

# مدل کردن رفتار غیرخطی وپس کمانشی اعضای سازه ای با مقطع لوله ای با استفاده از المان الیافی

بهرروز عسگریان

دانشجوی دکتری سازه - بخش مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تربیت مدرس

علی اکبر آقا کوچک

دانشیار بخش مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تربیت مدرس

(تاریخ دریافت ۸۰/۸/۵، تاریخ تصویب ۸۱/۲/۲۸)

## چکیده

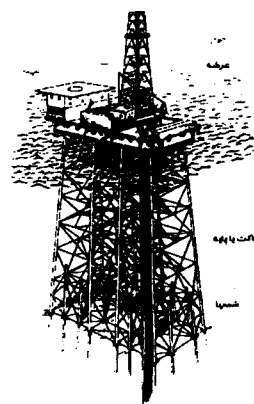
به منظور انجام تحلیل غیر خطی یک سازه می باید رفتار اعضاء سازه در محدوده غیر خطی مشخص گردیده و در صورت عبور از محدوده خطی، پاسخ سازه باتوجه به مدل رفتاری پیش بینی شده که می باید با واقعیت ونتایج آزمایشگاهی تطابق داشته باشد، بدست می آید. در اعضاء لوله ای سازه هایی از قبیل سکوهای ثابت فلزی دریائی تحت اثر بارهای سطح غیر خطی، دو نوع رفتار مهار بندی وقاب وجود دارد. در این مقاله نحوه مدل کردن رفتار این اعضاء با استفاده از المان پس کمانشی تیرستون الیافی که در این تحقیق در برنامه غیر خطی DRAIN-3DX وارد شده است، بیان گردیده و نتایج مدل المان مورد نظر در حالت های مختلف با نتایج آزمایشگاهی ونتایج دیگر روشها مقایسه شده است.

**واژه های کلیدی:** سکوهای ثابت فلزی دریائی، تحلیل غیر خطی، عضومهاربندی، عضو قاب، المان تیر ستون پس کمانشی الیافی

## مقدمه

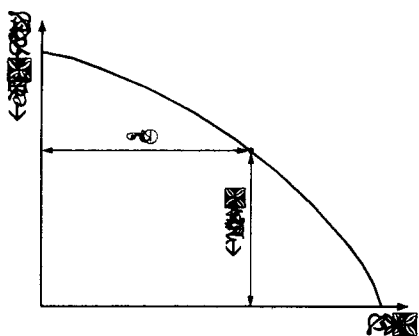
با توجه به اهمیت این نوع از سازه ها دو سطح از زلزله برای طراحی این سازه ها مورد استفاده قرار می گیرد. سطح اول سطح مقاومت یا (Strength Level) و سطح دوم سطح شکل پذیری یا (Ductility Level) نامیده می شود. در سطح مقاومت، سازه در مقابل زلزله با دوره بازگشت کمتر و شدت کمتر بصورت الاستیک آنالیز و طراحی می گردد. ولیکن در سطح شکل پذیری، سازه در مقابل زلزله با شدت بیشتر و دوره بازگشت طولانی تر تحلیل می گردد. در این حالت باتوجه به شدت زلزله، سازه وارد محدوده غیر خطی خواهد شد. به منظور انجام یک تحلیل خطی برای یک سازه قلابی، عضو بصورت المان تیر ستون مدل میگیرد. در این المان باید سختی های محوری، خمشی، پیچشی و برشی مشخص و تحلیل با توجه به مقادیر سختی انجام شود. ولیکن، المانهای غیرخطی نسبت به المان های خطی دارای پیچیدگی خاص خود هستند. در یک آنالیز غیرخطی، انتخاب صحیح نوع المان و پارامترهای وابسته به آن از اهمیت خاصی برخوردار است. به منظور انجام تحلیل

سکوهای دریائی برای مقاصد مختلف نفتی مورد استفاده قرار می گیرد این نوع از سازه ها، دارای انواع مختلفی میباشد که باتوجه به کاربرد سکو و عمق آب در محل نصب سکو مشخص می گردد. یکی از انواع متداول این سکوها، سکوهای ثابت فلزی می باشد. این نوع از سکوها (شکل ۱) از سه قسمت عمده عرشه (Deck) جاکت یا پایه (Jacket) و شمعها (Piles) تشکیل شده است.



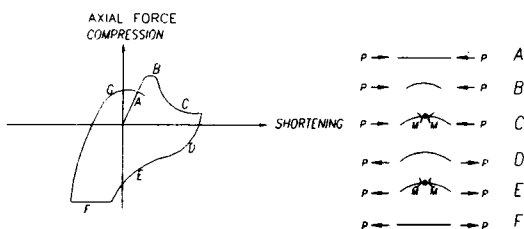
شکل ۱: نمای کلی یک سکوی ثابت فلزی دریائی.

هر دو عضو مهاربندی وقاب در سازه شکل (۲) تحت نیروی محوری و ولنگر خمشی متغیر قرار دارند. با توجه به تغییرات نیروهای داخلی در اعضاء جاکت، دو نوع رفتار متفاوت قاب و مهاربندی وجود دارد. با در نظر گرفتن منحنی اندرکنش نیروی محوری و ولنگر خمشی شکل (۳) در یک عضو مهاربندی نیروی محوری متغیر و ولنگر خمشی تقریباً ثابت میباشد [۳]. در مقابل در یک عضو قاب نیروی محوری تقریباً ثابت و ولنگر خمشی دارای تغییرات شدید میباشد.



شکل ۳: منحنی اندر کنش نیروی محوری و ولنگر خمشی در یک عضو لوله ای .

در شکل (۴) منحنی آزمایشگاهی رفتار یک مهاربندی [۴] نشان داده شده است .



شکل ۴: منحنی آزمایشگاهی رفتار یک عضو بادبندی.

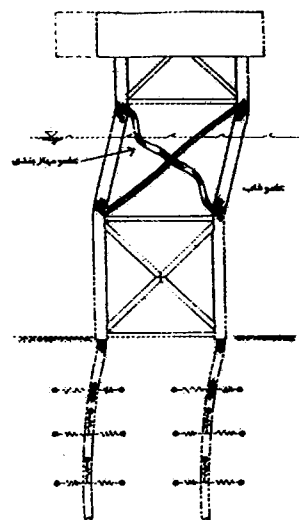
در حین بارگذاری تانقته A رفتار نیرو تغییر مکان عضو بصورت ارتجاعی بوده و عضو مستقیم باقی میماند. در نقطه B عضو تحت بار کمانشی ارتجاعی یا غیر ارتجاعی، کمانش مینماید. پس از آن، افزایش تغییر مکان با کاهش بار محوری همراه خواهد بود. در نقطه C اندرکنش نیروی محوری و ولنگر خمشی ناشی از  $P-\Delta$  باعث تشکیل مفصل پلاستیک میگردد. عضو مهاربندی پس از کمانش با افزایش تغییر مکان جانبی مقاومت خود را از دست میدهد. اگر بارگذاری در جهت عکس بروی عضو انجام گیرد عضو به یک وضعیت شبه ارتجاعی در منطقه D تا C وارد

غیرخطی در سطح شکل پذیری، میبایست پاسخ و رفتار اعضاء در محدوده غیر خطی در آنالیز پیش بینی گردد. بدیهی است نتایج آنالیز با توجه به رفتار معرفی شده برای اعضاء و روش مورد استفاده در تحلیل غیر خطی بدست خواهد آمد.

روشهای مختلفی برای بیان و معرفی رفتار غیرخطی اعضاء جاکت ارائه گردیده است که این روشها عمدتاً مبتنی بر نتایج آزمایشگاهی و بعضاً مدل‌های تحلیلی می باشند. بطور کلی اعضاء جاکت دارای دو رفتار مختلف مهاربندی وقاب می باشند [۱]. در این مقاله یک مدل برای بیان رفتار غیرخطی اعضاء مهاربندی وقاب جهت تحلیلهای غیرخطی سکوی ثابت فلزی دریائی ارائه شده و نتایج آن با نتایج موجود آزمایشگاهی و تحلیلی مقایسه می شود .

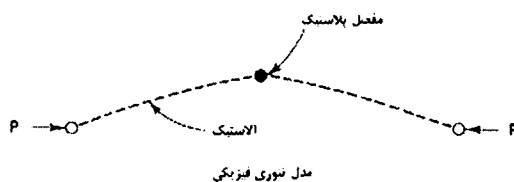
### رفتار اعضاء مهاربندی وقاب

در تحلیل های غیر خطی ، نتایج تحلیل با توجه به رفتار پیش بینی شده برای اعضاء بدست می آید. در یک سکوی ثابت فلزی دریائی تحت اثر بارهای سطح غیر خطی، رفتار سازه به رفتار جاکت و اعضاء آن وابسته می باشد [۲]. در یک جاکت در سطح بارگذاری غیرخطی، دو نوع رفتار متفاوت قاب و مهاربندی وجود دارد. در شکل (۲)، شکل کلی تغییر فرم یافته یک سکوی دریائی تحت تاثیر بار جانبی در حین بارگذاری نشان داده شده است

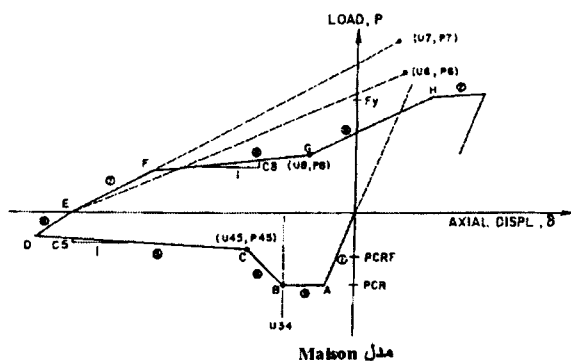


شکل ۲: شکل کلی یک سکوی دریائی تحت تاثیر بار جانبی در حین بارگذاری .

انحناء بصورت الاستوپلاستیک کامل در مفاصل پلاستیک تدوین شده است. در طی آنالیز سازه، وقتی ترکیب نیروی محوری و لنگر خمشی در مفصل پیش بینی شده بروی منحنی اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی قرار بگیرد، به مفصل اجازه دوران پلاستیک داده خواهد شد در شکل (۶) نمونه ای از مدل‌های تئوری فیزیکی نشان داده شده است. مبنای مدل‌های پدیده‌ای [۱۱ و ۱۰] در تعریف منحنی نیروی محوری تغییر مکان محوری المان خرابی است که مدل کننده رفتار عضو مهاربندی می باشد. در شکل (۷) یک نمونه از منحنی‌های رفتاری مدل‌های پدیده‌ای نشان داده شده است.



شکل ۶: نمونه ای از مدل تئوری فیزیکی.



شکل ۷: نمونه ای از مدل تئوری پدیده‌ای.

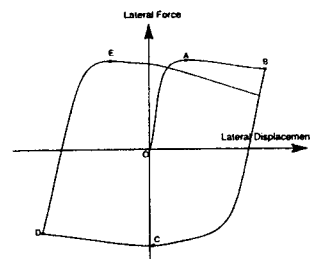
در بیان رفتار غیر خطی اعضا قاب، مدل‌های غیرخطی در یکی از سه حالت پلاستیسیته متمرکز (امکان پلاستیک شدن در مفصل پلاستیک)، پلاستیسیته گسترده (امکان پلاستیک شدن در سرتاسر طول عضو) [۱۲] و مدل‌های اجزاء محدود مورد استفاده قرار می‌گیرد.

### مشخصه‌های المان مورد استفاده

در تحقیق حاضر، المان پس کمانشی تیرستون الیافی<sup>۱</sup> در برنامه کامپیوتری غیرخطی DRAIN-3DX [۱۳] و

خواهد شد. ولیکن باتوجه به اینکه عضو دارای انحناء شده است، سختی محوری از مقدار اولیه به مراتب کمتر خواهد بود. در نقطه E مجدداً تسلیم در منطقه وسطی عضو مهاربندی اتفاق خواهد افتاد مقاومت تسلیم تا زمان حذف تغییر مکان عرضی عضو مهاربندی افزایش خواهد یافت (نقطه F). در سیکل‌های بعدی بارگذاری با کاهش مقاومت و سختی در عضو نسبت به حالت اولیه روبرو خواهیم بود (مقایسه نقاط B, G).

در شکل (۵) رفتار نیروتغییر مکان جانبی یک عضو قاب [۵] نشان داده شده است.



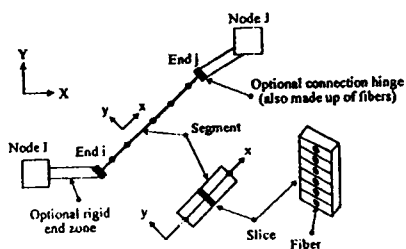
شکل ۵: منحنی رفتاری یک عضو قاب.

در قسمت OA در ابتدا رفتار بصورت خطی و پس از آن در قسمت انتهایی OA تسلیم و با توجه به اثرات  $P-\Delta$  در نقطه A مفصل پلاستیک تشکیل می‌گردد. پس از تشکیل مفصل پلاستیک در A، افزایش تغییر مکان جانبی با کاهش نیروی جانبی به مقدار کمی همراه خواهد بود. همچنین در قسمت بار برداری BCD اثرات بوشینگر مشاهده می‌گردد و بارگذاری مجدد مطابق با قسمت DE خواهد بود.

### مدل‌های اعضاء در تحلیل‌های غیر خطی

در بیان رفتار اعضاء مهاربندی سکوها‌های دریایی تحت اثر بارهای سطح غیرخطی، روش‌های اجزاء محدود، مدل‌های تئوری فیزیکی و مدل‌های پدیده‌ای مورد استفاده قرار می‌گیرد. در روش اجزاء محدود [۷۶] عضو مهاربندی به تعدادی المان با طول مشخص تقسیم می‌گردد و یک آنالیز تغییر مکان بزرگ برای کل سیستم انجام می‌گیرد. مدل‌های تئوری فیزیکی [۹۸] جهت مدل کردن رفتار مهاربندی‌ها نسبت به روش اجزاء محدود، ساده تر و کاربردی تر می‌باشد در این روش روابط تحلیلی براساس فرض منحنی‌های اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی و فرض رابطه ممان

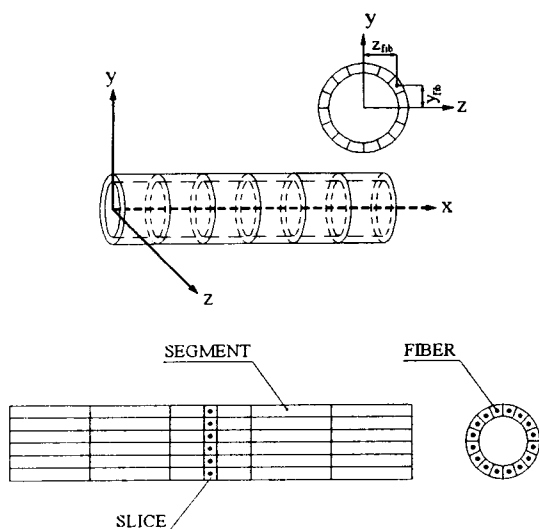
کمانشی برای مدل کردن اعضاء مهاربندی در سکوه‌های ثابت فلزی که نیاز به آنالیز سطح شکل پذیری دارند، از اهمیت خاص خود برخوردار است. در شکل (۸) مشخصات المان (E16) نشان داده شده است.



شکل ۸: مشخصات المان پس کمانشی تیر ستون الیافی.

### روابط حاکم بر المان

مدل استفاده شده در این تحقیق یک المان الیافی بر اساس روش انعطاف پذیری می باشد. در این روش المان در طول خود به تعدادی قطعه<sup>۲</sup> تقسیم می گردد (شکل ۹). در وسط هر قطعه، مقطع عرضی به تعدادی الیاف<sup>۴</sup> تقسیم بندی میگردد. مشخصه های هندسی الیاف، شامل سطح مقطع الیاف  $A_{fib}$  و مختصات  $Z_{fib}$ ،  $Y_{fib}$  الیاف در دستگاه مختصات محلی می باشد. از دیگر پارامترهای مورد نیاز جهت مدل کردن اعضاء به این روش تنها منحنی تنش- کرنش الیاف می باشد.



شکل ۹: تقسیم بندی المان E16.

برای این المان، ماتریس سختی عضو، مستقیماً محاسبه نمی گردد، بلکه با توجه به وضعیت الیاف و پاسخ

۱۴ و ۱۵] با اعمال تغییرات در المان تیر ستون الیافی<sup>۲</sup> اضافه شده است. عموماً در تحلیل غیر خطی یک قاب سازه ای، المان تیر ستون بر اساس فرض تابع شکل درجه ۳ مورد استفاده قرار می گیرد. فرض تابع شکل درجه ۳، موجب تغییرات خطی انحناء در طول عضو خواهد شد که این حالت برای المان الاستیک با واقعیت رفتار تطابق دارد، ولیکن پس از وارد شدن عضو در محدوده غیر خطی، فرض استفاده شده دارای خطا خواهد بود، برای کاهش خطا در محدوده غیر خطی نیاز به تقسیم بندی عضو به اعضاء با طول کمتر می باشد که افزایش تعداد المانها همراه با افزایش درجات آزادی خواهد بود و طولانی شدن حل مسئله را بدنبال خواهد داشت.

در روشی که در این مقاله برای بیان مدل رفتاری اعضاء استفاده شده است، یک عضو مهاربندی و یا قاب در حالات خطی و غیرخطی با معرفی تنها یک المان و با دقت مناسب مدل میگردد. در این مدل، درجات آزادی به شدت کاهش یافته و مسئله سریعتر حل خواهد شد و در عین حال با توجه به عدم نیاز به پارامترهای مدل های تئوری فیزیکی و پدیده ای از سادگی خاص برخوردار است. در این روش با توجه به اینکه ماتریس های سختی مقطع و عضو با در نظر گرفتن وضعیت الیاف در هر لحظه تغییر می یابد، در نتیجه توابع شکل در حین آنالیزهای غیر خطی با توجه به رفتار و وضعیت در داخل المان مرتباً تغییر میکند و در عین حال هیچگونه گره اضافی که باعث افزایش درجات آزادی شود معرفی نمی گردد. با استفاده از این المان به همراه دیگر المان های موجود در برنامه، پاسخ هیستریزس یک سکوی ثابت فلزی تحت بارهای رفت و برگشتی و پادینامیکی می تواند محاسبه گردد.

برنامه DRAIN-3DX یک سری برنامه های مینا و یک سری زیر برنامه برای المانها دارد که قابلیت افزایش زیر برنامه برای المانهای مختلف در برنامه وجود دارد. در المانهای برنامه DRAIN-3DX المان تیر ستون الیافی (E15) وجود دارد که این المان قادر به پیش بینی کمانش و ناحیه پس کمانشی نمی باشد. المان جدید اضافه شده به برنامه DRAIN-3DX (المان E16) مشابه المان E15 میباشد با این تفاوت که بار کمانشی و ناحیه پس از کمانشی را نیز در نظر می گیرد. در نظر گرفتن ناحیه پس

درحالت کلی برای یک وضعیت کرنش در مقطع، به ازاء یک تغییر کرنش رابطه بین نیرو و تغییرشکل بصورت معادله (۴) میباشد:

$$dS(x) = \left[ \sum_{nfib} a^T_s(y_{i_{fib}}, z_{i_{fib}}) * E_{i_{fib}} * a_s(y_{i_{fib}}, z_{i_{fib}}) * A_{i_{fib}} \right] \begin{bmatrix} d\varepsilon_a \\ d\rho_y \\ d\rho_z \end{bmatrix} \quad (4)$$

رابطه فوق رامیتوان بصورت رابطه (۵) نیز بازنویسی کرد:

$$dS(x) = k(x) * de(x) \quad (5)$$

که در آن  $k(x)$  ماتریس سختی مقطع [۱۶] و  $e(x)$  بردار تغییر شکل مقطع بقرار زیر می باشند:

$$k(x) = \sum_{nfib} a^T_s(y_{i_{fib}}, z_{i_{fib}}) * E_{i_{fib}} * a_s(y_{i_{fib}}, z_{i_{fib}}) * A_{i_{fib}} \\ = \sum_{nfib} \begin{bmatrix} 1 \\ -y \\ z \end{bmatrix} * E_{i_{fib}} * [1 \quad -y \quad z] * A_{i_{fib}} \quad (6)$$

$$e(x) = \begin{bmatrix} \varepsilon_a \\ \rho_y \\ \rho_z \end{bmatrix} \quad (7)$$

$k(x)$  را میتوان بصورت رابطه (۸) نیز نوشت:

$$k(x) = \begin{bmatrix} \sum_{nfib} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} & -\sum_{nfib} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} * z_{i_{fib}} & \sum_{nfib} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} * y_{i_{fib}} \\ -\sum_{nfib} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} * z_{i_{fib}} & \sum_{nfib} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} * z_{i_{fib}}^2 & -\sum_{nfib} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} * z_{i_{fib}} * y_{i_{fib}} \\ \sum_{nfib} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} * y_{i_{fib}} & -\sum_{nfib} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} * z_{i_{fib}} * y_{i_{fib}} & \sum_{nfib} E_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} * y_{i_{fib}}^2 \end{bmatrix} \quad (8)$$

ماتریس  $k(x)$  درحین بارگذاری با توجه به هرگونه تغییر در وضعیت مدول مماسی  $E_i$  تغییر می یابد و مرتباً با آخرین وضعیت المان تطابق خواهد داشت. پس از آن ماتریس سختی معکوس گردیده و ماتریس انعطاف پذیری مقطع بدست خواهد آمد

$$f(x) = k^{-1}(x) \quad (9)$$

آنها در سطح بارگذاری مورد نظر در طول المان بدست می آید. هر دو حالت غیر خطی مصالح و غیر خطی هندسی با در نظر گرفتن ماتریس سختی عادی و ماتریس سختی هندسی درنظر گرفته شده است. غیر خطی مصالح بخاطر عبور از محدوده خطی، ترکها یا لغزشهای احتمالی ممکن است بوجود آید، در حالیکه غیر خطی هندسی بدلیل تغییر شکل سازه و اجزای آن و به عبارتی تغییر شکل های بزرگ در سازه به وجود می آید. ماتریس سختی این المان بر اساس رابطه (۱) میباشد:

$$K = K_U + K_G \quad (1)$$

برای محاسبه ماتریس سختی عادی  $K_U$ ، درابتدا کرنش در هر الیاف با استفاده از کرنش در مرکز مقطع وانحناء حول دو محور  $Y$  و  $Z$  و با استفاده از فرض برنولی مبنی بر اینکه مقاطع صفحه ای عمود بر محور طولی عضو پس از تغییر شکل بصورت عمودی باقی می مانند بدست می آید.

اگر انحناء حول محورهای  $Z$ ،  $Y$  به ترتیب  $\rho_y(x)$  و  $\rho_z(x)$  و کرنش در مرکز مقطع  $\varepsilon_a(x)$  باشد باتوجه به فرض برنولی کرنش در هر الیاف براساس رابطه (۲) بدست می آید

$$\varepsilon_{i_{fib}} = \left( 1 \quad -z_{i_{fib}} \quad y_{i_{fib}} \right) * \begin{bmatrix} \varepsilon_a \\ \rho_y \\ \rho_z \end{bmatrix} \quad (2)$$

با استفاده از کرنش درهرالیاف و با موجود بودن رابطه تنش و کرنش، میتوان مدول مماسی ( $E_{i_{fib}}$ ) الیاف را در سطح بارگذاری مربوطه بدست آورد. بردار نیروی داخلی مقطع، بر اساس رابطه (۳) بدست می آید:

$$S(x) = \begin{bmatrix} p(x) \\ M_y(x) \\ M_z(x) \end{bmatrix} = \sum_{nfib} \begin{bmatrix} 1 \\ -z_{i_{fib}} \\ y_{i_{fib}} \end{bmatrix} * \sigma_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} = \sum_{nfib} a^T_s(y_{i_{fib}}, z_{i_{fib}}) * \sigma_{i_{fib}} * A_{i_{fib}} \quad (3)$$

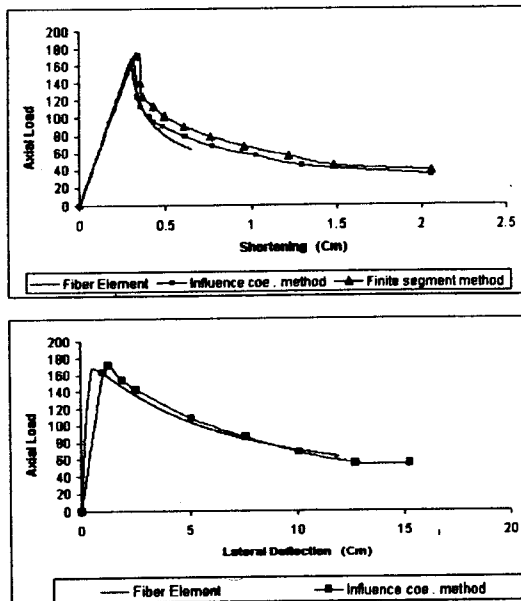
که در آن درایه اول  $S(X)$  بیانگر نیروی محوری مقطع و درایه های دوم و سوم بردار نیروی داخلی مقطع بیانگر لنگرهای خمشی حول محور های  $(y, z, M_y, M_z)$  می باشد.



### رفتار پس کمانشی اعضاء دوسر مفصل

آنالیز پس کمانشی برای یک عضو دو سر مفصل بالاغری ۸۰ با استفاده از المان پس کمانشی تیر ستون الیافی با خیز اولیه  $1/1000$  انجام گرفت. رابطه تنش کرنش فولاد بصورت دو خطی با سخت شدگی کرنش  $1/1$  در تحلیل مورد نظر استفاده قرار گرفت.

در شکل (۱۳) نتایج بدست آمده از تحلیل به دو صورت رابطه نیرو تغییر مکان محوری و رابطه نیرو تغییر مکان جانبی با نتایج بدست آمده از روشهای ضرایب تاثیر [۲۰] و قطعات محدود [۲۱] مقایسه شده است. همانطوریکه ملاحظه می گردد نتایج بدست آمده در مقایسه با روشهایی که به مراتب پیچیده می باشند تطابق خوبی را دارد.



شکل ۱۳: مقایسه منحنی پس کمانشی عضو دو سر مفصل.

### رفتار پس کمانشی عضو دو سر گیردار

در شکل (۱۴) نتایج تحلیلی بدست آمده از آنالیز پس کمانشی یک عضو دو سر گیردار بالاغری ۷۲ و خیز اولیه  $1/1000$  با نتایج آزمایشگاهی بدست آمده توسط D.R.Sherman [۲۲] و نتایج تحلیلی بدست آمده توسط W.F.Chen [۲۱] با استفاده از روش قطعات محدود [۲۱] مقایسه شده است. همانطوریکه ملاحظه می گردد در این قسمت نیز روابط نیرو تغییر مکان محوری و نیرو تغییر

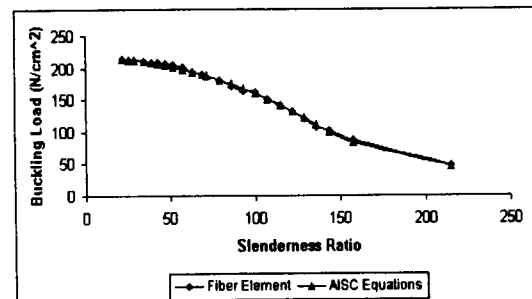
در نتیجه استفاده از آن محدود به حالتی می گردد که بتوان از این تغییر شکلها صرف نظر نمود. لذا این المان برای مدلسازی اعضایی که نسبت طول به قطر آنها کم است مناسب نمی باشد.

### مقایسه و بررسی نتایج تحلیلی المان معرفی شده

در این قسمت المان تیر ستون پس کمانشی الیافی جهت مقایسه نتایج آن با نتایج بدست آمده از آزمایش و روشهای تحلیلی دیگر مورد استفاده قرار گرفته و حالتهای مختلف عضو مهاربندی بالاغری متفاوت واحد پس کمانشی و تحت بار رفت و برگشتی و عضو قاب تحت بار گذاری افزایشی تغییر مکان و بصورت رفت و برگشتی با استفاده از المان معرفی شده تحلیل شده و نتایج آن مقایسه شده است.

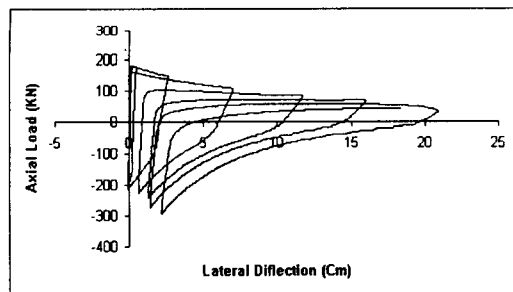
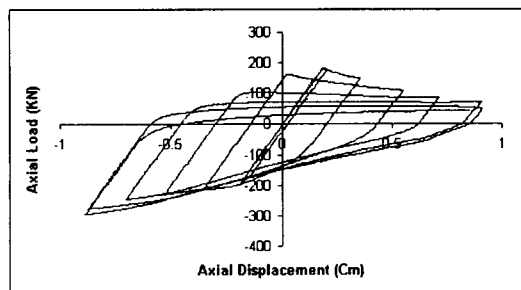
### پیش بینی کمانش

برای مقایسه نتایج مقاومت کمانشی المان مورد نظر با نتایج دیگر روشها، برای تعدادی از اعضاء بالاغری های مختلف آنالیز پس کمانشی انجام گرفت و همچنین برای لاغری های مورد نظر با استفاده از آئین نامه AISC(LRFD) [۱۹] بار کمانشی پیشنهادی آئین نامه محاسبه گردید. در این حالت عضو در طول خود به ۱۰ قطعه و مقطع عرضی به ۱۶ قطعه تقسیم بندی گردیده است. در شکل (۱۲) نتایج بار کمانشی المان مورد نظر در مقایسه با نتایج بدست آمده از آئین نامه فوق مقایسه گردیده است. همانطوریکه در شکل مشاهده می گردد مقادیر بار کمانشی با دقت خوبی با استفاده از این روش پیش بینی گردیده است.



شکل ۱۲: مقایسه بار کمانشی المان.

منظور مقایسه کاهش مقاومت در سیکل‌های مختلف نتایج تحلیلی بارهای کمانشی با نتایج بدست آمده از آزمایش و همچنین نتایج روش‌های اجزاء محدود والمان Maison در شکل (۱۸) مقایسه شده است همانطوریکه ملاحظه می‌گردد المان مورد نظر بارکمانشی در سیکل‌های متفاوت را با دقت قابل قبولی نسبت به روش‌های دیگر پیش بینی می‌نماید.

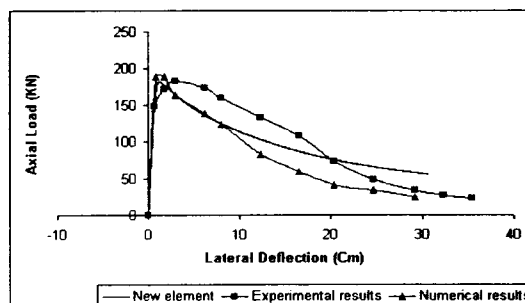
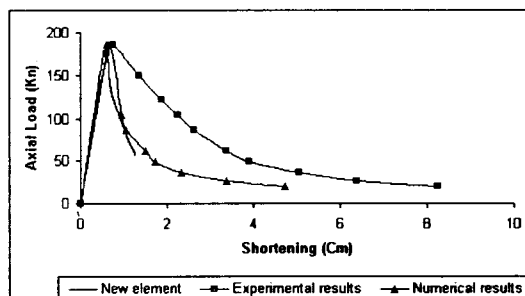


شکل ۱۵: منحنی نیرو تغییر مکان چرخه ای عضو دو سر مفصل.

### عضو دو سر گیردار تحت بار رفت و برگشتی

رفتار تحلیلی غیر خطی یک سر عضو دوسرگیردار بالاغری ۲۵ و خیز اولیه ۱/۱۰۰۰ تحت بار رفت و برگشتی در شکل (۱۹) نشان داده شده است. این نمونه توسط Zayas و همکارانش در دانشگاه برکلی-کالیفرنیا [۲۳ و ۲۴] مورد آزمایش قرار گرفته است نتایج آزمایشگاهی نیرو و تغییر مکان محوری و تغییر مکان جانبی وسط در شکل (۲۰) ترسیم شده است. به منظور مقایسه نتایج، در شکل (۲۱) نتایج بارهای کمانشی در سیکل‌های متفاوت با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است همانطوریکه ملاحظه می‌گردد المان مورد استفاده دارای دقت مناسب جهت تحلیل اینگونه اعضاء می باشد.

مکان جانبی دارای بار کمانشی بسیار نزدیک رفتار پس کمانشی نسبتا خوب می باشد.



شکل ۱۶: مقایسه منحنی پس کمانشی عضو دو سر گیردار.

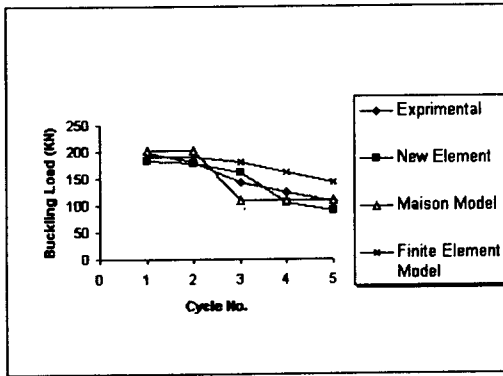
### عضودو سر مفصل تحت بار رفت و برگشتی

در این بخش، رفتار غیرخطی یک عضو دو سر مفصل تحت بار رفت و برگشتی با استفاده از المان تیرستون پس کمانشی الیافی با نتایج بدست آمده توسط Zayas و دیگر همکارانش [۲۳ و ۲۴ و ۲۵] در دانشگاه برکلی کالیفرنیا مقایسه میگردد. در شکل (۱۵) منحنی نیرو تغییر مکان محوری و نیرو تغییر مکان جانبی برای عضو دو سر مفصل بالاغری ۵۴ (در سیکل‌های ۱ تا ۵) با استفاده از این المان ترسیم شده است. همانطوریکه ملاحظه می‌گردد درالمان مورد استفاده در طی سیکل‌های متوالی کاهش مقاومت و کاهش سختی مشاهده می‌گردد. این کاهش مقاومت و کاهش سختی عمدتا بخاطر بوجود آمدن تغییر مکان جانبی ماندگار پس از اولین کمانش است.

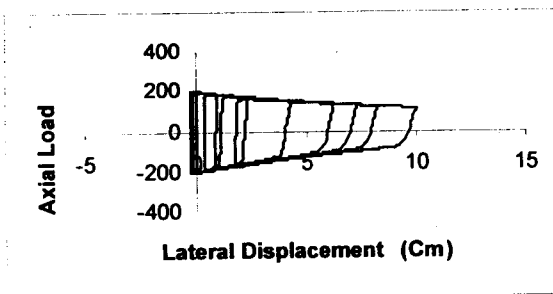
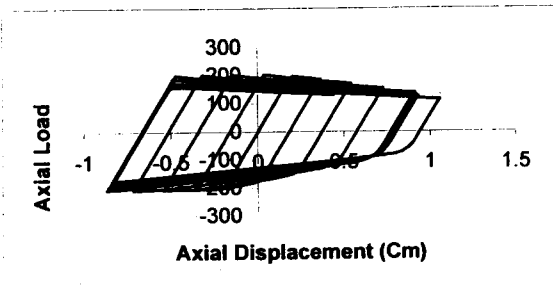
در شکل (۱۶) رفتار نیرو تغییر مکان بدست آمده از آزمایش در دو حالت نیرو تغییر مکان محوری و نیرو تغییر مکان جانبی به منظور مقایسه با نتایج تحلیلی ترسیم شده است.

در شکل (۱۷) نتایج نیرو تغییر مکان محوری در دو حالت روش اجزاء محدود (شکل ۱-۱۷) [۲۶] و روش المان Maison (شکل ۲-۱۷) [۳۷] ترسیم شده است. به





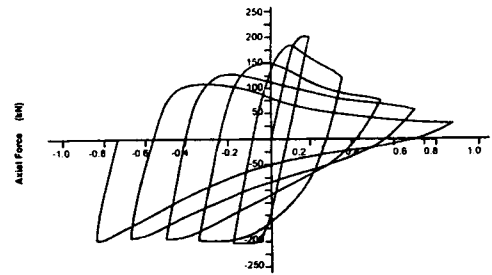
شکل ۱۸: مقایسه نیروی کمانشی در سیکلهای مختلف.



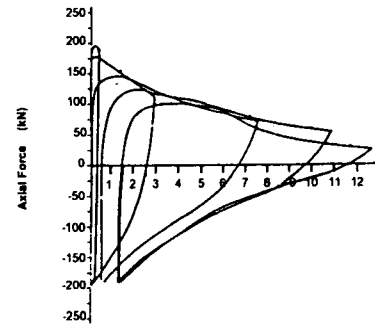
شکل ۱۹: منحنی نیرو تغییر مکان چرخه ای عضو دو سر گیردار.

**بررسی و مقایسه رفتار اعضاء قاب**

در شکل (۲۲) رفتار نیرو و تغییر مکان جانبی یک عضو قاب کنسول با استفاده از المان پس کمانشی تیر ستون الیافی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی بدست آمده توسط D.R.Sherman [۲۲] و نتایج بدست آمده توسط W.F.Chen [۲۱] با استفاده از روش قطعات محدود ترسیم شده است. در این منحنی نیروی محوری عضو  $p/py=0.16$  می باشد که در آن نیروی محوری متناظر با تسلیم می باشد. در شکل (۲۳) رفتار نیرو تغییر مکان عضو را در حالت نیروی محوری  $p/py=0.48$  در مقایسه با منحنی آزمایشگاهی بدست آمده توسط D.R.Sherman [۲۲]

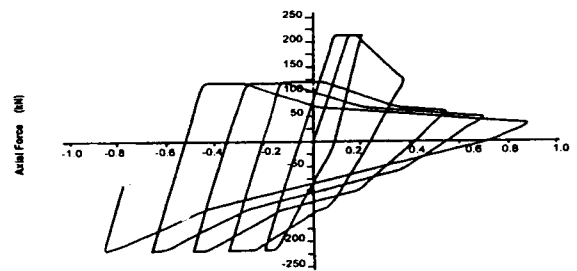


Axial Displacement (Cm)



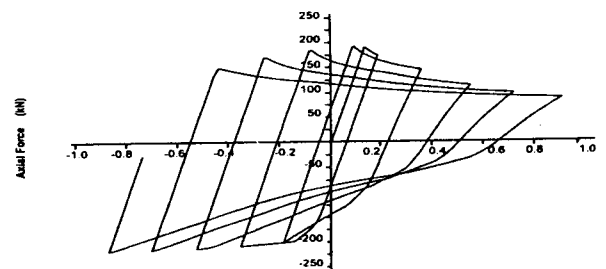
Lateral Deflection (Cm)

شکل ۱۶: منحنی نیرو تغییر مکان چرخه ای (آزمایشگاهی).



Axial Displacement (Cm)

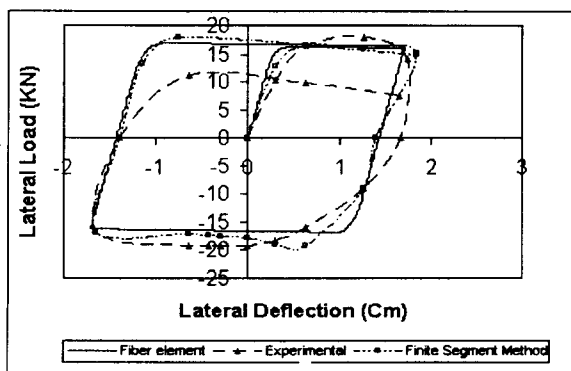
شکل ۱۷-۱: منحنی نیرو تغییر مکان محوری با استفاده از مدل Maison.



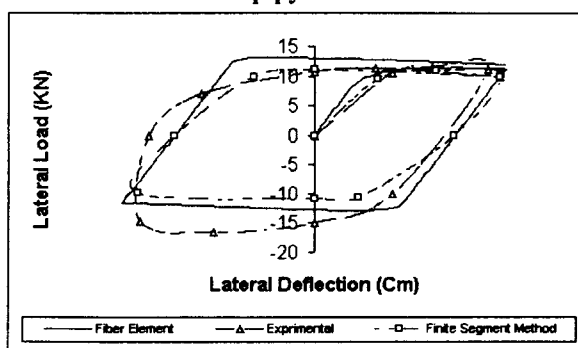
Axial Displacement (Cm)

شکل ۱۷-۲: منحنی نیرو تغییر مکان محوری با استفاده از روش اجزاء محدود.

صورت مناسبی در تحلیل منظور گردد در این راستا مدل المان تیر ستون پس کما نشی الیافی جهت مدل کردن اعضاء معرفی گردید. این المان می تواند برای مدلسازی رفتار غیر خطی کلیه اعضاء بکار رود. تنها پارامتر مورد نیاز جهت این مدلسازی، منحنی تنش کرنش تک محوری مصالح می باشد. نتایج تحلیلی برای حالت های مختلف اعضاء مهار بندی وقاب تطابق خوبی با نتایج دیگر روشها و نتایج آزمایشگاهی دارد و می تواند برای بدست آوردن پاسخ دینامیکی و استاتیکی غیر خطی این سکوها مورد استفاده قرار گیرد.



شکل ۲۲: مقایسه منحنی رفتاری عضو قاب در حالت  $p/p_y=0.16$

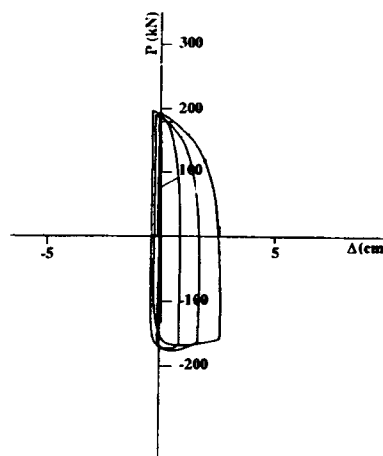
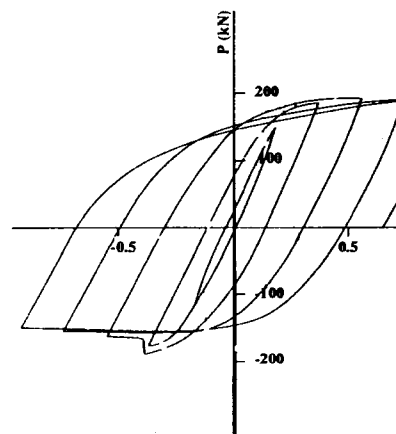


شکل ۲۳: مقایسه منحنی رفتاری عضو قاب در حالت  $p/p_y=0.48$

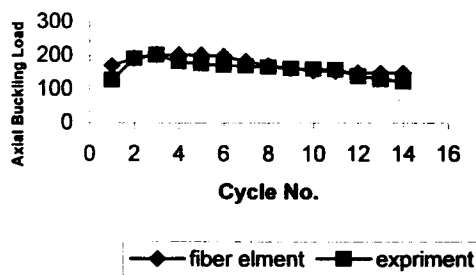
### تشکر و قدردانی

نویسنده اول این مقاله مراتب تشکر و قدردانی خود را از Prof. F.C. Fillipou و Prof. R.G. Bea و پروفیسور ابولحسن آستانه اصل بدلیل راهنمایی های ارزنده ای که در طی فرصت تحقیقاتی خود در دانشگاه برکلی کالیفرنیا از ایشان دریافت نموده است، ابراز میدارد.

و منحنی تحلیلی بدست آمده توسط W.F.Chen [۲۱] ترسیم شده است. همانطوریکه ملاحظه میگردد نتایج دارای تطابق خوبی نسبت به نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی میباشد.



شکل ۲۰: منحنی نیرو تغییر مکان چرخه ای (آزمایشگاهی).



شکل ۲۱: مقایسه نیروی کمانشی در سیکلهای مختلف.

### نتیجه گیری

به منظور انجام تحلیلهای غیرخطی سکوهای دریایی باید مدل رفتاری اعضاء در قسمت غیرخطی به

## مراجع

- 1 - Bea, R. G. (1993). "Seismic response of offshore platforms." *X-National Conference on Earthquake Engineering*, Jalisco, Mexico.
- 2 - Bea, R. G. (1993). "Response of offshore structures subjected to earthquakes." *International Workshop on Wind and Earthquake Engineering For Offshore and Coastal Facilities*, Port and Harbor Research Institute, Yokosuka, Japan.
- 3 - Sherman, D. R. (1978). "Cyclic inelastic behavior of beam-columns and struts." *ASCE preprint 3302*, Chicago, OCT. 1978.
- 4 - Sherman, D. R. and Erzurumlu, H. (1976). "Ultimate capacity of tubular beam-columns." *ASCE National Structural Engineering Conference*, Madison, Wisconsin.
- 6 - Fujimoto, M., Aoyagi, T., Ukai, K., Wada, A. and Saito, K. (1972). "Structural characteristics of eccentric K-braced frames." *Transactions AIJ*, No. 195.
- 7 - Sherman, D. R. and Erzurumlu, H. (1976). "Ultimate capacity of tubular beam-columns." *ASCE National Structural Engineering Conference*, Madison, Wisconsin.
- 8 - Sing, P. (1977). *Seismic Behavior of Braces and Braced Steel Frames*, Report No.UMEE77R1, University of Michigan, Ann Arbor.
- 9 - Ikeda, K. and Mahin, S. A. (1984). *A Refined Physical Theory Model for Predicting the Seismic Behavior of Braced Steel Frames*, Report No.UCB/EERC-84/12, University of California Berkeley.
- 10 - Marshal, P. W. (1978). "Design considerations for offshore structures having nonlinear response to earthquake." *preprint ASCE Annual convention and Exposition*, Chicago.
- 11 - Roeder, C. W. and Popov, E. P. (1977). *Inelastic behavior of eccentrically braced framed under cyclic loading*. Report No.UCB/EERC-77/18, Earthquake Engineering Research center, University of California Berkeley.
- 12 - Maison, B. and Popov, E. P. (1980). "Cyclic response prediction for braced steel frames." *Journal of the Structural Division, ASCE*.
- 13 - Prakash, V., Powell, G. H. and Campbell, S. (1994). *DRAIN-3DX base program description and user guide, version 1.10*, Report No.UCB/SEMM-94/07, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- 14 - Powell, G. H. and Campbell, S. (1994). *DRAIN-3DX element description and user guide for element type 01, type 04, type05, type 08, type 09, type 15, type 17, version 1:10*, Report No.UCB/SEMM-94/08, Department of Civil Engineering University of California, Berkeley.
- 15 - Prakash V. and Powell GH. (1993). *DRAIN-2DX, DRAIN-3DX and DRAIN-BUILDING: base program design documentation*, Report No.UCB/SEMM-93/16, Department of Civil Engineering University of California, Berkeley.
- 16 - Taucer, F., Spacone, E. and Fillipou, F. C. (1991). *A Fiber Beam-Column Element for Seismic Response Analysis of Reinforced Concrete Structures*, Report No.UCB/EERC-91/17, Earthquake Engineering Research center, University of California, Berkeley.

- 17 - Kaba, S. A. and , Mahin, S. A. (1983). *Interactive Computer Analysis Methods for Predicting the Inelastic Cyclic Behavior of Structural Sections*, Report No.UCB/EERC-83/18, Earthquake Engineering Research center, University of California, Berkeley.
- 18 - Yang, Y. B. and Kuo, S. R. (1994). *Theory and analysis of nonlinear framed structures*, Prentice Hall.
- 19 - ASCE, Manual of Steel Construction, Load &Resistance Factor Design, 1994, AISC.
- 20 - Han, D. J., Chen, W. F. (1983). "Buckling and cyclic inelastic analysis of steel tubular beam-columns." *Engineering Structures*, Vol. 5.
- 21 - Chen, W. F. and Han, D. J. (1985). *Tubular members in offshore structures*, Pitman Publishing Inc., Boston, Ma.
- 22 - Sherman, D. R. (1979). *Post Local Buckling Behavior of Tubular Strut type Beam-Columns: an Experimental Study*, Report to Shell Oil Co., University of Wisconsin-Milwaukee.
- 23 - Zayas, V. A., Popov, E. P. and Mahin, S. A. (1980). *Cyclic Inelastic Buckling of Tubular Steel Braces*, Report No.UCB/EERC-80/16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- 24 - Zayas, V. A., Mahin, S. A. and Popov, E. P. (1980). *Cyclic Inelastic Behavior of Steel Offshore Structures*, Report No. UCB/EERC-80/27, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- 25 - Zayas, V. A., Shing, P. B., Popov, E. P. and Mahin, S. A. (1981). *Inelastic Structural Modeling of Braced Offshore Platforms for Seismic Loading*, Report No.UCB/EERC-81/04, Earthquake Engineering Research center, University of California, Berkeley.
- 26 - Kayvani, K., Barzegar, F. (1993). *Modeling of Tubular Members in Offshore Steel Jacket Under Severe Cyclic Loading*, Report No.R-324, the University of New South Wales, Australia.
- 27 - Maison, B. and Popov, E. P. (1980). "Cyclic response prediction for braced steel frames." *Journal of the Structural Division, ASCE*.

واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- 1 - Fiber Beam Column Post Buckling Element
- 2 - Fiber Beam Column Element
- 3 - Segment
- 4 - Fiber