



# رابطه ضریب افزایش بار دینامیکی در تحلیل واژگونی (خرابی)

## پیشرونده سازه های فولادی

آرش نجی<sup>۱</sup>، فریدون ایرانی<sup>۲</sup>

(دریافت ۸۹/۴/۲۴، پذیرش ۹۱/۶/۲۵)

### چکیده

واژگونی (خرابی) پیشرونده پدیده ای است که در آن یک خسارت جزئی یا شکست موضعی باعث خرابی کل سازه یا قسمت زیادی از آن می شود. برای بررسی خرابی پیشرونده سازه ها، سه روش تحلیل استاتیکی خطی، استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی توسط دستورالعمل های طراحی در نظر گرفته شده است. در این دستورالعمل ها در صورت انجام تحلیل استاتیکی باید بار ثقلی وارد بر دهانه شامل ستون حذف شده را در عدد ثابت ۲ ضرب نمود. به عبارت دیگر برای اینکه پاسخ سازه در تحلیل دینامیکی غیر خطی با پاسخ سازه در تحلیل های استاتیکی برابر باشد این ضریب بار اعمال می شود. استفاده از ضریب بار ثابت، تنها در صورتی صحیح است که سازه دارای رفتار ارتجاعی باشد. با توجه به طراحی بهینه سازه ها، فرض رفتار ارتجاعی پس از حذف یکی از ستون ها بسیار محافظه کارانه است. به همین دلیل ارائه یک رابطه برای ضریب بار دینامیکی که رفتار غیرارتجاعی سازه را در نظر بگیرد ضرورت دارد. در این مقاله با استفاده از منحنی بار-تغییرمکان و منحنی ظرفیت یک تیر فولادی دو سر گیردار، رابطه های صریح برای ضریب افزایش بار دینامیکی بر حسب شکل پذیری سازه برای دو رفتار ارتجاعی - خمیری کامل و رفتار ارتجاعی - خمیری با اثر کابلی ارائه شده است.

### کلمات کلیدی

خرابی پیشرونده، سازه های فولادی، ضریب افزایش بار دینامیکی، منحنی ظرفیت، اثر کابلی

## Dynamic Increase Factor for Progressive Collapse Analysis of Steel Structures

Arash Naji, Fereydoon Irani

### ABSTRACT:

Progressive collapse refers to a phenomenon in which a local damage of a primary structural element leads to the failure of partial or whole structural system. To investigate the progressive collapse of structures, three analysis procedures: linear static, nonlinear static and nonlinear dynamic procedures can be used. For static analysis, the gravity force applied on the column removed bay should multiply by a constant factor 2. Using a constant Dynamic Increase Factor (DIF) is appropriate only for elastic systems. According to optimal design of structures, assuming elastic behavior after column removal scenario is conservative. Thus, it is necessary to establish expression for DIF that consider inelastic response. In this paper, using load-displacement and capacity curve of a clamped-clamped steel beam, an explicit expression for DIF is established for elastic-perfectly plastic and elastic-plastic with catenary action behavior.

### Key words

Progressive Collapse, Steel Structures, Dynamic Increase Factor, Capacity Curve, Catenary Action.

۱. دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، arash\_naji@yahoo.com (نویسنده مسئول)

۲. استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، irani@um.ac.ir



در دستورالعمل های DOD و GSA سه روش برای تحلیل خرابی پیشرونده ارائه شده است: استاتیکی خطی (LS)، استاتیکی غیر خطی (NLS) و دینامیکی غیر خطی (NLD). در روش استاتیکی خطی به تیرهای قاب باید بار گسترده مطابق رابطه (۱) یا (۲) وارد شود:

$$(1) \quad (GSA \text{ load combination}) \quad \gamma \times (DL + 0.25LL)$$

$$(2) \quad (DOD \text{ load combination}) \quad \gamma \times (1.2DL + 0.5LL) + 0.2WL$$

که  $DL$ ،  $LL$  و  $WL$  به ترتیب بار مرده، زنده و باد هستند و  $\gamma$  ضریب افزایش بار برای وارد کردن اثرات دینامیکی در تحلیل استاتیکی است که برای تیرهای موجود در دهانه شامل ستون حذف شده برابر ۲ و برای بقیه تیرهای قاب برابر ۱ است. دستورالعمل GSA معیار خرابی را DCR (نسبت نیروی داخلی موجود به مقاومت عضو) دانسته است:

$$(3) \quad DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}}$$

که در آن  $Q_{UD}$  نیرویی است (لنگر، نیروی محوری، برش، ...) که از تحلیل استاتیکی خطی در عضو تحت بار با رابطه (۱) یا (۲) ایجاد می شود و  $Q_{CE}$  ظرفیت نهایی مورد انتظار عضو است. برای تمامی اعضا باید  $DCR \leq 3$  باشد. با کمی توجه در می یابیم که به عضو اجازه تغییرشکلهای غیر ارتجاعی داده شده است.

در روش استاتیکی غیر خطی بار وارده بر سازه مشابه روش استاتیکی خطی است اما در روش دینامیکی غیرخطی ضریب  $\gamma$  برای تمام تیرهای قاب ۱ است. معیار خرابی عضو در روش استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیرخطی بر اساس میزان چرخش محور تیر ( $\theta \leq 12^\circ$ ) و شکل پذیری عضو ( $m \leq 20$ ) است.

پاچناری و همکاران [۱۰]، با تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی یک قاب متوسط بتنی نتیجه گرفتند که تحلیل استاتیکی منجر به پاسخ های محافظه کارانه تری نسبت به تحلیل دینامیکی می شود.

عسگریان و رضوانی [۱۱] یک الگوریتم برای محاسبه ظرفیت سازه دارای مهاربند پس از حذف ستون، مدهای خرابی و مکان های بحرانی حذف ستون در تحلیل خرابی پیشرونده ارائه کرده اند.

خرابی پیشرونده پدیده است که در آن یک خسارت جزئی یا شکست موضعی باعث خرابی کل سازه یا قسمت زیادی از آن می شود. یکی از ویژگی های اصلی این پدیده این است که خرابی نهایی تناسبی با خرابی اولیه ندارد. هرچند احتمال واژگونی یک سازه اندک است اما در صورت رخداد، باعث زیان های اقتصادی و اجتماعی زیادی می شود. در چند دهه گذشته موارد بسیاری از خرابی کلی یا موضعی سازه ها بر اثر پدیده هایی چون آتش سوزی، ضربه و انفجار دیده شده است.

پدیده خرابی پیشرونده ابتدا پس از واژگونی ساختمان ۲۲ طبقه در رونان پوینت<sup>۱</sup> لندن در سال ۱۹۶۸ بر اثر انفجار گاز در یکی از طبقات بالایی، توجه مهندسان را به خود جلب کرد [۱]، [۲]. پس از انفجار بمب در مقابل ساختمان آلفرد پی موراه<sup>۲</sup> در شهر اوکلاهما در سال ۱۹۹۵ [۳] و واژگونی ساختمان تجارت جهانی در سال ۲۰۰۱ [۴-۷] پژوهش ها در این زمینه سرعت بیشتری به خود گرفت.

در ایالات متحده، وزارت دفاع<sup>۳</sup> [۸] و اداره خدمات عمومی<sup>۴</sup> [۹] به ارائه دستورالعمل هایی برای مقابله با این پدیده پرداخته اند. هر دو این دستورالعمل ها روش مسیر بار جایگزین<sup>۵</sup> (ALP) را برای اطمینان از مقاومت سازه در برابر خرابی پیشرونده انتخاب کرده اند. ALP یک روش مستقل از رخداد است یعنی علت خرابی اولیه را در نظر نمی گیرد بلکه پاسخ سیستم پس از حذف یکی از عضوهای اصلی باربر را در نظر می گیرد. این روش بیشتر با حذف یک ستون میانی یا گوشه از سازه انجام می شود. از این روش برای طراحی سازه های جدید یا بررسی ظرفیت سازه های موجود استفاده می شود.

این پدیده در واقع دینامیکی است که در بیشتر موارد با تغییرشکل های بزرگ همراه است به نوعی که سازه خسارت دیده برای بقا به دنبال مسیرهای پخش بار جایگزین است.

<sup>1</sup> Ronan Point

<sup>2</sup> Alfred P Murrh

<sup>3</sup> Department of Defense

<sup>4</sup> General Service Administration

<sup>5</sup> Alternate Load Path



مرچند و الفواخیری [۱۹] مقدار ضریب بار را بین ۱/۳ تا ۱/۵ پیشنهاد کرده اند.

مک کی [۲۰] پس از تحلیل قاب های دو و سه بعدی رابطه های زیر را برای ضریب افزایش بار دینامیکی با فرض رفتار ارتجاعی-خمیری کامل پیشنهاد داده است.

$$DIF = 1.04 + \frac{0.45}{m - 0.52} \quad (۴) \quad (\text{سازه های بتنی})$$

$$DIF = 1.08 + \frac{0.76}{m - 0.17} \quad (۵) \quad (\text{سازه های فولادی})$$

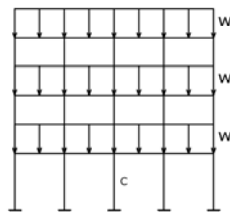
که در این رابطه ها  $m$  شکل پذیری تغییرمکان سازه است. استیونس و همکاران [۲۱] نیز با فرض رفتار ارتجاعی-خمیری کامل، رابطه ۶ را ارائه کرده اند.

$$DIF = 1.44(m - 1)^{-0.12} \quad (۶)$$

همانطور که ملاحظه می شود، تا کنون رابطه ای صریح برای ضریب افزایش بار دینامیکی با در نظر گرفتن رفتار کابلی ارائه نشده است. در این مقاله با استفاده از منحنی بار-تغییرمکان و منحنی ظرفیت یک تیر فولادی دو سر گیردار، رابطه های صریح برای ضریب افزایش بار دینامیکی بر حسب شکل پذیری سازه برای دو رفتار ارتجاعی-خمیری کامل (به منظور مقایسه با پژوهش های گذشته) و رفتار ارتجاعی-خمیری با اثر کابلی ارائه شده است.

## ۲- ضریب افزایش بار دینامیکی

قاب شکل (۱) را در نظر بگیرید. در ستون C این قاب در اثر بارهای وارده نیروی محوری R ایجاد می شود. بنابراین رفتار این قاب مشابه قاب شکل (۲) است. حذف ستون C را می توان با وارد کردن یک بار R مطابق شکل (۳) مدل نمود.



شکل (۱). قاب زیر بار گسترده

نجی و ایرانی [۱۲] یک روش تقریبی برای محاسبه تغییرمکان سازه پس از حذف ستون ارائه کرده اند. پاسخ های این روش، با پاسخ های تحلیل دینامیکی غیرخطی، مطابقت خوبی دارد.

ضریب افزایش بار  $\gamma$  در رابطه های (۱) و (۲) که برای وارد کردن اثرات دینامیکی در تحلیل استاتیکی است در کتاب های دینامیک سازه به نام های ضریب بزرگنمایی دینامیکی<sup>۱</sup> [۱۳]، [۱۴] یا ضریب پاسخ تغییر مکان<sup>۲</sup> [۱۵] معرفی شده است.

روث و همکاران [۱۶] با انجام تحلیل دینامیکی غیر خطی و استاتیکی غیر خطی با اعمال ضریب بار های دینامیکی مختلف بین یک و دو بر روی قاب های ۲ و ۳ بعدی و مقایسه مجموع چرخش مفصل های خمیری، حداکثر چرخش مفصل های خمیری و حداکثر خیز نقطه بالای ستون حذف شده دریافتند که استفاده از ضریب بار دینامیکی ۱/۵ در تحلیل استاتیکی غیر خطی پاسخ هایی مشابه تحلیل دینامیکی غیر خطی می دهد. هرچند نویسندگان تذکر داده اند که اگر رفتار مصالح مطابق این پژوهش (ارتجاعی-خمیری کامل) نباشد و مصالح بعد از تسلیم نیز دارای سختی باشند و همچنین به سازه اجازه تغییرشکل های بزرگ بعد از تسلیم داده شود (شکل پذیری سازه زیاد باشد) ممکن است استفاده از ضریب بار ۲ مناسب تر باشد. به همین دلیل پیشنهاد داده اند که برای سازه های با اهمیت زیاد و کم به ترتیب از ضریب بار ۲ و ۱/۵ استفاده شود.

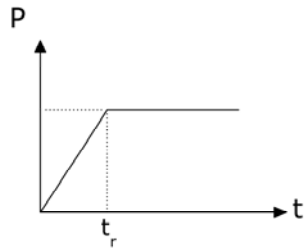
پاول [۱۷] به مقایسه روش های LS، NLS و NLD پرداخت و به این نتیجه رسید که ضریب بار ۲ در تحلیل های استاتیکی باعث پاسخ های بسیار محافظه کارانه ای نسبت به تحلیل دینامیکی می شود.

تسای و لین [۱۸] با بررسی قاب های بتنی مقاوم در برابر زلزله دریافتند که تحلیل استاتیکی غیر خطی ظرفیت سازه را بیشتر از تحلیل دینامیکی غیر خطی محاسبه می کند. همچنین ضریب بار دینامیکی با افزایش تغییرمکان نقطه متصل به ستون حذف شده کاهش می یابد.

<sup>1</sup> Dynamic Magnification Factor

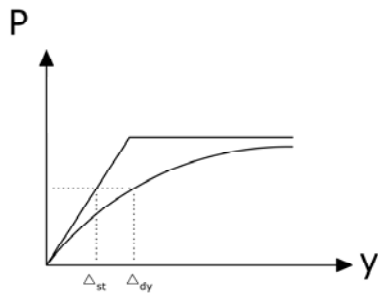
<sup>2</sup> Displacement Response Factor

دهد مقدار DIF کمتر از ۲ خواهد بود [۱۶]. با توجه به طراحی بهینه سازه ها، فرض رفتار ارتجاعی پس از حذف یکی از ستون ها بسیار محافظه کارانه است.



شکل (۵). بار پله ای

منحنی بار - تغییر مکان یک سازه تحت تحلیل استاتیکی و دینامیکی به صورت شماتیک مطابق شکل (۶) است.



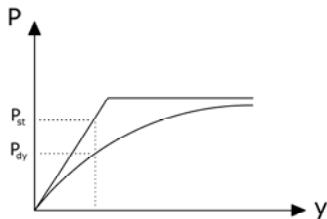
شکل (۶). ضریب بار بر حسب تغییر مکان

ضریب افزایش بار دینامیکی برای سازه یک درجه آزادی به صورت زیر تعریف می شود [۱۵]:

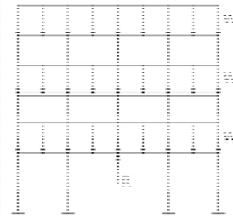
$$DIF = \Delta_{dy} / \Delta_{st} \quad (8)$$

که در آن  $\Delta_{st}$  و  $\Delta_{dy}$  به ترتیب پاسخ به دست آمده از تحلیل دینامیکی و استاتیکی سازه تحت بار یکسان است. ضریب بزرگنمایی دینامیکی را می توان به صورت نسبت نیروی استاتیکی به دینامیکی برای رسیدن به یک پاسخ یکسان نیز تعریف کرد که می توان نوشت:

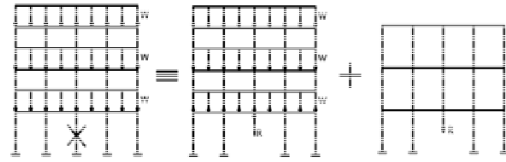
$$DIF = P_{st} / P_{dy} \quad (9)$$



شکل (۷). ضریب بار بر حسب نیرو

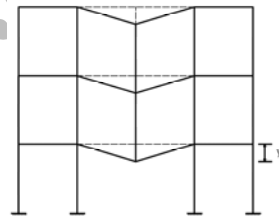


شکل (۲). ایجاد نیروی محوری در ستون در اثر بار وارد شده



شکل (۳). مدل سازی حذف ستون میانی در قاب با وارد کردن یک نیروی محوری در جهت خلاف

پس از حذف ستون مطابق شکل (۴) در تیرهای موجود در دهانه با ستون حذف شده تغییر مکان رو به پایین رخ مدهد. اگر فرض شود این تغییر مکان در تمام طبقات یکسان است (از تغییر شکل محوری ستون ها صرف نظر شود) می توان سازه را یک درجه آزادی فرض نمود.



شکل (۴). تغییر مکان رو به پایین در قاب در اثر حذف ستون

چوپرا [۱۵] رابطه ضریب افزایش بار دینامیکی را برای یک سازه یک درجه آزادی با رفتار ارتجاعی تحت بار پله ای مطابق شکل (۵) به صورت زیر بیان می کند:

$$DIF = 1 + \frac{|\sin(\pi t_r / T_n)|}{\pi t_r / T_n} \quad (7)$$

که در رابطه (۷)  $T_n$  پریود طبیعی سازه است.

بار R در شکل (۳) را می توان به صورت یک بار پله ای مطابق شکل (۵) با  $t_r$  بسیار کوچک فرض نمود. در این حالت مقدار  $t_r / T_n$  به سمت صفر میل می کند و DIF برابر با ۲ می شود که در رابطه های (۱) و (۲) استفاده شده است. این ضریب با فرض رفتار ارتجاعی به دست آمده است و در صورتی که سازه از خود رفتار خمیری نشان

برای هر مقدار تغییر مکان در منحنی بار- تغییر مکان، نسبت نیروی استاتیکی به نیروی دینامیکی، ضریب بار را نتیجه می دهد. بنابراین با داشتن منحنی بار - تغییر مکان یک سازه تحت تحلیل استاتیکی غیر خطی و تحلیل دینامیکی غیر خطی به کمک رابطه (۹) می توان ضریب افزایش بار دینامیکی را با در نظر گرفتن رفتار سازه پس از تسلیم یافت.

اگر تغییر مکان تیر متصل به ستون حذف شده (شکل (۴))  $y$  باشد کار خارجی انجام شده توسط بار  $R$  برابر است با:

$$W_E = R \cdot y \quad (10)$$

کار داخلی انجام شده روی تیرهای هر طبقه برابر است با سطح زیر منحنی بار- تغییر مکان تا تغییر مکان  $y$  به طوریکه می توان نوشت:

$$W_i = \int_0^y P dy \quad (11)$$

با توجه به اینکه سیستم سازه ای شکل (۴) یک سیستم موازی است کل کار داخلی از جمع کار داخلی انجام شده توسط هر تیر به دست می آید:

$$W_i = \sum_N \int_0^y P dy \quad (12)$$

در این رابطه  $N$  تعداد طبقات بالای ستون حذف شده است.

با مساوی قرار دادن دو رابطه (۱۰) و (۱۲) می توان نوشت:

$$R = \frac{1}{y} \sum_N \int_0^y P dy \quad (13)$$

به منحنی  $R(y)$  منحنی ظرفیت سازه گفته می شود. همانطور که در رابطه (۱۳) آمده است این منحنی از تقسیم سطح زیر منحنی بار- تغییر مکان بر تغییر مکان متناظر آن به دست می آید. می توان نشان داد این منحنی بر منحنی بار- تغییر مکان سازه تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی منطبق است [۲۲]، [۲۳].

بنابراین اگر رابطه بار- تغییر مکان سازه شکل (۴) در دسترس باشد با استفاده از رابطه (۱۳) می توان رابطه بار- تغییر مکان سازه تحت بار دینامیکی را به دست آورد. طبق رابطه (۹) از تقسیم این دو رابطه ضریب بزرگنمایی دینامیکی به دست می آید.

در این مقاله با استفاده از رفتار یک تیر دو سر گیردار تحت بار میانی به شبیه سازی پاسخ قاب شکل (۲) پس از حذف ستون پرداخته شده است. با توجه به اینکه رابطه بار- تغییر مکان این تیر با در نظر گرفتن رفتار کابلی، غیر خطی است و همچنین پارامترهای زیادی در پاسخ مشارکت دارند، نمی توان به یک رابطه صریح برای ضریب افزایش بار دینامیکی دست یافت. به همین جهت از رابطه سه خطی ساده تری استفاده شده است و به کمک آن منحنی ظرفیت سازه رسم شده است. در نهایت با توجه به رابطه (۹)، یک رابطه صریح برای ضریب افزایش بار دینامیکی بر حسب شکل پذیری ارائه شده است.

برای مقایسه روش با رابطه های ارائه شده توسط پژوهشگران دیگر (رابطه های (۴)-(۶)) همین کار برای رفتار ارتجاعی- خمیری کامل نیز انجام شده است که پاسخ مطابقت خوبی دارد.

### ۳- منحنی بار- تغییر مکان تیر دو سر گیردار زیر بار متمرکز در وسط

رفتار تیر متصل به ستون حذف شده در شکل (۴) مشابه رفتار تیر دو سر گیردار شکل (۸) است. با وارد کردن اثر تغییر شکل تیرها و ستونهای مجاور تیر می توان از منحنی بار- تغییر مکان تیر شکل (۸) به جای منحنی بار- تغییر مکان سازه شکل (۴) تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده نمود.

منحنی بار- تغییر مکان تیر شکل (۸) تحت بار وارده، مطابق شکل (۹) دارای ۴ ناحیه است.

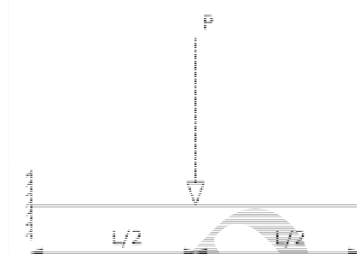
ناحیه ۱: تیر دارای رفتار ارتجاعی است و رابطه بار - تغییر مکان به صورت خطی است. در این حالت می توان نوشت:



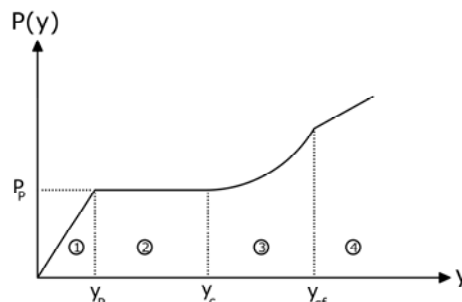
$$P(y) = Ky \quad (14)$$

$$K = \frac{192EI}{L^3} \quad (15)$$

در این رابطه  $K$ ،  $E$ ،  $I$  و  $L$  و  $y$  به ترتیب سختی خمشی، ضریب ارتجاعی، لنگر لختی، طول دهانه تیر و تغییر مکان وسط تیر است.



شکل (۸). تیر دو سر گیردار زیر بار متمرکز



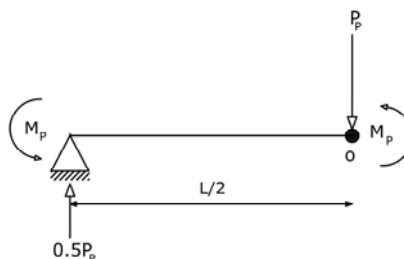
شکل (۹). منحنی بار- تغییر مکان تیر دو سر گیردار

زیر بار متمرکز

با افزایش بار  $P$ ، لنگر خمشی وارد بر تیر افزایش می یابد تا جایی که در بار  $P_p$  تیر به حداکثر مقاومت خمشی خود رسیده و مفصل خمیری شکل می گیرد. در این حالت مطابق شکل (۱۰) و با نوشتن رابطه تعادل داریم:

$$\sum M_o = 0 \rightarrow \frac{P_p}{2} \times \frac{L}{2} = 2M_p \rightarrow P_p = \frac{8M_p}{L} \quad (16)$$

به طوریکه  $M_p$  لنگر خمیری تیر است.



شکل (۱۰). تشکیل مفصل خمیری در اثر افزایش بار

با توجه به رابطه (۱۴) و شکل (۹) داریم:

$$P(y_p) = Ky_p \quad (17)$$

که در نهایت تغییر مکان تیر در انتهای ناحیه یک از رابطه زیر به دست می آید:

$$y_p = \frac{M_p L^2}{24EI} \quad (18)$$

لازم به یادآوری است که هرچند لنگر در انتهای رفتار ارتجاعی دارای مقدار  $M_y = SF_y$  است که با لنگر خمیری کامل  $M_p = ZF_y$  تفاوت دارد، اما به دلیل تفاوت اندک این دو مقدار ( $Z \approx 1.2S$ )، در بسیاری از پژوهش ها از سختی دورانی مفصل های خمیری صرف نظر شده و لنگر در انتهای رفتار ارتجاعی  $M_p$  در نظر گرفته شده است.

ناحیه ۲: در این حالت تیر وارد رفتار خمیری شده و مطابق شکل (۹) رابطه بار - تغییر مکان به صورت یک خط افقی است. در این حالت می توان نوشت:

$$P(y) = \frac{8M_p}{L} \quad (19)$$

این رفتار تا تغییر مکان  $y_c$  ادامه می یابد به طوریکه [۲۴]:

$$y_c = \max(y_p, r_p) \quad (20)$$

که در آن  $r_p$  شعاع اندرکنش خمیری است که برای تیر های I شکل تقریباً برابر نصف ارتفاع مقطع ( $r_p = \frac{D}{2}$ ) است.

با رسیدن به تغییر مکان  $y_c$  رفتار تیر وارد ناحیه ۳ می شود.

ناحیه ۳: در این ناحیه رفتار کابلی فعال می شود. رابطه بار - تغییر مکان به صورت زیر است [۲۴]:

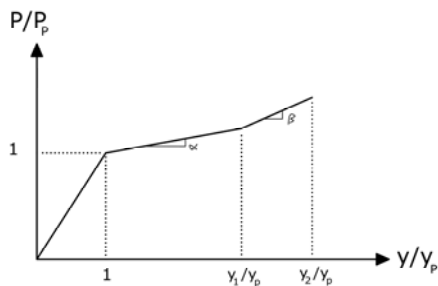
$$P(y) = \frac{8}{L} \left[ M_p + K_e \frac{2(y - y_c)(y + y_c - 2r_p)(y - y_p)}{L} \right] \quad (21)$$

که در آن  $K_e = \frac{EA}{L}$  سختی محوری تیر متصل به ستون حذف شده است.

این رفتار تا تغییر مکان  $y_{cf}$  ادامه می یابد به طوریکه [۲۴]:

$$y_{cf} = y_c + \sqrt{(y_c - r_p)^2 + \frac{F_p L}{2K_e}} \quad (22)$$





شکل (۱۱). منحنی بار- تغییر مکان تیر دو سر گیردار به

صورت سه خطه [۲۵]

مطابق تحلیل انجام شده پارامترهای موجود به صورت زیر به دست آمده است [۲۵]:

$$(۲۴) \text{ برای } l/D=10: \alpha=0.033, \beta=0.085,$$

$$y_1/l=0.110, y_2/l=0.172$$

$$(۲۵) \text{ برای } l/D=15: \alpha=0.071, \beta=0.179,$$

$$y_1/l=0.073, y_2/l=0.132$$

$$(۲۶) \text{ برای } l/D=20: \alpha=0.135, \beta=0.335,$$

$$y_1/l=0.060, y_2/l=0.116$$

برای سایر مقادیر  $10 \leq l/D \leq 15$  یا  $15 \leq l/D \leq 20$  می توان از درونیایی خطی استفاده نمود. بنابراین می توان

به رابطه های زیر دست یافت:

$$\alpha = \begin{cases} (1/131.58)(l/D - 5.66) & 10 \leq l/D < 15 \\ (1/78.125)(l/D - 9.453) & 15 \leq l/D \leq 20 \end{cases} \quad (۲۷)$$

$$\beta = \begin{cases} (1/53.19)(l/D - 5.479) & 10 \leq l/D < 15 \\ (1/32.05)(l/D - 9.263) & 15 \leq l/D \leq 20 \end{cases} \quad (۲۸)$$

$$y_1/l = \begin{cases} (-1/135.135)(l/D - 24.865) & 10 \leq l/D < 15 \\ (-1/384.615)(l/D - 43.077) & 15 \leq l/D \leq 20 \end{cases} \quad (۲۹)$$

$$y_2/l = \begin{cases} (-1/125)(l/D - 31.5) & 10 \leq l/D < 15 \\ (-1/312.5)(l/D - 56.25) & 15 \leq l/D \leq 20 \end{cases} \quad (۳۰)$$

همانطور که ملاحظه می شود در این روش علاوه بر خطی بودن رابطه بار- تغییر مکان، پارامترها فقط به نسبت  $l/D$  وابسته هستند که این باعث می شود بتوان به یک رابطه صریح دست یافت.

#### ۵- رابطه سازی ضریب بار دینامیکی

با استفاده از منحنی سه خطه معرفی شده می توان به یک رابطه صریح برای ضریب بار دینامیکی دست یافت.

که در آن  $F_p$  نیروی محوری کششی خمیری مقطع است که با فرض اندرکنش خطی بین لنگر و نیروی محوری از رابطه  $F_p = \frac{M_p}{r_p}$  به دست می آید.

ناحیه ۴: پس از تغییر مکان  $y_{cf}$  تیر به حداکثر مقاومت محوری خود می رسد و رفتار تیر مستقل از ظرفیت خمشی آن است. رابطه بار- تغییر مکان به صورت زیر است [۲۴]:

$$P(y) = \frac{8F_p y}{L} \quad (۲۳)$$

با وارد کردن اثر تغییر شکل تیرها و ستونهای مجاور تیر می توان از رابطه های بالا برای رابطه بار- تغییر مکان سازه شکل (۴) تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده نمود اما به دلیل رابطه غیرخطی در رفتار کابلی و همچنین پارامترهای زیاد موجود، با استفاده از این رابطه ها نمی توان به یک رابطه صریح برای ضریب افزایش بار دینامیکی دست یافت. بنابراین در این پژوهش از مدل ساده تری برای رابطه بار و تغییر مکان در تحلیل استاتیکی استفاده شده است.

#### ۴- رابطه بار- تغییر مکان سه خطی:

لی و همکاران [۲۵] با رسم منحنی بار- تغییر مکان برای ۹ تیر فشرده فولادی با طول دهانه های مختلف دریافتند که این منحنی برای تیرهای با  $l/D$  یکسان بسیار مشابه است ( $l = \frac{L}{2}$  مطابق شکل (۸)). در نتیجه به ارائه یک رابطه سه خطی مطابق شکل (۱۱) برای منحنی بار- تغییر مکان به جای منحنی واقعی، (شکل (۹)) پرداختند به گونه ای که سطح زیر دو منحنی و سختی سازه در قسمت ارتجاعی (منحنی واقعی و منحنی سه خطه) با هم برابر باشد. لازم به ذکر است که از سختی سازه پس از اثر کابلی (ناحیه ۴) صرف نظر شده و فرض شده است که سازه در انتهای رفتار کابلی گسیخته می شود.



مطابق محاسبات (ریز محاسبات در پیوست آمده است)، ضریب بار برای رفتار ارتجاعی-خمیری با اثر کابلی از رابطه زیر حساب می شود:

$$DIF = \frac{m\{\beta(m-a)+\alpha(a-1)+1\}}{-0.5+0.5\alpha(a-1)^2+0.5\beta(m-a)^2+m+(a-1)(m-a)\alpha} \quad (31)$$

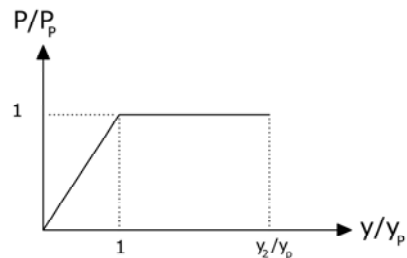
که در این رابطه همان شکل پذیری تغییرمکان و  $a = y_1/y_p$  از رابطه های زیر حساب می شود.

$$a = m / \lambda \quad (32)$$

$$\lambda = 1.0811 + \frac{0.0531}{0.184 - 7.4 \times 10^{-3} \times l/D} \quad : 10 \leq l/D \leq 15 \quad (33)$$

$$\lambda = 1.2308 + \frac{0.0421}{0.112 - 2.6 \times 10^{-3} \times l/D} \quad : 15 \leq l/D \leq 20 \quad (34)$$

(توضیح: در رابطه های بالا  $\lambda = y_2/y_1$  نسبت تغییر مکان انتهای رفتار کابلی به تغییرمکان ابتدای آن است. در صورت استفاده از منحنی دقیق، به دلیل رابطه غیرخطی بین تغییرمکان ابتدا و انتهای رفتار کابلی و همچنین وابستگی رابطه به پارامترهایی چون  $F_p$  و  $K_e$  (رابطه (22))، نمی توان به یک رابطه کلی دست یافت. اما در مدل سه خطی پارامترها فقط به  $l/D$  وابسته هستند). اگر به منظور مقایسه با نتایج پژوهش های گذشته، رابطه بار- تغییرمکان مطابق شکل (12) به صورت ارتجاعی-خمیری کامل فرض شود، ضریب بار از رابطه (35) به دست می آید.



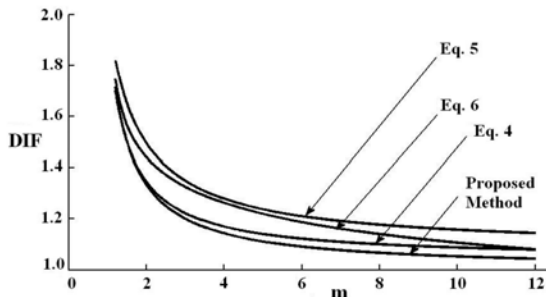
شکل (12). رابطه بار- تغییرمکان به صورت ارتجاعی-خمیری کامل

خمیری کامل

$$DIF = \frac{2m}{2m-1} \quad (35)$$

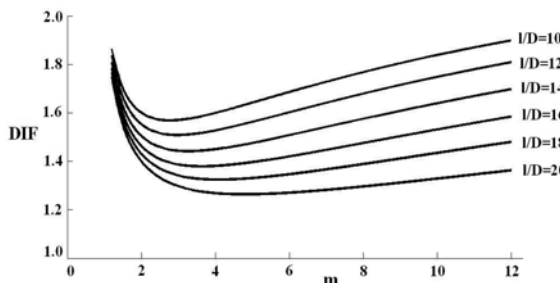
همانطور که ملاحظه می شود به ازاء  $m = 1$  که نشان دهنده رفتار ارتجاعی است، مقدار  $DIF$  برابر ۲ می شود که صحیح است.

شکل (13) منحنی ضریب بار دینامیکی - شکل پذیری به ازاء شکل پذیری های بین ۱/۲ تا ۱۲ را برای رابطه های (4)، (5)، (6) و (35) نشان می دهد.



شکل (13). منحنی ضریب افزایش بار دینامیکی بر حسب شکل پذیری برای رفتار ارتجاعی-خمیری کامل

شکل (14) منحنی ضریب بار دینامیکی - شکل پذیری به ازاء شکل پذیری های بین ۱/۲ تا ۱۲ را برای رابطه (31) به ازای ۶ نسبت  $l/D$  نشان می دهد.



شکل (14). منحنی ضریب افزایش بار دینامیکی بر حسب شکل پذیری با در نظر گرفتن اثر کابلی

همانطور که ملاحظه می شود با افزایش طول دهانه به عمق تیر مقدار  $DIF$  نیز افزایش می یابد و در سازه های با شکل پذیری زیاد  $DIF$  بستگی زیادی به مقدار  $l/D$  پیدا می کند به طوری که در شکل پذیری ۱۲ مقدار  $DIF$  برای  $l/D$  برابر ۱۰ و ۲۰ به ترتیب حدود ۱/۴ و ۲ است در حالی که در شکل پذیری ۴ این مقدارها به ترتیب ۱/۳ و ۱/۶۵ است. همچنین شکل (14) نشان می دهد که تا شکل پذیری حدود ۴، با افزایش شکل پذیری مقدار  $DIF$  کاهش می یابد اما در شکل پذیری های بالاتر با افزایش  $DIF$  مواجه هستیم که با پیش بینی روث و همکاران [۱۶] مطابقت دارد.





## نتیجه گیری

ضریب افزایش بار دینامیکی ۲ که در دستورالعمل های طراحی خرابی پیشرونده برای وارد کردن اثر بارهای دینامیکی در تحلیل استاتیکی ارائه شده است تنها با فرض رفتار ارتجاعی سازه پس از حذف ستون اعتبار دارد. با توجه به طراحی بهینه سازه ها، احتمال اینکه سازه پس از حذف یکی از عضو های اصلی باربر، رفتار خمیری از خود نشان دهد زیاد است. ضریب بار دینامیکی را می توان به صورت نسبت نیروی استاتیکی به دینامیکی لازم برای رسیدن به یک مقدار تغییر مکان یکسان تعریف کرد. بنابراین با داشتن رابطه بار- تغییر مکان سازه تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی می توان مقدار ضریب افزایش بار دینامیکی را یافت. برای منحنی پاسخ استاتیکی غیرخطی سازه از منحنی بار- تغییر مکان یک تیر دو سر گیردار استفاده شده است. برای رسیدن به یک رابطه صریح، از منحنی سه خطه که پارامترهای آن تنها به نسبت طول دهانه به ارتفاع مقطع تیر وابسته است استفاده شده است. برای پاسخ غیرخطی دینامیکی از منحنی ظرفیت استفاده شده است. این کار یکبار برای رفتار ارتجاعی- خمیری کامل و بار دیگر برای رفتار ارتجاعی- خمیری با وارد کردن اثر کابلی انجام شده است. رفتار ارتجاعی- خمیری کامل بیشتر مناسب سازه های بتنی است. منحنی ضریب افزایش بار دینامیکی بر حسب شکل پذیری رسم شده است. اگر از اثر کابلی صرف نظر کنیم، با افزایش شکل پذیری ضریب افزایش بار کاهش می یابد به طوریکه در شکل پذیری ۱۲ این ضریب به نزدیک یک می رسد. با وارد کردن اثر کابلی، تا شکل پذیری ۴ ضریب افزایش بار کاهش می یابد اما بعد از آن به سرعت افزایش می یابد به طوری که در شکل پذیری ۱۲ این ضریب نزدیک ۲ است.

همچنین با افزایش طول دهانه به عمق تیر مقدار DIF نیز افزایش می یابد و در سازه های با شکل پذیری زیاد DIF بستگی زیادی به مقدار  $l/D$  پیدا می کند. بنابراین استفاده از ضریب بار ۲ در حالتی که شکل پذیری سازه زیاد باشد

و سازه پس از تسلیم از خود رفتاری کابلی نیز نشان دهد، چندان محافظه کارانه نیست.

## پیوست

الف) رابطه ضریب افزایش بار دینامیکی با وارد کردن اثر کابلی

$$P = \beta(y - a) + 1 + \alpha(a - 1)$$

$$R = \frac{1}{y} \left\{ \int_0^1 y dy + \int_1^a [\alpha(y-1)+1] dy + \int_a^y [\beta(y-a)+1+\alpha(a-1)] dy \right\}$$

$$= \frac{1}{y} \left\{ -0.5 + 0.5\alpha(a-1)^2 + 0.5\beta(y-a)^2 + y + (a-1)(y-a)\alpha \right\}$$

$$DIF = \frac{P}{R} \Big|_{y=m}$$

$$DIF = \frac{m\{\beta(m-a)+\alpha(a-1)+1\}}{-0.5+0.5\alpha(a-1)^2+0.5\beta(m-a)^2+m+(a-1)(m-a)\alpha}$$

ب) رابطه ضریب افزایش بار دینامیکی با فرض رفتار ارتجاعی- خمیری کامل

$$R = \frac{1}{y} \left\{ \int_0^1 y dy + \int_1^y dy \right\} = \frac{1}{y} \{y - 0.5\}$$

$$DIF = \frac{P}{R} \Big|_{y=m} = \frac{2m}{2m-1}$$

ج) اثبات رابطه های (۳۲) و (۳۳):

برای  $10 \leq l/D \leq 15$  مطابق رابطه های (۲۹) و (۳۰) می توان نوشت:

$$l/D = \begin{cases} 24.865 - 135.135 \times y_1 / l \\ 31.5 - 125 \times y_2 / l \end{cases}$$

$$y_1 / l = 0.925 \times y_2 / l - 0.0491$$

$$1 = 0.925 \frac{y_2}{y_1} - \frac{0.0491}{y_1 / l}$$

از طرفی مطابق رابطه (۲۹) داریم:

$$y_1 / l = 0.184 - 7.4 \times 10^{-3} \times l/D$$

بنابراین می توان نوشت:

$$\lambda = y_2 / y_1 = 1.0811 + \frac{0.0531}{0.184 - 7.4 \times 10^{-3} \times l/D}$$

با توجه به این که  $\lambda = y_2 / y_1$  و  $m = y_2 / y_p$  است داریم:

$$a = m / \lambda$$

به طور مشابه برای  $15 \leq l/D \leq 20$  نیز می توان رابطه (۳۴) را اثبات نمود.

- 13- Biggs, J.M., *Introduction to structural dynamics*, McGraw-Hill Inc., New York, 1964.
- 14- Clough, R.W., Penzin, J., *Dynamics of structures*, McGraw-Hill Inc., New York, 1993.
- 15- Chopra, A.K., *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*, Prentice-Hall, New Jersey, 2007.
- 16- Ruth, P., Marchand, K. A., Williamson, E. B., "Static Equivalency in progressive collapse alternate path analysis: reducing conservatism while retaining structural integrity" *J. Perform. Constr. Facil.*, 20(4), 349-364, 2006.
- 17- Powel, G., "Progressive collapse: Case studies using nonlinear analysis." Proceedings of metropolis and beyond-structures congress, Reston (VA): ASCE, 2005.
- 18- Tsai, M., Lin, B., "Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure." *Eng. Struc.* 30, 3619-28, 2008.
- 19- Marchand, K.A., Alfawakhiri, F., *Blast and progressive collapse*, AISC, Vol.2. USA., 2004.
- 20- McKay, A.E., *Alternate Path Method in progressive collapse analysis: Variation of dynamic and non-linear load increase factors*, M.S. thesis, Univ. of Texas at San Antonio, 2008.
- 21- Stevens, D., Crowder, B., Hall, B., Marchand, K., "Unified progressive collapse design requirements for DOD and GSA" Structures Congress-Crossing Borders, Vancouver, Canada, 2008.
- 22- Izzuddin, B., A., Vlassis, A. G., Elghazouli, A. Y., Nethercot, D. A., "Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss-Part I: Simplified assessment framework." *Eng. Struc.*, 30, 1308-18, 2008.
- 23- Izzuddin, B., A., Vlassis, A. G., Elghazouli, A. Y., Nethercot, D. A., "Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss-Part II: Application." *Eng. Struc.*, 30, 1424-38, 2008.
- 24- Izzuddin, B. A., "a Simplified model for axially restrained beams subject to extreme loading." *Steel Struc.*, 5, 421-429, 2005.
- 25- Lee, C., Kim, S., Han, K., Lee, K., "Simplified nonlinear progressive collapse analysis of welded steel moment frames." *J. Const. Steel Res.*, 65, 1130-37, 2009.
- 1- McGuire, W., "Prevention of progressive collapse" Proc., Regional Conf. on Tall Buildings, Bangkok, Thailand, 1974.
- 2- Leyendecker, E. V., Ellingwood, B. R.; *Design Methods for reducing the risk of progressive collapse in buildings*, National Bureau of Standards, Washington, D.C., 1977.
- 3- Corley, W. G., Mlakar, P. F., Sozen, M. A., Thornton, C. H. "The Oklahoma City bombing: Summary and recommendations for multihazard mitigation." *J. Perform. Constr. Facil.*, 12(3), 100-112, 1998.
- 4- Bazant, Z. P., Zhou, Y. "Why did the world trade center collapse?-simple analysis." *J. Engineering Mechanics*, 128(1), 2-6, 2002.
- 5- Bazant, Z. P., Verdure, M. "Mechanics of progressive collapse: Learning from world trade center and building demolitions." *J. Engineering Mechanics*, 133(3), 308-319, 2007.
- 6- Bazant, Z. P., Le, J., Greening, F. R., Benson, D. B. "What did and did not cause collapse of world trade center twin towers in New York?" *J. Engineering Mechanics*, 134(10), 892-906, 2008.
- 7- Seffen, K. A., "Progressive collapse of the world trade center: simple analysis." *J. Engineering Mechanics*, 134(2), 125-132, (2008).
- 8- Department of Defense (DOD); *Unified Facilities Criteria (UFC): Design of buildings to resist progressive collapse*. Washington, D.C., 2005.
- 9- General Service Administration (GSA); *Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects*. Washington, D.C., 2003.
- 10- Pachenari, A., Keramati, A., Pachenari, Z., "Investigation of progressive collapse in intermediate RC frame structures", *Struct. Design Tall Spec. Build.*, 2010.
- 11- Asgarian, B., Rezvani, F., H., "Progressive collapse analysis of concentrically braced frames through EPCA algorithm", *J. Const. Steel Res.*, 70, 127-136, 2012.

۱۲- نجی، آ.، ایرانی، ف.، "تحلیل تقریبی خرابی پیشرونده سازه های فولادی"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز، جلد ۴۰، شماره ۳، ۶۱-۷۱، ۱۳۸۹.

