זמנית שתי בעיות שעשויות היו להופיע בצמתי בטון קונבנציונאליים: חדירה מסביב העמודים ותיסבולת נמוכה למומנטים, בשילוב תופעה של כשל פריץ בשל תסבולת מוגבלת של הבטון בלחיצה.

תקרות שטוחות מרוכבות תקרות בטון שטוחות קונבנציונאליות

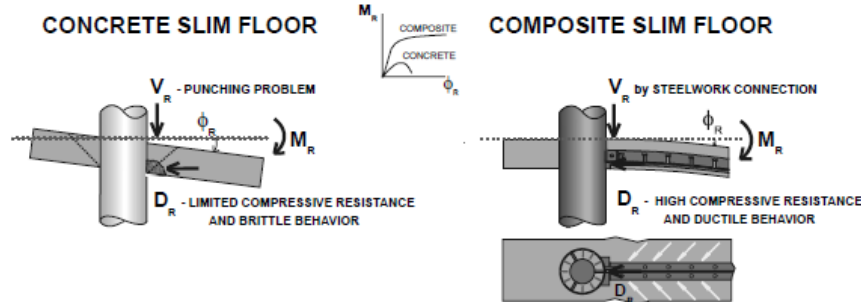


Fig. 8 Comparison between concrete and innovative composite slim floors

3.2 התצורה של הצמתים

3.2 Joint configuration

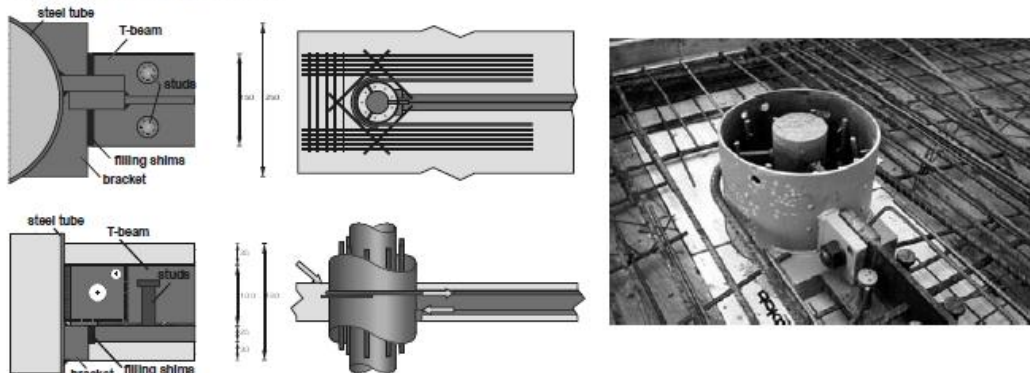


Fig. 9 Regular external joint configuration

איור 9 מראה את התצורה הטיפוסית של המחבר בין העמוד החיצוני והתקרה שטוחה במגדל המילניום. כוחות הלחיצה עוברים מהאגף התחתון של קורת הפלדה דרך פחיות מילוי (Filling Shims) אל התושבת המרוכבת לעמוד הפלדה. משם עובר הכוח ומתפזר אנכית ואופקית לעמוד הפלדה החלול, למילוי הבטון שבו ולליבת הפלדה המרכזית. כוח מתיחה באותו סדר גודל עובר דרך מחברי הגזירה של הקורה אל הזיון העליון של התקרה. מוט זיון בקוטר 20 מ"מ המכופף בצורת U, מקיף את העמוד תוך כדי מגע מלא כנגד דופן העמוד. אוכף מיוחד המרוחק עוד בבית המלאכה שומר על המיקום המדויק של מוט הזיון ומבטיח בכך את הגובה הסטטי של הזיון המתוח. יתר מוטות הזיון (7 מוטות בקוטר 12 מ"מ משני צידי העמוד) מעוגנים אל תוך החלק הזיזי של התקרה. הזיון הניצב ומוטות הלחיצה בבטון יוצרים ביחד מסבך המעביר את כוח המתיחה אל העמוד בלחיצה. חיבורי התקרה השטוחה אל העמודים מתבצע דרך מחברים בעלי גובה סטטי קטן במיוחד, ולכן הם חייבים להיות מבוצעים תחת פיקוח קפדני. די בסטייה של מספר סנטימטרים בביצוע, בכדי לגרום לאבדן משמעותי של קשיחות והתנגדות למומנט.

צירוף זה של מוט זיון בצורת U ומסבך העשוי ממוטות זיון אפשרי רק במקרה של תקרה בעלת שפה זיזית. בחמש הקומות הנמוכות, שם אמורה החזית להיות ממוקמת ישירות מאחורי העמוד, היה צורך לפתח חלופה למחבר הטיפוסי. הפתרון שהושג כלל תוספת 3 מוטות U נוספים התפוסים אל אוכף עליון נוסף שתפקידו למנוע את הביקוע. בזכות תכנון אופטימאלי של סידור הזיון הייתה ההתנהגות הכוללת של תצורות המחברים החיצוניים המיוחדים הללו כמעט זהה מבחינת קשיחות ותיסבולת, ותקרה הובלטה החוצה 6 סנטימטרים בלבד (איור 10).

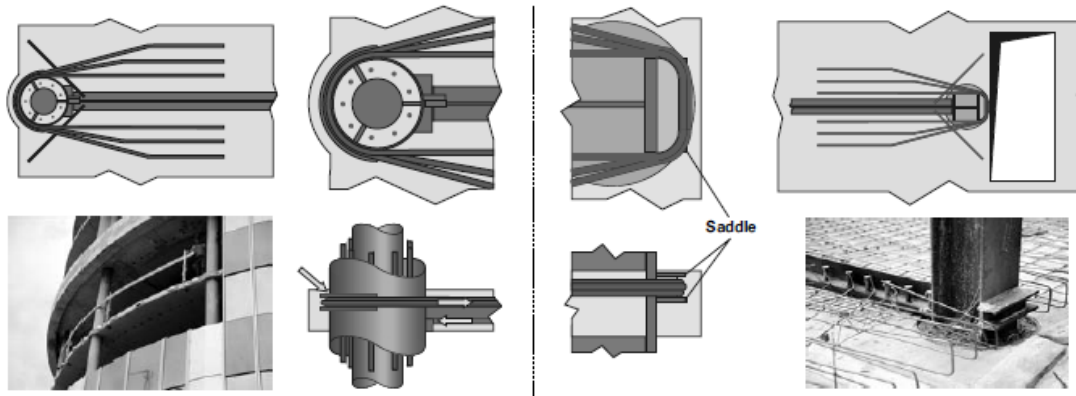


Fig. 10 External and internal joint configuration without cantilevering slab

3.3 אפיוני הצמתים

בצמתים החיצוניים הטיפוסיים (איור 9) ניתן לזהות את הרכיבים הבאים כתורמים להתנהגות הכוללת של הצומת: רכיב C1 הוא מסבך הנמצא בתחום החלק הזיזי של התקרה הכולל מוטות זיון אורכיים ורוחביים המוטרחים במתיחה ומוטות לחיצה אלכסוניים מבטון המעבירים את הכוחות לעמוד. מוט הזיון בצורת U, רכיב C2, פועל בדרך זהה ל-C1 ומעביר את כוחות המתיחה אל העמוד. בצורה זו חולקים C1 ו-C2 בכוח המתיחה הכולל כשני רכיבים מקבילים. הבורג המחבר את קורת הפלדה אל צלע החיזוק האנכית (איור 6) משמש רק להעברת הגזירה האנכית במקרה של שריפה. התפתחות כוחות מתיחה כתוצאה ממומנט הכפיפה נמנעת על ידי כך שמידות החור גדולות ממידות הבורג (חור אובאלי אופקי). רכיב C3 מייצג את ההחלקה בין קורת הפלדה בחתך T ותקרת הבטון בשל אינטראקציות גזירה בלתי מושלמת. אזור הלחץ נוצר על ידי רכיבים C4, C5 ו-C6. רכיבי אלו משקפים את אופן העברת הלחיצה באגף הקורה ובצלעות החיזוק, את העברת העומס לצינור הפלדה דרך התושבת ואת אפקט ההקשחה של מילוי הבטון בתוך העמוד העגול. במקרה של צומת קצה מסוג זה אין המומנט השלילי בקצה הקורה מאוזן באמצעות מחבר דומה בצדו השני של העמוד, ולכן הוא צריך להיות מועבר לעמוד. העומסים המרוכזים המפעילים על העמוד מתיחה ולחיצה, גורמים לגזירה מקומית (C7) ולכפיפה (C8) של צינור הפלדה, ומחזקים על ידי מילוי הבטון (C9). איור מס' 11 נותן סקירה של הרכיבים וערכי המפתח של התנהגותם האינדיבידואלית ביחס לקשיחות המקורית (C או S) ואת ערכי תסבולת התכן (R_{ra} או F_{ra}) שמתקבלים מהמודלים האנליטיים בהתאמה.

על מנת למצוא את השתנות המומנט האינטגרלי של הצומת כפונקציה של הסיבוב שלו נבנה המודל הנראה באיור 12. המודל כולל את תרומות הרכיבים האינדיבידואליים C1 ועד C6 המקיימים שיווי משקל וקומפטיביליות. הסתבר שהצמתים עמוד-קורה שתוכננו למגדל המילניום הינם קלים יחסית לביצוע ויחד עם זאת מסוגלים לספק מידת המשכיות ניכרת של המומנטים. היות והמתיחה מתקבלת על ידי כוח בזרוע מוגדרת אחת בלבד, ניתן בקלות לבצע סופרפוזיציה של תרומות הרכיבים צעד אחר צעד, במקביל ובטור, ללא צורך באיטרציות (איור 13) תוך שימוש בתוכנת המחשב שפותחה על ידי המחבר.

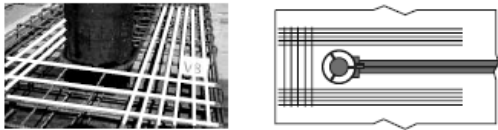

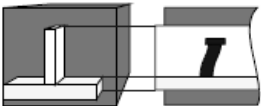





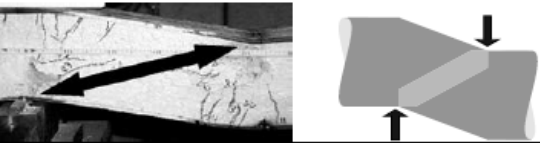
| Components | | | Characterization |
|------------------------|--|--|--|
| Connection (L) | | | |
| C1 | redirection truss (longitudinal and transverse reinforcement plus concrete struts) |  | (6),(2),(Z) $C_1 = 430 \text{ kN/mm}$ $F_{Rd,1} = 757 \text{ kN}$ |
| C2 | U-bar reinforcement |  | (6),(Z) $C_2 = 352 \text{ kN/mm}$ $F_{Rd,2} = 300 \text{ kN}$ |
| C3 | slip due to incomplete shear interaction in the beam |  | (8) $C_3 = \infty \text{ kN/mm}$ $F_{Rd,3} = \infty \text{ kN}$ |
| C4 | compression in the beam flange and shims |  | (6) $C_4 = \infty \text{ kN/mm}$ $F_{Rd,4} = 1.331 \text{ kN}$ |
| C5 | load introduction into the steel tube via the bracket |  | (6),(9),(10) $C_5 = 53 \text{ kN/mm}$ $F_{Rd,5} = 147 \text{ kN}$ |
| C6 | stiffening in compression by the chamber concrete |  | (6),(9),(10) $C_6 = 2.917 \text{ kN/mm}$ $F_{Rd,6} = 1.100 \text{ kN}$ |
| Shear panel (S) | | | |
| C7 | shear deformation of the steel tube |  | (6),(9),(10) $S_7 = 24,3 \text{ MNm}$ $M_{Rd,7} = 56,2 \text{ kNm}$ |
| C8 | bending deformation of the steel tube |  | (6),(9),(10) $S_8 = 1.272 \text{ MNm}$ $M_{Rd,8} = 310 \text{ kNm}$ |
| C9 | stiffening in shear by the chamber concrete |  | (6),(9),(10) $S_9 = 6,4 \text{ MNm}$ $M_{Rd,9} = 41,6 \text{ kNm}$ |

Fig. 11 Joint components and their characterization

מחברים מסוג L

C1 סידור הזיון האורכי והרוחבי ומוטות הלחיצה בבטון

C2 מוט זיון מכופף בצורת U

C3 החלקה (Slip) עקב אינטראקציות גזירה בלתי מושלמות בקורה

C4 לחיצה באגף הקורה התחתון ובפחיות המגע

C5 העברת העומס האנכי אל עמוד הפלדה דרך התושבת התחתונה

C6 הקשחת עמוד הפלדה על ידי בטון המילוי

לוח הגזירה (S)

C7 דפורמציות גזירה של עמוד הפלדה העגול

C8 דפורמציות כפיפה של עמוד הפלדה העגול

C9 הקשחת העמוד העגול לגזירה על ידי מילוי הבטון

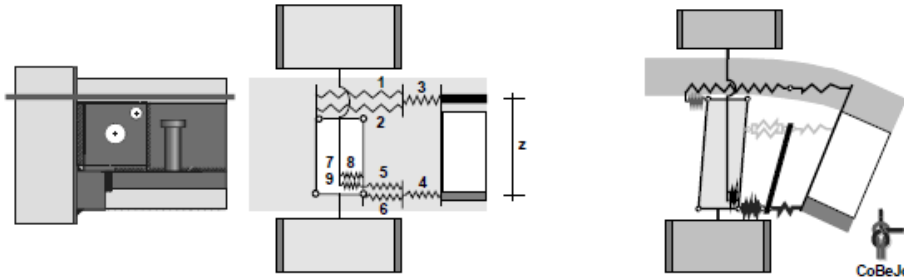


Fig. 12 Component model for assembly

ניתן להעריך את הקשר מומנט-סיבוב בעזרת הנוסחאות הבאות (בידיעה שהזרוע הפנימית z היא 109 מ"מ):

$$S_L = \left(\frac{1}{c_1 + c_2} + \frac{1}{c_3} + \frac{1}{c_4} + \frac{1}{c_5 + c_6} \right)^{-1} \cdot z^2 = 7.4 \text{ MNm} \quad M_{L,Rd} = z \cdot \min[(F_{Rd,1} + F_{Rd,2}); F_{Rd,3}; F_{Rd,4}; (F_{Rd,5} + F_{Rd,6})] = 115 \text{ kNm}$$

באיור 14 מוצגת עקומת מומנט-סיבוב הכוללת אשר חושבה באופן דומה עבור תרומת רכיבים C7 ועד C9 בלבד על פי הנוסחאות הבאות:

$$S_S = \left(\frac{1}{1/S_7 + 1/S_8} + S_9 \right) = 30.2 \text{ MNm} \quad M_{S,Rd} = M_{Rd,9} + \min[M_{Rd,7}; M_{Rd,8}] = 98 \text{ kNm}$$

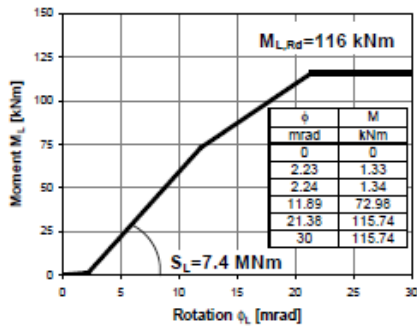


Fig. 13 M-phi curve of the connection (components C1 to C6)

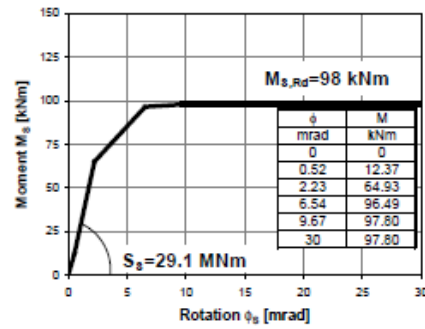


Fig. 14 M-phi curve of the shear panel (components C7 to C9)

3.4 מודל אנליטי לצמתים

עבור תצורת צמתים קונבנציונאלית של צמתים דו-צדדיים ניתן להתחשב באופן נפרד בתרומות הצומת לרכיבים C7 עד C9 (גזירה) ולשאר הרכיבים לחוד – גם באנליזה גלובלית של המבנה. לחילופין, ניתן להזניח את ההבדל בין המומנט שבצומת (M_L) לזה הפועל במישור פחית הגזירה (M_S) ביחס למחבר הקצה האקטואלי, ואז להוסיף את שתי ההשפעות הללו בחיבור טורי, לקבלת עקומת מומנט סיבוב כוללת (איור 15) תוך שימוש בערכים הבאים:

$$S_I = \left(\frac{1}{S_L} + \frac{1}{S_S} \right)^{-1} = 5.9 \text{ MNm} \quad M_{I,Rd} = \min[M_{L,Rd}; M_{S,Rd}] = 98 \text{ kNm}$$

באיור 16 מוצג מודל לצומת טיפוסית המורכב מצירוף של אלמנטים עם קשיחות אינסופית וקפיץ סיבובי בנקודת החיבור של הקורה לעמוד, המייצג את הדפורמביליות הכוללת של כל הרכיבים.

הפתרון של כל המחברים במגדל המילניום (חיצוניים ופנימיים, בראשו ובבסיסו) הובא לאופטימיזציה כך שהתגובה שלהם הייתה כמעט זהה, ולכן עקומה בי-ליניארית אידיאלית אחת (איור 15) יכולה לשמש לכל המחברים בבניין. ניסוי בקנה מידה של 1:1 הוכיח בצורה מרשימה את אמינות התוצאות האנליטיות.

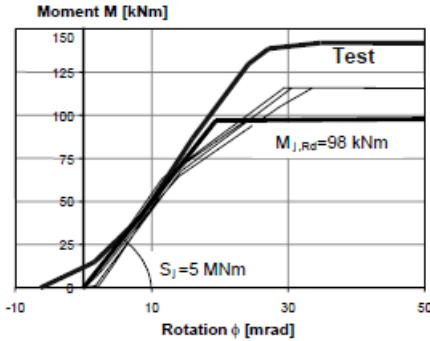


Fig. 15 Overall design joint curve

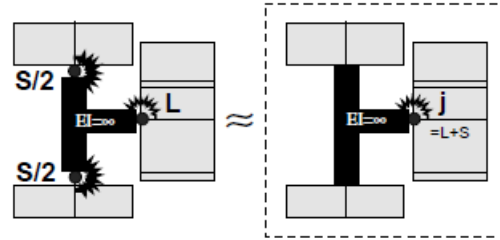


Fig. 16 Joint modeling

3.5 אנליזה גלובלית למבנה

ידועה ההתנהגות של הקורות בתחום השדה ובתחום הסמכים, וכך גם לגבי התנהגות העמודים והמחברים על פי האפיונים של כל אחד מהם. ניתן אם כן לבצע אנליזה גלובלית של המבנה למצבי הרס ושרות עבור כל העומס הקבוע והעומס השימושי הנוסף. ניתן לראות את תיאור המודל באיור 17. לצורך השוואה נבדקו גם מודלים עם פרקים מלאים בצמתים ועם המשכיות מלאה בצמתים. התוצאות מראות שהפתרון לצמתים עם המשכיות חלקית נופלים פחות או יותר באמצע בין הפתרונות לצמתים פרקיים והפתרונות לצמתים עם המשכיות מלאה.

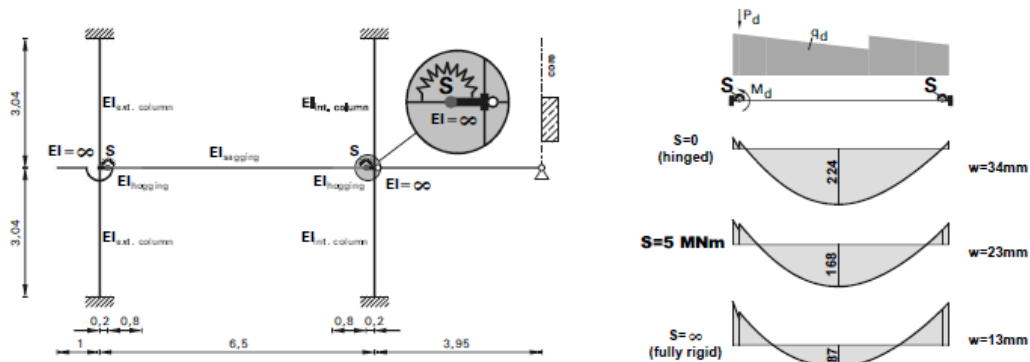


Fig. 17 Global frame analysis considering the joint behavior

סיכום ומסקנות

הוכח בזאת שצורת תמיכה פירקית בשלב ההקמה יכולה להפוך בקלות לצומת בעלת המשכיות למומנטים עם קשיחות בלתי מבוטלת בשלב הסופי. באופן כזה ניתן לקבל פעולה מסגרתית של הקורות והעמודים ולתכנן תקרות דקות מאוד למצב גבולי של הרס ובמיוחד למצב שרות. האפיון האנליטי של הצמתים תואר בפרטי פרטים ביישום שיטת הרכיבים. ניסוי בקנה מידה מלא ומדידות באתר הוכיח תאימות בין התנהגות הצמתים בפועל לתוצאות החישוביות. בנוסף, סייע השימוש בברגים ובמסמרות מותקנות בירייה כמיתדי גזירה בתוך חתך העמוד החלול לזירוז ההקמה של המגדל.