

ارزیابی مقاومت و شکل پذیری ساختمانهای بتن مسلح کوتاه

فریبرز ناطقی‌الهی* و نقدعلی حسین‌زاده**

پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

(دریافت مقاله: ۷۸/۱۲/۸ - دریافت نسخه نهایی: ۸۰/۶/۱۹)

چکیده: در این مقاله یک روش تحلیلی برای ارزیابی ایمنی لرزه‌ای ساختمانهای بتنی مسلح کوتاه و کم ارتفاع ارائه می‌شود. در این روش، ارزیابی براساس مشخصه نیرو - جابه جایی طبقه اول یا ضعیفترین طبقه انجام می‌گیرد. معیار ارزیابی ایمنی سازه براساس دو پارامتر مقاومت و شکل پذیری در حالت زلزله قوی ($PGA=0.3\text{ g}$) و زلزله شدید ($PGA=0.45\text{ g}$) استوار است. مکانیزم شکست سازه به صورت خمشی، برشی و برشی - خمشی طبقه بندی می‌شود. ارزیابی ایمنی در پنج گام متوالی انجام می‌گیرد که عبارت‌اند از: الف - مدل سازی سیستم سازه‌ای، ب - تعیین مدل تحلیلی غیرخطی طبقه، ج - ارزیابی ایمنی مقاومت، د - ارزیابی ایمنی شکل پذیری و ه - ترکیب ارزیابی ایمنی. نحوه ارزیابی براساس یک ماتریس معیار پیشنهاد شده استوار است.

واژگان کلیدی: مقاومت، شکل پذیری، مکانیزم شکست، ساختمانهای بتن مسلح کوتاه

Siesmic Assessment of Ductility and Strength Capacities of Low-Rise R. C. Buildings

F. Nateghi-A and N. A. Hosseinzadeh

International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran

Abstract: This paper presents a methodology for the assessment of ductility and strength capacities in low-rise buildings. This method utilizes the characteristics of force-displacement for the lowest story level or considers the weakest story in any given low-rise building for its primary analysis. Calculations are based on two levels of earthquake motions, namely; strong earthquakes ($PGA=0.3\text{ g}$), and very strong earthquakes ($PGA=0.45$). Failure mechanism for the structure is established based on three criteria which are: a) bending mode, b) shear mode, and c) shear-bending mode. Evaluation is then performed using a five step procedure starting with a: modeling the building, b) developing the non-linear properties of the model, c) strength calculations, d) ductility calculations, and finally, e) assessing the safety of the building under consideration. All these evaluations are performed based on a matrix format, which simplifies the whole procedure. Developed equations and step-by-step procedure are presented and described in this paper Satisfactory results are obtained from the use of the method developed.

Keywords: Strength, Ductility, Failure mechanism, Low-Rise R. C. Buildings

** - دانشجوی دکترا

* - استاد

تعداد بیشماری از ساختمانهای بتنی مسلح موجود که طی دهه‌های گذشته ساخته شده‌اند، براساس ویرایشهای قدیمی آئین‌نامه‌های زلزله طراحی و ساخته شده‌اند که عموماً ضوابط آیین‌نامه‌های امروزی را تامین نمی‌کنند. به علاوه به علت ضعف تکنولوژی ساخت و مشکلات اجرایی، کفایت عملکرد ساختمانهای موجود به عنوان یک سوال اساسی مطرح است. بنابراین ارائه یک روش منطقی و معقول برای ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای مجموعه بزرگی از ساختمانهای موجود در مقابل خطر زلزله‌های قوی و مخرب، هم برای صاحبان و ساکنان ساختمانها و هم برای مسئولین مملکتی به ویژه به لحاظ مدیریت بحران امری مهم و اجتناب ناپذیر است.

با توجه به اهمیت موضوع و نیاز دستیابی به ابزاری برای ارزیابی اینه موجود، روشهای مختلفی توسط پژوهشگران در سراسر گیتی مطرح و پیشنهاد شده است [۱-۸]. این روشها عموماً از دو دیدگاه کاملاً کیفی و یا کاملاً کمی به موضوع برخورد می‌کنند که روشهای پیشنهادی عموماً یکی از دو روش را مبنای کار خود قرار می‌دهند. روشهای کیفی از سرعت بالا و لیکن دقت پایین و روشهای کمی بالعکس از سرعت پایین، هزینه زیاد و دقت خوبی برخوردارند. روش حاضر استفاده بهینه از هر دو روش را مد نظر قرار داده و ضمن داشتن سرعت مناسب برای ارزیابی سازه از دقت قابل توجهی نیز برخوردار است. این روش از مرحله اول که ساده‌ترین مرحله است شروع شده و به مراحل پیچیده‌تر ادامه می‌یابد. ساختمانهایی که ضوابط معیارهای مرحله اول را تامین نکنند، باید در مراحل بعدی با دقت بیشتری مورد ارزیابی قرار گیرند. به این ترتیب، با بهره‌گیری از یک روش مرحله‌ای معقول شبیه غربال کردن با استفاده از تحلیل (کیفی و کمی توأم)، مجموعه وسیعی از ساختمانها قابل بررسی بوده و صرفه‌جویی قابل ملاحظه‌ای در وقت و هزینه محاسبات حاصل می‌شود.

در این مقاله تاکید بر مرحله اول روش چند مرحله‌ای است که برای ساختمانهای بتنی مسلح کوتاه و کم ارتفاع با سیستم

قاب خمشی یا دیوار برشی کاربرد دارد. برای ارزیابی ساختمانهای موجود، ضوابط طرح مقاوم لرزه‌ای ارائه شده در مرجع [۹] در نظر گرفته شده است. قابلیت کاربرد این روش با یک مثال عددی بر روی یک ساختمان نمونه ساخته شده در تهران نشان داده شده است. این روش گرچه برای ساختمانهای بتنی مسلح کوتاه ارائه شده است ولی با اصلاحات مناسب می‌توان آن را برای ساختمانهای با ارتفاع متوسط نیز به کار برد.

۲- روش ارزیابی ایمنی

۲-۱- اصول ارزیابی ایمنی

جامعترین روش برای ارزیابی ایمنی سازه‌ها، تحلیل دینامیکی غیرخطی سه‌بعدی است. اما چون رفتار غیرخطی مصالح در اعضای سازه‌ای و پی‌ها (از جمله اندرکنش خاک - سازه) و مشخصات حرکات لرزه‌ای زمین را نمی‌توان به دقت مدلسازی کرد، به عبارت دیگر، با توجه به عدم قطعیت در رفتار لرزه‌ای سازه‌ها و مشخصات زلزله ورودی می‌توان از روشهای تقریبی معین و ساده شده نیز استفاده کرد.

ارزیابی سازه‌ای بیان شده در این مقاله، از یک مجموعه گامهای متوالی تشکیل شده است. در این روش مرحله‌بندی شده، فرضیات و جزییات محاسبات در هر مرحله برای ارزیابی مطمئن سازه بررسی می‌شود. با استفاده از این روش، ارزیابی مجموعه وسیعی از ساختمانهای تحت اثر حرکات قوی زلزله به صورت تحلیلی و نسبتاً سریع امکانپذیر می‌شود.

در کلان، برای ارزیابی یک روش سه‌مرحله‌ای پیشنهاد شده است. در اولین مرحله، مشخصه بار - جابه جایی طبقه اول یا ضعیفترین طبقه به صورت تقریبی تعیین می‌شود. با استفاده از این مشخصه پاسخ لرزه‌ای سازه به کمک طیف پاسخ خطی برای ارزیابی مقاومت ایمن و طیف پاسخ غیرخطی برای ارزیابی شکل پذیری ایمن به دست می‌آید. سپس با در نظر گرفتن این دو مولفه، ترکیب ارزیابی برای مشخص کردن حاشیه ایمنی سازه به عمل می‌آید. مراحل انجام ارزیابی در پنج گام قابل محاسبه است [۹] که به شرح کامل آنها متعاقباً پرداخته

خواهد شد.

مناسب مورد بررسی قرار گرفته و نتایج مقایسه شوند.

۲-۲- معیار ارزیابی ایمنی

تعریف خسارت مجاز و مشخصات زلزله مهمترین پارامترهای یک روش ارزیابی محسوب می‌شوند. اما مشخصات و شدت زلزله‌های آینده نامعلوم بوده و پاسخ ساختمانها به چنین زلزله‌هایی کاملاً روشن نیست. لذا، بدین منظور در تحقیق حاضر، ابتدا محدوده‌های زلزله قوی ($PGA=0.3\text{ g}$) و زلزله شدید ($PGA=0.45\text{g}$) و محدوده خسارت تعمیرپذیر و خسارت بدون فروریزش مطابق جدول (۱) به عنوان ماتریس معیار در نظر گرفته می‌شود. سپس ماتریس معیار براساس سه نوع مکانیزم شکست: خمشی، برشی و برشی - خمشی تعریف شده است. در حالت شکست خمشی، مکانیزم شکست ساختمان در اثر شکست خمشی اعضا تشکیل شده و ساختمان نسبتاً شکل پذیر است. در حالت شکست برشی، مکانیزم شکست در اثر شکست برشی اعضا تشکیل و ساختمان ترد و بدون شکل پذیری است. در حالت شکست برشی - خمشی، ترکهای برشی در اعضا به وجود می‌آید اما مکانیزم شکست از نوع خمشی است.

۳-۲- تشریح مراحل ارزیابی ایمنی

همان طور که بیان شد این روش از پنج گام برای ارزیابی ایمنی سازه‌ها استفاده می‌کند که جزئیات آن به طور خلاصه در نمودار جریان‌ی شکل (۱) نشان داده شده و به شرح زیر است

۲-۳-۱ گام مدلسازی سازه‌ای

ارزیابی با انتخاب یک مدل سازه‌ای شروع می‌شود که بیانگر سیستمهای انتقال بار ثقلی و لرزه‌ای است. سیستم سازه‌ای و شدت بار ثقلی با بررسی نقشه‌ها، محاسبات طراحی، مشخصات رکوردها و بازرسی محلی تعیین می‌شوند. با توجه به اینکه مدلسازی سازه‌ای مناسب یک گام اساسی در ارزیابی ایمنی سازه‌ای محسوب می‌شود، لذا این گام باید با نهایت دقت انجام گیرد. اگر انتخاب یک مدل ساده مشکل باشد، باید چندین مدل

۲-۳-۲ گام مدلسازی تحلیلی

در این گام مشخصات بار - تغییر شکل سیستم سازه‌ای تحت اثر نیروی جانبی در محدوده خطی و غیرخطی تعیین می‌شود. همچنین مدل هیسترتیک مناسب برای پاسخ لرزه‌ای انتخاب می‌شود. برای تعیین مشخصات بار - تغییر شکل، مقاومت ترک خوردگی برشی، مقاومت نهایی برشی و مقاومت خمشی تمام طبقات محاسبه شده و ساختمانها براساس نوع شکست طبقه‌بندی می‌شوند. نوع شکست براساس مشخصات طبقه اول تعیین می‌شود. اگر شکست در طبقه دیگری اتفاق بیفتد، مقاومت طبقه اول براساس آن اصلاح می‌شود. با مقایسه مقاومت نهایی برشی C_{sul} مقاومت نهایی برشی C_{sul} و مقاومت جاری شدن خمشی C_{byl} به صورت ضریب برش پایه، نوع شکست به شکل زیر تعریف می‌شود

$$\begin{aligned} C_{byl} < C_{scl} < C_{sul} & \text{شکست خمشی} \\ C_{scl} < C_{sul} < C_{byl} & \text{شکست برشی} \\ C_{scl} < C_{byl} < C_{sul} & \text{شکست برشی - خمشی} \end{aligned} \quad (1)$$

در مدل تحلیلی غیرخطی، هر یک از اعضای لرزه بر، مانند ستون یا دیوار مطابق شکل (۲) از ترکیب فنرهای غیرخطی خمشی و برشی به صورت سری در نظر گرفته می‌شود. K_b و K_s به ترتیب در این شکل نمایانگر سختی سکانت در هر نقطه نمودار بار - تغییر شکل خمشی و برشی است. با فرض کف صلب، مدل تحلیلی غیرخطی ساختمان مطابق شکل (۳) از ترکیب فنرهای خمشی و برشی به طور موازی در هر طبقه حاصل می‌شود. K_{be} بیانگر سختی عضو خمشی معادل (ترکیب موازی فنرهای خمشی) و K_{se} بیانگر سختی عضو برشی معادل (ترکیب موازی فنرهای برشی) است. مشخصه نیرو - تغییر شکل سیستم معادل (ترکیب سری فنرهای خمشی و برشی معادل) از معادله $(l/k = l/k_{be} + l/k_{se})$ به دست می‌آید. برای تعیین مقاومت ترک خوردگی برشی، مقاومت نهایی برشی، مقاومت خمشی، پیروید طبیعی و ضرایب شرکت مدی

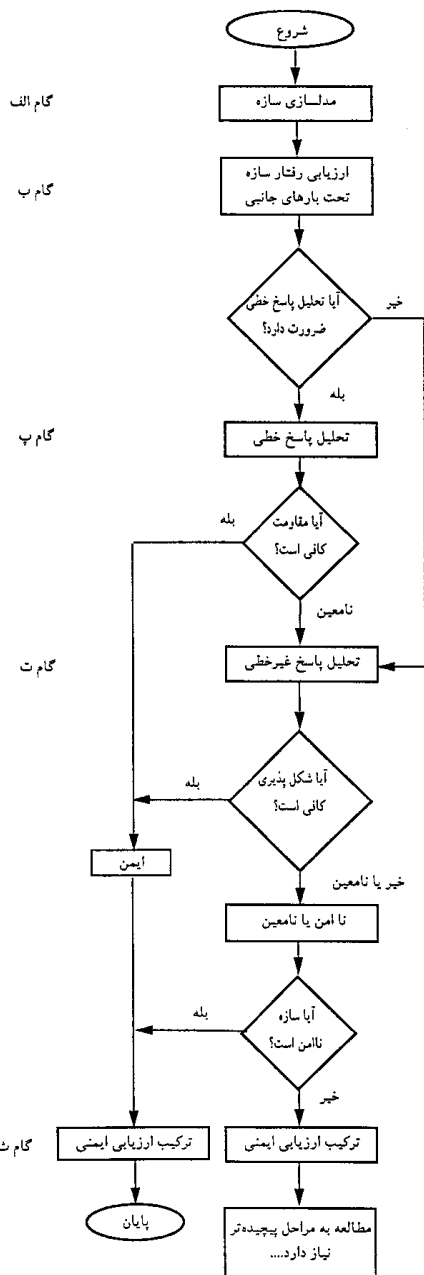
جدول ۱- ماتریس معیار برای قضاوت ایمنی لرزه‌ای ساختمانهای بتنی مسلح

درجه زلزله	زلزله قوی (0.3 g)	زلزله شدید (0.45 g)
درجه ایمنی	خسارت قابل تعمیر	خسارت بدون فروریزش
مکانیزم شکست خمشی (شکل پذیر)	ضریب شکل پذیری (μ) ^۱ کوچکتر از ۲	ضریب شکل پذیری (μ) کوچکتر از ۴
مکانیزم شکست برشی (شکننده)	مرحله ترک خوردگی برشی	قبل از مرحله شکست برشی ^۲
مکانیزم شکست برشی - خمشی	مرحله ترک خوردگی برشی	مرحله جاری شدن ^۳

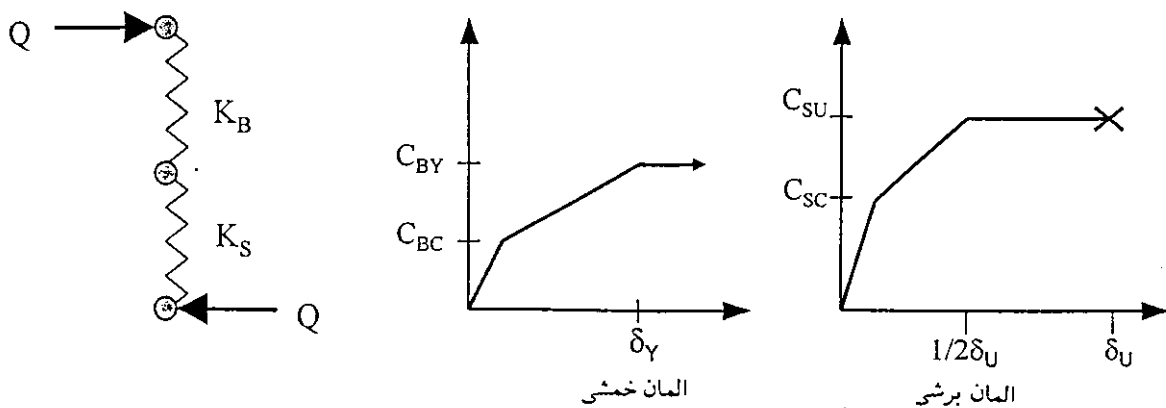
۱- جابه جایی جاری شدن / جابه جایی حداکثر - ضریب شکل پذیری

۲- تغییر شکل برشی در این مرحله نصف ظرفیت تغییر شکل نهایی در نظر گرفته می شود ($\gamma_{ult}=4 \times 10^{-3}$ rad)

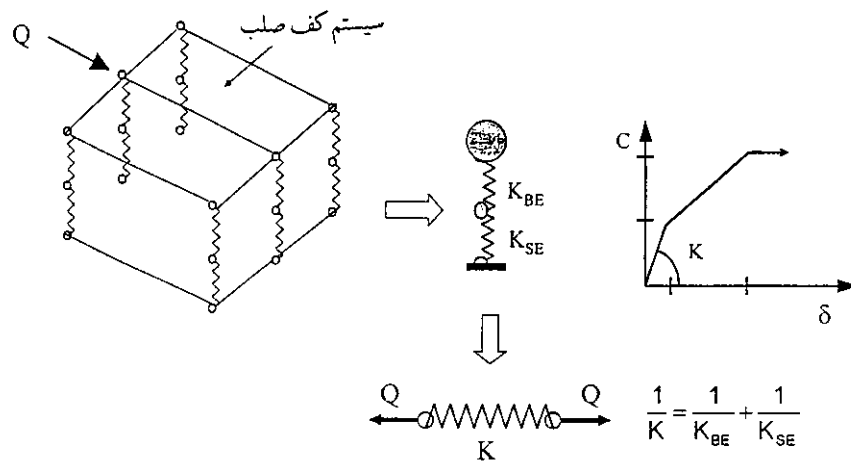
۳- جابه جایی در این مرحله، تقریباً متناظر با ضریب شکل پذیری ۲ برای نوع خمشی در نظر گرفته می شود.



شکل ۱- نمودار جریان عملیات و مراحل ارزیابی [۹]



شکل ۲- مشخصات عضو لرزه‌بر



شکل ۳- مدل تحلیل سازه

معادلات تقریبی به شرح زیر پذیرفته شده‌اند.

۲-۳-۱- مقاومت ترک خوردگی برشی (C_{sci})

اگر متوسط تنش برشی τ_{av} ستونها و دیوارها در هنگام شروع ترک برشی معلوم باشد، مقاومت برشی طبقه در مرحله ترک خوردگی عبارت است از

$$Q_{sci} = \tau_{av} \sum_{j=1}^m A_j \quad (2)$$

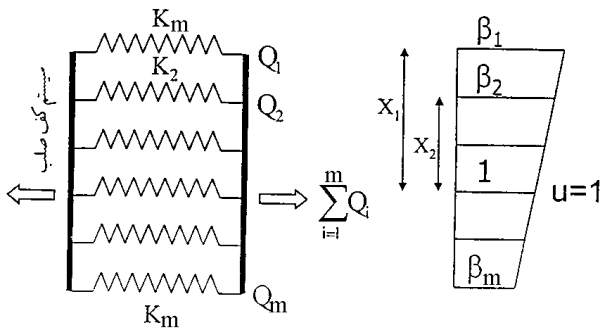
$$C_{sci} = Q_{sci} / \sum_{j=1}^n W_j \quad (3)$$

در معادلات بالا Q_{sci} نیروی برشی طبقه i ام در مرحله ترک خوردگی، C_{sci} ضریب برش ترک خوردگی طبقه i ام، W_j وزن

طبقه j ام، A_j مساحت سطح مقطع زامین عضو لرزه‌بر، m تعداد کل اعضای لرزه‌بر طبقه i ام و n تعداد طبقات هستند. با توجه به اینکه τ_{av} برحسب توزیع سختی و مقاومت ستونها و دیوارها متغیر است، لذا بایستی توزیع برش و مقاومت برشی هر یک از ستونها و دیوارها برای برآورد دقیق τ_{av} محاسبه شوند. در یک سیستم ساختمانی مطابق شکل (۴) شامل m عضو لرزه‌بر موازی، اگر i امین عضو به مقاومت ترک خوردگی برشی، τ_c برسد آن گاه نیروی برشی این عضو عبارت است از

$$Q_i = \tau_c \times A_i \quad (4)$$

اگر فرض کنیم β_i بیانگر i امین عضو ماتریس سازگاری بین جابه جایی اعضا و جابه جایی نقطه بارگذاری باشد، داریم



شکل ۴- سیستم سازه‌ای و سازگاری تغییر شکلها

۲-۳-۲-۳- مقاومت خمشی (C_{bvi})

مقاومت خمشی به کمک یک تحلیل حالت حدی تقریبی و با فرض تشکیل مفصل خمیری در محل اتصال تیرها، ستونها و پی‌ها محاسبه می‌شود. برای این منظور برنامه رایانه‌ای HMECH برای قابها و SWALL برای دیوارها تهیه شد که نمودار جریانی آنها در شکل‌های (۵) و (۶) آورده شده است [۸ و ۹]. در این برنامه‌ها لنگرهای جاری شدن از معادلات زیر محاسبه می‌شوند

تیرها

$$M_y = 0.9A_t f_y d \quad (۹)$$

ستونها

$$M_y = 0.8A_t f_y D + 0.5ND \left(\frac{1-N}{bDf'_c} \right) \quad (۱۰)$$

دیوارها با ستون لبه

$$M_y = A_g f_y L + \frac{N}{2L} \quad (۱۱)$$

دیوارهای بدون ستون لبه (مشابه معادله (۱۰) یا به روش سازگاری کرنشها)

پی‌ها

$$M_y = \left(\frac{f_o}{2} \right) \left(1 - \frac{f_o}{f_b} \right) BL^2 \quad (۱۲)$$

در معادلات بالا M_y لنگر جاری شدن، A_t مساحت آرماتور کششی، f_y مقاومت جاری شدن آرماتور کششی، d عمق مؤثر تیر، D عمق ستون، b پهنای ستون، N نیروی محوری (فشاری مثبت)، f'_c مقاومت مشخصه بتن، A_g مساحت آرماتور طولی

$$Q_i = \left[\frac{\beta_i K_i}{\sum_{j=1}^m \beta_j X_j} \right] \sum_{j=1}^m Q_j \quad (۵)$$

$$\beta_i = 1 - X_i \left[\frac{\left(\sum_{j=1}^m K_j X_j \right)}{\left(\sum_{j=1}^m K_j X_j^2 \right)} \right] \quad (۶)$$

$$\tau_{av} = \left(\frac{\sum_{j=1}^m Q_j}{\sum_{j=1}^m A_j} \right) =$$

$$\left[\frac{A_i}{\sum_{j=1}^m A_j} \right] \left[\frac{\beta_i K_i}{\sum_{j=1}^m \beta_j K_j} \right] \tau_c = \alpha_s \tau_c \quad (۷)$$

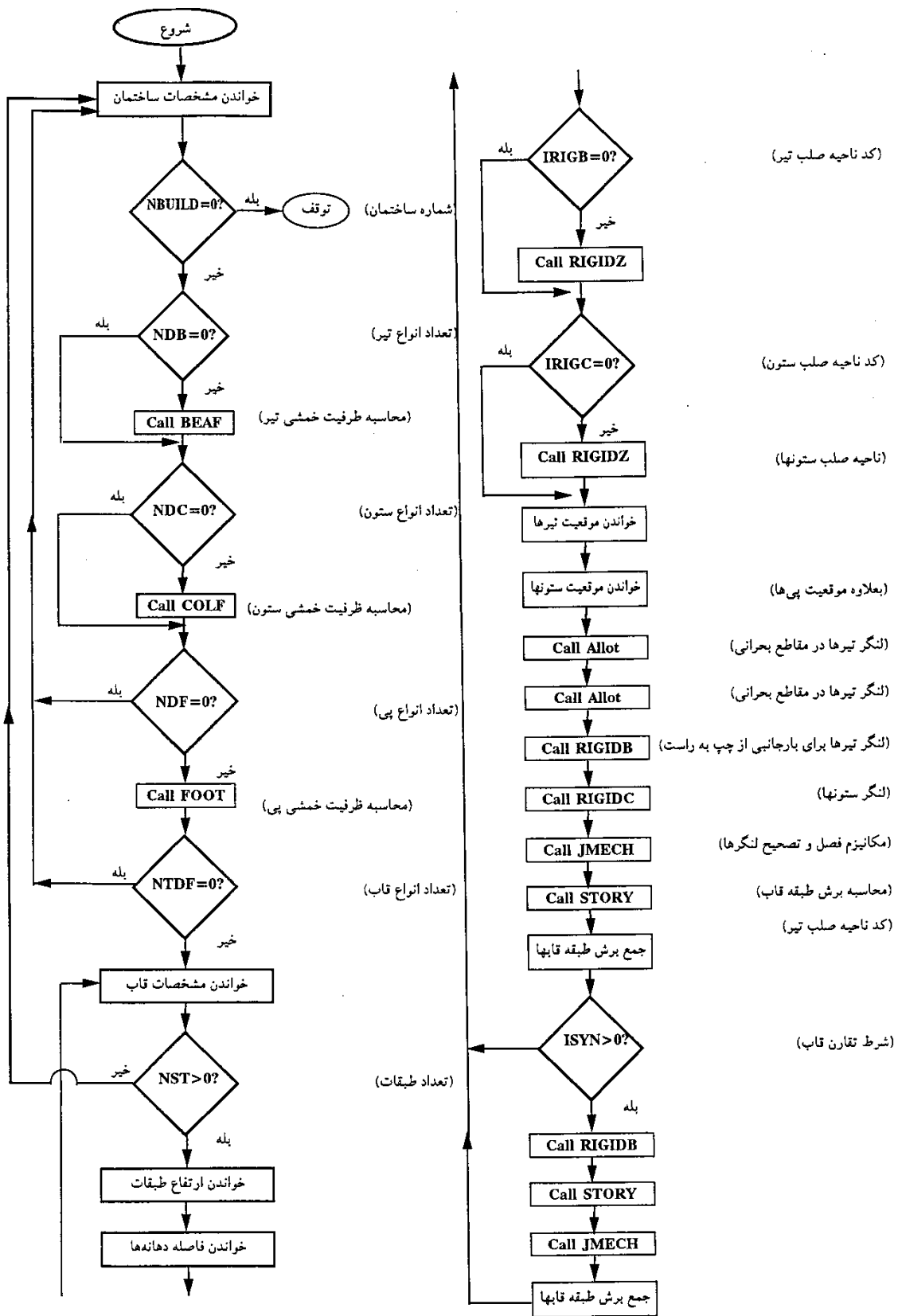
معادله (۵) از تناسب خطی نیرو در اعضای لرزه‌بر و معادله (۶) از سازگاری تغییر شکلها به علاوه تعادل نیروها به دست آمده‌اند. در این معادله، X_i بیانگر فاصله i امین عضو از نقطه بارگذاری بوده و پارامتر α_s ضریب اصلاح تنش برشی ترک خوردگی است. با انتخاب این ضریب، مقاومت ترک خوردگی برشی ساختمان به طور تقریبی محاسبه می‌شود و نیازی به تحلیل تنش نیست. در صورتی که تمام اعضا سطح مقطع و سختی یکسان داشته باشند $\alpha_s = 1$ خواهد بود. به هر حال در ساختمانهای موجود به علت متفاوت بودن سطح مقطع و سختی اعضا و تمرکز تنش در بعضی از اعضا عموماً $\alpha_s < 1$ است.

۲-۳-۲-۲- مقاومت نهایی برشی (C_{sui})

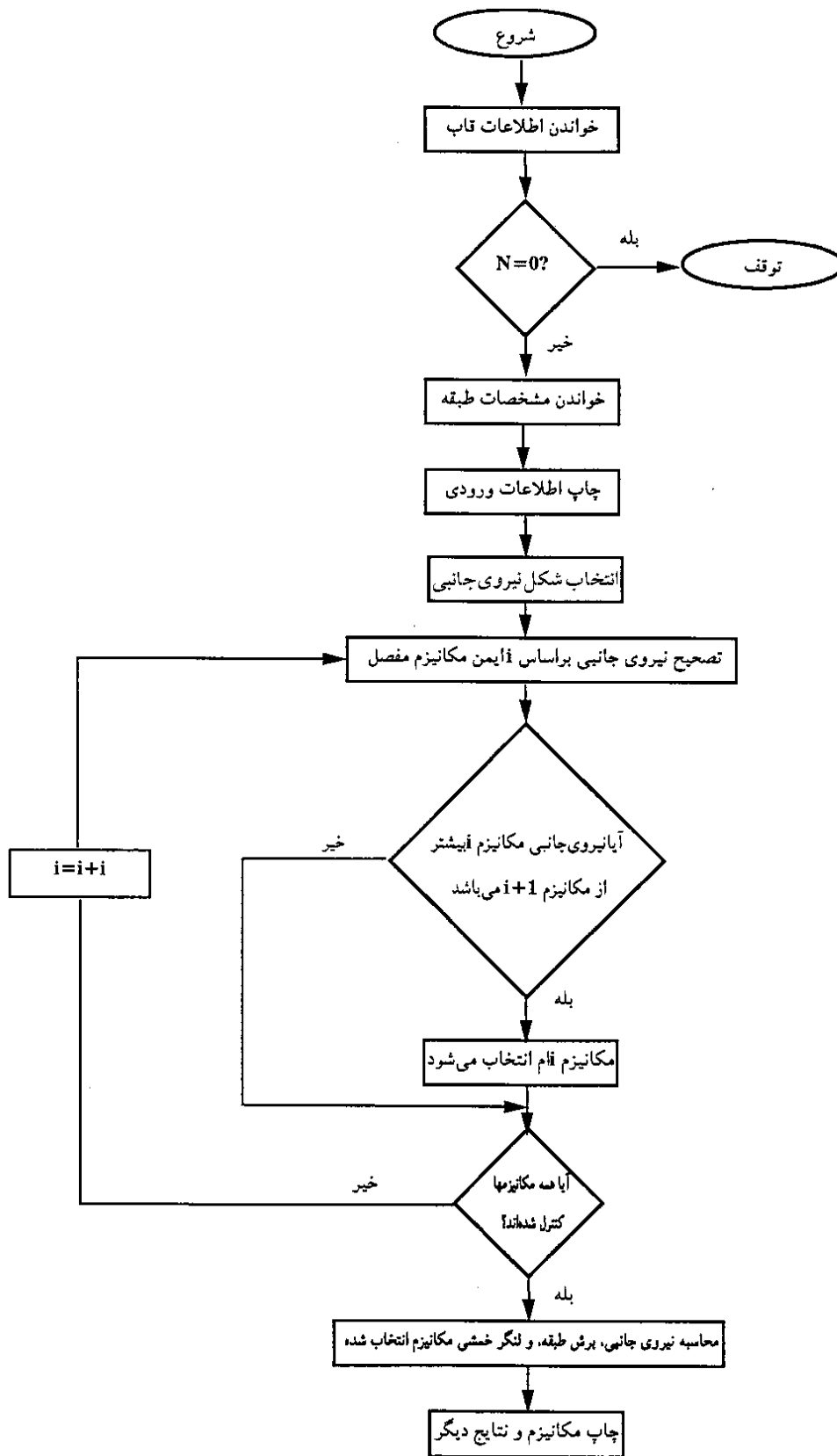
مقاومت نهایی برشی از معادله زیر محاسبه می‌شود

$$C_{sul} = \alpha \times C_{scl} \quad (۸)$$

مقدار ضریب α بستگی تام به مطالعات آزمایشگاهی پیدا می‌کند لیکن با توجه به مطالعات سعی و خطا [۹ و ۱۰]، مقدار $\alpha = 1.9$ در نظر گرفته می‌شود. مقدار واقعی α از نتایج آزمایشی دیوارهای برشی همراه قاب حاصل می‌شود که متاسفانه در حال حاضر چنین مطالعاتی مقدور نیست. در ضمن، پیشنهاد می‌شود این پارامتر برای دیوارهای بدون قاب یا برای ستونها با در نظر گرفتن دهانه برش و میزان آرماتور برشی نیز اصلاح شود.



شکل ۵- نمودار جریان برنامه HMECH [۸]



شکل ۶- نمودار جریان برنامه SWALL [۸]

شکست در طبقه اول ساختمان، معیار اصلی ایمنی در مرحله اول محسوب می‌شود. بنابراین اگر شکست در طبقه دیگری غیر از طبقه اول شروع شود، ارزیابی نیاز به اصلاح دارد. اگر نیروی جانبی در طبقات ساختمان اعمال شود ضریب برش طبقه i ام عبارت است از

$$C_i = Q_i / \sum_{j=1}^n W_j = \sum_{j=1}^n k_j W_j / \sum_{j=1}^n W_j \quad (15)$$

در معادله بالا k_j ضریب نیروی جانبی طبقه j ام، W_j وزن طبقه j ام و n تعداد کل طبقات است. اگر توزیع k_j معلوم باشد می‌توان اولین طبقه‌ای را که به مرحله جاری شدن یا مرحله ترک خوردگی می‌رسد تعیین کرد. چنانچه طبقه‌ای قبل از طبقه اول به حد بحرانی برسد ضریب برش پایه برحسب آن اصلاح می‌شود. مثلاً اگر مطابق شکل (۹) توزیع k_j مثلثی (نزدیک به مد اصلی) و وزن طبقات مساوی در نظر گرفته شوند ضریب برش پایه برابر است با

$$C_i = \frac{k_n(n+i)}{2n} \quad (16)$$

$$\bar{C}_i = \frac{C_i}{C_1} = \frac{n+i}{n+1} \quad (17)$$

در معادلات بالا \bar{C}_i نرمال شده C_i است. اگر مقدار \bar{C}_i بزرگتر از مقاومت نرمال شده \bar{C}_{yi} (مقاومت i امین طبقه به مقاومت طبقه اول) باشد، مقاومت طبقه اول به صورت زیر اصلاح می‌شود

$$C'_{yl} = C_{yl} \bar{C}_{yi} \frac{n+1}{n+i} \quad \text{توزیع مثلثی} \quad (18)$$

$$C'_{yl} = C_{yl} \bar{C}_{yi} \quad \text{توزیع یکنواخت}$$

۲-۳-۲-۵- پریرود طبیعی

پریرود طبیعی ساختمان به طور تقریبی معادل $(0.06 \sim 0.1) \times n$ انتخاب می‌شود که در آن n تعداد طبقات سازه است.

۲-۳-۲-۶- ضریب شرکت مدی

با توجه به اینکه اثر مدهای بالاتر در ساختمانهای بتنی کوتاه ناچیز است بنابراین، فقط ضرایب مشارکت مد اول در نظر گرفته می‌شود. یک سیستم جرم متمرکز با توزیع یکنواخت جرم

ستون لبه، L فاصله محور به محور ستونهای لبه دیوار (و یا طولی پی)، f_0 تنش پی ($f_0 = N/BL$)، f_b مقاومت تنش نهایی خاک و پهنای پی هستند. اگر $N > 0.4bDf'_c$ باشد معادله (۱۰) قابل استفاده نیست. معادله (۱۲) نیز با فرض قرار گرفتن پی روی فنرهای الاستوپلاستیک حاصل شده است. در مرحله اول می‌توان از تنش مجاز f_0 استفاده کرد و f_b را ۲ یا ۳ برابر f_0 فرض کرد.

ضریب برش پایه در یک سیستم قاب خمشی براساس نوع مکانیزم شکست محاسبه می‌شود. برای این منظور یکی از مکانیزمهای شکست: مفصل تیر، مفصل ستون یا مفصل پی با مقایسه مجموع لنگر خمیری تیرها، ستونها و پی‌ها در محل اتصال مطابق شکل (۷) تعیین می‌شود. سپس نیروی برشی طبقه از معادله زیر به دست می‌آید

$$Q_i = \sum_{j=1}^m (T M_{cj} + B M_{cj} / h_i) \quad (13)$$

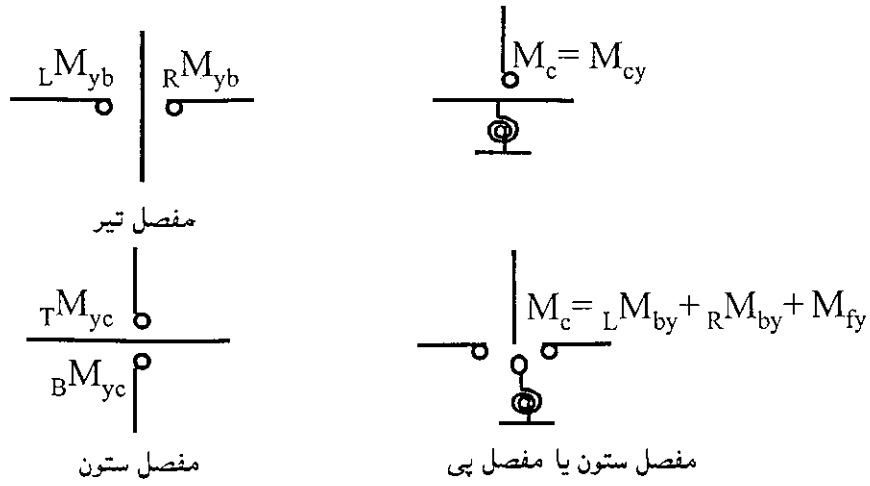
$$C_i = Q_i / \sum_{j=1}^n W_j \quad (14)$$

در معادلات بالا Q_i برش طبقه i ام، $T M_{cj}$ لنگر در بالای ستون، $B M_{cj}$ لنگر در پایین ستون، h_i ارتفاع طبقه i ام، m تعداد ستونها و دیوارها، C_i ضریب برش طبقه i ام و n تعداد کل طبقات است.

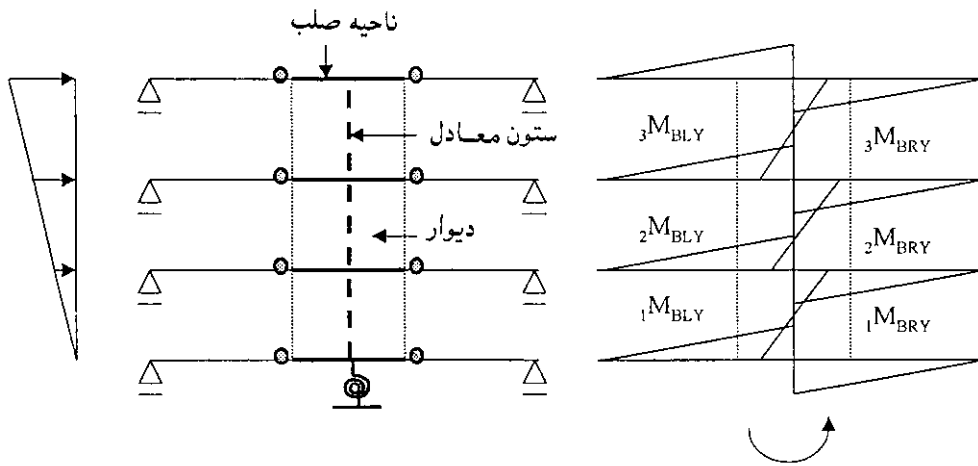
برای محاسبه ضریب برش پایه، یک سیستم قاب - دیوار مطابق شکل (۸) از یک سیستم قاب خمشی معادل همراه با ناحیه صلب استفاده می‌شود. در این سیستم، نقطه عطف تیرهای مرزی در حد فاصل ستون مجاور و وسط دهانه فرض می‌شود. سپس با فرض تشکیل مفصل خمیری در انتهای این تیرهای مرزی و با انتخاب توزیع نیروی جانبی به صورت یکنواخت یا مثلثی در ارتفاع طبقات، ضریب برش پایه برای تمام حالات مختلف مفصلهای خمیری با استفاده از معادلات تعادل به دست می‌آید. کمترین مقدار به عنوان ضریب برش پایه انتخاب می‌شود.

۲-۳-۲-۴- اصلاح ضریب برش پایه

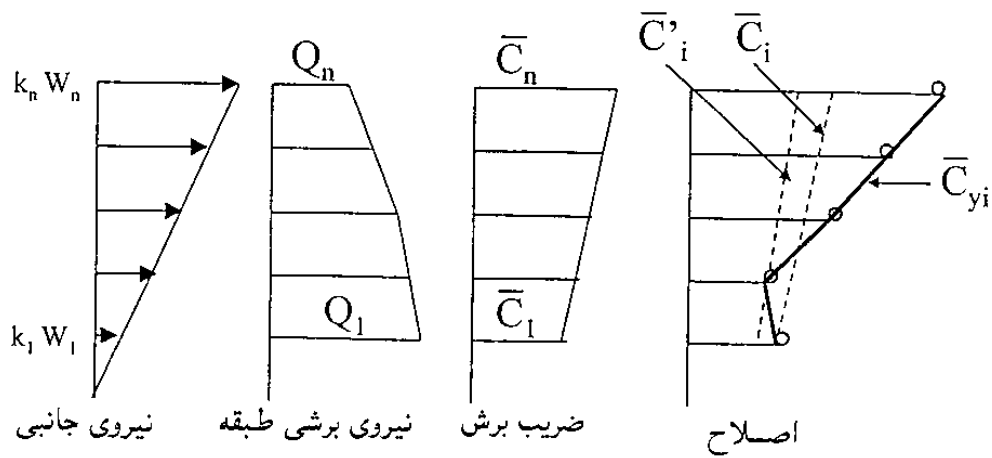
مقاومت جانبی برحسب ضریب برش پایه با فرض کنترل



شکل ۷- مکانیزم مفصل پلاستیک در نقاط گرهی



شکل ۸- قاب معادل برای دیوار برشی



شکل ۹- اصلاح مقاومت طبقه

و سختی در طبقات، یا یک سیستم با شکل مد خطی، برای محاسبه تقریبی ضرایب مشارکت مد اصلی در نظر گرفته می‌شود [۹].

۲-۳-۳- گام ارزیابی ایمنی مقاومت

به منظور ارزیابی سریع ایمنی، ضریب برش پایه مقاوم با ضریب برش پایه حاصل از پاسخ غیرخطی مقایسه می‌شود. اگر ضریب برش پایه حاصل از پاسخ خطی در محدوده خط ضخیم مطابق شکل (۱۰) قرار گیرد، ساختمان ضوابط طراحی را تأمین کرده و به صورت ایمن ارزیابی می‌شود. برای محاسبه ضریب برش پایه خطی یک ساختمان چند طبقه با جرمهای متمرکز (CE)، یک سیستم تک جرمی معادل مداول ارتعاشی (سیستم تکدرجه) در نظر گرفته می‌شود لذا

$$C_E = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\beta u)_i W_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \right] (S_a / g) \quad (19)$$

در معادله بالا C_E ضریب برش پایه، $(\beta u)_i$ ضریب مشارکت مد اصلی طبقه i ام، W_i وزن طبقه i ام، n تعداد کل طبقات و S_a شتاب طیف پاسخ خطی اند. در محاسبه S_a بهتر است از طیف پاسخی استفاده شود که شرایط پی، لرزه خیزی محل و دیگر شرایط محل ساختمان در نظر گرفته شده باشد [۱۵]. به هر حال برای سهولت ارزیابی از طیف پیشنهادی یومه‌مورا [۹] مطابق شکل (۱۱) به دلیل در دست نبودن طیف مناسب دیگری به ناچار می‌توان استفاده کرد. در این شکل T پرورد طبیعی سیستم تک‌جرمی برحسب ثانیه و K_g حداکثر شتاب حرکت زمین نرمال شده به شتاب ثقل g است.

۲-۳-۴- گام ارزیابی شکل‌پذیری ایمن

در این گام جابه‌جایی طبقه اول با استفاده از طیف پاسخ غیرخطی و ضرایب مشارکت مدی اصلاح شده (برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی ساختمان) به دست می‌آید. برای انجام این کار ابتدا بایستی طیف پاسخ غیرخطی و سیستم تک‌جرمی معادل محاسبه شوند. سپس، ضریب شکل‌پذیری طبقه اول

ساختمان با اعمال ضرایب شرکت مدی به دست آمده و با ضابطه تعیین شده برای شکل‌پذیری ایمن مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. اگر نتیجه به دست آمده نامعین باشد، ارزیابی دقیقتر در مراحل بعدی ضروری خواهد بود [۸ و ۹].

۲-۳-۴-۱- طیف پاسخ غیرخطی

طیف پاسخ غیرخطی براساس نوع مدل هیستریزس تهیه می‌شود که خود بستگی به نوع شکست دارد. با توجه به نتایج تجربی، سه نوع مدل هیستریزس مطابق شکل (۱۲) پیشنهاد شده است که از یک منحنی پوش سه خطی پیروی می‌کنند. این مدلها عبارت‌اند از

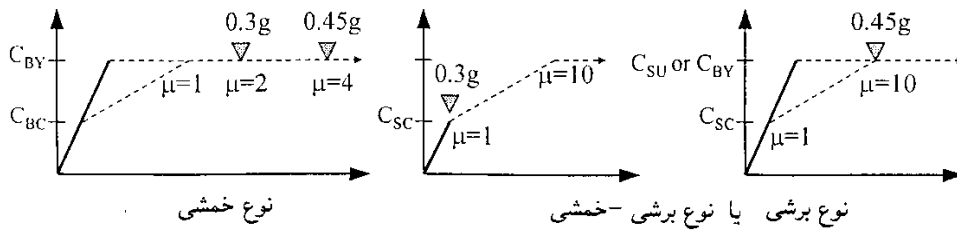
- حلقه هیستریزس مبداءگذر^۱ برای شکست نوع برشی.
- حلقه هیستریزس سه خطی کاهنده^۲ برای شکست نوع خمشی.
- حلقه هیستریزس سه خطی کاهنده اصلاح شده^۳ برای شکست نوع برشی خمشی.

۲-۳-۴-۲- سیستم تک‌جرمی معادل

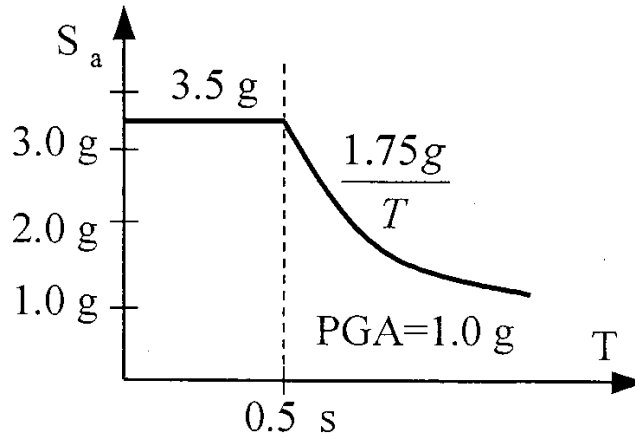
یک ساختمان سه طبقه برشی برای نمایش نحوه تعیین سیستم تک‌جرمی معادل در شکل (۱۳) نشان داده شده است. دو فرض اصلی برای تعیین یک سیستم تک‌جرمی معادل عبارت‌اند از: الف - فقط مد اول ارتعاشی در پاسخ سازه حاکم است، ب - یا همه طبقات به طور همزمان به مرحله بحرانی می‌رسند یا ابتدا طبقه اول. بنابراین

$$K_c = C_{scl} \left[\frac{\sum_{i=1}^n W_i}{\left(\sum_{i=1}^n (\beta u)_i \right) W_i} \right] \quad (20)$$

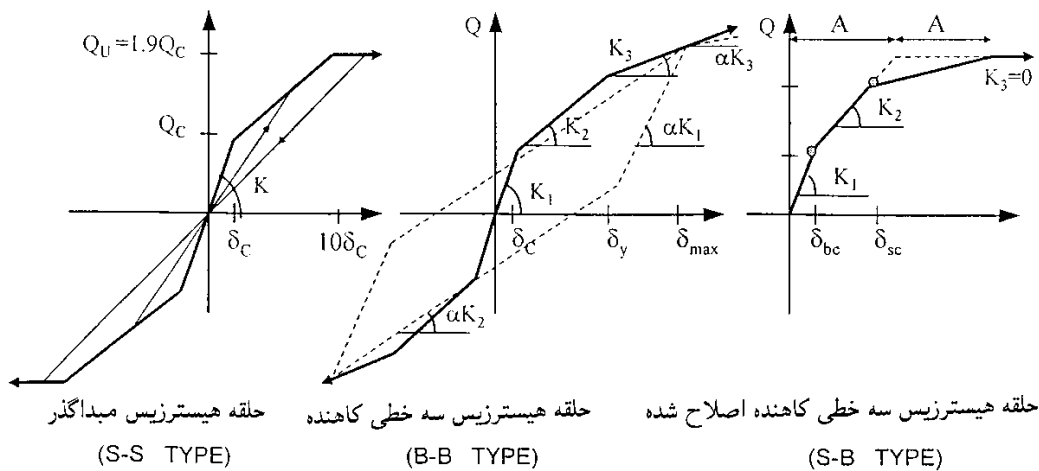
در معادله بالا K_c مقاومت ترک خوردگی برحسب ضریب برش سیستم تک‌جرمی معادل، C_{scl} مقاومت ترک خوردگی برحسب ضریب برش طبقه اول ساختمان، $(\beta u)_i$ ضریب مشارکت مدی طبقه i ام و W_i وزن طبقه i ام هستند. پاسخ جابه‌جایی سیستم تک‌جرمی معادل حاصل از طیف پاسخ غیرخطی به کمک معادلات زیر به پاسخ جابه‌جایی طبقه اول ساختمان تبدیل می‌شود.



شکل ۱۰- ارزیابی مقاومت ایمن توسط طیف پاسخ خطی



شکل ۱۱- طیف پاسخ خطی یومه مورا



شکل ۱۲- سه نوع مدل هیستریزس مختلف

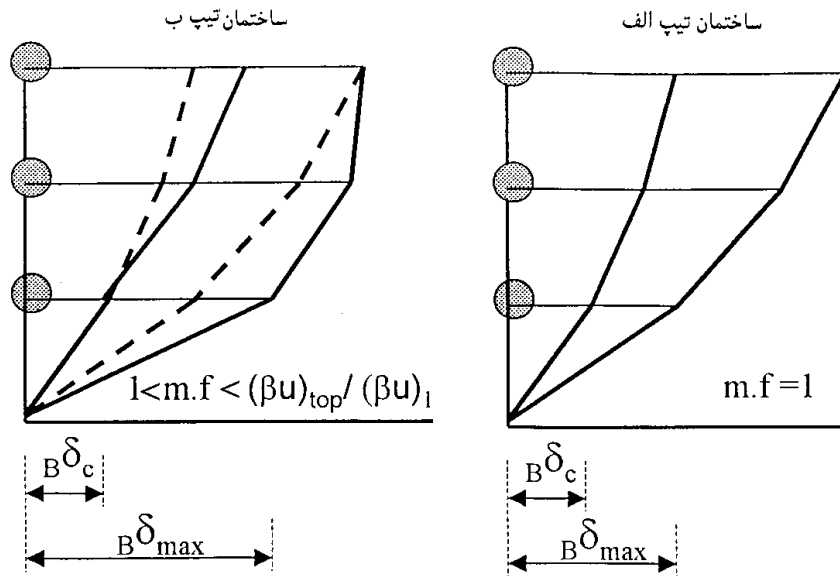
مرحله ترک خوردگی، حداکثر جابه جایی طبقه اول، $B \delta_{max}$ حداکثر جابه جایی طبقه اول، $B \mu_1$ δ_{max} حداکثر جابه جایی سیستم تک جرمی معادل، $B \mu_1$ ضریب شکل پذیری طبقه اول، μ_0 ضریب شکل پذیری سیستم تک جرمی معادل و $(m.f)$ ضریب اصلاح‌اند. برای محاسبه $(m.f)$ ، شبه ضریب مشارکت مدی مورد استفاده قرار

$$B \delta_c = (\beta u)_1 \delta_c \quad (21)$$

$$B \delta_{max} = (m.f)(\beta u)_1 \delta_{max} \quad (22)$$

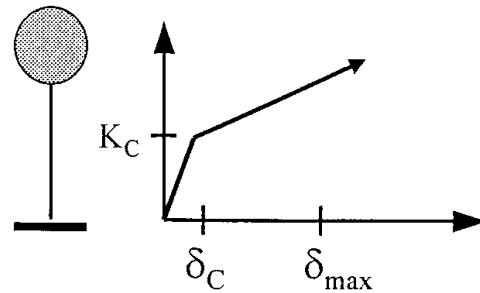
$$B \mu_1 = (m.f) \mu_0 \quad (23)$$

در معادلات بالا $B \delta_c$ جابه جایی طبقه اول در مرحله ترک خوردگی برشی، δ_c جابه جایی سیستم تک جرمی معادل در



$(\beta u)_i$ = ضریب مشارکت مدی طبقه i ام

$(m.f)$ = ضریب اصلاح شکل مد در ناحیه غیرخطی



شکل ۱۳- سیستم تک جرمی معادل و ضریب اصلاح شکل مد

در ساختمانهای با شکست نوع خمشی، ضرایب مشارکت مدی مرحله جاری شدن جایگزین مرحله ترک خوردگی برشی خواهد شد.

۲-۳-۵- گام ترکیب ارزیابی ایمنی

با انجام مراحل زیر به یک جمع بندی و نتیجه گیری نهایی برای ارزیابی ایمنی می توان دست یافت.

۲-۳-۵-۱- طبقه بندی نوع شکست

ابتدا بایستی نمودار مقاومت ترک خوردگی برشی -

می گیرد که بستگی به شکل مد در ناحیه غیرخطی دارد. با توجه به شکل (۱۳) اگر تمام طبقات ساختمان همزمان به مرحله ترک خوردگی برسند (نوع الف)، می توان $(m.f)=1$ در نظر گرفت. ولی اگر طبقه اول ساختمان قبل از بقیه طبقات به مرحله ترک خوردگی برسد (نوع ب)، $(m.f)>1$ خواهد بود. چنانچه حداکثر جابه جایی نوک ساختمان نوع (الف) و (ب) مساوی باشند داریم

$$1 < (m.f) < \frac{(\beta u)_{top}}{(\beta u)_1} \quad (24)$$

$$C_{cr} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\beta u)_i W_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \right] \alpha_0 k_g \quad (26)$$

در معادلات بالا α_0 ضریب عددی حاصل از طیف غیرخطی و C_{cr} حداقل مقاومت جاری شدن طبقه اول ساختمان است. ملاحظات مشابه برای ساختمانهای نوع برشی - خمشی و برشی در نظر گرفته می‌شود. در هر حال چون مقاومت بحرانی ساختمان نوع برشی - خمشی در زلزله 0.45g بستگی به نسبت مقاومت خمشی به مقاومت ترک خوردگی برشی دارد، مقاومت برشی بحرانی برای این نوع ساختمان قابل تعریف نیست. بنابراین با توجه به شکل (15) مرز به صورت یک منحنی است که از نقطه 1 شروع و به نقطه 2 ختم می‌شود. اما برای سهولت محاسبه و در راستای اطمینان در شکل (15) به جای منحنی 1-2 خط 2-3-1 در نظر گرفته شده است. در این شکل \bar{C}_{cr} بیانگر مقاومت برشی بحرانی برای زلزله 0.45g (مدل مبداءگذر) است که در آن تغییر مکان مجاز ساختمان نوع برشی 10 برابر تغییر مکان ترک خوردگی برشی در نظر گرفته می‌شود.

2-3-5-4- نحوه ارزیابی و گروه بندی ایمنی

نحوه ارزیابی ایمنی برای زلزله‌های 0.3g و 0.45g توسط 9 منطقه مطابق شکل (16) مشخص می‌شود. با رسم نتایج مرحله اول در این شکل، نحوه ارزیابی و گروه بندی ایمنی مطابق جدول (2) انجام می‌گیرد. ساختمانهای واقع در مناطق A، B، C و D در ارزیابی ایمنی مقاومت، ایمن شناخته می‌شوند و به عنوان گروه I طبقه بندی می‌شوند. ساختمانهای واقع در منطقه E در ارزیابی ایمنی شکل پذیری، ایمن شناخته می‌شوند و به عنوان گروه II طبقه بندی می‌شوند.

با توجه به اینکه ساختمانهای مناطق F و G ضوابط مربوط به زلزله 0.3g و 0.45g را تامین می‌کنند و نه هر دو را، بنابراین آنها به عنوان گروه III طبقه بندی می‌شوند. در این گروه از ساختمانها مرحله بعدی و یک ارزیابی دقیقتر ضروری است، زیرا آنها در مرز بین امن و ناامن قرار دارند. ساختمانهای واقع در مناطق H و I و به عنوان گروه IV طبقه بندی شده و در

مقاومت خمشی را مطابق شکل (14) ترسیم کرده و توسط دو خط آن را به سه ناحیه تقسیم کنیم. خط ممتد بیانگر مرز بین شکست نوع خمشی و برشی - خمشی و خط شکسته بیانگر مرز بین شکست نوع برشی - خمشی و برشی است. مقاومت خمشی و مقاومت ترک خوردگی برشی طبقه اول ساختمان (حاصل از گام ب) در این نمودار رسم می‌شود.

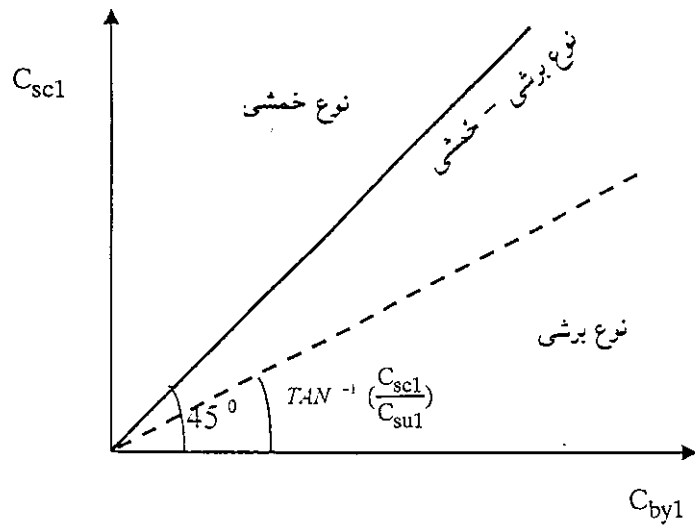
2-3-5-2- پهنه بندی با ارزیابی مقاومت ایمن

ناحیه ایمن برای زلزله‌های 0.3g و 0.45g با استفاده از نتایج ارزیابی مقاومت ایمن (بخش 2-3-3) در شکل (15) نشان داده شده است. در این شکل C_E ضریب برش پاسخ خطی طبقه اول است. ناحیه هاشور خورده نشان می‌دهد که ایمنی ساختمان در این ناحیه نامعلوم است.

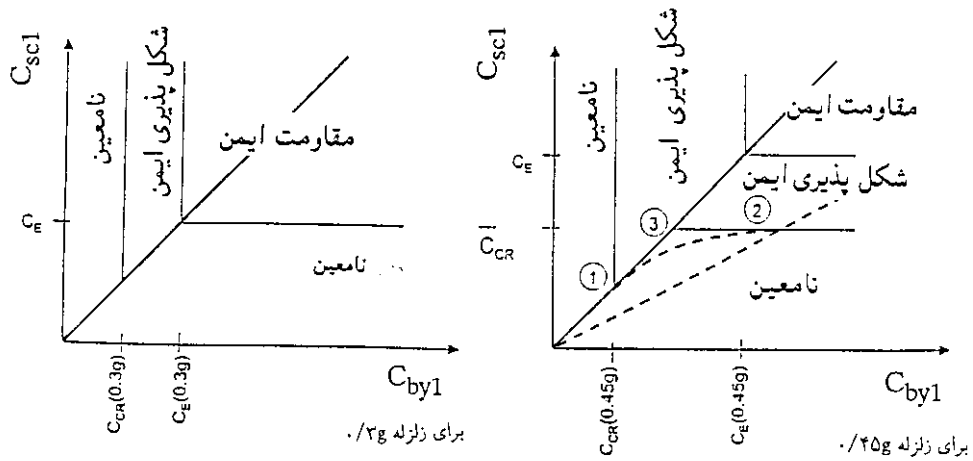
2-3-5-3- پهنه بندی با ارزیابی شکل پذیری ایمن

ناحیه ایمن با استفاده از نتایج ارزیابی شکل پذیری ایمن (بخش 2-3-4) مطابق شکل (15) افزایش می‌یابد. در این شکل به دلیل اینکه مختصات مقاومت استفاده شده است، لذا یک تبدیل مناسب از جابه جایی به مقاومت لازم است. حداقل مقاومت لازم برای حداکثر جابه جایی پاسخ ساختمان در ضریب شکل پذیری معین از طیف پاسخ غیرخطی قابل محاسبه است. این حداقل مقاومت که مقاومت بحرانی نامیده می‌شود عموماً به مشخصات بار - تغییر شکل غیرخطی، میرایی و مشخصات حرکات لرزه‌ای زمین و غیره بستگی دارد. مقاومت بحرانی با داشتن پرپود طبیعی، شکل مد ساختمان و ضریب اصلاح شکل مد (m.f) برای حالت غیرخطی تعیین می‌شود. به عنوان مثال در یک ساختمان با شکست خمشی تحت زلزله 0.3g حداکثر ضریب شکل پذیری مجاز عبارت است از $\mu_0=2/(m.f)$. حال به کمک طیف پاسخ غیرخطی، حداقل مقاومت جاری شدن سیستم تک جرمی (K_{cr}) برای جلوگیری از جابه جایی بیشتر از شکل پذیری مجاز قابل محاسبه است

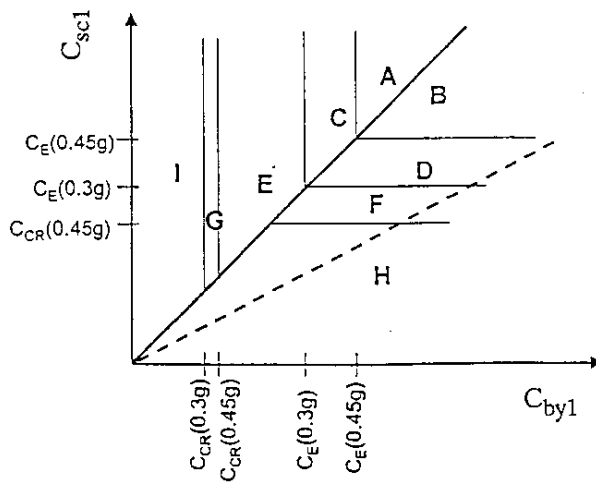
$$K_{cr} = \alpha_0 K_g \quad (25)$$



شکل ۱۴- نحوه تعیین نوع شکست



شکل ۱۵- ارزیابی مقاومت و شکل پذیری ایمن



شکل ۱۶- منطقه بندی نمودار مقاومت برشی - خمشی

جدول ۲- نحوه ارزیابی و گروه‌بندی ایمنی

گروه	زلزله شدید (PGA=0.45g)		زلزله قوی (PGA=0.3g)		نوع شکست	منطقه
	شکل پذیری	مقاومت	شکل پذیری	مقاومت		
I	ایمن	ایمن	ایمن	ایمن	خمشی	A
	ایمن	ایمن	ایمن	ایمن	برشی یا برشی - خمشی	B
	ایمن	نامعین	ایمن	ایمن	خمشی	C
	ایمن	نامعین	ایمن	ایمن	برشی یا برشی - خمشی	D
II	ایمن	-	ایمن	نامعین	خمشی	E
III	ایمن	-	نامعین	نامعین	برشی یا برشی - خمشی	F
	نامعین	-	ایمن	-	خمشی	G
IV	نامعین	-	-	-	برشی یا برشی - خمشی	H
	نامعین	-	-	-	خمشی	I

آیین نامه ACI ویرایش ۱۹۸۳ [۱۴] انجام گرفته است. خلاصه‌ای از بارگذاری و ضریب برش طبقات در جدول (۳) نشان داده شده است. پریود اصلی سازه در جهت شمال - جنوب و شرق - غرب به ترتیب برابر ۰/۲۵ و ۰/۳۲ ثانیه است.

۳-۲- گام مدل تحلیلی

برای تعیین مقاومت ترک خوردگی برشی به لحاظ اینکه اعضای لرزه‌بر (ستونها) دارای سطح مقطع و سختی مشابهی بوده و تمرکز تنش در عضو خاصی ایجاد نمی‌شود، $\alpha_s=1.0$ فرض می‌شود. تجربه زلزله‌های گذشته نشان داده‌اند که مقاومت ترک خوردگی برشی ساختمانهای موجود در حدود $\sqrt{f'_c}$ برحسب kg/cm^2 است. بنابراین

$$\tau_{av} = \alpha_s \tau_c = \sqrt{f'_c} = \sqrt{120} = 14.5 \text{ kg/cm}^2 \quad (27)$$

برای محاسبه مقاومت خمشی طبقات از برنامه HMECH استفاده شده است. این برنامه با توجه به مشخصات مقاطع تیرها و ستونها ظرفیت مقاومت خمشی اعضا را محاسبه و با مقایسه آنها، تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها یا ستونها را تعیین و سپس ظرفیت مقاومت جانبی طبقات را محاسبه می‌کند [۸].

نتایج محاسبات ترک خوردگی برشی و مقاومت خمشی به

مرحله اول به صورت ساختمانهای ناامن طبقه بندی می‌شوند.

۳- مثال عددی

برای نشان دادن قابلیت روش مذکور، یک ساختمان ۴ طبقه بتنی مسلح موجود طی گامهای متوالی زیر بررسی می‌شود.

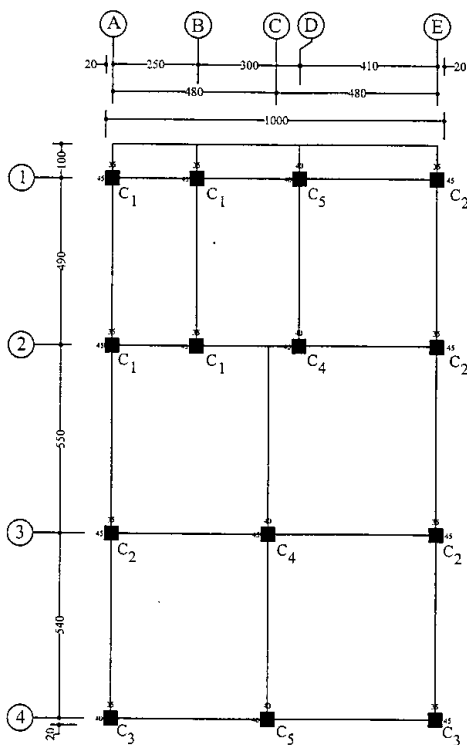
۳-۱- گام مدلسازی سازه‌ای

ساختمان مورد مطالعه، یک قاب فضایی خمشی بتن آرمه است. مشخصات سازه‌ای این ساختمان در شکل (۱۷) نشان داده شده است. سیستم سقفها از نوع تیرچه بلوک بوده و شدت بارهای مرده و زنده به ترتیب برابر ۶۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است. ظرفیت تنش مجاز خاک زیرپیی‌ها ۲ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و ضریب اطمینان طراحی پی‌ها برابر ۲ است. مقاومت جاری شدن آرماتور مصرفی ستونها و تیرها برابر $f_y=2.4t/\text{cm}^2$ مقاومت مشخصه بتن برابر $f'_c = 0.21t/\text{cm}^2$ در نظر گرفته شده است.

قابهای خمشی تنها سیستم باربر قائم و لرزه‌بر جانبی محسوب می‌شوند. بارگذاری لرزه‌ای براساس آیین نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش اول) [۱۳] و طراحی براساس

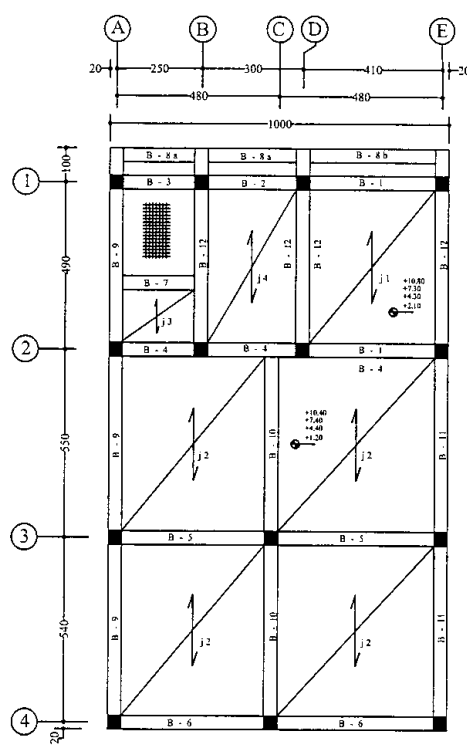
جدول ۳- بارگذاری و ضریب برش طبقات (برحسب تن - سانتی متر)

C_i	F_i	H_i	W_i	طبقه (i)
۰/۲۳	۲۵/۵۳	۳۰۰	۱۰۹	۴
۰/۲	۱۸/۷۵	۳۰۰	۱۰۹	۳
۰/۱۷	۱۱/۹۷	۳۲۰	۱۰۹	۲
۰/۱۴	۴/۷۵	۲۱۰	۱۰۹	۱



پلان ستون گذاری

COLUMN	تیر زمین Width-Length	حسکف و اول Width-Length	دوم Width-Length	خرشته Width-Length
C-1	35×45	30×40	30×40	30×40
C-2	35×45	30×40	30×40	-----
C-3	35×40	30×35	30×35	-----
C-4	40×45	35×40	35×40	-----
C-5	40×40	35×35	35×35	-----



پلان تیر ریزی طبقات

BEAM	تیر زمین Width-HEIGHT	حسکف و اول Width- HEIGHT	دوم و خرشته Width- HEIGHT
B-1	40×35	35×30	35×30
B-2	40×35	35×30	35×30
B-3	40×35	40×30	40×30
B-4	45×35	40×30	40×30
B-5	45×35	40×30	40×30
B-6	40×35	35×30	35×30
B-7	40×35	40×30	40×30
B-8	35×35	35×30	35×30
B-9	35×35	30×30	30×30
B-10	40×35	35×30	35×30
B-11	35×35	30×30	30×30
B-12	35×35	30×30	30×30

شکل ۱۷- مشخصات سازه‌ای ساختمان مورد مطالعه

T_1 و T_2 به ترتیب بیانگر پریود سیستم در حد ارتجاعی و جاری شدن هستند که از شیب خط مربوطه تعیین می‌شوند. می‌توان نشان داد که ضریب شکل پذیری سیستم تک جرمی معادل از معادله زیر به دست می‌آید

$$\mu_o = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} = \frac{S_D K_g}{\left(\left(\frac{g}{4\pi^2} \right) T_2^2 K_y \right)} \quad (32)$$

در معادله بالا S_D جابه جایی طیفی برای زلزله $1.0g$ و δ_{max} حداکثر جابه جایی سیستم تک جرمی معادل است. نتایج محاسبات پاسخ غیرخطی و شکل پذیری ساختمان مورد مطالعه در جدول (۵) خلاصه شده است. از آنجایی که تمام طبقات به طور همزمان به مرحله جاری شدن نمی‌رسند و با توجه به معادله (۲۴)، ضریب اصلاح شکل مد غیرخطی $1 < (m.f) < 2.8$ قرار دارد که در اینجا $(m.f) = 2.0$ منظور می‌شود. مقادیر پاسخ طیفی با درونیابی به دست آمده‌اند.

۳-۵- گام ترکیب ارزیابی ایمنی

با ارزیابی نتایج بالا چنین استنباط می‌شود که ساختمان مورد مطالعه ضوابط لازم برای مقاومت و شکل پذیری را تامین نمی‌کند. این ساختمان در منطقه I قرار دارد، بنابراین به عنوان گروه IV طبقه بندی می‌شود. به این ترتیب، ساختمان به صورت ناامن ارزیابی شده و نیازی به مطالعه در مراحل بعدی نیست.

۴- مقایسه نتایج با تحلیل IDARC

برای ارزیابی روش ارائه شده، سازه مورد مطالعه با نرم افزار IDARC مدل سازی و تحلیل شده است [۱۲]. این برنامه برای تحلیل دینامیکی غیرخطی و تعیین ضریب خسارت ساختمانهای بتنی مسلح به کار می‌رود. ضریب برش پایه حاصل از این برنامه برابر ۰/۲۵ است که در مقایسه با مقدار ۰/۲۹ حاصل از روش ارائه شده معقول است. همچنین، مکانیزم شکست خمشی تیرها و خسارت شدید طبقه دوم به علت ارتفاع زیاد آن نسبت

صورت ضریب برش در جهت شمال - جنوب در جدول (۴) ارائه شده است. همان طور که ملاحظه می‌شود مقاومت برشی طبقات بیشتر از مقاومت خمشی است. در نتیجه نوع شکست ساختمان خمشی است. به علاوه چون شکست در طبقه دوم اتفاق می‌افتد پس باید ضریب برش پایه اصلاح شود و از معادله (۱۸) این ضریب برابر است با

$$C'_{byl} = 0.29 \times 0.66 \times \frac{4+1}{4+2} = 0.16 \quad (28)$$

۳-۳- گام ارزیابی ایمنی مقاومت

ضریب برش پایه خطی (C_E) از معادله (۱۹) و به کمک طیف پاسخ خطی تعیین می‌شود. با فرض جرم و سختی یکسان برای طبقات، ضریب مشارکت مد اصلی از تحلیل مدی محاسبه می‌شود و داریم

$$(\beta u)_1 = 0.431, \quad (\beta u)_2 = 0.809, \quad (\beta u)_3 = 1.091 \quad (29)$$

$$(\beta u)_4 = 1.214$$

$$C_E = 0.886 S_a = 0.93 \quad \text{برای زلزله } 0.3g \quad (30)$$

$$= 1.24 \quad \text{برای زلزله } 0.45g$$

مقایسه ضریب برش پایه ساختمان، C'_{byl} با ضریب C_E نشان می‌دهد که ایمنی ساختمان از نظر مقاومت تامین نشده است.

۳-۴- گام ارزیابی ایمنی شکل پذیری

در این گام به سیستم تک جرمی معادل و طیف پاسخ غیرخطی نیاز داریم. مقاومت برش پایه سیستم تک جرمی معادل از معادله (۲۰) برابر است با

$$K_y = C'_{byl} / 0.886 = 0.18 \quad (31)$$

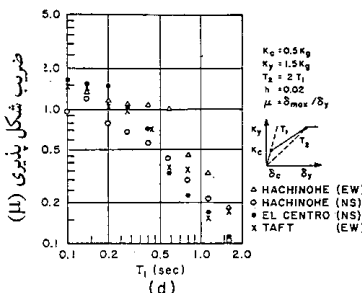
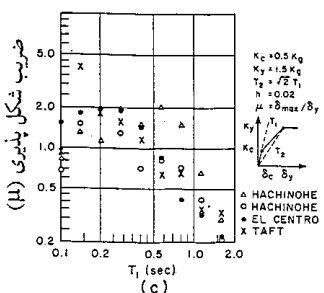
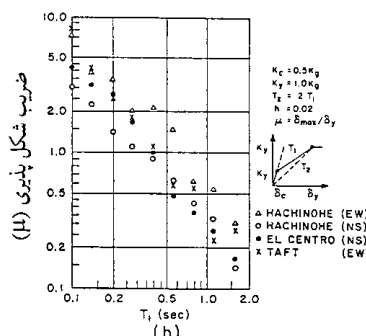
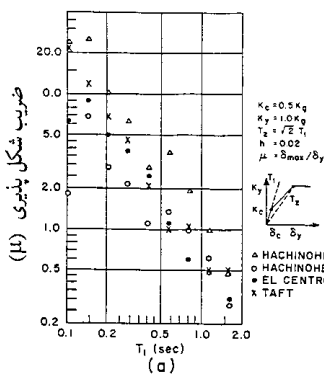
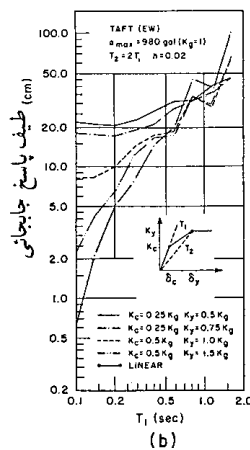
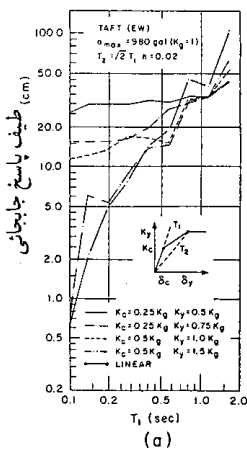
حال با مراجعه به طیف پاسخ غیرخطی، ایمنی شکل پذیری ارزیابی می‌شود. با توجه به شکست (خمشی) سازه، مدل هیستریزس سه خطی کاهنده انتخاب می‌شود. به علت در دسترس نبودن طیف پاسخ غیرخطی زلزله‌های ایران در اینجا طیف پاسخ غیرخطی زلزله ۱۹۵۲ تفت (مؤلفه EW) مطابق شکل (۱۸) به عنوان مثال در نظر گرفته می‌شود [۱۰]. پارامتر K_g در این شکل بیانگر حداکثر شتاب نرمال شده، و پارامترهای

جدول ۴- مقاومت برشی و خمشی بر حسب ضریب برش طبقات (بر حسب تن - متر)

طبقه (i)	$\sum W_i$	$\sum A_i$	Q_{sci}	C_{sci}	Q_{byi}	C_{byi}	\bar{C}_i	\bar{C}_{yi}
۴	۱۰۹	۱/۶۹۵	۲۴۵	۲/۲۵	۹۸/۲	۰/۹	۱/۶	۳/۱
۳	۲۱۸	۱/۶۹۵	۲۴۵	۱/۱۲	۵۶/۹	۰/۲۶	۱/۴	۰/۹
۲	۳۲۷	۱/۶۹۵	۲۴۵	۰/۷۵	۶۳/۷	۰/۱۹	۱/۲	۰/۶۶
۱	۴۳۶	۲/۲۲	۳۲۲	۰/۷۴	۱۲۷	۰/۲۹	۱/۰	۱/۰

جدول ۵- پاسخ غیرخطی و شکل پذیری سیستم تک جرمی معادل و طبقه اول ساختمان (cm)

$B\mu_o$	$B\delta_{max}$	μ_o	δ_{max}	K_y/K_g	K_y	K_g
> ۲۶	> ۶	> ۱۳	> ۲۵	۰/۶	۰/۱۸	۰/۳
> ۴۸	> ۱۳	> ۲۴	> ۳۵	۰/۴	۰/۱۸	۰/۴۵



شکل ۱۸- طیف پاسخ غیرخطی زلزله

۱۹۵۲ تفت [۱۱]

نظریه حاکم، عملیات ارزیابی بسیار ساده و با صرف زمان بسیار اندک قابل انجام است. این روش از مسائل کیفی که همان برداشتهای میدانی از ساختمان است شروع شده و با کمک گیری از معادلات پیچیده دینامیکی، معادلات بس ساده برای ارزیابی ایمنی این گونه سازه‌ها پیشنهاد می‌کند. مزیت روش توسعه یافته حاکی از دقت مناسب، سرعت بالا و صرف هزینه کم برای ارزیابی است.

تشکر و قدردانی

بدین وسیله از حمایت مالی کمیته فرعی - تخصصی مقابله با خطرات ناشی از زلزله و لغزش لایه‌های زمین - کمیته ملی کاهش اثرات بلایای طبیعی وزارت کشور سپاسگزاری و قدردانی به عمل می‌آید.

1. origin-oriented

2. degrading-trilinear

3. modified degrading trilinear

واژه نامه

مراجع

1. Aoyama, H., "A Method for Evaluation of the Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Buildings in Japan," Bulletin of the N. Z. National Society for Earthquake Eng., Vol. 14, No. 3, 1981.
2. Murakami, M., and Penzien, J., "Nonlinear Response for Probabilistic Seismic Design and Damage Assessment of Reinforced Concrete Structures," EERC 75-38, 1975.
3. "Limiting Design of R. C. Buildings," Structural Research Series, No. 516, Univ. of Illinois, 1984.
4. Aoyama, H., et. Al., "A Study on the Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete School Buildings," U. S.- Japan Seminar on Earthquake Engineering, Berkeley, California 1973.
5. Umemura, et. Al., "Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings, Accounting for the Dynamic Effects of Earthquakes," Giho-do, Tokyo, 1973.
6. ناطق الهی، ف.، و اباسهل، ف.، *ارزیابی مقاومت و عملکرد سازه‌های بتن آرمه در برابر زمین‌لرزه*، انتشارات پژوهشگاه

به طبقات دیگر در هر دو روش مشاهده می‌شود. نتایج تحلیل IDARC به دلیل اختصار ارائه نشده است.

۵- جمع‌بندی

این مقاله حاصل تحقیق ویژه‌ای است که برای کمیته فرعی - تخصصی مقابله با خطرات ناشی از زلزله و لغزش لایه‌های زمین برای توسعه روشی به منظور برآورد ارزیابی مقاومت و شکل پذیری ساختمانهای بتن مسلح کوتاه و کم ارتفاع در کشور صورت گرفته است. در این روش یک برنامه گام به گام برای تعیین معادلات حاکم در آسیب پذیری سازه‌های بتنی ارائه شده است. در مرحله اول شاید بسط معادلات، نشان از پیچیده بودن عملیات ارزیابی را تداعی کند لیکن همان گونه که در ارزیابی ساختمان نمونه دیده شد، پس از درک و تفهیم دقیق

بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، گزارش ۶-۶۴-۷۳، مهرماه ۱۳۷۳، ۱۷۶ صفحه.

7. ناطق الهی، ف.، و معتمدی، م. *ارزیابی کمی آسیب پذیری ساختمانهای بتن مسلح با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی*، انتشارات پژوهشگاه بین المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، گزارش ۱۴-۹۸-۷۷، ۱۳۷۷، ۲۲۴ صفحه.
8. الوندی، ع.، "روش سریع برای ارزیابی ایمنی لزره‌های ساختمانهای بتن مسلح کوتاه"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده تحصیلات تکمیلی - واحد جنوب دانشگاه آزاد، ۱۳۷۷، زیر نظر دکتر فریبرز ناطقی الهی و مهندس نقدعلی حسین‌زاده.
9. ناطق الهی، ف.، و حسین زاده، ن. ع.، *ارزیابی مقاومت و شکل پذیری ساختمانهای بتن مسلح کوتاه*، انتشارات کمیته

ملی کاهش بلایای طبیعی - کمیته تخصصی زلزله،
اردیبهشت ۱۳۷۹، ۱۳۴ صفحه، (در دست چاپ).

10. Okada, T., "A Proposal for the Principle of Preliminary Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings," U. S. - Japan Seminar on Earthquake Engineering, Berkeley, California, 1973.
11. Umemura, H., "Earthquake Resistant Design of Structures From Wooden Frame to High-Rise," Kozai Kurabu, Tokyo, Japan, 1972.
12. Park, Y. J., Reinhorn A. M., and Kunnath, S. K., "IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame-Shear-Wall Structures." Technical Report NCEER-870008, 1987.

۱۳. آئین نامه طرح ساختمانها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰
زلزله ایران، ویرایش اول، مرکز تحقیقات ساختمان و
مسکن، ۱۳۶۶.

14. ACI, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI-318-83)," Detroit, Michigan, November 1983.

۱۵. حسینزاده، ن.ع.، "مطالعه تجربی اثرات اندرکنش خاک-
سازه در آسیب پذیری لرزه ای ساختمانهای مجاور هم روی
میز لرزان،" پایان نامه دکتری، پژوهشگاه بین المللی
زلزله شناسی و مهندسی زلزله، به راهنمایی دکتر فریبرز
ناطق الهی (در دست چاپ).