

הגשת מועמדות למלגה ע"ש שנבל לסטודנטים מצטיינים ויצירתיים

שם: אריאל דרצינסקי

ממוצע מצטבר: 91 סמסטר 8 מסלול להנדסת מבנים- (המחקר נעשה בסוף סמסטר 6)

בשנים האחרונות, גדלה המודעות בארץ ובעולם כולו לבעיית רעידות האדמה. דוגמא בולטת לכך היא תכנית תמ"א 38 וכל הפרסומות שאנו שומעים בימים האחרונים ברדיו. עם זאת חיזוק מבנים לרעידות אדמה היא בעיה הפכפכה כיוון שכאשר אנו מקשיחים מבנה (ע"י הוספת אלמנטים המתנגדים להזזה), אנו בהכרח נקטין את ההזזות, אך עלולים להגדיל תגובות אחרות וליצור נזק. גישה חדשה יחסית היא חיזוק ע"י מרסנים ויסקוזיים (המתנגדים למהירות ומבזבים אנרגיה).

במהלך קיץ 2010 התחלתי לעבוד על מחקר בנושא קירות צמודים. במהרה הבנתי כי ניתן לקחת את המחקר הזה לכיוון מעשי יותר. ביקשתי מהמנחה (דר. אורן לבן) לעשות מחקר שמטרתו לערוך השוואה בין חיזוק של מבנה ע"י אלמנטים קשיחים (המתנגדים להזזה) לבין חיזוק של מבנה ע"י אלמנטים מרסנים (המתנגדים למהירות). להלן תקציר המאמר:

קירות צמודים או קירות מצומדים ויסקוזית? נקודת מבט סיסמית

אריאל דרצינסקי (בהנחיית דר' אורן לבן)

הקדמה

מערכת קירות צמודים היא מערכת יעילה ומוכרת לשיפור תכונות מבנה כנגד עומסים אופקיים (רעידות אדמה ועומסי רוח). הצמדת שני קירות ע"י קורות קשר גורמת לפעולה משותפת אשר יוצרת כוחות מתיחה ולחיצה בקירות דבר היוצר מערכת דואלית המתנגדת למומנט הגלובאלי ולפיכך מקטין את ההזזות במבנה. אם זאת, בעוד אנו מקשיחים את המבנה, אנו עלולים להגדיל תגובות מבניות אחרות (כגון: תאוצות, כוחות גזירה בקירות מומנטים על הבסיס וכו'...). ריסון ויסקוזי ידוע בתכונתו להקטין גם הזזות וגם תאוצות במערכות מבניות. לפיכך פתרון חלופי לקורות הקשר הוא הצמדת הקירות ע"י מרסנים ויסקוזיים (המספקים התנגדות למהירות ולא להזזה). פתרון זה עשוי לספק תוצאות טובות יותר גם בתגובות המציניות לעיל.

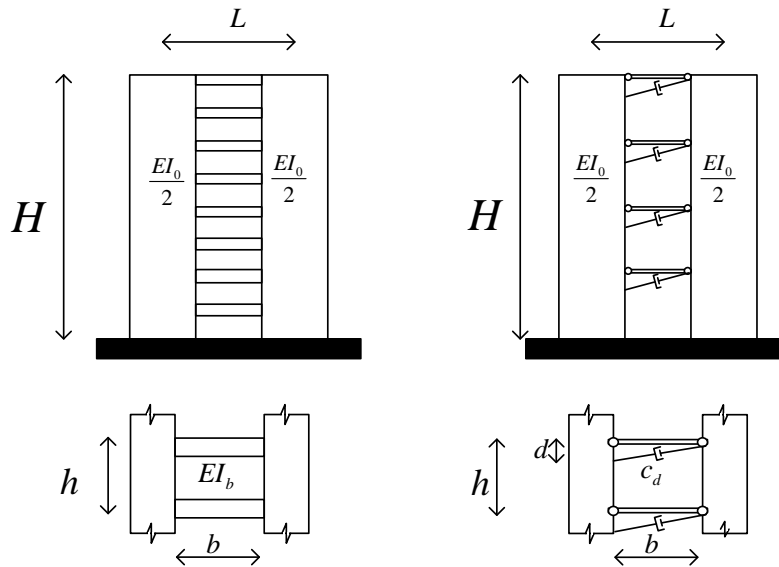
מטרת המאמר היא לערוך השוואה כמותית וכוללת בין התנהגות מבנה קירות צמודים המחוזק ע"י קורות קשר לאחד המחוזק ע"י מרסנים ויסקוזיים. שאלת המחקר היא: עבור הקטנה נתונה בהיסט הקומתי אל מול צמד קירות לא מצומדים כלל- מה יהיה השינוי בתגובות המבנה האחרות? ההשוואה מבוצעת על מודל בלתי ממדי של כל אחת מהמערכות המבניות לצורך הקטנת כמות משתני הבעיה. דבר זה מקנה את האפשרות לנתח באופן יעיל ומובן את הבעיה תוך התחשבות בפרמטרים מבניים רבים. לאחר מכן מבוצע חישוב של תגובות המבנה ע"י

אנאליזה מודאלית ספקטראלית. אנאליזה זאת מבוצעת על פתרון שתי המערכות כרצף אקוויולנטי. ספקטרום התכן הנלקח בחשבון הוא הספקטרום האמריקאי (FEMA 356) ההשוואה מבוצעת בנפרד על שני תחומי התנהגות שונים בתקן (תאוצה קבועה-שם הפסודו תאוצה נשאר קבועה ומהירות קבועה-שם הפסודו תאוצה קטנה בייחס הפוך לזמן המחזור).

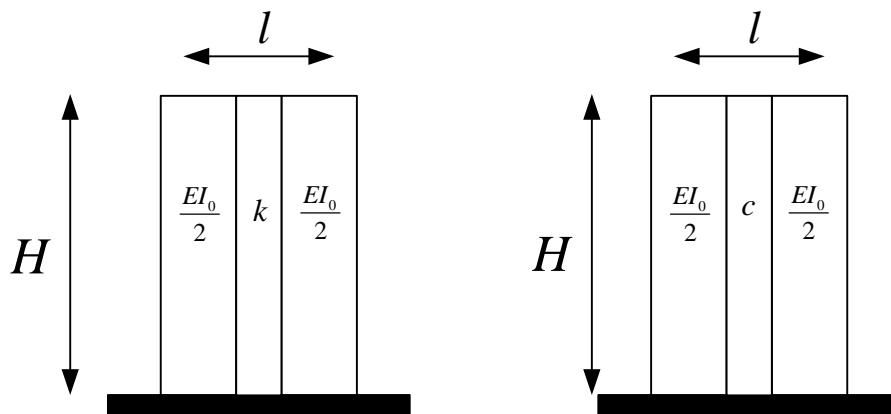
התוצאות ממחישות את עליונות המרסנים הוויסקוזיים מבחינת התגובות הנבדקות ואת הבעייתיות שבצימוד הקירות ע"י קורות קשר קשיחות. הבדלים אלו מודגשים במיוחד במבנים אשר התדרים העצמיים שלהם נמצאים בתחום ה"מהירות הקבועה" של הספקטרום

המודל המבני

המודלים ביניהם בוצעה ההשוואה בנויים משני קירות זהים בעלי חתך קבוע לגובה כאשר פעם אחת הם מחוברים ע"י קורות (התנגדות לדפורמציות גזירה) במרחקים קצובים בפעם ע"י מרסנים ויסקוזיים (התנגדות למהירויות גזירה)



לצורך השוואה נוחה, המודל הבדיד הומר למודל רציף בו איברי הצימוד הבדידים (הקורות או המרסנים) הממוקמים במרחקים קצובים לגובה המבנה, הומר לרצף בעל קשיחות/ריסון רציפים ליחידת אורך.



יש לציין כי מודל זה הוא מדויק למדי במבנים בעלי מספר קומות רב. לשני מודלים אלו ישנם פתרונות אנליטיים המוצגים במאמרים של (Heidebrecht & Stafford Smith)-עבור הקורות ו (Dr. O. Lavan)- עבור המרסנים. שני הפתרונות מוגבלים להנחות הבאות:

- הדפורמציות הצריות בקירות זניחות

- המערכת ליניארית
- ניתן להזניח עיבורי גזירה בקירות
- המרסנים מחוברים לאלמנטים קשיחים יחסית

אנאליזה מודאלית ספקטראלית

עבור צורות תנודה, תדירויות ותאוצות ספקטרליות נתונות (כלשהן), בוצעה אנאליזה מודאלית רציפה (כמפורט בחלק 3) אשר נותנת את ההזזות, ואת שאר התגובות במבנה עבור כל צורת תנודה (כפונקציה של צורת התנודה, זמן המחזור והפסבדו תאוצה).

לאחר מכן, חוברו התגובות המקסימאליות במבנה בשיטת **SRSS** כאשר ספקטרום התגובה הנלקח בחשבון הוא זה המוצע בתקן האמריקאי (**FEMA 356**) – שם הפסבדו תאוצה נתונה כפונקציה בעלת שני תחומים רלוונטיים (תחום המהירות הקבועה ותחום התאוצה הקבועה) היות וספקטרום התגובה הנ"ל נותן פונקציה, ניתן להשתמש בו עבור ערכים לא ממדיים לצורך השוואה. כמו כן, לצורך זה נלקחו 3 צורות התנודה הראשונות (זהו ערך מייצג למדי ברוב המקרים ונותן תוצאות טובות לתכן ראשוני- המודים הגבוהים יותר בד"כ זניחים)

השוואה

קריטריון ההשוואה הוא: עבור הקטנה נתונה בהיסט הקומתי אל מול צמד קירות לא מצומדים כלל- מה יהיה השינוי בתגובות המבנה האחרות?

ההשוואה נעשתה בנפרד עבור כל תחום של ספקטרום התגובה. כמובן שלצורך ההשוואה אין כל משמעות לקבועים המכפילים את הפתרון מכיוון שאין הוא משפיע על התנהגות הבעיה אלא רק יפול את ההתנהגות בקבוע.

לצורך ההשוואה, נבדקו כל פעם (עבור רמות שדרוג שונות בהיסט הקומתי המקסימאלי) הריסון והקשיחות (ה-לא ממדיים) הדרושים. זאת ע"י המודלים והפתרונות המתוארים לעיל. היות והדבר דרש פתרון של בעיה הפוכה, נכתבה תוכנת מחשב אשר מוצאת זאת בשיטות איטרטיביות. לאחר מכן עבור אותה קשיחות/ריסון חושבו תגובות המבנה הנבדקות: הזזה מקסימאלית, גזירה מקסימאלית בקירות, מומנט מקסימאלי בקירות, מומנט בבסיס ותאוצות אבסולוטיות.

התוצאות וניתוח

בשני התחומים של הספקטרום ובכל התגובות המבניות התקבלה עליונות לפתרון ע"י צימוד במרסנים ויסקוזיים. אם זרת היתרון בולט יותר במבנים אשר התדרים העצמיים שלהם ממוקמים באזור המהירות הקבועה. הסיבה לכך היא שהקשחת המבנה מגדילה את התדר העצמי שלו ומקטינה את זמן המחזור לעומת זאת, לריסון המבנה אין אפקט כזה (כמעט). באזור התאוצה הקבועה של הספקטרום אין לדבר השפעה אולם באזור המהירות הקבועה שלו, הדבר גורם להגדלה בפסבדו תאוצה דבר המגדיל את הכוחות הפועלים על המבנה.

כמו כן, כאשר אנו מסתכלים על הגזירה בקירות, המומנט על הבסיס ועל התאוצות האבסולוטיות, אנו רואים שהקשחת המבנה **מגדילה** אותם. לדבר יש משמעות אדירה כאשר מדובר בחיזוק מבנה קיים אשר תוכנו ונבנה עבור ערכים מסוימים של התגובות הנ"ל וכאשר אנו מנסים לשדרגו לר"א אנו גורמים לכוחות התכן לעלות מעבר לתסבולתו (דוגמא: המומנט המקסימאלי החדש עלול להיות גבוה מהמומנט אליו תוכנן הביסוס, או התאוצות החדשות, עלולות לפגוע במערכות פנימיות רגישות). לפיכך, במקרים מסוג זה לא תהיה לנו ברירה אלא לבחור פתרון של ריסון ולא הקשחה.

Coupled shear walls or viscously coupled shear walls? A seismic point of view

1. ABSTRACT

Coupled shear walls have been long recognized as an advantageous structural system for mitigation of responses due to both earthquake and wind loadings. By connecting two walls through the use of coupling beams, those systems utilize the couple resulted from axial forces in the walls, thus stiffen the system to appreciably reduce deformations and stresses. Nevertheless, while stiffening structures may result smaller deformations, other important responses due to seismic loadings may increase (e.g. total accelerations, wall shear, total base shear, total base moments etc.). Viscous dampers have been shown to be able to effectively reduce both deformations and total accelerations of frame structures. An alternative solution to coupled shear walls, thus, may be found by coupling the walls by viscous dampers to result “viscously coupled shear walls”. This solution may reduce deformations as well as the other important responses mentioned above.

The aim of this paper is, thus, to rigorously compare the seismic behavior of walls coupled by beams to that of walls coupled by viscous dampers. Both structural systems assume uniform distributions of their parameters through the height. The basic question asked is: for a given level of reduction in the peak inter-story drifts, compared to the uncoupled wall system, what would be the change in other important structural responses? The comparison is made using a non-dimensional representation of both structural systems to reduce the number of parameters controlling the structural behavior. This, in turn, allows an efficient comparison and a good insight while automatically taking into account a wide range of the parameters. This is followed by a modal spectral analysis. Important structural responses are evaluated using analytical solutions for an equivalent continuous model. The FEMA 356 response spectrum is adopted and the comparison is made separately for two regions of the spectra: The constant acceleration region where the pseudo acceleration is constant, and; The constant velocity region where the pseudo acceleration decreases in proportion to inverse of the natural period).

The results supply quantification to reveal that viscously coupled shear walls are superior to coupled shear walls in terms of all responses considered. This is much more emphasized for buildings with natural periods located at the constant velocity region of the response spectra.

2. Structural Models:

Two models are compared in this paper: both consist of two identical walls. In one option, the walls are connected by horizontal connecting beams that transfer shear forces due to their deformations (a.k.a: CSW). in the second model discussed the walls are connected by viscous dampers that have no stiffness to shear deformations but can resist shear velocity (a.k.a VCSW).

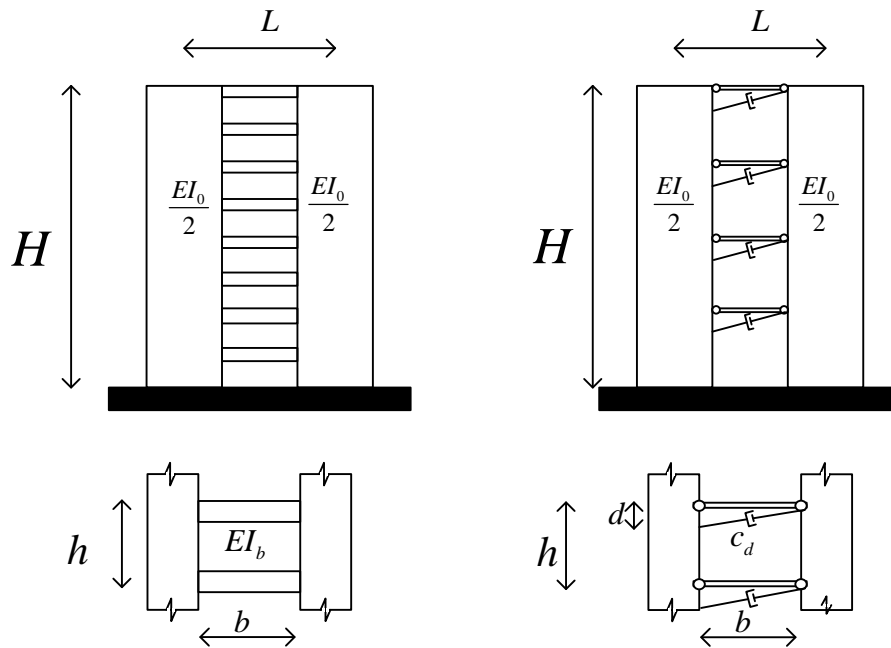


Fig 2.1

In order for the comparison to be made, these structures were modeled by a continuum model (as described in fig 2.2) for which, semi analytical solutions were already obtained. This model is fairly accurate for structures with a large number of stories

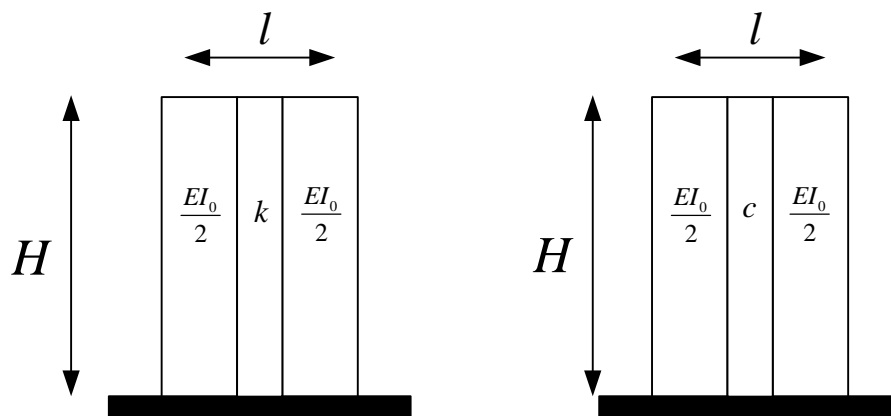


Fig 2.2

The two semi-analytical solutions that were applied are: (Heidebrecht & Stafford Smith (1973)) For stiffened coupled shear walls (CSW), and (on the seismic response of walled structures equipped with viscous dampers-Dr. O. Lavan) for the damped coupled shear walls (DCSW). Both solutions were made with the further assumptions:

- the axial deformation of the walls is negligible. (that is relatively true for many cases since the axial stiffness of a wall is much greater than its bending stiffness.)
- the system is linear
- shear deformations of the walls is negligible.
- The viscous dampers are installed on relatively rigid diagonals

The governing non dimensional equations are:

$$(2.1a) \quad \frac{d^6\phi}{d\eta^6} - \beta \frac{d^4\phi}{d\eta^4} - \lambda \frac{d^2\phi}{d\eta^2} = 0 \text{ For the CSW problem and}$$

$$(2.1b) \quad \frac{d^4\phi}{d\eta^4} - 2\xi\lambda \frac{d^2\phi}{d\eta^2} + \lambda^2\phi = 0 \text{ For the VCSW}$$

$$(2.2) \phi \equiv \frac{y}{H}$$

$$(2.3) \eta \equiv \frac{x}{H}$$

$$(2.4) \beta \equiv \frac{12I_{be}L^2H^2}{b^3hI_0}$$

$$(2.4) \xi \equiv \frac{1}{2} \sqrt{\frac{c^2}{mEI_0}}$$

$$(2.6) \lambda \equiv \frac{\rho\omega^2H^4}{EI_0}$$

The natural periods and mode shapes for both problems are based on the papers mentioned above

3. Spectral analysis and structural responses for the CSW:

The displacement function of the i th mode can be described (dependant on the response spectrum) as follows:

$$(3.1) u_i = \Gamma_i \phi_i(x) D_i = \Gamma_i \phi_i(\eta) H \frac{A_i(\omega)}{\omega_i^2}$$

$$(3.2a) \Gamma_i = \frac{L_i}{M_i}; \quad (3.2b) L_i = \int_0^H \rho y_i(x) dx = \rho H \int_0^1 \phi_i(\eta) d\eta; \quad (3.2c) M_i = \int_0^H \rho y_i^2(x) dx = \rho H^2 \int_0^1 \phi_i^2(\eta) d\eta$$

While D_i -is the pseudo displacement (for the ω of the i th mode); A_i = is the pseudo acceleration (for the ω of the i th mode);

Substituting $\omega^2 = \frac{\lambda EI}{\rho H^4}$ (from eq 2.5) and Γ (from eq 3.2a) the displacement due to the i th mode is derived:

$$(3.3) u_i = \phi_i(\eta) \Gamma_i H \frac{A_i(\omega) \rho H^4}{\lambda_i EI} = AB_{D,1} \frac{\rho H^4}{EI} A_i(\omega);$$

$$(3.4) AB_{D,i} \equiv C_i^* \phi_i(\eta) \quad (3.5) C_i^* \equiv \frac{\int_0^1 \phi_i(\eta) d\eta}{\lambda \int_0^1 \phi_i^2(\eta) d\eta};$$

The drift is given by:

$$(3.6) D_i = \frac{du}{dx} = \frac{du}{d\eta} \frac{d\eta}{dx} = \frac{\rho H^3}{EI} C_i^* \phi_i'(\eta) \cdot A(\omega_i) = \frac{\rho H^3}{EI} \cdot AB_{DD,i} \cdot A(\omega_i)$$

The wall moment (in both walls together):

$$(3.7) M_{wall,i} = \frac{EId^2u}{dx^2} = \frac{EId^2u}{d\eta^2} \frac{d^2\eta}{dx^2} = \rho H^2 C_i^* \phi_i''(\eta) \cdot A(\omega_i) = \rho H \cdot AB_{D2D,i} \cdot A(\omega_i)$$

The wall shear at the base: (in both walls together):

$$(3.8) V_{wall,i} = \frac{EId^3u}{dx^3} = \frac{EId^3u}{d\eta^3} \frac{d^3\eta}{dx^3} = \rho H C_i^* \phi_i'''(\eta) \cdot A(\omega_i) = \rho H \cdot AB_{D3D,i} \cdot A(\omega_i)$$

The shear in the connecting beam:

$$(3.9) q_i = \frac{\beta \cdot \rho H^2}{l} \frac{du}{dx} = \frac{\beta \cdot \rho H^2}{l} \frac{du}{d\eta} \frac{d\eta}{dx} = \frac{\beta \cdot \rho H}{l} C_i^* \phi_i'(\eta) \cdot A(\omega_i) = \frac{\beta \cdot \rho H}{l} \cdot AB_{DV,i} \cdot A(\omega_i)$$

The axial force in the walls (in a single wall):

$$(3.10) N_{wall,i} = \int_x^H q \cdot dx = \int_{\eta}^1 \frac{\beta \cdot \rho H}{l} C_i^* \phi_i'(\eta) A(\omega_i) \cdot H d\eta = \frac{\beta \cdot \rho H^2}{l} C_i^* [\phi_i(1) - \phi_i(\eta)] \cdot A(\omega_i) = \frac{\beta \cdot \rho H^2}{l} \cdot AB_{N,i} \cdot A(\omega_i)$$

T

The "frame moment" (moment taken by the coupled axial forces in the walls):

$$(3.11) M_{coupled_walls,i} = Nl = \beta \cdot \rho H^2 \cdot AB_{N,i} \cdot A(\omega_i)$$

The total overturning moment:

$$(3.12) M_{total,i} = M_{wall,i} + M_{coupled_walls,i} = \rho H^2 \left[\beta \int_{\eta}^1 \phi_i'(\eta) d\eta + \phi_i'' \right] C_i^* A(\omega_i) = \rho H^2 AB_{M,i} \cdot A(\omega_i)$$

The acceleration (multiply by ρH to get the equivalent outer force)

$$(3.13) A_i = \omega_i^2 \cdot u_i = \phi_i C_i^* A(\omega_i) = AB_{A,i} \cdot A(\omega_i)$$

An identical analysis for the VCSW is made in (on the seismic response of walled structures equipped with viscous dampers-Dr. O. Lavan)

4. Attaining total structural responses

In order to attain total reactions of the structure, a method of SRSS was used. The values of the pseudo acceleration $A(\omega_i)$ ($=S_a$) were taken from the response spectrum suggested in FEMA 356 and the comparison was made with the assumption that the first three modes of the structure are either in the CA (constant acceleration) region of the spectrum (governed by the equation $S_a = S_x s / B_s$) or in CV (constant velocity) region of it (governed by the equation $S_a = S_{x_1} / B_1 T$)

The governing equations can thus be formulated as:

$$(4.1a) D^{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 (D_i^{\max} * S_{a_i})^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \left(D_i^{\max} * \frac{S_x s}{B_{s_i}} \right)^2} = S_x s \sqrt{\sum_{i=1}^3 \left(\frac{D_i^{\max}}{B_{s_i}} \right)^2}$$

(For the CA region) and

$$(4.1b) D^{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 (D_i^{\max} * S_{a_i})^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \left(D_i^{\max} * \frac{S_{x_1}}{B_{1,i} * T_i} \right)^2} = \frac{S_{x_1}}{2\pi} \sqrt{\sum_{i=1}^3 \left(D_i^{\max} * \frac{\omega_i}{B_{1,i}} \right)^2}$$

(For the CV region)

While: D^{\max} -is the maximum drift obtained by SRSS; D_i^{\max} -is the maximum ordinate of the drift in the certain mode ith mode (obtained at the top of the wall); S_a -is the pseudo acceleration ($A(\omega_i)$); ω_i -is the circular frequency of the ith mode; B_1, B_s -are constants taken from FEMA 356 (notice that they depend on $\xi(i)$); $S_x s, S_{x_1}$ -are constants that depend on the seismic area only

The same procedure can be done with other structural responses as well as with the drift substituting the necessary maximal reaction instead of D_i^{\max}

5. Comparison:

The criterion for the comparison is: for a given level of reduction in the peak inter-story drifts, compared to the uncoupled wall system, what would be the change in other important structural responses?

The comparison is made separately for each region of the response spectra since T_s is a dimensional value

The only parameters that change are the stiffness\damping of the connecting lamella. Thus the solution can be written in terms of the non-dimensional values of $\omega(m)$, $D^{\max}(m)$ and the constants outside the square root can also be disregarded (since the solution would be linear to them and that wouldn't change the improvement ratio).thus the equations can be written as follows:

$$(2.2a) D^{*\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \left(\frac{AB_{DD,i}^{\max}}{B_s(\zeta_i + 5)} \right)^2} (*Const1) \quad \text{for the CA region}$$

$$(2.2b) D^{*max} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \left(\frac{AB_{DD,i}^{max} \times \omega_i^*}{B_1(\zeta_i + 5\%)} \right)^2} (*Const2) \quad \text{for CV region}$$

While D^{*max} -is the non dimensional total drift; $\omega_i^* = \sqrt{\lambda}$ -is a the non-dimensional circular frequency of the mode i; and ζ_i is the equivalent damping coefficient of the ith mode **notice that additional 5% are added to $\zeta(i)$ that represent a standard value of the additional intern damping of the structure**

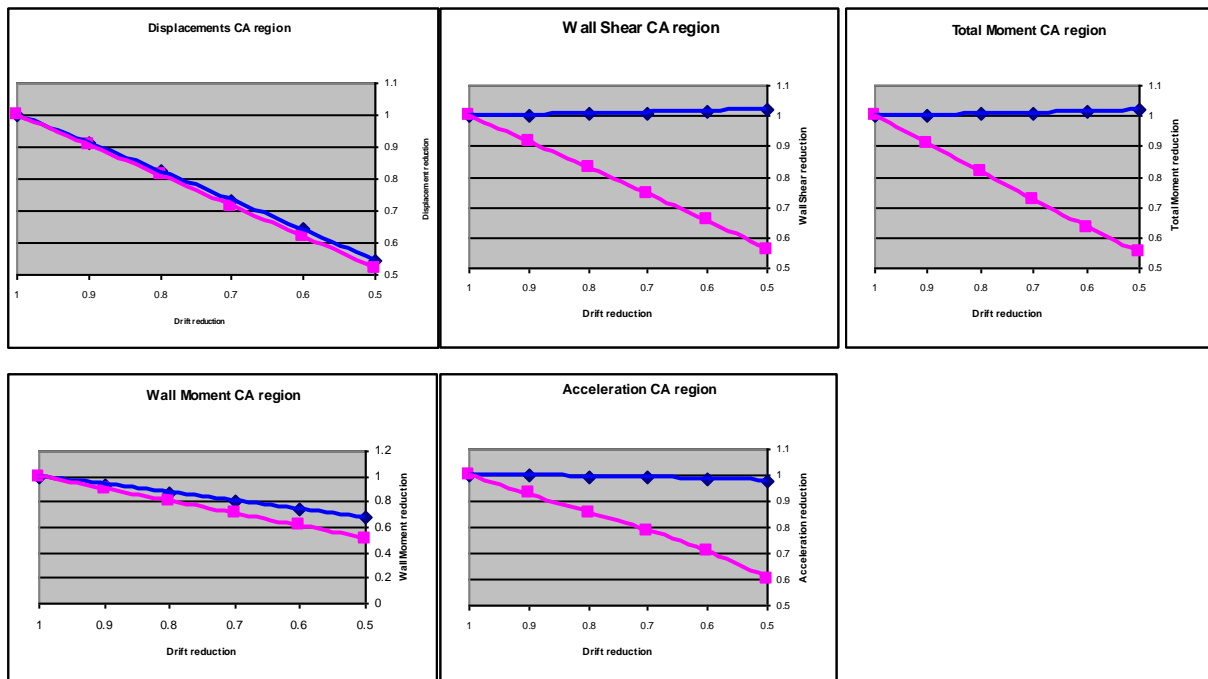
The non-dimensional values for the stiffened walls were taken from the (Heidebrecht & Stafford Smith (1973)

The non-dimensional values for the damped walls were taken from (Dr. O. Lavan on the seismic response of walled structures equipped with viscous dampers). The structural reactions using SRSS are obtained in the same way as the drift is

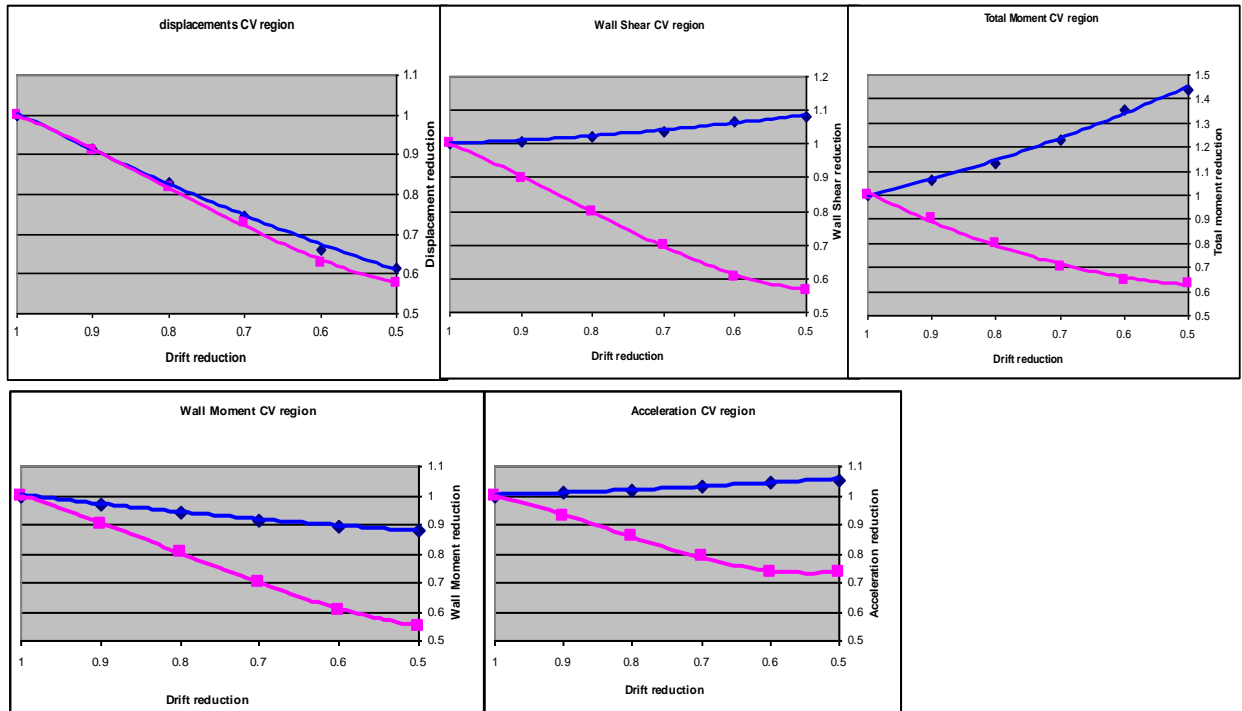
6. Results

The comparison was made for several reduction factors of the max drift: the results are given in the graphs below. The graphs represent the reductions of the structural response as a function of the drift reduction for each region of the response spectrum:

For the CA region:



For the CV domain:



Solution analysis and conclusions:

It is easy to see that the VCSW is superior to the CSW in all the parameters. There is a slight improvement in the displacements and wall moment. This is much more emphasized for buildings with natural periods located at the constant velocity region of the response spectra (since the increase in the stiffness—unlike the increase in the damping, yields a significant increase in the natural frequencies and thus in the pseudo acceleration). Furthermore, when examining the wall shear, acceleration and total overturning moment, we can see that an increase in the stiffness yields an increase in those structural responses while an increase in the damping leads to a decrease in them. This is highly important when upgrading existing buildings against earthquakes since the new stiffened structure may exceed from the designed values. (Example: the overturning moment may exceed the moment that the foundations were designed for, or a growth in the total acceleration may affect the sensitive inner systems). A decrease in those parameters can only be achieved with a VCSW solution.