

تحلیل پیشرفته قاب‌های فولادی دو بعدی با عضوهای دارای نقص انحنای نخستین

محمد رضایی پژند^{۱*} و احسان محتشمی^۲

^۱ استاد گروه عمران - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد

^۲ دانش آموخته کارشناسی ارشد سازه - دانشکده مهندسی - دانشگاه فردوسی مشهد

(تاریخ دریافت ۸۶/۸/۱۲، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۹/۲/۲۵، تاریخ تصویب ۸۹/۴/۱۴)

چکیده

شکم‌دادگی عضوهای سازه یا انحنای نخستین یکی از رایج‌ترین نقص‌ها در فرآیند ساخت و نصب سازه‌ها است. شیوه‌ی پیشنهادی این مقاله، شکم‌دادگی را به طور صریح الگوسازی می‌کند و اثر آن را در ماتریس سختی جزء وارد می‌سازد. ماتریس سختی مماسی ناکشسان جزء تیر-ستون دارای انحنای نخستین، زیر اثر نیروی محوری، لنگرهای گرهی و بار گسترده‌ی میانی حساب می‌شود. بر پایه‌ی این ماتریس، تحلیل پیشرفته‌ی قاب‌های فولادی دو بعدی انجام می‌پذیرد. در این روش، می‌توان هر عضو را تنها با یک جزء الگوسازی کرد و برای عضوهای فشاری و کششی، رابطه‌ی یکسان را به کار برد. نمودار بار-تغییرمکان فن پیشنهادی با تحلیل‌های دقیق ناحیه‌ی خمیری مقایسه می‌شود و در بیشتر نمونه‌های عددی، هم‌خوانی خوبی وجود دارد. نتیجه‌ها نشان می‌دهند که جزء پیشنهادی، مسیر ایستایی را به گونه‌ای مناسبی می‌پیماید و به خوبی ظرفیت باربری ناکشسان مرتبه‌ی دوم قاب‌های فولادی را برآورد می‌کند.

واژه‌های کلیدی: قاب‌های فولادی دو بعدی، تحلیل پیشرفته، نقص انحنای نخستین (نقص شکم‌دادگی عضو)،

مفصل خمیری، بار گسترده‌ی میانی

مقدمه

مقطع و طول عضو به طور هم‌زمان وارد تحلیل می‌شود. به سخن دیگر، گسترش خمیری شدن در حجم سازه به طور مستقیم و صریح الگوسازی می‌گردد. بسیاری از پژوهشگران آن را برای بررسی رفتار سازه‌ها به کار برده‌اند. از میان آنها می‌توان به کانچانالای در سال ۱۹۷۷، وگل در سال ۱۹۸۵، توما و چن در سال‌های ۱۹۹۲ و ۱۹۹۵ و آوری در سال ۱۹۹۸ اشاره کرد [۱]. در تحلیل ناحیه‌ی خمیری سازه‌های رشته‌ای، هر عضو به چند جزء تیر-ستون و سطح مقطع آن به چند جزء رشته‌ای تقسیم می‌شود و تنش در هر رشته و تغییرمکان در هر گره، با تابع اولیه‌گیری عددی به دست می‌آید. اگر چه روش ناحیه‌ی خمیری پاسخ دقیق سازه را به دست می‌دهد؛ ولی در استفاده از آن باید قدری درنگ کرد. حتی با بهره‌گیری از رایانه‌های پیشرفته، حجم و زمان محاسبه به قدری زیاد است که برای تحلیل‌های رایج و روزمره مناسب نمی‌باشد. بنابراین، کاربردهای این راهکار، به استفاده در تحلیل و طراحی سازه‌های پیچیده و ویژه، گسترش جدول‌ها و نمودارهای طراحی و ایجاد مسأله‌های محک برای ارزیابی دقت روش‌های ساده شده محدود گشته است [۲].

در دو دهه گذشته، پژوهش‌های گسترده‌ای برای یافتن روش‌های پیشرفته‌ی تحلیل انجام پذیرفت و راهکارهای گوناگونی به دست آمد. تفاوت این شیوه‌ها در نشان دادن و در بر گرفتن اثرهایی است که سبب خمیری شدن یا ناپایداری سازه می‌گردند. تحلیل پیشرفته، مقاومت حدی سازه را با وارد کردن ویژگی‌های گوناگون رفتاری به خوبی برآورد می‌نماید و بر پایه‌ی آن، یک روش طراحی مناسب در دسترس قرار می‌دهد. هدف اصلی تحلیل‌های پیشرفته، پیش‌بینی مناسب رفتار سازه است و این توانایی را به طراح می‌دهند که از ضابطه‌های آیین‌نامه‌ها فراتر رود. به طور معمول، رابطه‌های آیین‌نامه‌ای تقریبی هستند و در بخش‌های گوناگون، دقت‌های متفاوتی در دسترس قرار می‌دهند. در برابر آن، تحلیل پیشرفته توانایی رفتارشناسی دقیق‌تر و دست‌یابی به نتیجه‌های مطمئن‌تر را دارد. مهم‌ترین ویژگی تحلیل پیشرفته یک قاب فولادی، وارد کردن اثرهای غیرخطی مانند جاری شدن مواد، تنش‌های پس-ماند، نقص‌های هندسی و اثرهای مرتبه دوم می‌باشد.

تحلیل پیشرفته به دو گونه کلی تقسیم می‌شود. یکی، روش ناحیه‌ی خمیری و دیگری، روش مفصل خمیری نام دارد. در شیوه‌ی ناحیه‌ی خمیری، اثر جاری شدن در سطح

تابع تغییرمکان

جزء تیر - ستون پیشنهادی و بارهای وارد به آن در شکل (۱) می آیند. می توان تابع تغییرمکان کشسان را همانند زیر، چند جمله ای درجه پنج پنداشت. چُن و ژو چنین تابعی را پیش از این به کار برده اند [۳]:

$$v(x) = a_0 + a_1x + a_2x^2 + a_3x^3 + a_4x^4 + a_5x^5 \quad (1)$$

$-L/2 \leq x \leq L/2$

در این رابطه، عامل های a_0 تا a_5 بر اساس شرایط مرزی نیرویی و هندسی تعیین می شوند.

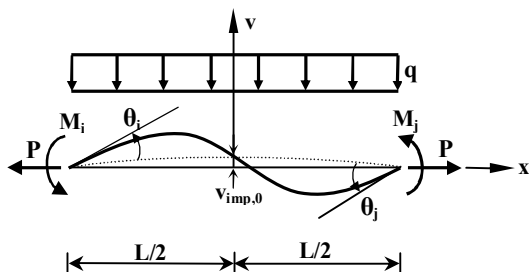
در حالت کلی، انتخاب شکل تابع نقص انحنای نخستین یا شکم دادگی عضو اختیاری است. برای نمونه، چُن و ژو در سال ۱۹۹۵، تابع سهمی درجه دو را با الهام گرفتن از دایره و چُن و گو در سال ۲۰۰۰، تابع نیم سینوسی را بر پایه شکل کمانشی پیشنهاد کردند [۴]. در اینجا، با الهام گرفتن از تغییر شکل ناشی از وزن عضو، تابع چند جمله ای درجه چهار به صورت زیر پیشنهاد می شود:

$$v_{imp}(\xi) = \frac{1}{8} v_{imp,0} (\xi^2 - 1)(\xi^2 - 8) \quad , \quad \xi = \frac{2x}{L} \quad (2)$$

$-L/2 \leq x \leq L/2$

در این رابطه، مقدار $v_{imp,0}$ مقدار تابع نقص انحنای نخستین در وسط دهانه است و در آغاز تحلیل، به رایانه داده می شود. عامل ξ فاصله بی بعد و L طول جزء می باشد. لازم به یادآوری است، نقص هندسی جزء پیش از وارد شدن هر گونه بار به وجود آمده است.

در دستگاه محورهای عضوی پایه، تغییرمکان های جانبی نسبت به وتر وصل کننده دو سر جزء سنجیده می شوند. از این رو، در رابطه سازی جزء پیشنهادی، شرط های مرزی به صورت زیر می باشند:



شکل ۱: جزء پیشنهادی و نیروهای وارد به آن.

$$v|_{x=-L/2} = 0 \quad (3)$$

$$v|_{x=L/2} = 0 \quad (4)$$

در شیوه مفصل خمیری، جاری شدن عضوها را تنها در بخش هایی به طول صفر و در دو سر جزءها می پندارند. به سخن دیگر، خمیری شدن فقط در ناحیه بسیار کوچکی از عضو به وجود می آید. به این ناحیه، مفصل خمیری می گویند. به طور معمول، از رابطه های بار- تغییرمکان یا نمودارهای تنش- کرنش ساده شده در راهکارهای مفصل خمیری بهره می گیرند. همچنین، اثرهای غیرخطی را به صورت بارهای معادل یا الگوهایی تقریبی وارد می نمایند. در بیشتر این راهکارها، هر عضو را فقط با یک جزء الگوسازی می کنند و برخلاف تحلیل های ناحیه خمیری، نیازی به تابع اولیه گیری های پیچیده ندارند. افزون بر آن، سرعت تحلیل بیشتر است و برای هدف های کاربردی، پر بارده می باشد.

پژوهشگران بسیاری این روش را برای تحلیل پیشرفته قاب های فولادی به کار برده اند. از میان آنها می توان کینگ و همکاران در سال ۱۹۹۲، لیو و همکاران در سال های ۱۹۹۲ و ۱۹۹۳، چُن و چُن در سال ۱۹۹۵، کیم و چُن در سال ۱۹۹۶، چُن و چوی در سال ۱۹۹۷، زایمن و میلر در همین سال، کیم و همکاران در سال ۲۰۰۴ و چُن و ژو در سال ۲۰۰۴ را نام برد [۱].

روش پیشنهادی

هر الگوی تحلیلی، نیاز به ساده سازی دارد. در این مقاله، فرض های زیر همواره به کار خواهد رفت:

۱- قاب های فولادی دو بعدی با اتصال های سخت (صلب) بررسی می شوند. این قاب ها می توانند مهاربندی شده یا مهاربندی نشده باشند.

۲- رفتار مصالح، کشسان - خمیری کامل است. به سخن دیگر، از اثر سخت شوندگی چشم پوشی می شود.

۳- کرنش ها کوچکند اما تغییرمکان ها می توانند بزرگ باشند.

۴- از تغییر شکل های برشی و تابیدگی مقطع چشم پوشی می گردد.

۵- مقطع ها، I شکل نورد شده و فشرده می باشند. ویژگی فشردگی سبب می گردد، مقطع به ظرفیت خمیری خود برسد. به سخن دیگر، از کمانش موضعی جلوگیری می شود.

۶- تنها خمش گرد محور قوی مقطع وجود دارد.

به سبب وجود نقص انحنای نخستین و کار نیروی محوری بر روی آن، تابع v در جمله سوم رابطه (۱۲) با $v + v_{imp}$ جایگزین می گردد. با چشم پوشی از توان دوم dv_{imp}/dx در برابر دیگر جمله ها، تابع کارمایه کرنشی جزء پیشنهادی به صورت زیر در می آید:

$$U = \frac{EA}{2} \int_L \left(\frac{du}{dx} \right)^2 dx + \frac{EI}{2} \int_L \left(\frac{d^2v}{dx^2} \right)^2 dx + \frac{P}{2} \int_L \left[\left(\frac{dv}{dx} \right)^2 + 2 \left(\frac{dv}{dx} \right) \left(\frac{dv_{imp}}{dx} \right) \right] dx \quad (13)$$

با جایگذاری تابع تغییرمکان پیشنهادی در رابطه (۱۳)، تابع کارمایه کرنشی بر حسب تغییرشکل های ناشی از نیروهای گرهی، بار گسترده میانی و نقص انحنای نخستین قابل دستیابی است. کار بارهای گسترده میانی، بر پایه شکل (۱)، به صورت زیر حساب می شود:

$$W_q = \int_L (-q) v(x) dx \quad (14)$$

باید دانست، علامت منفی q ، به سبب وارد شدن بار گسترده میانی در جهت منفی محور تغییرمکان جانبی است. اینک، درایه های ماتریس سختی مماسی کشسان با دو بار مشتق گیری از تابع کارمایه نهفته کل به دست می آیند و شکل کلی زیر را دارند:

$$k_{ij} = \frac{\partial^2 \Pi}{\partial \delta_i \partial \delta_j}, \quad \delta = \{e \quad \theta_i \quad \theta_j\}^T, \quad i, j = 1, 2, 3 \quad (15)$$

در این رابطه، e تغییرشکل محوری جزء می باشد. به این ترتیب، ماتریس سختی مماسی کشسان جزء پیشنهادی در دستگاه محورهای عضوی پایه، به صورت زیر نوشته می شود:

$$[K_t]_{EB,e} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ & k_{22} & k_{23} \\ \text{(Symmetric)} & & k_{33} \end{bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} \frac{1}{L^2 H} & \frac{G_1}{LH} & \frac{G_2}{LH} \\ \left(S_1 + \frac{G_1^2}{H} \right) & \left(S_2 + \frac{G_1 G_2}{H} \right) \\ \text{(Symmetric)} & & \left(S_1 + \frac{G_2^2}{H} \right) \end{bmatrix} \quad (16)$$

در رابطه کنونی، $[K_t]_{EB,e}$ ، ماتریس سختی مماسی کشسان در دستگاه محورهای عضوی پایه و L طول جزء می باشد.

$$\left. \frac{dv}{dx} \right|_{x=L/2} = \theta_i \quad (5)$$

$$\left. \frac{dv}{dx} \right|_{x=L/2} = \theta_j \quad (6)$$

در ادامه، شرط تعادل لنگر در مقطع وسط دهانه برقرار می گردد:

$$EI \left(\frac{d^2v}{dx^2} \right)_0 = \frac{1}{2} (M_j - M_i) + \frac{qL^2}{8} + Pv_{imp,0} \quad (7)$$

شرط تعادل برش در مقطع وسط دهانه نیز به صورت زیر قابل دستیابی است:

$$EI \left(\frac{d^3v}{dx^3} \right)_0 = \frac{1}{2} (M_i + M_j) + P \left(\frac{dv}{dx} \right)_0 \quad (8)$$

در رابطه های کنونی، M_j و M_i لنگر در گره های i و j هستند. P نیروی محوری، q شدت بار گسترده در یک طول جزء و EI "صلبیت (سفتی) خمشی" می باشد. زیر نویس 0 نشان دهنده مقطع وسط دهانه است. باید آگاه بود، تابع نقص هندسی نسبت به وسط دهانه متقارن می باشد و شیب آن در این مقطع، صفر است. می توان ضریب های به کار رفته در تابع تغییرمکان کشسان را با وارد کردن شرط های مرزی (۳) تا (۶) و رابطه های تعادل (۷) و (۸) به دست آورد.

ماتریس سختی مماسی کشسان

در ادامه، ماتریس سختی مماسی جزء پیشنهادی به کمک روش کارمایه برپا می شود. این ماتریس، رابطه بین نمو بار وارد بر سازه و نمو تغییرشکل ناشی از آن را نشان می دهد. برای این کار، نخست درایه ها در حالت کشسان نوشته می شوند و سپس اثر رفتار غیرخطی مواد در آن وارد می گردد. در آغاز باید کارمایه نهفته کل سازه را نوشت:

$$\Pi = U + V \quad (9)$$

$$U = \int_V \int_\epsilon \sigma d\epsilon dV \quad (10)$$

$$V = - \left(\sum_{i=1}^n P_i D_i + \int_L q(x) v(x) dx \right) \quad (11)$$

در این رابطه ها، Π کارمایه نهفته کل سازه، U کارمایه کرنشی و V کار انجام شده بارهای خارجی می باشد. با کشسان فرض کردن مصالح، می توان نوشت:

$$U = \frac{EA}{2} \int_L \left(\frac{du}{dx} \right)^2 dx + \frac{EI}{2} \int_L \left(\frac{d^2v}{dx^2} \right)^2 dx + \frac{P}{2} \int_L \left(\frac{dv}{dx} \right)^2 dx \quad (12)$$

سادگی کار، فقط تابعی از نیروی محوری پنداشته شد. ضریب کشسان مماسی LRFD، هم اثر تنش‌های پس‌ماند و هم اثر نقص‌های هندسی را در بر دارد [۵]. سازمان پژوهش‌های ستون، CRC، نیز رابطه دیگری را به صورت زیر پیشنهاد می‌کند:

$$\frac{E_t}{E} = \begin{cases} 1.0 & P \leq 0.5P_y \\ 4\left(\frac{P}{P_y}\right)\left(1 - \frac{P}{P_y}\right) & P > 0.5P_y \end{cases} \quad (22)$$

در رابطه کنونی، E_t و E ، به ترتیب، ضریب کشسانی و ضریب کشسان مماسی هستند. P ، نیروی محوری جزء و P_y ، ظرفیت بار محوری می‌باشد. ضریب کشسان مماسی CRC، تنها اثر تنش‌های پس‌ماند را وارد می‌کند. بنابراین، اگر نقص هندسی به صورت جداگانه الگوسازی شود، استفاده از آن مناسب‌تر است. در اینجا، به دلیل الگوسازی صریح نقص‌های هندسی، ضریب کشسان مماسی CRC در تحلیل به کار خواهد رفت. لازم به یاد آوری است، این ضریب بر پایه آزمایش و به طور تجربی به دست آمده است [۷ و ۶].

کاهش سختی ناشی از جاری شدن مواد

برای وارد کردن اثر جاری شدن تدریجی مواد به دلیل شکل‌گیری مفصل خمیری، تابع‌های کاهش سختی به کار می‌روند. این تابع‌ها پس از رسیدن لنگر مقطع به لنگر تسلیم به کار می‌افتند و سختی خمشی را به تدریج از حالت کشسان به خمیری کامل کاهش می‌دهند. پیش از این، پژوهشگرانی چون لیو و همکاران در سال ۱۹۹۳، از تابع‌های کاهش سختی خطی و سهمی درجه دو استفاده کرده‌اند [۶]. در اینجا، تابع نمایی پیشنهادی رضایی پزند و رسول زاده باغ‌میشه، به صورت زیر به کار خواهد رفت. این تابع، شیب ملایم‌تری نسبت به تابع‌های روش لیو و همکاران دارد و با بهره‌گیری از آن پاسخ‌های دقیق‌تری به دست می‌آید [۸]:

$$\varphi = 1 - \alpha^{(1-P/P_y)} \quad (23)$$

در رابطه کنونی، φ تابع کاهش سختی است. عامل α نشانه تسلیم نام دارد و به صورت خطی تغییر می‌کند:

$$\alpha = \begin{cases} 0 & M < M_{yc} \\ \frac{M - M_{yc}}{M_{pc} - M_{yc}} \leq 1 & M_{yc} \leq M \leq M_{pc} \end{cases} \quad (24)$$

در این رابطه، M لنگر خمشی در گره، M_{yc} لنگر تسلیم نخستین و M_{pc} لنگر خمیری کاهش یافته می‌باشد. در این

S_1 و S_2 تابع‌های پایداری رایج هستند و در روش پیشنهادی، به صورت چند جمله‌ای درجه پنج می‌باشند. این دو تابع، به همراه عامل‌های G_1 ، G_2 و H ، در زیر می‌آیند:

$$S_1 = \frac{1}{B_1^2 B_2^2} \left[4(80)^2 (48)^2 + 32(80)(48)^2 \rho + \left(\frac{689}{56}\right)(80+48)^2 \rho^2 + \left(\frac{314}{105}\right)(80-48)^2 \rho^3 + \left(\frac{716}{35}\right)\rho^4 + \left(-\frac{2}{45}\right)\rho^5 \right] \quad (17)$$

$$S_2 = \frac{1}{B_1^2 B_2^2} \left[2(80)^2 (48)^2 + 8(80)(48)^2 \rho + \left(\frac{209}{112}\right)(80+48)^2 \rho^2 + \left(\frac{121}{420}\right)(80-48)^2 \rho^3 + \left(\frac{10}{21}\right)\rho^4 - \left(\frac{1}{126}\right)\rho^5 \right] \quad (18)$$

$$G_1 = R_1(\theta_i + \theta_j) + R_2(\theta_i - \theta_j) + R_3\left(\frac{qL^3}{EI}\right) + R_4\left(\frac{v_{imp,0}}{L}\right) \quad (19)$$

$$G_2 = R_1(\theta_i + \theta_j) - R_2(\theta_i - \theta_j) - R_3\left(\frac{qL^3}{EI}\right) - R_4\left(\frac{v_{imp,0}}{L}\right) \quad (20)$$

$$H = \frac{I}{AL^2} - R_5(\theta_i + \theta_j)^2 - R_6(\theta_i - \theta_j)^2 - R_7\left(\frac{qL^3}{EI}\right)(\theta_i - \theta_j) - R_8\left(\frac{v_{imp,0}}{L}\right)(\theta_i - \theta_j) - R_9\left(\frac{qL^3}{EI}\right)^2 - R_{10}\left(\frac{v_{imp,0}}{L}\right)^2 - R_{11}\left(\frac{qL^3}{EI}\right)\left(\frac{v_{imp,0}}{L}\right) \quad (21)$$

عامل‌های به کار رفته در رابطه‌های کنونی، در پیوست می‌آیند.

کاهش سختی در اثر تنش پس‌ماند

در حالت کلی، مقدار و شکل پخش تنش‌های پس‌ماند در نیمرخ‌های نورد شده، به فرآیند تولید و شکل مقطع بستگی دارد. در این مقاله، الگوی ضریب کشسان مماسی برای وارد کردن اثر تنش‌های پس‌ماند به کار می‌رود. این ضریب، برای کاهش دادن سختی عضو ناشی از تنش‌های پس‌ماند در فاصله بین گره‌ها به کار می‌رود. به سخن دیگر، اثر کاهش سختی ناشی از تنش‌های پس‌ماند را با تنظیم ضریب کشسان مماسی مصالح وارد تحلیل می‌کنند. نخستین بار، این مفهوم در ضابطه‌های مقاومت ستون آیین‌نامه آمریکا، AISC-LRFD، به کار رفت و برای

اثر خمیری شدن گره i را، به ترتیب، بر روی ΔM_j و ΔP نشان می‌دهند. از مقایسه رابطه (۲۹) با رابطه (۱۶)،

مقدار k^* ها، η_1 و η_2 به صورت زیر، به دست می‌آید:

$$k_{11}^* = k_{11} - \frac{k_{12}^2}{k_{22}} \quad (30)$$

$$k_{13}^* = k_{13} - \frac{k_{12}k_{23}}{k_{22}} \quad (31)$$

$$k_{33}^* = k_{33} - \frac{k_{23}^2}{k_{22}} \quad (32)$$

$$\eta_1 = \frac{k_{12}}{k_{22}} \quad (33)$$

$$\eta_2 = \frac{k_{23}}{k_{22}} \quad (34)$$

در ادامه، به کار بردن تابع کاهش سختی رابطه (۲۳)، ماتریس سختی مماسی ناکششان جزء را به قرار زیر به دست می‌دهد:

$$[K_r]_{EB,p} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} \left(k_{11} - \frac{k_{12}^2}{k_{22}}(1-\varphi_i) \right) & \varphi_i k_{12} & \left(k_{13} - \frac{k_{12}k_{23}}{k_{22}}(1-\varphi_i) \right) \\ \varphi_i k_{22} & \varphi_i k_{23} & \\ \text{(Symmetric)} & & \left(k_{33} - \frac{k_{23}^2}{k_{22}}(1-\varphi_i) \right) \end{bmatrix} \quad (35)$$

در این رابطه، $[K_r]_{EB,p}$ ماتریس سختی مماسی ناکششان جزء در محورهای پایه می‌باشد. φ_i تابع کاهش سختی است و درصد خمیری شدن در سر i جزء را نشان می‌دهد. هنگامی که φ_i برابر با یک گردد، مقطع i کشان و زمانی که برابر با صفر باشد، خمیری کامل است. به طور مشابه، اگر در گره j مفصل خمیری تشکیل شود، می‌توان نوشت:

$$[K_r]_{EB,p} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} \left(k_{11} - \frac{k_{13}^2}{k_{33}}(1-\varphi_j) \right) & \left(k_{12} - \frac{k_{13}k_{23}}{k_{33}}(1-\varphi_j) \right) & \varphi_j k_{13} \\ \left(k_{22} - \frac{k_{23}^2}{k_{33}}(1-\varphi_j) \right) & \varphi_j k_{23} & \\ \text{(Symmetric)} & & \varphi_j k_{33} \end{bmatrix} \quad (36)$$

در رابطه کنونی، φ_j تابع کاهش سختی است و درصد خمیری شدن در سر j جزء را نشان می‌دهد. در حالت کلی، امکان به وجود آمدن مفصل خمیری در هر دو سر جزء وجود دارد. بنابراین، با ترکیب کردن رابطه‌های (۳۵) و (۳۶)، ماتریس سختی مماسی ناکششان جزء در محورهای عضو پایه به صورت زیر نوشته می‌شود:

مقاله، سطح تسلیم نخستین کینگ و همکاران به کار می‌رود [۹]:

$$\frac{P}{0.8P_y} + \frac{fM}{0.9M_p} = 1.0, \quad f = \frac{Z}{S} \quad (25)$$

در رابطه کنونی، S و Z ، به ترتیب، اساس مقطع کشسان و اساس مقطع خمیری می‌باشند. M ، لنگر گره و M_p ، لنگر خمیری است. همچنین، از سطح تسلیم کامل دوآن و چن به صورت زیر بهره گیری می‌شود [۱۰]:

$$\left(\frac{P}{P_y} \right)^{1.3} + \left(\frac{M}{M_p} \right) = 1 \quad (26)$$

بر پایه رابطه کنونی و رابطه (۲۵)، می‌توان نوشت:

$$M_{yc} = 0.9M_y \left(1 - \frac{P}{0.8P_y} \right) \quad (27)$$

$$M_{pc} = M_p \left(1 - \left(\frac{P}{P_y} \right)^{1.3} \right) \quad (28)$$

با جایگذاری مقدارهای کنونی در رابطه (۲۴) و سپس در رابطه (۲۳)، مقدار تابع کاهش سختی بر اساس نیروی محوری و لنگر خمشی موجود در گره به دست می‌آید. نیروهای وارد بر مقطع هرگز نباید از ظرفیت خمیری آن بیشتر گردند. پس از شکل گیری مفصل خمیری در یک گره و با تغییر نیروی محوری در گام‌های بعدی بارگذاری، لنگر خمشی باید به گونه‌ای تغییر کند که ترکیب آن دو، از ظرفیت خمیری مقطع بیشتر نشود. بنابراین، باید نیروها را اصلاح کرد و به روی سطح تسلیم برگرداند. همچنین، رابطه حاکم بر رفتار جزء باید تصحیح شود تا تغییر رفتار در اثر شکل گیری مفصل خمیری آشکار گردد.

ماتریس سختی مماسی ناکششان

پس از به وجود آمدن مفصل خمیری در انتهای i جزء، نمو M_i برابر با $\Delta M_{ph,i}$ خواهد بود. با توجه رابطه (۱۶)، رابطه نمو حاکم بر رفتار جزء در محورهای پایه به صورت زیر در می‌آید:

$$\begin{Bmatrix} \Delta P \\ \Delta M_i \\ \Delta M_j \end{Bmatrix} = \frac{EI}{L} \begin{bmatrix} k_{11}^* & 0 & k_{13}^* \\ 0 & 0 & 0 \\ k_{13}^* & 0 & k_{33}^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta e \\ \Delta \theta_i \\ \Delta \theta_j \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \eta_1 \\ 1 \\ \eta_2 \end{Bmatrix} (\Delta M_{ph,i}) \quad (29)$$

در این رابطه، k^* ها درایه‌های تغییر یافته ماتریس سختی در اثر به وجود آمدن مفصل خمیری هستند. η_1 و η_2 نیز

مقدار بیشینه کاهش می‌یابد. بار دیگر، تحلیل در همان گام انجام می‌شود و تغییرمکان‌های جدید جایگزین مقدارهای پیشین می‌گردند.

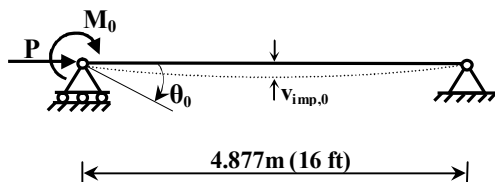
در هر گام تحلیل، شیوه تکراری نیوتن-رافسون بهبود یافته برای برقراری تعادل نیروها به کار می‌رود. در این راهکار، ماتریس سختی مماسی فقط در آغاز هر گام برپا می‌شود و در سایر تکرارها ثابت می‌ماند. با این کار، شمار تکرارها افزایش می‌یابد؛ ولی در برابر آن، سرعت تحلیل بیشتر می‌گردد. زیرا، نیازی به برپایی ماتریس سختی مماسی در هر تکرار نیست.

نمونه‌های عددی

برای نشان دادن توانایی‌های روش پیشنهادی، در این بخش چند سازه تحلیل می‌شود.

تیر- ستون دو سر مفصل

وان کورن و گالامبوس در سال ۱۹۶۴، سی و هفت نمونه تیر- ستون I شکل بال‌پهن را آزمایش کردند. شکل (۲)، یک نمونه از این تیر- ستون‌ها را نشان می‌دهد. در همه نمونه‌ها، نخست نیروی محوری وارد می‌گردد و ثابت نگه داشته می‌شود. سپس، لنگرهای گرهی به صورت نموی به سازه وارد می‌گردند. برای نمونه، عضو شکل (۲) در زمان بارگذاری زیر اثر نیروی محوری ثابت $0.158 P_y$ قرار دارد. دو سر تیر- ستون در صفحه بارگذاری، مفصلی می‌باشد و مقطع سازه از نیمرخ 4WF13 است. تنش تسلیم مصالح، ۲۴۱ MPa و ضریب کشسانی، ۲۰۳ GPa می‌باشد. بیشینه لنگر آزمایش، $0.184 M_p$ است [۹].



شکل ۲: تیر- ستون دو سر مفصل.

در روش پیشنهادی، نقص هندسی شکم‌دادگی با مقدار بیشینه $L/1000$ و $L/500$ ، به سازه افزوده شد. نمودار لنگر- دوران تیر- ستون نقص‌دار به همراه پاسخ- های وان کورن و گالامبوس در شکل (۳) آمده است. روش پیشنهادی، مقدار لنگر نهایی را در حالت بدون نقص شکم‌دادگی، $0.191 M_p$ ، با نقص $L/1000$ ، $0.174 M_p$ و

$$[K_t]_{EB,p} = \begin{bmatrix} kp_{11} & kp_{12} & kp_{13} \\ kp_{21} & kp_{22} & kp_{23} \\ kp_{31} & kp_{32} & kp_{33} \end{bmatrix} \quad (37)$$

$$kp_{11} = \frac{1}{k_{11}} \left[k_{11} - \frac{k_{12}^2}{k_{22}} (1 - \varphi_i) \right] \left[k_{11} - \frac{k_{13}^2}{k_{33}} (1 - \varphi_j) \right] \quad (38)$$

$$kp_{12} = kp_{21} = \varphi_i \left[k_{12} - \frac{k_{13}k_{23}}{k_{33}} (1 - \varphi_j) \right] \quad (39)$$

$$kp_{13} = kp_{31} = \varphi_j \left[k_{13} - \frac{k_{12}k_{23}}{k_{22}} (1 - \varphi_i) \right] \quad (40)$$

$$kp_{22} = \varphi_i \left[k_{22} - \frac{k_{23}^2}{k_{33}} (1 - \varphi_j) \right] \quad (41)$$

$$kp_{23} = kp_{32} = \varphi_i \varphi_j k_{23} \quad (42)$$

$$kp_{33} = \varphi_j \left[k_{33} - \frac{k_{23}^2}{k_{22}} (1 - \varphi_i) \right] \quad (43)$$

اینک، ماتریس سختی مماسی ناکشسان جزء در محوره‌های کلی به صورت زیر قابل دستیابی است:

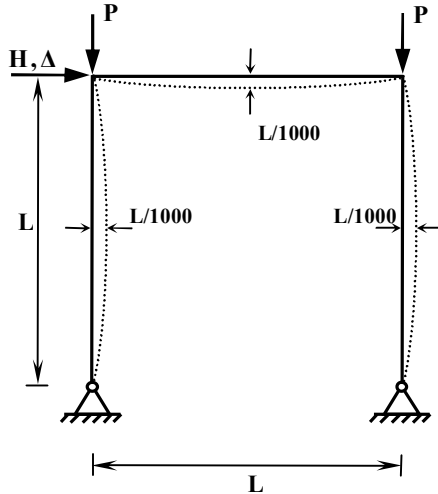
$$[K_t]_{EG} = [R]^T [K_t]_{EL} [R] = [R]^T \left([T]^T [K_t]_{EB,p} [T] + [RBM] \right) [R] \quad (44)$$

در این رابطه، $[K_t]_{EG}$ و $[K_t]_{EL}$ ، به ترتیب، ماتریس سختی مماسی ناکشسان در محوره‌های محلی و کلی می‌باشند. $[T]$ ماتریس مبذل از محوره‌های عضوی پایه به محوره‌های محلی، $[R]$ ماتریس انتقال از محوره‌های محلی به محوره‌های کلی و $[RBM]$ ماتریس وابسته به حرکت جسم سخت (صلب) است. این ماتریس‌ها در پیوست آمده‌اند.

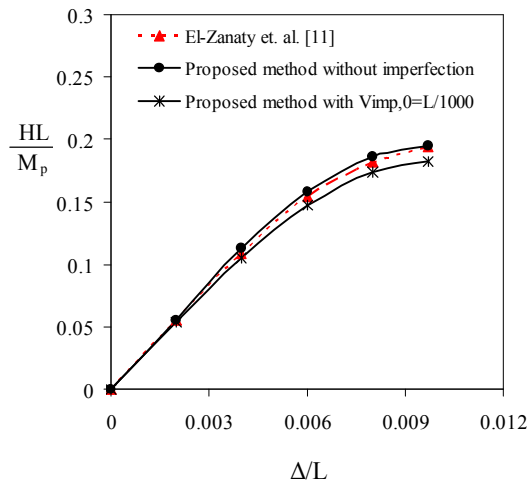
روش عددی تحلیل غیرخطی

روش نموی- تکراری واری بار، برای حل معادله‌های غیرخطی حاکم بر رفتار سازه در این مقاله به کار می‌رود. در چنین فرآیندی، نخست، بر پایه سختی مماسی سازه، مقدار نمو تغییرمکان ناشی از نیروی نموی پیش‌بینی می‌شود. سپس بر اساس سختی وتری، خطای برقراری تعادل تصحیح می‌گردد. نمو بار، متغیر انتخاب می‌شود تا بتوان شکل‌گیری مفصل خمیری در سازه را به گونه‌ای مناسب، الگوسازی کرد. برنامه رایانه‌ای نویسندگان، نیروهای گرهی در هر گام نموی را با مقاومت مقطع مقایسه می‌نماید. در صورت بیشتر بودن نیروها از مقاومت مقطع، بیشینه اختلاف به دست می‌آید و ضریب نمو بار با نسبت وارون

راهکار پیشنهادی در برآورد بار نهایی، بسیار خوب است. همچنین، نقص هندسی، اثر چشم‌گیری در کاهش سختی قاب دارد و بار نهایی را ۶/۵ درصد کاهش می‌دهد.



شکل ۴: قاب الزاناتی.

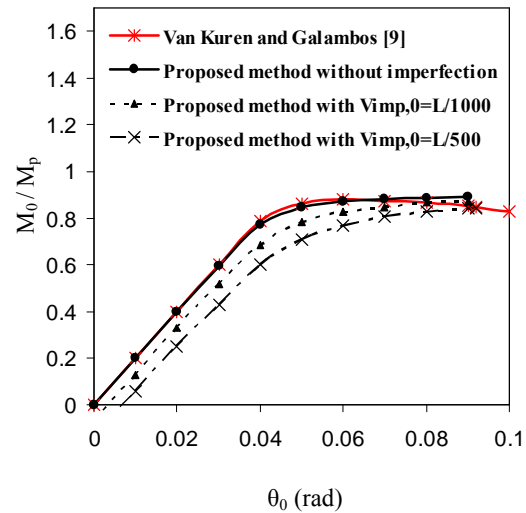


شکل ۵: نمودار بار- تغییر مکان قاب الزاناتی.

قاب شیب‌دار و گل

نخستین بار، و گل در سال ۱۹۸۵، این قاب را به دو شیوه ناحیه خمیری و مفصل خمیری تحلیل کرد. شکل (۶) هندسه سازه و بارهای وارد به آن را نشان می‌دهد. برای الگوسازی، و گل بار گسترده روی اعضا را با بیست بار متمرکز به فاصله ۰/۵ متر جایگزین کرد. نقص مایل-بودن ستون‌ها، Ψ_{oc} و تیرها، Ψ_{ob} در روش ناحیه خمیری، به ترتیب، $1/300$ و $1/432$ و در شیوه مفصل خمیری، به ترتیب، $1/200$ و $1/288$ به کار رفت. رابطه تنش- کرنش مانند شکل (۷) می‌باشد. مقطع‌های سازه از نیمرخ

با نقص $L/500$ ، $M_p/845$ برآورد می‌کند. شکل (۳) آشکار می‌سازد، روش پیشنهادی، مسیر ایستایی تیر-ستون را به خوبی پیمایش می‌نماید.



شکل ۳: نمودار لنگر- دوران تیر- ستون دو سر مفصل.

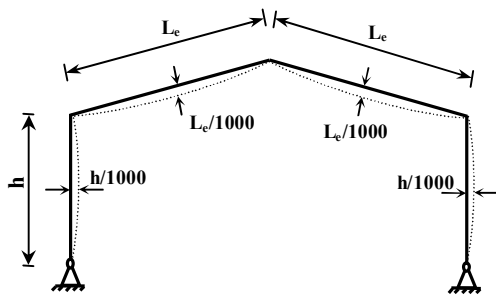
با وجود این، با گذر از نقطه اوج پاسخ‌های آزمایشگاهی، لنگر در روش پیشنهادی همچنان افزایش پیدا می‌کند. همچنین، به دلیل نداشتن تغییر مکان جانبی در گره‌ها، نقص نخستین اثر گذار است و لنگر نهایی را در نقص $L/1000$ ، ۲ درصد و در نقص $L/500$ ، ۵ درصد کاهش می‌دهد.

قاب الزاناتی

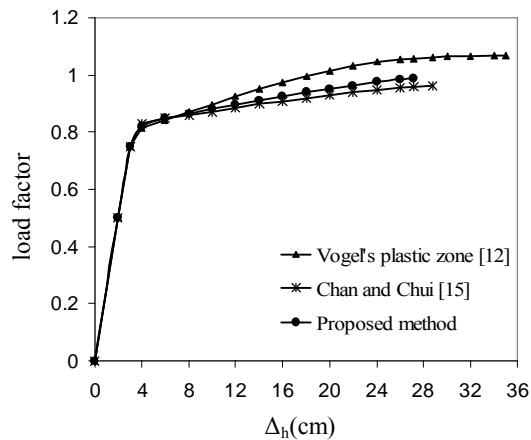
نخستین بار، الزاناتی و همکاران در سال ۱۹۸۰، قاب شکل (۴) را به روش ناحیه خمیری تحلیل کردند. مقطع‌های سازه از نیمرخ $W8 \times 31$ ، ضریب کشسانی، 200 GPa و تنش تسلیم مصالح، 250 MPa می‌باشد. در این قاب، بار وزنی به دو گره بالای سازه وارد می‌شود و تا $0/6 P_y$ افزایش می‌یابد. سپس، این بار ثابت باقی می‌ماند و بار جانبی تا گسیختگی قاب، به آن وارد می‌گردد. در سال ۱۹۸۵، وایت این قاب را به شیوه ناحیه خمیری و با نیروهای وزنی $0/2 P_y$ ، $0/4 P_y$ و $0/6 P_y$ تحلیل نمود. در هیچ‌یک از دو راهکار مزبور، اعضا نقص هندسی نخستین ندارند [۱۱ و ۹].

در اینجا، بار وزنی $0/6 P_y$ به کار می‌رود و نقص شکم-دادگی اعضا، همانند شکل (۴) فرض می‌گردد. نمودار بار- تغییر مکان روش پیشنهادی به همراه حل ناحیه خمیری در شکل (۵) می‌آید. مشاهده می‌شود، دقت

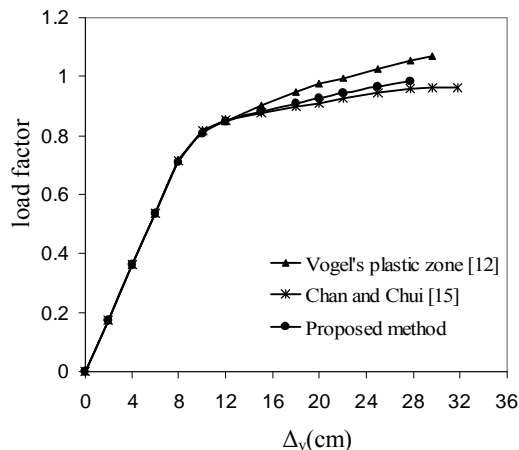
بار- تغییر مکان جانبی و قائم قاب در شکل‌های (۹) و (۱۰) می‌آید. می‌توان دید، پاسخ روش‌های مفصل خمیری و ناحیه خمیری بین ۵ تا ۱۰ درصد اختلاف دارند. از علت‌های آن می‌توان به پدیده سخت شدگی کرنشی و مقدار متفاوت نقص مایل بودن اعضا اشاره کرد. از سوی دیگر، اثر نقص شکم‌دادگی اعضا بر مقدار بار نهایی، ناچیز است.



شکل ۸: الگوی نقص شکم‌دادگی در قاب شیب‌دار و گل.



شکل ۹: نمودار بار- تغییر مکان جانبی قاب شیب‌دار و گل.

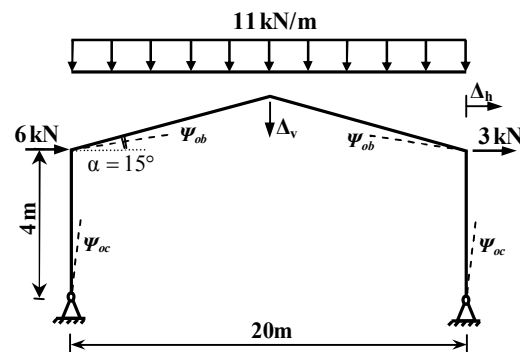


شکل ۱۰: نمودار بار- تغییر مکان قائم نوک قاب شیب‌دار و گل.

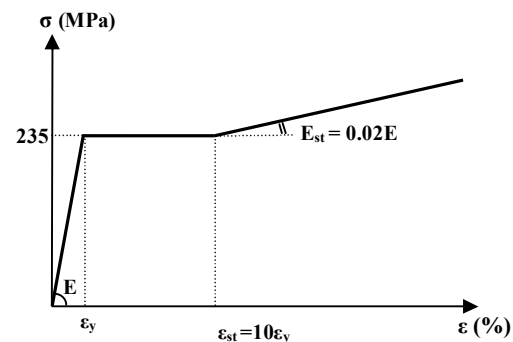
تنش تسلیم مصالح، 235 MPa و ضریب کشسانی، 205 GPa است. و گل ضریب بار نهایی را در شیوه ناحیه خمیری، $1/07$ و در روش مفصل خمیری، $0/96$ به دست آورد [۱۲].

وایت در سال ۱۹۸۸، شیوه ناحیه خمیری را برای قاب و گل به کار برد و ضریب بار را $1/07$ تخمین زد. در سال ۱۹۸۹، سای و همکاران این قاب را با روش مفصل خمیری تحلیل کردند و به ضریب بار $0/97$ دست یافتند. در سال ۱۹۹۷، چُن و چوی از روش مفصل خمیری استفاده کردند و ضریب بار را $0/965$ برآورد نمودند [۱۳]. آوری و مهندران در سال ۲۰۰۰، با بهره‌گیری از جزء پوسته‌ای فضایی در نرم افزار ABAQUS، ضریب بار $1/04$ را به دست آوردند [۱۴].

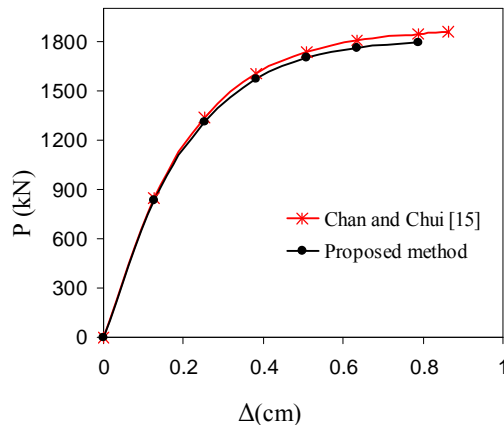
در روش پیشنهادی، هر عضو فقط با یک جزء الگوسازی می‌شود. این کار، داده دهی به رایانه و زمان تحلیل را کاهش می‌دهد. شکل (۸)، الگوی نقص هندسی شکم-دادگی به کار رفته را نشان می‌دهد. شیوه پیشنهادی، ضریب بار را $0/987$ پیش‌بینی می‌کند. نمودار



شکل ۶: قاب شیب‌دار و گل.



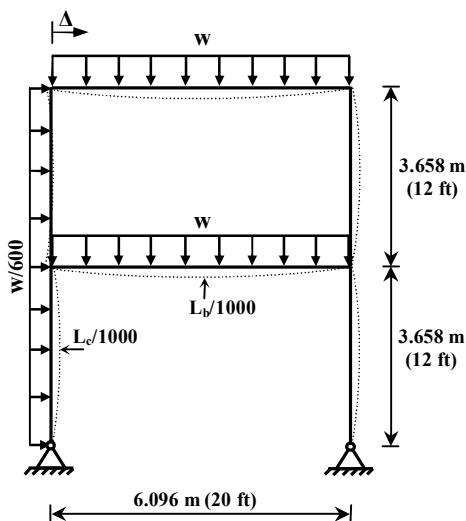
شکل ۷: نمودار تنش- کرنش در قاب‌های و گل.



شکل ۱۲: نمودار بار- تغییر مکان قاب دو طبقه یک دهانه.

زیر اثر بارهای گسترده قرار دارند ولی در بسیاری از تحلیل‌ها، آنها را با بارهای گرهی معادل جایگزین می‌کنند. در سال ۱۹۹۶، ژو و چن بارهای متمرکز وارد بر قاب شکل (۱۱) را، همانند شکل (۱۳)، با بارهای گسترده یکنواخت جایگزین کردند [۱۶]. در اینجا، شدت بارهای گسترده یکنواخت به گونه‌ای انتخاب شده است که مقدار نیروهای وارد به قاب تغییر نکند. بنابراین اگر L_b طول تیرها باشد، رابطه $w = 2P/L_b$ برقرار است.

در این بارگذاری، بار نهایی روش پیشنهادی، 1766 kN به دست می‌آید. نمودار بار- تغییر مکان شیوه پیشنهادی، زیر اثر بارهای متمرکز معادل و گسترده یکنواخت، در شکل (۱۴) مقایسه شده است. آشکار است، کاهش سختی زیر اثر بارهای گسترده، شیب ملایم‌تری دارد.



شکل ۱۳: قاب دو طبقه یک دهانه زیر اثر بارهای گسترده.

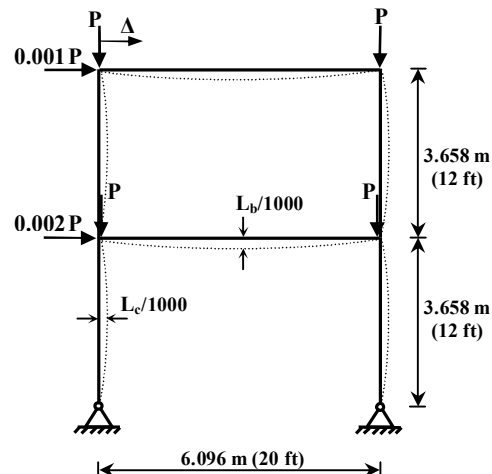
دلیل اصلی آن، تغییر مکان جانبی زیاد سازه و در نتیجه، حاکم بودن اثر مرتبه دوم $P-\Delta$ در پایداری قاب می‌باشد.

قاب دو طبقه یک دهانه

نخستین بار، لوی و چن در سال ۱۹۸۸، این سازه را در حالت کشسان تحلیل کردند. آنها در الگوسازی ستون‌ها، یک جزء و در الگوسازی تیرها، دو جزء به کار بردند. نقص انحناي نخستین در این قاب وجود ندارد. پس از آن، در سال ۲۰۰۰، چن و چوی این قاب را در حالت ناکشسان تحلیل نمودند. شکل (۱۱)، قاب دو طبقه یک دهانه و بارگذاری آن را نشان می‌دهد. ستون‌ها از نیمرخ $W12 \times 96$ و تیرها از نیمرخ $W14 \times 48$ می‌باشند. ضریب کشسانی، 207 GPa (30000 ksi) و تنش تسلیم مصالح، 248 MPa (36 ksi) است [۱۵].

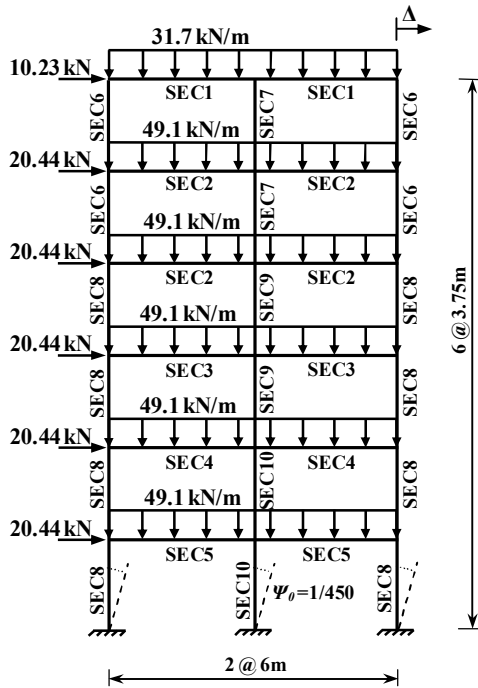
در روش پیشنهادی، نقص انحناي نخستین با الگوی شکل (۱۱)، به قاب افزوده می‌شود. بار نهایی در این حالت، 1793 kN به دست می‌آید. این مقدار، در راهکار چن و چوی، 1855 kN است. بنابراین، نقص انحناي نخستین، بار نهایی را حدود $3/5$ درصد کاهش می‌دهد. شکل (۱۲)، نمودار بار- تغییر مکان شیوه پیشنهادی و راهکار چن و چوی را نشان می‌دهد.

بیشتر سازه‌ها زیر اثر بارهای گسترده قرار دارند ولی در بسیاری از تحلیل‌ها، آنها را با بارهای گرهی معادل جایگزین می‌کنند. در سال ۱۹۹۶، ژو و چن بارهای متمرکز وارد بر قاب شکل (۱۱) را، همانند شکل (۱۳)، با بارهای گسترده یکنواخت جایگزین کردند [۱۶]. در اینجا، بیشتر عضو های سازه ها



شکل ۱۱: قاب دو طبقه یک دهانه.

۱/۲۳ را به دست آوردند[۱۴]. از آنجا که روش‌های ناحیه خمیری اثر سخت شدگی کرنشی را وارد تحلیل می‌کنند، مقاومت قاب را بیشتر از روش‌های مفصل خمیری تخمین می‌زنند.

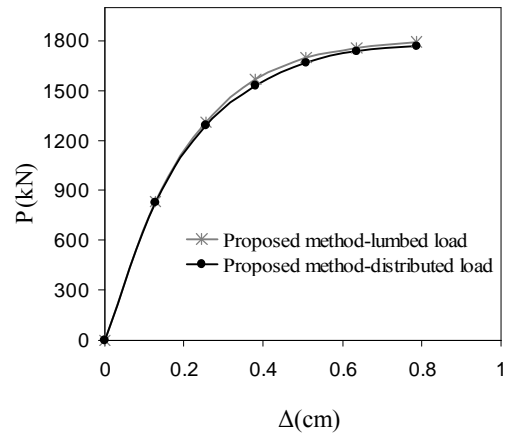


شکل ۱۵: قاب شش طبقه وگل.

جدول ۱: مقطع‌های قاب شش طبقه وگل.

Section Name	Section Name
SEC1 IPE240	SEC6 HEB160
SEC2 IPE300	SEC7 HEB200
SEC3 IPE330	SEC8 HEB220
SEC4 IPE360	SEC9 HEB240
SEC5 IPE400	SEC10 HEB260

کینگ و همکاران در سال ۱۹۹۲، قاب وگل را با روش مفصل خمیری تحلیل کردند. آنها، ضریب بار را در شیوه‌های گوناگون مفصل خمیری، بین ۱/۱۰ تا ۱/۱۳ برآورد نمودند[۹]. لیو و همکاران نیز در سال ۱۹۹۳، ضریب بار را ۱/۱۱۸ تخمین زدند[۱۷]. چن و چن در سال ۱۹۹۵، روش مفصل خمیری با فنرهای گرهی را به کار بردند و به ضریب بار ۱/۱۴ دست یافتند[۱۸]. در سال ۱۹۹۷، چن و کیم، اثر نقص هندسی شکم‌دادگی را به صورت مساله افزودند و ضریب بار را با روش مفصل خمیری، ۱/۱۲۰ به دست آوردند[۵]. در همین سال، چن و چوی قاب وگل را



شکل ۱۴: نمودار بار- تغییر مکان قاب دو طبقه یک دهانه زیر اثر بارهای گسترده.

همچنین، بیشینه خطای متمرکز کردن بارهای گسترده میانی در گره‌ها، ۲/۵ درصد می‌باشد.

قاب شش طبقه وگل

وگل در سال ۱۹۸۵، قابی شش طبقه را به روش ناحیه خمیری و مفصل خمیری تحلیل کرد. هندسه قاب در شکل (۱۵) و نام مقطع‌های آن در جدول (۱) آمده است. وی در تحلیل ناحیه خمیری، ستون‌ها را با یک جزء و تیرها را با هشت جزء الگوسازی نمود. نقص مایل‌بودن ستون‌ها را بر پایه ضابطه آیین‌نامه ECCS، $L/450$ فرض کرد و برای تیرها، تابع نقص هندسی شکم‌دادگی را سهمی درجه دو با بیشینه $L_b/1000$ در وسط دهانه پنداشت. L_b طول تیرها می‌باشد. وی اثر سخت شدگی کرنشی را همانند شکل (۷) وارد نمود. او ضریب بار نهایی را در تحلیل ناحیه خمیری و مفصل خمیری، به ترتیب، ۱/۱۱۱ و ۱/۱۲ به دست آورد. تنش تسلیم مصالح، ۲۳۵ MPa و ضریب کشسانی، ۲۰۵ GPa می‌باشد[۱۲].

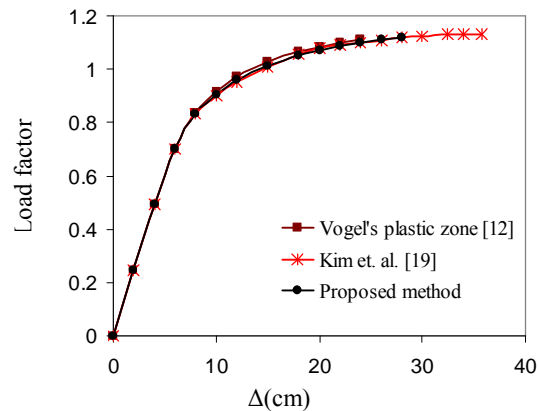
در سال ۱۹۸۹، زایمن این قاب را با روش ناحیه خمیری و به کمک جزء‌های رشته‌ای تحلیل کرد. وی، ستون‌ها را با یک جزء و تیرها را با چهار جزء الگوسازی نمود. زایمن، ضریب بار را ۱/۱۸ به دست آورد[۱۷]. در همین سال، سای و همکاران با به کار بردن شیوه ناحیه خمیری، ضریب بار را ۱/۱۸ تخمین زدند. در سال ۱۹۹۳، کلارک و همکاران در تحلیلی مشابه، ضریب بار را ۱/۱۷ برآورد کردند[۱۳]. آوری و مهندران در ۲۰۰۰، با بهره‌گیری از جزء پوسته‌ای فضایی در نرم افزار ABAQUS، ضریب بار

جانبی زیاد سازه می باشد. این پدیده، سبب کم شدن تاثیر رفتار مرتبه دوم P- δ در پایداری قاب می گردد و از اهمیت نقص انحنای نخستین می کاهد.

نتیجه گیری

شکم دادگی عضوها اثری منفی بر ظرفیت باربری سازه می گذارد. اگر در پایداری سازه، اثر مرتبه ی دوم P- Δ تعیین کننده باشد، اهمیت انحنای نخستین عضوها کمتر می شود. از سوی دیگر، هنگامی که اثر مرتبه ی دوم P- δ در تحلیل وارد گردد، این عامل نقشی تاثیرگذار پیدا می کند. افزون بر این، در صورتی که مقدار بیشینه ی شکم دادگی کوچک باشد، اغلب می توان از آن چشم پوشی نمود. با وجود این، پیشنهاد می شود که اثر این نقص همواره در تحلیل های مرتبه دوم وارد گردد. زیرا، قضاوت درباره ی میزان اهمیت اثرهای P- δ و P- Δ در بسیاری از سازه ها دشوار است. انحنای نخستین عضوها در بیشتر نمونه های عددی این مقاله، ۰/۰۰۱ طول آن ها انتخاب شد. این مقدار، حد مجاز پیشنهادی بسیاری از آیین نامه های معتبر تحلیل و طراحی حالت حدی می باشد. تحلیل نشان داد که بار نهایی ناکشسان تا ۶/۵ درصد کاهش می یابد. آشکار شد، برای وارد کردن غیر مستقیم اثرهای غیرخطی در تحلیل، همیشه نمی توان به رابطه های پیشنهادی آیین نامه ها بسنده کرد و باید به دنبال یافتن الگوهای دقیق تر بود. باید افزود، نمونه های عددی دیگری نیز با روش پیشنهادی تحلیل شده اند و نتیجه های تحلیل هم خوانی خوبی با پاسخ های ناحیه ی خمیری و آزمایشگاهی دارد.

با راهکار مفصل خمیری تحلیل کردند و ضریب بار را ۱/۱۲۵ تخمین زدند [۱۳]. در یکی از تازه ترین پژوهش ها در سال ۲۰۰۴، کیم و همکاران شیوه مفصل خمیری را به کار بردند و ضریب بار را ۱/۱۳۱ برآورد نمودند [۱۹].



شکل ۱۶: نمودار بار - تغییر مکان جانبی قاب شش طبقه و گل.

در شیوه پیشنهادی، نقص انحنای نخستین با بیشینه $L/1000$ به هندسه همه عضوهای سازه افزوده می شود. نمودار بار - تغییر مکان جانبی قاب در شکل (۱۶) آمده است. روش پیشنهادی نویسندگان، ضریب بار نهایی را ۱/۱۲۱ به دست می آورد و خطای آن در مقایسه با حل ناحیه خمیری، ۱ درصد است. بیشتر شیوه های مفصل خمیری، ضریب بار را به خوبی تخمین می زنند. دلیل آن، بالا بودن درجه نامعینی سازه می باشد. باید آگاه بود، با افزایش درجه نامعینی، خطای رفتار بار - تغییر مکان در راهکارهای گوناگون کاهش می یابد [۱۷]. افزون بر این، نقص شکم دادگی عضوها، اثر ناچیزی بر مسیر ایستایی ناکشسان سازه می گذارد. دلیل اصلی آن، تغییر مکان

مراجع

- Chan, S. L. (2001). "Review: nonlinear behavior and design of steel structures." *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57, PP. 1217-1231.
- Kim, S. E. and Lee, D. H. (2002). "Second-order distributed plasticity analysis of space steel frames." *Engineering Structures*, Vol. 24, PP. 735-744.
- Chan, S. L. and Zhou, Z. H. (1995). "Second-order elastic analysis of frames using single imperfect element per member." *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No. 6, PP. 939-945.
- Chan, S. L. and Gu, J. X. (2000). "Exact tangent stiffness for imperfect beam-column members." *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 9, PP. 1094-1102.
- Chen, W. F. and Kim, S. E. (1997). *LFRD steel design using advanced analysis*. CRC Press, Boca Raton, New York.

- 6- Liew, J. Y. R., White, D. W. and Chen, W. F. (1993). "Second-order refined plastic-hinge analysis for frame design. Part I." *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 11, PP. 3196-3216.
- 7- Ziemian, R.D. and McGuire, W. (2002). "Modified tangent modulus approach, a contribution to plastic hinge analysis" *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 10, PP. 1301-1307.
- ۸- رضایی پژند، محمد و رسولزاده باغمیشه، وحید (۱۳۸۰)، "ثر تابعهای کاهش سختی در تحلیل قابها با مفصل خمیری". نشریه دانشکده فنی، جلد ۳۵، شماره ۴، صص ۴۹۹ تا ۵۱۱.
- 9- King, W. S., White, D.W. and Chen, W. F. (1992). "Second-order inelastic analysis for steel frame design." *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 2, PP. 408-428.
- 10- Duan, L. and Chen, W. F. (1989). "Design interaction equation for doubly symmetrical sections." *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 115, No. 5, PP. 1225-1243.
- 11- Toma, S., Chen, W. F. and White, D. W. (1995). "A Selection of calibration frames in North America for second-order inelastic analysis." *Engineering Structures*, Vol. 17, PP. 104-112.
- 12- Toma, S. and Chen, W.F. (1992). "European calibration frames for second-order inelastic analysis." *Engineering Structures*, Vol. 14, PP. 7-14.
- 13- Chan, S. L. and Chui, P. P. T. (1997). "A generalized design-based elastoplastic analysis of steel frames by section assemblage concept." *Engineering Structures*, Vol. 19, No. 8, PP. 628-636.
- 14- Avery, P. and Mahendran, M. (2000). "Distributed plasticity analysis of steel frame structures comprising non-compact sections." *Engineering Structures*, Vol. 22, PP. 901-919.
- 15- Chan, S. L. and Chui, P. P. T. (2000). *Nonlinear static and cyclic analysis of steel frames with semi-rigid connections*. Elsevier Science, Amsterdam.
- 16- Zhou, Z. H. and Chan, S. L. (1996). "Refined second-order analysis of frames under lateral and axial loads." *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 122, No. 5, PP. 548-554.
- 17- Liew, J. Y. R., White, D. W. and Chen, W. F. (1993). "Second-order refined plastic-hinge analysis for frame design. Part II." *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 11, PP. 3217-3237.
- 18- Chen, W. F. and Chan, S. L. (1995). "Second-order inelastic analysis of steel frames using element with midspan and end springs." *ASCE, Journal of Structural Engineering*, Vol. 121, No. 3, PP. 530-541.
- 19- Kim, S. E., Lee, J. S., Choi, S. H. and Kim, C. S. (2004). "Practical second-order inelastic analysis for steel frames subjected to distributed load." *Engineering Structures*, Vol. 26, PP. 51-61.

$$R_3 = \frac{-16[7(48) + 5\rho]}{35B_2^3} \quad (۴۷)$$

$$R_4 = \frac{11(392099 + (33/7)(48)^2\rho + 144\rho^2 + \rho^3)}{60B_2^3} \quad (۴۸)$$

$$R_5 = \frac{-5120(60 + \rho)}{21B_1^4} \quad (۴۹)$$

$$R_6 = \frac{-3072(84 + \rho)}{35B_2^4} \quad (۵۰)$$

$$R_7 = \frac{32(384 + 5\rho)}{35B_2^4} \quad (۵۱)$$

$$R_8 = \frac{-11[1528181 + 8(48)^2\rho]}{140B_2^4} \quad (۵۲)$$

پیوست

عامل‌های به کار رفته در رابطه‌های (۲۱) تا (۲۵) به صورت زیر می‌باشند:

$$R_1 = \frac{1}{B_1^3} \left[4(80)^2 + \left(-\frac{52}{7}\right)(80)\rho + \left(\frac{92}{21}\right)\rho^2 + \left(\frac{23}{1260}\right)\rho^3 \right] \quad (۴۵)$$

$$R_2 = \frac{1}{B_2^3} \left[4(48)^2 + \left(\frac{28}{5}\right)(48)\rho + \left(\frac{132}{35}\right)\rho^2 + \left(\frac{11}{420}\right)\rho^3 \right] \quad (۴۶)$$

$$[RBM] = \frac{1}{L} \begin{bmatrix} 0 & Q & 0 & 0 & -Q & 0 \\ Q & P & 0 & -Q & -P & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -Q & 0 & 0 & Q & 0 \\ -Q & -P & 0 & Q & P & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (۶۱)$$

در رابطه‌های کنونی، $C = \cos\theta$ و $S = \sin\theta$ می‌باشد. زاویه وتر وصل کننده دو سر جزء با جهت مثبت محور افقی و L طول تغییر یافته جزء در پایان گام پیشین بارگذاری است. P نیروی محوری جزء می‌باشد و در حالت کششی مثبت است. Q نیز به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$Q = \frac{M_i + M_j}{L} \quad (۶۲)$$

سایر متغیرها پیش از این تعریف شده‌اند.

$$R_9 = \frac{-\rho(144 + \rho)}{35B_2^4} \quad (۵۳)$$

$$R_{10} = \frac{-256[29(48)^2 + 17(48)\rho]}{35B_2^4} \quad (۵۴)$$

$$R_{11} = \frac{32[3120 + 41\rho]}{35B_2^4} \quad (۵۵)$$

$$B_1 = \rho + 80 \quad (۵۶)$$

$$B_2 = \rho + 48 \quad (۵۷)$$

$$\rho = \frac{PL^2}{EI} \quad (۵۸)$$

ماتریس‌های به کار رفته در رابطه (۴۴) به قرار زیرند:

$$[T] = \frac{1}{L} \begin{bmatrix} -L & 0 & 0 & L & 0 & 0 \\ 0 & 1 & L & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & L \end{bmatrix} \quad (۵۹)$$

$$[R] = \begin{bmatrix} R_j & 0 \\ 0 & R_j \end{bmatrix}, \quad [R_j] = \begin{bmatrix} C & S & 0 \\ -S & C & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (۶۰)$$

واژه‌های انگلیسی استفاده شده در متن

- | | | |
|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| 1- Geometrical imperfections | 2- Beam-column | 3- Initial out-of-straightness |
| 4- Transverse distributed load | 5- Inelastic | 6- Tangent stiffness matrix |
| 7- Advanced analysis | 8- Planar steel frames | 9- Plastic zone |
| 10- Second-order | 11- Plastic hinge | 12- Elastic-perfectly plastic |
| 13- Basic member coordinates | 14- Total potential energy | 15- Strain energy |
| 16- Stability functions | 17- Residual stress | 18- Tangent modulus |
| 19- Gradual plastification | 20- Stiffness degradation function | 21- Initial yield moment |
| 22- Reduced plastic moment | 23- Initial yield surface | 24- Full yield surface |
| 25- Incremental-iterative strategy | 26- Load control method | 27- Modified Newton-Raphson method |
| 28- Ultimate load factor | 29- Stability | 30- Space shell element |