

تحلیل غیرخطی دینامیکی دیوارهای برشی بتن مسلح با دیدگاه مکانیک آسیب و احتساب اثرات پیوستگی - لغزش

نادر داودی و جواد مرادلو*

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه زنجان

(دریافت مقاله: ۱۳۹۲/۰۲/۰۲ - دریافت نسخه نهایی: ۱۳۹۳/۰۶/۱۱)

چکیده - در تحقیق حاضر تحلیل غیرخطی دیوارهای برشی بتنی مسلح با مدل عددی غیرخطی جدید براساس دیدگاه مکانیک آسیب و احتساب اندرکنش بتن و فولاد ارائه شده است. مدلسازی رفتار غیرخطی بتن با استفاده از مدل ترک پخشی چرخشی با دیدگاه مکانیک آسیب انجام شده است. مدل آسیب پیشنهادی برای مدلسازی رفتار لرزه‌ای بتن در برگیرنده ویژگی‌های یک مدل کامل برای مدلسازی رفتار غیرخطی لرزه‌ای بتن شامل: مدلسازی رفتار قبل از ترک خوردگی، معیار مناسب برای شروع نرم شوندگی، حفظ انرژی شکست، مدلسازی رفتار نرم شوندگی، معیاری برای باز و بسته شدن ترک (بارگذاری-باربرداری مجدد) و احتساب مدل میرائی مناسب در بارگذاری‌های دینامیکی است. مدل پیشنهادی بعد از صحت‌سنجی با مثال‌های نمونه معتبر، در تحلیل‌های این تحقیق به کار رفته است. در مدلسازی فولاد از یک مدل دوخطی با دو روش متفاوت: مدل المان فولاد خربایی مجزا و مدل فولاد پخشی استفاده شده است. در مدل المان فولاد خربایی مجزا، اثر پیوستگی - لغزش بین فولاد و بتن با استفاده از مدل المان پیوستگی اتصالی لحاظ شده است. براساس الگوریتم‌های ارائه شده، یک کد المان محدود به زبان فرترن توسعه داده شد. در ادامه صحت کارکرد مدل و الگوریتم‌های عددی ارائه شده با مقایسه نتایج حاصله با نتایج تجربی موجود، مورد ارزیابی قرار گرفت. در نهایت مدلسازی عددی دیوارهای بتن مسلح CAMUS I و CAMUS III مطابق با آزمون‌های تجربی انجام شده بر روی میز لرزه IAEA^۱ در کشور فرانسه، صورت گرفته است. مقایسات انجام شده صحت کارکرد مدل و الگوریتم پیشنهادی را تأیید می‌کنند. نتایج حاصله، هم در میزان جابه‌جایی‌های پیش‌بینی شده و هم در الگوهای ترک محاسبه شده سازه با نتایج آزمایشگاهی تطابق بسیار خوبی نشان داده است. به همین صورت دیده می‌شود که استفاده از روش فولاد خربایی منجر به افزایش دقت پاسخ بیشینه تغییر مکان تا ۷٪ نسبت به استفاده از روش فولاد پخشی شده است.

واژگان کلیدی: مدل رفتاری بتن، مکانیک آسیب، مدل ترک پخشی، پیوستگی-لغزش، تحلیل غیرخطی دینامیکی.

Nonlinear Dynamic Analysis of RC Shear Walls using Damage Mechanics Approach Considering Bond-Slip Effects

N. Davoodi and J. Moradloo*

Department of Civil Engineering, University of Zanjan

Abstract In this research, nonlinear dynamic analysis of concrete shear wall using a new nonlinear model based on damage mechanics approach and considering bond slip effects is presented. Nonlinear behavior of concrete is modeled by a rotational smeared crack model using damage mechanics approach. The proposed model considers major characteristics of the concrete

*: مسئول مکاتبات، پست الکترونیکی: ajmoradloo@znu.ac.ir

subjected to two and three dimensional loading conditions. These characteristics are pre-softening behavior, softening initiation criteria and fracture energy conservation. The model was used in current research analysis after verification by some available numerical tests. Reinforcements are modeled by a bilinear relationship using two models: Discrete truss steel element and Smeared model. In Discrete model the effects of bond-slip between concrete and rebar is mentioned using the bond-link element model concept. Based on the presented algorithms and methodology, an FEM code is developed in FORTRAN. The validity of the proposed models and numerical algorithms has been checked using the available experimental results. Finally, numerical simulation of CAMUS I and CAMUS III reinforced concrete shear walls is carried out. Comparisons of deduced results confirm the validity of proposed models. The obtained results, both in the expected displacements and crack profiles for the walls, show a good accuracy with respect to the experimental results. Also, using discrete truss element model with respect to the smeared steel model leads to increasing the accuracy of maximum displacement response to 7% in analysis.

Keywords: Reinforced concrete wall, damage mechanics, smeared crack, bond-slip, nonlinear dynamic analysis.

فهرست علائم

ماتریس مدول فولاد در مختصات عمومی	$C_{GL_{st}}$	ماتریس مدول الاستیک	D
کسینوس های هادی	l_i, m_i	مدول الاستیسیته	E
طول مشخصه	h_c	متغیر آسیب	d
ضرائب وزنی الگوی انتگرالگیری گوس	w_i, w_j	سطح مقطع کل	ΔA
دترمینان ژاکوبین	det J	سطح مقطع آسیب دیده	ΔA_d
ماتریس میرایی	C	انرژی شکست در واحد حجم	g_t
ماتریس جرم	M	انرژی شکست مصالح	G_f
ماتریس سختی	K	طول ویژه	l_c
ماتریس سختی المان خرابایی در مختصات محلی	K_{I_0}	انرژی شکست استاتیکی بتن	G_f
سختی ناشی از لینک اتصال، موازی با محور میلگرد	k_b	طول مشخصه المان	h_c
مدول لغزش اولیه فولاد در داخل بتن	E_{b1}	انرژی شکست دینامیکی بتن	G'_f
علائم یونانی		ضرائب تقویت دینامیکی	DMF_i
بردار تنش ها	σ	ماتریس انتقال کرنش به فضای دوبعدی	T
بردار کرنش	ϵ	ماتریس مدول آسیب در مختصات عمومی	D_s
ضریب پواسون	ν	ماتریس مدول آسیب در مختصات محلی	D_d
انرژی کرنشی قابل بازگشت مصالح آسیب دیده	Ψ_d	مساحت پیرامونی	A
کرنش نهایی استاتیکی بتن	ϵ_f	تعداد میلگردها	m
کرنش اصلی المان	ϵ	قطر میلگردها	d_b
کرنش نهایی دینامیکی بتن	ϵ'_f	فاصله لینک های اتصال در ابتدا و انتهای میلگردها	l
نسبت بین کرنش مانده در ترک بسته و بیشینه کرنش اصلی	λ	سختی آرماتور	K_s
درصد فولاد مقطع	ρ_s	سختی ناشی از لینک اتصال	k_b
درصد فولاد در هریک از جهات x و y	ρ_y, ρ_x	سطح مقطع آرماتور	A_s
کرنش اصلی بیشینه	ϵ_1	عمق موثر	d_e
کرنش متناظر با مقاومت کششی اسمی بتن	ϵ_0	ماتریس مدول فولاد در مختصات محلی	$C_{LO_{st}}$

پاسخ مکانیکی یک عضو بتنی به شدت متأثر از ترک‌های موجود در آن بوده و بررسی نحوه ترک خوردن و ایجاد آسیب و همچنین پاسخ این سازه‌ها پس از رشد و توسعه ترک در آنها، از اهمیت بالایی برخوردار است. توسعه مدل‌های تحلیلی برای محاسبه پاسخ سازه‌های بتن مسلح، به دلیل وجود عواملی مانند: رفتارهای فیزیکی و مکانیکی متفاوت بتن و فولاد، رفتار غیرخطی بتن حتی در بارهای پایین به دلیل وجود پدیده‌هایی از قبیل: اثرات محیطی، ترک خوردگی، سخت شدگی دو محوری و نرم شدگی کرنشی^۱ و وجود اندرکنش بین فولاد و بتن از طریق پیوستگی- لغزش^۲ و همچنین درهمگیری^۳ سنگدانه‌ها بسیار پیچیده است.

به عنوان قدیمی‌ترین مطالعات منتشرشده در زمینه کاربرد روش المان محدود در تحلیل عددی سازه‌های بتن مسلح و همچنین بررسی اندرکنش فولاد و بتن می‌توان به تحقیق نگو [۱] در سال ۱۹۶۷ اشاره کرد. در این تحقیق المان‌های بتن و فولاد در یک تیر ساده با المان مثلی کرنش ثابت مدل شده و برای تشریح اثر پیوستگی- لغزش از یک المان پیوستگی اتصالی^۴ خاص استفاده شد. رشید [۲] در سال ۱۹۶۸ مفهوم ترک پخشی^۵ را در مطالعات خود برای بررسی پاسخ بتن پیش تنیده در سازه بتنی یک رآکتور ارائه کرد. پس از انتشار گزارش رشید تحلیل سازه‌های بتن مسلح و بررسی اثر پیوستگی لغزش مورد توجه بسیاری از محققین قرار گرفت. گان [۳]، در یک تحقیق جامع، رابطه پیوستگی- لغزش را تحت بارگذاری یکنواخت و بارگذاری چرخه‌ای توسعه داد. مدل‌های استخراج شده در یک برنامه المان محدود اعمال شده و سپس نتایج به دست آمده از مدل با نتایج تجربی موجود از دیوارهای بتنی مسلح مقایسه شدند. مدل پیشنهادی توانایی ارزیابی مناسب پاسخ‌های یکنوا و تاریخچه زمانی دیوارهای بتنی مسلح را دارد. رابسون [۴] و همکاران، مدل شکست دو بعدی سازه‌های بتن مسلح، تحت بارهای استاتیکی افزاینده را توسعه دادند. در بررسی آنها رفتار بتن در کشش با مدل ترک اصطکاکی/باند

ترک و در فشار با استفاده از مکانیک آسیب ایزوتروپ، مدل‌سازی شد. مدل پیوستگی بتن و آرماتور برای شرایط مختلف شکست به کار گرفته شده و در نهایت نتایج به دست آمده از مدل‌های عددی با نتایج تجربی مقایسه شده است. سو [۵] و همکاران، آسیب در بتن را در اطراف آرماتور مورد بررسی قرار دادند. آنها بدین منظور سه نوع آسیب را در بتن و در سطح مشترک بتن و آرماتور لحاظ کرده و یک المان آسیب سه بعدی بتن مسلح ایجاد کردند. آزمایشات متعددی به منظور استخراج پارامترهای معادله باند آسیب انجام شده و دو مثال عددی با این المان مورد ارزیابی قرار گرفت که نتایج قابل قبولی به دست آمد. خالفاله [۶]، ترک خمشی را در سازه‌های بتن مسلح با در نظر گرفتن اندرکنش^۶ بتن و فولاد مدل‌سازی کرد. وی یک روش جدید را به منظور توزیع تنش پیوستگی در طول ناحیه آغاز لغزش و ناحیه ترک خورده ارائه کرد. در این تحقیق یک رابطه عددی که توزیع تنش را در سطح مشترک فولاد و بتن و در نزدیکی ترک در تیرهای بتن مسلح، مدل می‌کند، بیان شده است. لی [۷] و همکاران، به منظور توسعه روش‌های طراحی مقاوم لرزه‌ای، به آنالیز چند دیوار بتن مسلح از سری دیوارهای CAMUS پرداختند. دیوارها ابعاد یکسانی داشته، اما مقدار و نحوه توزیع فولاد در آنها و همچنین بار لرزه‌ای اعمال شده به آنها متفاوت بوده است. این محققین با استفاده از یک مدل ترک پخشی در روش اجزای محدود به مدل‌سازی دیوارها پرداخته و نتایج را با نتایج میز لرزان مقایسه کردند. ماکاوا و همکاران [۸]، به منظور ارزیابی پاسخ دیوارهای بتنی مسلح، به خصوص دیوارهای به کار رفته در سازه رآکتور، در مقابل رکوردهای زلزله نزدیک ساختگاه، با استفاده از برنامه WCOMD به مدل‌سازی دیوار CAMUS I پرداختند. ایلکر [۹] و همکاران، به مدل‌سازی دیوار CAMUS I با استفاده از نرم افزار تجاری ANSYS پرداختند و برای بتن از المان SOLID65، برای فولاد از المان LINK10 و برای سطح تماس بین دیوار و میز از المان COMBIN14 استفاده نمودند. در این تحقیق با ریزکردن شبکه المان محدود برای رسیدن به

شبکه‌بندی بهینه، نتایج قابل قبولی به دست آمد.

گردید: المان تنش مسطح ۴ گرهی دو بعدی مستطیلی، مدلسازی رفتار غیرخطی بتن با مدل ترک پخشی چرخشی با دیدگاه مکانیک آسیب، مدل توزیع فولاد در بتن (مدل پخشی) و مدل فولاد خرابایی مجزا. بعد از صحت سنجی مدل و الگوریتم‌های عددی ارائه شده، مدلسازی عددی دیوارهای بتن مسلح CAMUS I و CAMUS II مطابق با آزمون‌های تجربی انجام شده بر روی میز لرزه IAEA در کشور فرانسه، صورت گرفت.

۲- مدل غیرخطی بتن

۲-۱- مدل بتن ترک نخورده

در این تحقیق رابطه بین تنش و کرنش در مرحله پیش از نرم شدگی به صورت الاستیک خطی در نظر گرفته شده است:

$$\sigma = D\varepsilon \quad (1)$$

در این رابطه، D ماتریس مدول الاستیک، σ بردار تنش و ε بردار کرنش است. با در نظر گرفتن شرایط تنش مسطح، ماتریس مدول الاستیک به صورت زیر خواهد بود:

$$D = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1+\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2)$$

در رابطه فوق، ν ضریب پواسون و E مدول الاستیسیته است.

۲-۲- معیار آغاز نرم شدگی و مدلسازی رفتار غیرخطی بتن

معیارهای چندی توسط محققین مختلف به عنوان نقطه شروع نرم شوندگی و جوانه‌زنی ترک در بتن به کار گرفته شده‌اند. معیار انرژی کرنشی تک محوری، معیارهای براساس کرنش کششی بیشینه، معیارهای براساس تنش کششی بیشینه از آن جمله‌اند. در تحقیق پیش‌رو معیار کرنش، به عنوان معیار آغاز نرم‌شدگی در نظر گرفته شده است. در این معیار، زمانی که کرنش اصلی بیشینه (ε_1) از کرنش متناظر با مقاومت کششی اسمی بتن (ε_0) تجاوز کند، ترک خوردگی در جهت

الگوریتم مکانیک آسیب استفاده شده تا قبل از این مطالعه صرفاً در بتن غیر مسلح مورد استفاده قرار گرفته شده بود، کاربرد آن برای المان بتن مسلح به ویژه با لحاظ اثر پیوستگی لغزش در ترکیب آن با مدل فیلیپو [۱۲] از نوآوری‌های این تحقیق به شمار می‌آید. به علاوه تفاوت‌های اساسی در مدل پیشنهادی با مدل‌های نرم افزارهای تجاری وجود دارد. به عنوان نمونه در نرم افزار ANSYS می‌توان موارد زیر را به عنوان کاستی‌های آن در مدلسازی رفتار غیرخطی مصالح بتنی نام برد: در مدلسازی رفتار بتن در کشش، مدل ترک اندود ثابت در این نرم افزار استفاده شده که انتخاب ضریب بقاء برش آن وابسته به کاربر و سخت است؛ انرژی شکست در این مدل حفظ نمی‌شود و کرنش نهایی آن ثابت و شش برابر کرنش تسلیم در نظر گرفته شده است؛ برای مدلسازی رفتار بتن در فشار، مدل ویلیام - وارنکه پنج پارامتری تنها برای خرد شدگی و نه پلاستیسیته بتن استفاده شده است که در این مدل فرض می‌شود که پس از رسیدن سطح تنش‌ها به سطح تسلیم، بتن کاملاً سختی خود را از دست می‌دهد. در مدل پیشنهادی کاستی‌های فوق از قبیل، حفظ انرژی شکست با تغییر منحنی نرم شوندگی برای مقابله با پدیده وابستگی به اندازه شبکه و محاسبه ضریب بقا برش مرتفع شده‌اند.

در این مطالعه تحلیل غیرخطی دیوارهای برشی بتن مسلح با مدل عددی غیرخطی جدید توسعه یافته براساس دیدگاه مکانیک آسیب ارائه شده است. جزئیات مدل ارائه شده در مدلسازی رفتار غیرخطی بتن، اندرکنش فولاد و بتن، تحلیل‌های غیرخطی و تحلیل‌های دینامیکی در ادامه ارائه شده است. مدل‌های پیشنهادی در کد المان محدود GFEAP اعمال شده است. این کد نسخه اصلاح شده‌ای از کد المان محدود FEAP پروفیسور تیلور (دانشگاه برکلی) است که توسط مرادلو [۱۰] توسعه یافته و توانایی تحلیل مدل‌های غیرخطی ترک چرخشی، مدل‌های پلاستیسیته بتن، مدل‌های تماسی، اندرکنش آب و سازه و... را دارد. در این مطالعه موارد زیر به برنامه اضافه

توابع آسیب ارائه شده است. برای ارضای اصل بقای انرژی شکست، انرژی شکست در واحد حجم، g_t ، با انرژی شکست در واحد سطح مصالح، G_f ، که از خصوصیات فیزیکی است، در حجم معینی از مصالح با طول مشخصه l_c برابر قرار داده می‌شود:

$$g_t = \int_0^{\tau_t} \sigma d\varepsilon = \frac{G_f}{l_c} \quad (5)$$

بدین ترتیب، آسیب در حجم معینی از مصالح پخش شده و مدل ارائه شده، بیانگر رفتار متوسط حجمی با طول ویژه l_c است. در حالت تک محوری بسیار ساده ایزوتروپ، روابط به شکل زیر خواهند بود:

$$\Psi_d = (1-d)^2 \Psi_0 \quad (6)$$

$$d = 1 - \sqrt{\frac{\Psi_d}{\Psi_0}} \quad (7)$$

که در آن، Ψ_d و Ψ_0 به ترتیب انرژی کرنشی قابل بازگشت مصالح آسیب دیده و مصالح سالم هستند. در مطالعه حاضر، از رابطه خطی در مرحله نرم شوندگی استفاده شده است، به این ترتیب با استفاده از روابط (3) و (5)، متغیر آسیب به صورت زیر استخراج می‌شود [11 و 16]:

$$d = 1 - \sqrt{\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon} - \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\varepsilon_f - \varepsilon_0}\right) \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon}} \quad (8)$$

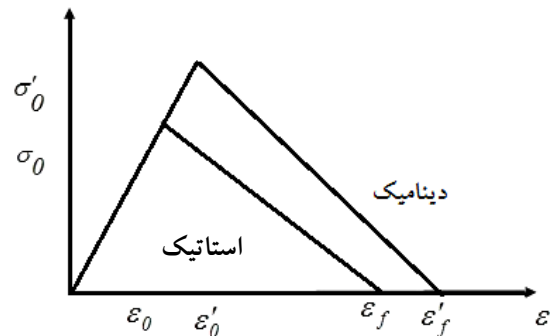
در روابط فوق d ، متغیر آسیب در جهت کرنش اصلی، ε_0 ، کرنش متناظر با مقاومت کششی ظاهری، ε_f ، کرنش نهایی شکست بتن و ε ، کرنش اصلی المان در جهت مورد نظر است.

در مدل پیشنهادی به منظور ارضای بقای انرژی شکست و عدم وابستگی نتایج به اندازه المان‌ها، شیب منحنی نرم شوندگی به گونه‌ای تعیین می‌گردد که انرژی مستهلک شده در واحد سطح ترک ثابت بماند (شکل (1)). با این معیار، کرنش نهایی بتن تحت بارهای استاتیکی و دینامیکی به صورت زیر به دست می‌آید [11]:

$$\varepsilon_f = \frac{2G_f}{\sigma_0 h_c} \quad \text{تحت بار استاتیکی} \quad (9)$$

$$\varepsilon'_f = \frac{2G'_f}{\sigma'_0 h_c} \quad \text{تحت بار دینامیکی} \quad (10)$$

در رابطه فوق، ε_f ، کرنش نهایی شکست بتن، G_f ، انرژی



شکل ۱- رابطه تنش - کرنش در بارگذاری دینامیکی [۱۰]

عمود بر راستای تنش اصلی رخ خواهد داد [۱۰]. در بارگذاری دینامیکی، کرنش متناظر با مقاومت کششی دینامیکی بتن مد نظر خواهد بود:

$$\varepsilon_1 > \varepsilon_0 \quad \text{معیار شروع نرم شوندگی} \quad (3)$$

در این مطالعه، در مدلسازی رفتار بتن بعد از آغاز ترک، از تئوری مکانیک آسیب براساس مدل ترک پیوسته استفاده شده است. اساس تئوری مکانیک آسیب، بر این پایه استوار است که می‌توان میزان خرابی‌های داخلی را با یک متغیر اسکالر نمایش داد. این متغیر مستقیماً می‌تواند نشان‌دهنده وضعیت و اثر توزیع ترک‌های تشکیل شده طی فرایند بارگذاری بر روی المان باشد. مفهوم این مدل براساس اتلاف انرژی حاصل از ایجاد ترک و کاهش سختی است. براساس تعریف، متغیر آسیب d را می‌توان براساس سطح مقطع کل ΔA و سطح مقطع آسیب دیده ΔA_d با رابطه زیر بیان کرد [11 و 16]:

$$d = \frac{\Delta A_d}{\Delta A} \quad (4)$$

در حالت کاملاً سالم، $d=0$ و در حالت کاملاً آسیب دیده، $d=1$ است. با گسترش این مفهوم، می‌توان مدل‌های مکانیک آسیب مختلفی را در نظر گرفت. ساده‌ترین مدل از این دسته، مکانیک آسیب ایزوتروپ است که در آن می‌توان از یک متغیر داخلی اسکالر برای ارزیابی اثر خرابی‌های داخلی در تمام جهت‌ها استفاده نمود. در این مدل، در واقع تنها یک عدد اسکالر نشان‌دهنده خرابی داخل المان است. تعیین متغیر آسیب، در اولین مرحله، نیاز به تعریف ریاضی شاخه نرم شدگی منحنی تنش-کرنش تک محوری بتن دارد. مدل‌های مختلفی برای ارائه

شکست، h_c ، طول مشخصه المان و σ_0 ، مقاومت کششی ظاهری بتن است. در حالت دینامیکی مقادیر دینامیکی پارامترهای فوق در نظر گرفته خواهند شد:

شکست، h_c ، طول مشخصه المان و σ_0 ، مقاومت کششی ظاهری بتن است. در حالت دینامیکی مقادیر دینامیکی پارامترهای فوق در نظر گرفته خواهند شد:

$$G'_f = DMF_f G_f \quad , \quad \sigma'_0 = DMF_e \sigma_0 \quad (11)$$

در روابط فوق DMF_f ضرایب تقویت دینامیکی هستند. در تحلیل‌ها برای احتساب نرخ کرنش در تحلیل‌های دینامیکی، ضرایب بزرگنمایی دینامیکی برای مقاومت کششی، فشاری و مدول الاستیسیته $1/5$ ، $1/3$ و $1/25$ در نظر گرفته شده‌اند.

در این تحقیق طول مشخصه به کار رفته در روابط ارائه شده براساس تئوری ارائه شده توسط کورا [۱۰ و ۱۵] محاسبه شده است. در حالت سه بعدی وی این مقدار را برابر با طول ضلع مکعبی در نظر گرفته، که حجمی برابر با حجم تحت تأثیر نقطه گوس مورد نظر در المان‌های ایزوپارامتریک دارد. برای این منظور در مسائل دوبعدی کافی است دترمینان ژاکوبین به دست آمده در هر نقطه گوس را در ضرایب وزنی گوس ضرب نموده و از حاصل ریشه دوم گرفت:

زمانی که المان شروع به نرم شدن می‌کند، به جای ماتریس مدول الاستیک آن از ماتریس مدول آسیب استفاده می‌شود. براساس اصل انرژی معادل و نادیده گرفتن کوپل بین موده‌های اصلی شکست، این ماتریس به صورت زیر در می‌آید [۱۱]:

$$D_d = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} (1-d_1)^2 & \nu(1-d_1)(1-d_2) & 0 \\ \nu(1-d_1)(1-d_2) & (1-d_2)^2 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-\nu)(1-d_1)^2(1-d_2)^2}{(1-d_1)^2 + (1-d_2)^2} \end{bmatrix} \quad (12)$$

در رابطه فوق، h_c طول مشخصه، w_i و w_j ضرایب وزنی الگوی انتگرال‌گیری گوس و $\det J$ دترمینان ژاکوبین است.

d_1 و d_2 پارامترهای آسیب در دو راستای اصلی هستند. رابطه فوق به صورت غیرهمسان ارائه شده است ولی مدل مورد استفاده مدل همسان است و $d_1=d_2=d$ در نظر گرفته شده است. ماتریس رابطه (۱۲) در مختصات محلی به دست آمده است، برای انتقال آن به مختصات عمومی از رابطه زیر استفاده می‌شود [۱۱]:

$$D_s = T^T D_d T \quad (13)$$

در رابطه فوق، T ، ماتریس انتقال کرنش به فضای دوبعدی، D_s ، ماتریس مدول آسیب در مختصات عمومی و D_d ، ماتریس مدول آسیب در مختصات محلی است. ماتریس T به صورت زیر تعریف می‌شود:

۲-۳- مدل بار برداری - بارگذاری در حین شکست

تحت بارهای رفت و برگشتی کرنش‌های اصلی در هر المان افزایش یا کاهش می‌یابند. بنابراین هنگام استفاده از مدل‌های رفتاری غیرخطی در تحلیل‌های دینامیکی باید معیاری برای مدل‌سازی رفتار باربرداری-بارگذاری مجدد در طی بارگذاری رفت و برگشتی تعریف شود. در این مطالعه از معیار کرنش استفاده شده است. مطالعات نشان داده است که تحت بارگذاری دوره‌ای، مقداری کرنش پسماند در المان بسته شده باقی می‌ماند. براساس این ایده، کرنش کل ترک (ε) به دو مؤلفه کرنش الاستیک (ε^e) و کرنش ماند (ε^{in}) تجزیه می‌شود [۱۰]:

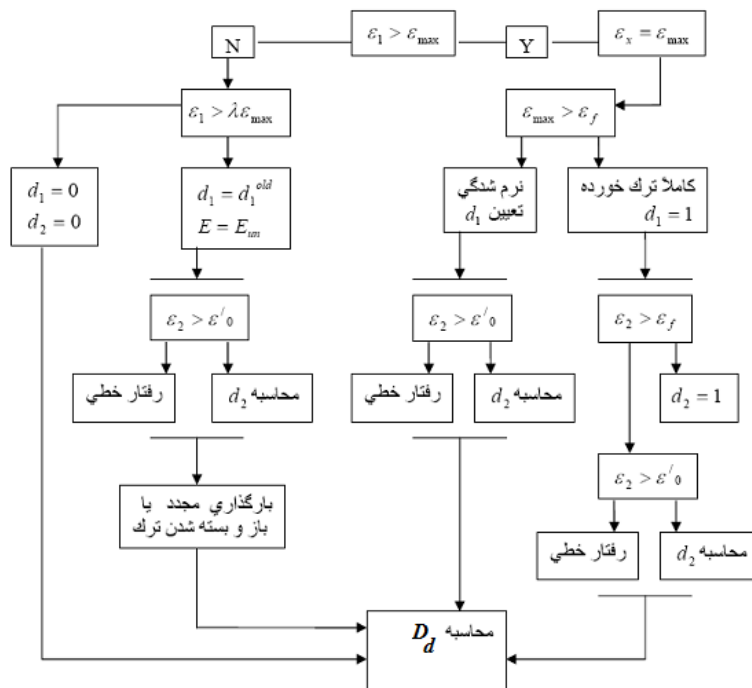
$$T = \begin{bmatrix} l_1^2 & m_1^2 & l_1 m_1 \\ l_2^2 & m_2^2 & l_2 m_2 \\ 2l_1 l_2 & 2m_1 m_2 & l_1 m_2 + l_2 m_1 \end{bmatrix} \quad (14)$$

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{in} = \varepsilon^e + \lambda \varepsilon_{max} \quad (16)$$

$$m_1 = \cos(\varepsilon_1, y) \quad , \quad m_2 = \cos(\varepsilon_2, y)$$

$$l_1 = \cos(\varepsilon_1, x) \quad , \quad l_2 = \cos(\varepsilon_2, x)$$

ε_{max} بیشینه کرنش‌های اصلی است که المان در طی تکرارهای



شکل ۲- الگوریتم مکانیک آسیب پیشنهادی

نرم شدگی معمولاً از مدل میرایی رایلی استفاده می‌شود:

$$C = aM + bK \quad (17)$$

در رابطه فوق C ، ماتریس میرایی، M ، ماتریس جرم، K ماتریس سختی و a و b ضرایب مدل میرایی رایلی هستند. دیده شده است که این مدل در طی فاز نرم شدگی کرنش مدل مناسبی نیست و منجر به حالات غیرفیزیکی می‌گردد [۱۰]. برای مدلسازی میرایی در طی فاز نرم شدگی در مسائل مکانیک شکست، میرایی متناسب با جرم کنار گذاشته شده و تنها بخش متناسب با سختی المان در نظر گرفته می‌شود. با توجه به تغییرات سختی المان در حین ترک خوردگی مکانیسم‌های میرایی مختلفی در مراجع برای مسائل ترک پخشی پیشنهاد شده است. در این مطالعه از مدل میرایی اتجاعی- ترد (EDM)^۱ استفاده شده است. در این مدل تنها المان‌هایی که دچار ترک خوردگی نشده‌اند دارای میرایی بوده و برای المان‌های ترک خورده میرایی در نظر گرفته نمی‌شود.

۲-۵- الگوریتم محاسبات مدل مکانیک آسیب

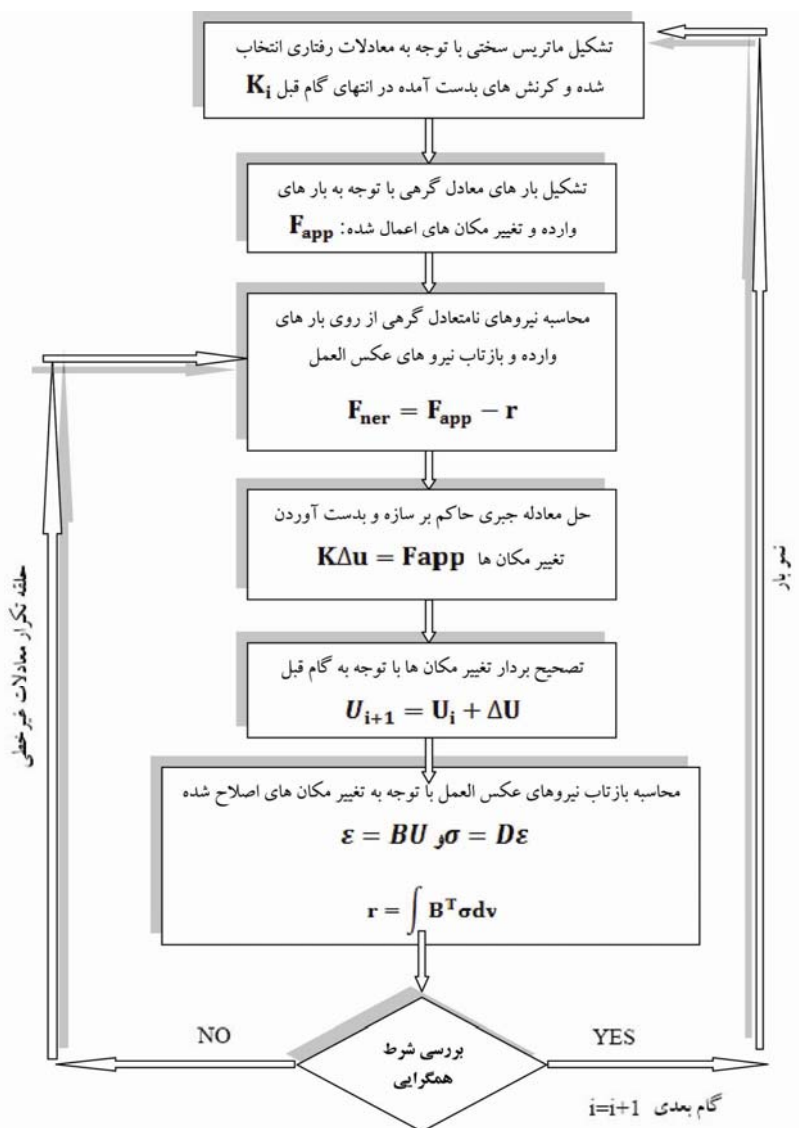
در شکل (۲)، الگوریتم مدل مکانیک آسیب پیشنهادی در این

قبلی به آن رسیده است. در این رابطه λ نسبت بین کرنش مانده در ترک بسته و بیشینه کرنش اصلی است و معمولاً مقدار آن $0/2$ در نظر گرفته می‌شود. هنگامی که در طول بارگذاری کرنش‌های اصلی از $\lambda \varepsilon_{max}$ بیشتر شود، ترک همچنان باز فرض می‌شود و در غیر این صورت ترک بسته شده است. در این مطالعه مقدار λ برابر $0/2$ در نظر گرفته شده است.

در طول بارگذاری، با افزایش کرنش عمود بر صفحه ترک در هر جهت اصلی، متغیر آسیب متناظر با آن جهت افزایش می‌یابد تا اینکه در نهایت هنگامی که $\varepsilon \geq \varepsilon_f$ or $\varepsilon' \geq \varepsilon'_f$ المان کاملاً ترک خورده و متغیر خرابی متناظر با جهت مورد بررسی برابر با یک می‌شود. بنابراین با تغییر متغیر آسیب در هر جهت ماتریس مدول سختی D نیز تغییر می‌کند. در طول باربرداری و بارگذاری مجدد، زمانی که کرنش محاسبه شده کمتر از مقدار کرنش بیشینه، ε_{max} ، در گام‌های زمانی قبلی باشد، متغیر آسیب در آن جهت تغییر نمی‌کند.

۲-۴- مکانیسم میرایی مصالح در طی فاز شکست و قبل از آن

در مسائل المان محدود، برای مدلسازی میرایی در فاز قبل از



شکل ۳- الگوریتم حل تکراری در مسائل غیرخطی

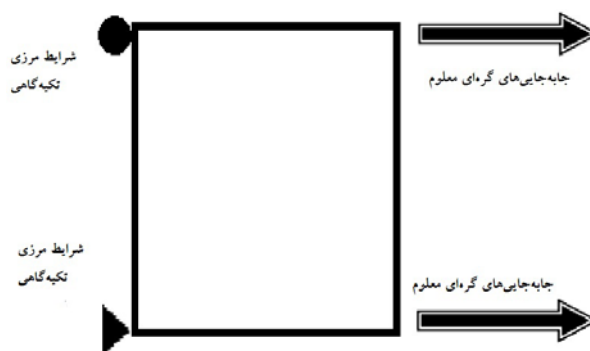
شده، جهات صفحات اصلی و صفحات ترک و ماتریس های انتقال براساس مدل ترک پخششی چرخشی است. ولی پارامترهای ماتریس سختی شامل مدول الاستیسته کاهش یافته و پارامترهای مقاومتی مانده مصالح بعد از وقوع تسلیم، براساس منحنی های آسیب کششی بتن در نظر گرفته شده اند. در شکل (۳) نیز الگوریتم کلی برای تعیین مراحل حل روش عددی ارائه شده است.

۲-۶- صحت سنجی مدل آسیب

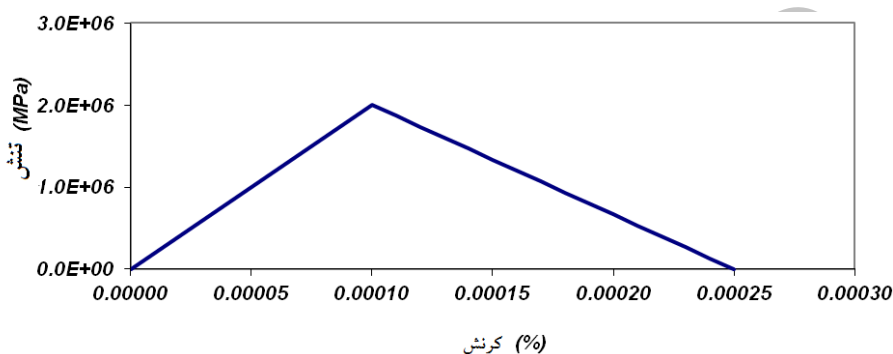
در این بخش به منظور کنترل صحت مدل آسیب پیشنهادی یک

مطالعه برای تحلیل سازه های بتنی دو بعدی ارائه شده است. المان های مورد استفاده در این مدل، المان های ایزوپارامتریک ۴ گرهي هستند. برای محاسبه ماتریس های المان و پاسخ های مختلف، از الگوی انتگرال گیری گوسی 2×2 نقطه ای استفاده شده است. بدین ترتیب هر المان دارای ۴ نقطه انتگرال گیری است. در طول تحلیل، مؤلفه های کرنش و تنش المان در هر نقطه گوس آن به دست آمده و متغیر آسیب در هر یک از نقاط گوس المان به صورت جداگانه محاسبه می شوند.

در این تحقیق رابطه بندی ماتریس های سختی محلی به روز



شکل ۴- هندسه و شبکه المان محدود مثال یک المانی



شکل ۵- منحنی تنش کرنش حاصل از تحلیل برای مثال مسأله یک المانی

المان به ابعاد واحد تحت بارگذاری تغییرمکان در وجه آزاد آن از مدل المان پیوستگی اتصالی لحاظ شده است.

قرار می گیرد (شکل (۴)). پارامترهای مادی به کار رفته در تحلیل عبارتند از: مدول الاستیسیته $E = 20 \text{ GPa}$ ، مقاومت کششی تک محوری $\sigma_t = 2.0 \text{ MPa}$ ، ضریب پواسون، $\nu = 0$ و انرژی شکست $G_f = 250 \text{ N/m}$. در شکل (۵) نتایج حاصل از تحلیل در نقاط گوس ترک خورده ارائه شده اند. همان گونه که مشاهده می شود، تنش ترک خوردگی، سطح زیر منحنی تنش کرنش (انرژی شکست) و نرم شوندگی به خوبی با نتایج تحلیلی مطابقت دارد.

۳-۱- مدل المان فولاد خرپایی مجزا

در این مدل، همان گونه که در شکل (۷) نشان داده شده، یک المان خرپایی دو بعدی در داخل المان بتنی تعبیه شده است. در این مدل در ابتدا فرض پیوستگی کامل در جابه جایی ها لحاظ شده است، یعنی جابه جایی انتهایی المان فولاد با جابه جایی مرزی متناظر المان بتن سازگار در نظر گرفته شده است، اما در ادامه با ارائه روابطی که اثر کاهنده در سختی قسمت سطح مشترک^۹ فولاد و بتن دارد، اثر پیوستگی - لغزش به صورت جداگانه لحاظ شده است. اگرچه معمولاً فرض سازگار بودن جابه جایی المان فولاد با بتن در این حالت برقرار نیست، اما بررسی ها نشان داده است که با این فرض، دقت تحلیل ها در رفتار کلی یک سازه بتن مسلح، دستخوش تغییرات محسوسی نمی گردد [۱۲].

۳- مدل فولاد

در این تحقیق برای مدل سازی فولاد از یک مدل دوخطی (شکل (۶)) با دو روش متفاوت: مدل المان فولاد خرپایی مجزا و مدل فولاد پخشی استفاده شده است. در مدل المان فولاد خرپایی مجزا، اثر پیوستگی - لغزش بین فولاد و بتن با استفاده

m تعداد میلگردها، d_b قطر میلگردها، l فاصله لینک‌های اتصال در ابتدا و انتهای میلگردها و b عرض سطح مقطع المان است. در مطالعه حاضر، از یک مدل سه خطی ساده تنش پیوستگی- لغزش استفاده شده است. پارامترهای این مدل از انجام آزمایش بیرون کشیدگی میلگرد^{۱۱} از نمونه‌های بتن مسلح بر روی نمونه‌های مختلف قابل استخراج است (شکل ۱۰). در این مطالعه پس از محاسبات ریاضی، از ماتریس ارائه شده در رابطه (۱۸) به صورت رابطه (۲۱) استفاده شده است:

$$k_{eq} = \frac{k_s k_{bi} k_{bj}}{k_s (k_{bi} + k_{bj}) + k_{bi} k_{bj}} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (21)$$

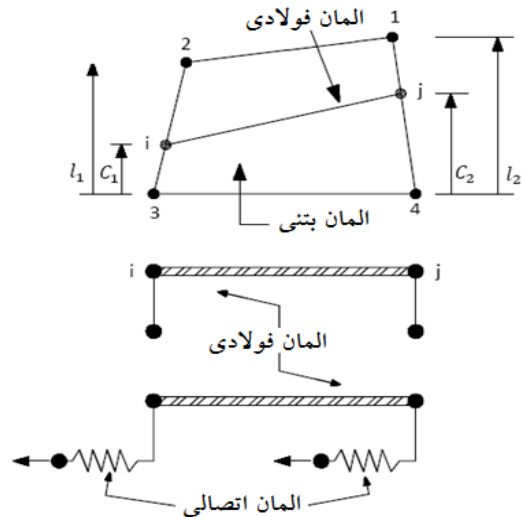
رابطه (۲۱) همان ماتریس سختی المان فولاد در مختصات محلی است که در آن اثر پیوستگی- لغزش نیز لحاظ شده است. ضریب این ماتریس را می‌توان به صورت زیر بازنویسی کرد [۱۲]:

$$\frac{k_s k_{bi} k_{bj}}{k_s (k_{bi} + k_{bj}) + k_{bi} k_{bj}} = \frac{k_s}{1 + k_s \left(\frac{1}{k_{bi}} + \frac{1}{k_{bj}} \right)} \quad (22)$$

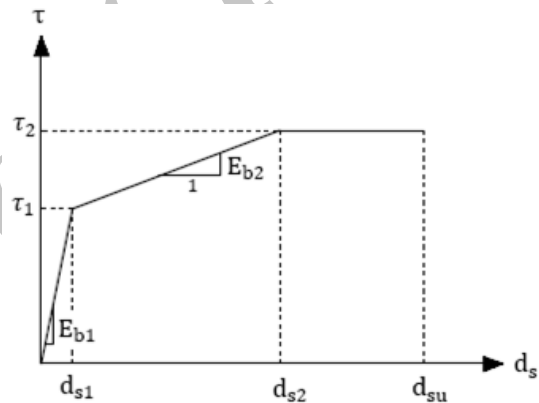
همان‌گونه که از رابطه (۲۲) آشکار است، وارد شدن اثر پیوستگی- لغزش در رابطه‌ها، نوعی اثر کاهنده بر سختی ناشی از فولاد مسلح کننده می‌گذارد. در حالت فرض وجود پیوستگی کامل بین آرماتور و بتن، k_{bi} و k_{bj} به سمت بینهایت میل کرده و در نتیجه از ضریب بالا تنها k_s باقی می‌ماند که همان سختی فولاد است.

۲-۳- مدل فولاد پخشی^{۱۲}

در مدل پخشی فرض می‌شود که فولاد در سراسر بتن، با یک زاویه توزیع مشخص پخش شده و المان بتن مسلح را ایجاد نموده است. در این حالت فرض می‌شود که بین فولاد و بتن پیوستگی کامل وجود دارد. در این حالت به جای مدل‌سازی آرماتور داخل بتن، یک المان فولادی معادل که ویژگی‌های تک محوری فولاد در هر جهت را دارد، مدل می‌شود. ابعاد این المان برابر ابعاد المان بتنی متناظر بوده و ضخامت آن از رابطه



شکل ۹- مدل المان فولادی مجزا همراه با اثر پیوستگی- لغزش



شکل ۱۰- رابطه تنش- لغزش استخراج شده از

آزمایش pull-out

که در آن، $k_s = \frac{EA}{L}$ سختی آرماتور و k_b سختی ناشی از لینک اتصال، موازی با محور میلگرد و متناظر با هر یک از دو انتهای آن است. i و j به گره‌های ابتدا و انتهای المان اتصالی اشاره دارند. k_b به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$k_b = E_{b1} A \quad (19)$$

E_{b1} مدول لغزش اولیه فولاد در داخل بتن است (که بعد از رسیدن لغزش به d_{s1} یا E_{b2} جایگزین می‌شود). A مساحت پیرامونی است که از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$A = \frac{\pi \tau d_b l}{2b} \quad (20)$$

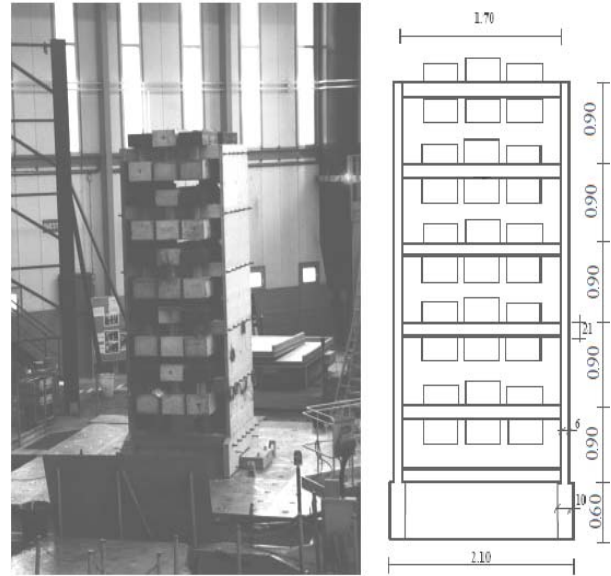
در رابطه فوق، C_{GLst} ماتریس مدول فولاد در مختصات محلی، C_{LOst} ماتریس مدول فولاد در مختصات عمومی و T ماتریس انتقال است (θ زاویه بین محور میلگرد و محور x ها در مختصات عمومی است).

۴- مدل سازی عددی

روش ها و الگوریتم های ارائه شده در این مطالعه، در برنامه المان محدود FEAppv^{۱۳} به صورت هماهنگ و با حفظ توانایی های برنامه پایه اعمال شد. البته در این تحقیق تنها از توانایی های تشکیل حلقه ها، روی هم گذاری و حل گر این برنامه استفاده شد و سایر بخش های مورد نیاز مطابق با الگوریتم های استخراج شده در برنامه المان محدود به آن اضافه گردید. برنامه بعد از صحت سنجی با مثال های عددی متعدد، در تحلیل دیوارهای بتنی برشی به کار برده شده است.

۴-۱- معرفی آزمون های تجربی

دیوارهای I, III CAMUS از مراجع [۷] و [۱۴] مدل سازی شده و نتایج به دست آمده با نتایج موجود مقایسه شدند. در آزمون تجربی، سازه ای شامل دو دیوار برشی بتن مسلح ۵ طبقه در مقیاس $\frac{1}{3}$ بر روی میز لرزه CEA^{۱۴} بنا شد. ارتفاع کل دیوارها ۵/۱۰ متر، عرض آن ۱/۷ متر و ضخامت آن ۶ سانتیمتر بود. این دیوارهای موازی، فاقد بازشو بوده و با شش سقف با ابعاد ۱/۷×۱/۷ متر و ضخامت ۲۱ سانتیمتر به یکدیگر متصل شدند. ارتفاع دیوار در طبقه اول ۶۰ سانتیمتر، عرض آن ۲/۱۰ متر و ضخامت آن ۱۰ سانتیمتر بود. انتهای پایینی دیوار به صورت کاملاً گیردار به میز وصل شده است. یک سیستم مهاربندی جانبی به منظور پایدار سازی دیوارها در هر طبقه به کار گرفته شده است. طراحی این سیستم مهاربند به نحوی بود که بر رفتار خمشی دیوار تأثیری نداشته و تنها نیروهای عمود بر آن، به آن انتقال می یافت. هندسه، ابعاد و شکل سازه بنا شده در شکل (۱۱) ارائه شده است. در تحلیل انجام شده در مرجع [۷]، از المان دو بعدی تنش مسطح در مدل سازی این دیوارها استفاده



شکل ۱۱- دیوار CAMUS بر روی میز لرزه CEA

زیر به دست می آید [۱۲]:

$$t_s = \frac{A_s}{b} = \rho_s d_e \quad (23)$$

در رابطه فوق، A_s سطح مقطع آرماتور، b فاصله آرماتورها، ρ_s درصد فولاد مقطع و d_e عمق مؤثر است.

در این حالت روش محاسبه سختی، همان روشی است که در محاسبه سختی المان بتنی در روش اجزای محدود استفاده می گردد.

در مسائل دوبعدی ماتریس میرایی C به صورت زیر تعریف می گردد [۱۳]:

$$C = \begin{bmatrix} \rho_x E_{s1} & 0 & 0 \\ 0 & \rho_y E_{s1} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (24)$$

در رابطه فوق، ρ_x و ρ_y درصد فولاد به ترتیب در جهت x و y است. (در این حالت بعد از رسیدن مقدار تنش به f_y (نقطه تسلیم) در رابطه (۲۴)، از E_{s2} به جای E_{s1} استفاده می شود. E_{s1} مدول الاستیک و E_{s2} مدول غیرالاستیک فولاد در مدل سازی دوخطی آن است (شکل (۶)). باید دقت نمود که این ماتریس قبل از استفاده در رابطه باید به مختصات عمومی برده شود [۱۲]:

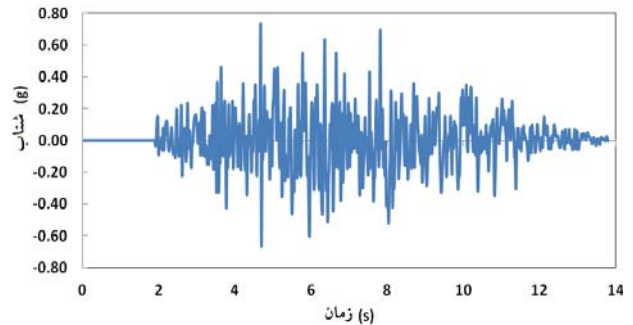
$$C_{GLst} = T^T C_{LOst} T \quad (25)$$

جدول ۱- مشخصات مصالح در دیوار CAMUS III [۷]

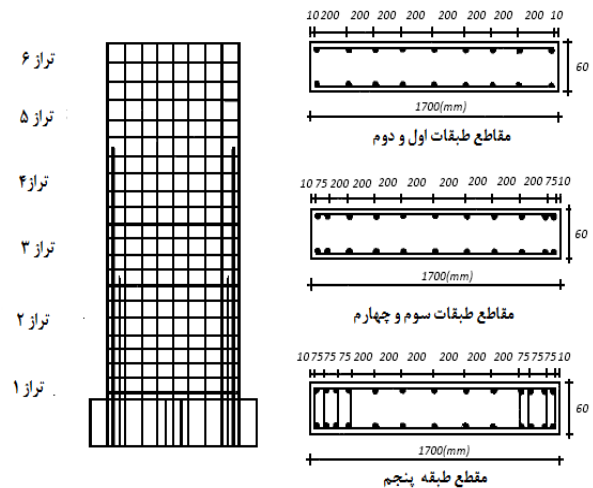
$\rho(kg/m^3)$	$f_c(Mpa)$	$f_t(Mpa)$	$E_c(Mpa)$	$G_f(N/m)$	ν	$f_y(Mpa)$	$E_s(Mpa)$
۲۴۰۰	۳۹	۳/۵	۳۱۱۴۰	۲۵۰	۰/۲	۴۸۶-۶۳۱	۲۰۰۰۰۰

گرفت. در این مطالعه تنها یک دیوار از سازه مدل‌سازی شده است. در طی انجام آزمایش، نمونه تحت شتاب افقی افزایش یابنده در امتداد موازی با صفحه دیوار قرار گرفت. دیوار CAMUS I در آزمون واقعی، تحت ترکیبی از توالی شتاب‌های مختلف قرار گرفت و در نهایت به علت زمانبر بودن تحلیل‌ها، تنها دو طیف شتاب که طی اعمال آنها پاسخ‌های بیشینه به دست آمده بودند، انتخاب شدند. در مطالعه حاضر مطابق با مرجع [۱۴] به نمونه شتاب ساختگی Nice, PGA=0.71g داده شد. به منظور حصول دقت بیشتر مطابق با مرجع، نتایج در بازه‌ای که پاسخ بیشینه به دست آمده بود با نتایج تجربی مقایسه شد. در شکل (۱۲) شتاب‌نگاشت به کار گرفته شده در آزمایش ارائه شده است.

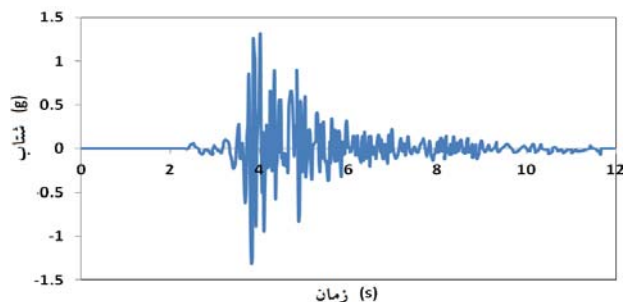
در مورد دیوار CAMUS III هندسه و ابعاد دیوار کاملاً مشابه دیوار CAMUS I است، که در شکل (۱۱) نشان داده است. توزیع آرماتور و همچنین بار زلزله در نظر گرفته شده در این دیوار نسبت به دیوار CAMUS I متفاوت است. این دیوار از نوع مقطع پر فولاد بوده و طراحی آن بر اساس آیین نامه French PS 92 Seismic Code صورت گرفته است در حالی که دیوار بر اساس الزامات EC8^{۱۵} طراحی شده بود. در جدول (۱) مشخصات مصالح به کار گرفته شده در دیوار آمده است. قابل ذکر است ویژگی‌های تعیین شده برای بتن از روی آزمایش تجربی بر روی نمونه استوانه‌ای به دست آمده‌اند. در شکل (۱۳) و در ادامه در جدول (۲) نحوه آرماتوربندی دیوار در طبقات مختلف نشان داده شده‌اند. در طی آزمون میز لرزان، این نمونه تحت شتاب افزایش یابنده افقی در امتداد موازی با صفحه دیوار قرار گرفت. به این دیوار شتاب زلزله Melendy Ranch, (amax=1.35g) اعمال شد. در شکل (۱۴) شتاب‌نگاشت به کار گرفته شده، نشان داده شده است. در طی آزمون واقعی در روی میز لرزان، دستگاه‌های نصب شده



شکل ۱۲- مؤلفه‌های شتاب Nice, PGA=0.71g



شکل ۱۳- توزیع آرماتور در ارتفاع دیوار CAMUS III



شکل ۱۴- مؤلفه‌های شتاب Melendy Ranch, (amax=1.35g)

شد و به علت تقارن سازه در هندسه و بارگذاری، با توجه به سیستم‌های موجود در دیوار، تنها یک دیوار مورد مدل‌سازی قرار

جدول ۲- توزیع آرماتور در دیوار CAMUS III

	توزیع آرماتور در المان‌های کناری	توزیع آرماتور در المان‌های میانی
طبقه اول	$4\Phi 8 + 2\Phi 6 + 2\Phi 4.5 = 289\text{mm}^2$	$2X^5\Phi 4.5 @ 200 = 159\text{mm}^2$
طبقه دوم	$4\Phi 8 + 2\Phi 6 + 2\Phi 4.5 = 289\text{mm}^2$	$2X^5\Phi 4.5 @ 200 = 159\text{mm}^2$
طبقه سوم	$4\Phi 8 + 2\Phi 6 + 2\Phi 4.5 = 289\text{mm}^2$	$2X^5\Phi 4.5 @ 200 = 159\text{mm}^2$
طبقه چهارم	$4\Phi 8 + 2\Phi 6 + 2\Phi 4.5 = 289\text{mm}^2$	$2X^5\Phi 4.5 @ 200 = 159\text{mm}^2$
طبقه پنجم	$4\Phi 8 + 2\Phi 6 + 2\Phi 4.5 = 289\text{mm}^2$	$2X^5\Phi 4.5 @ 200 = 159\text{mm}^2$

جدول ۳- مقادیر فرکانس طبیعی و میرایی در دیوار CAMUS III [V]

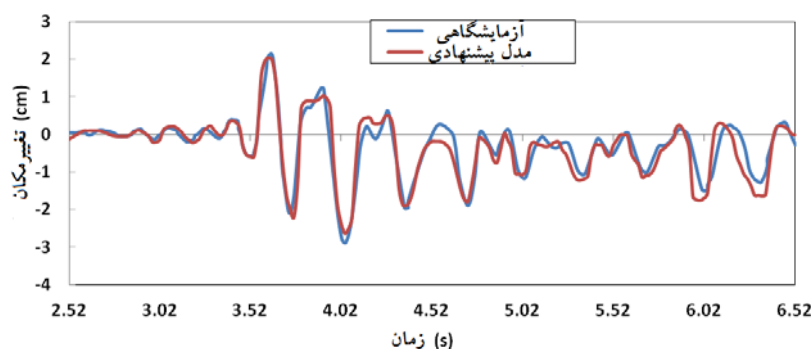
	بسامد ارتعاش طبیعی (Hz)	درصد میرایی بحرانی (%)
مود اول	۶/۸۵	۲
مود دوم	۲۲/۰۱	۱

به منظور انجام تحلیل دینامیکی، از گام‌های زمانی ۰/۰۱ ثانیه و روش انتگرالگیری زمانی استاندارد نیومارک استفاده شده است. اثر میرایی با استفاده از مدل میرایی ارتجاعی - ترد در نظر گرفته شده است. با در نظر گرفتن میرایی بحرانی ۲٪ و ۱٪ به ترتیب در مودهای اول و دوم سازه [V] و با داشتن بسامدهای طبیعی دیوار در این مودها (جدول ۳)، ضرایب میرایی متناسب با جرم سختی در رابطه ماتریس میرایی رایلی به دست آمده‌اند. در طی آزمون واقعی در روی میز لرزان، دستگاه‌های نصب شده به منظور اندازه‌گیری جابه‌جایی‌ها در سقف ششم دچار نقص شده و بنابراین در این مطالعه نیز به مانند مرجع [V] جابه‌جایی‌های افقی طبقه پنجم با نتایج تجربی مقایسه شدند. پاسخ‌های بیشینه در فاصله زمانی ۲/۵۲ تا ۶/۵۲ ثانیه مشاهده شد. در شکل (۱۵) جابه‌جایی افقی طبقه پنجم دیوار CAMUS III در فاصله پاسخ بیشینه، با نتایج تجربی مقایسه شده است. تطابق مناسب پاسخ‌های به دست آمده از مدل با نتایج تجربی مشهود است. با توجه به شکل (۱۴)، بیشینه اختلاف جابه‌جایی‌های اندازه‌گیری شده با نتایج تجربی به میزان ۴/۵۰ میلی‌متر و در زمان ۴/۵۶ ثانیه بود. البته مدل ارائه شده در پیش‌بینی پاسخ بیشینه عملکرد مطلوب‌تری داشت. چنانچه در زمان ۴/۰۶ ثانیه و در بیشینه پاسخ به دست آمده از سازه، مقدار

به منظور اندازه‌گیری جابه‌جایی‌ها در سقف ششم دچار نقص شده و بنابراین در این پایان‌نامه همانند مرجع [۱۴] جابه‌جایی‌های افقی طبقه پنجم با نتایج تجربی مقایسه شدند.

۲-۴- مدلسازی عددی دیوار CAMUS III

این دیوار از نوع مقطع پرفولاد بوده و طراحی آن براساس ضوابط French PS92 seismic code صورت گرفته است. در جدول (۱) مشخصات مصالح به کار گرفته شده در دیوار ارائه شده است. قابل ذکر است ویژگی‌های تعیین شده برای بتن از روی آزمایش تجربی بر روی نمونه‌های استوانه‌ای به دست آمده‌اند. در جدول (۲) و در ادامه در شکل (۱۳) نحوه آرماتوربندی دیوار در طبقات مختلف نشان داده شده است. در طی آزمون میز لرزان، این نمونه تحت شتاب افزایش یابنده افقی در امتداد موازی با صفحه دیوار قرار گرفت. به این دیوار شتاب زلزله Melendy Ranch اعمال شد (شکل ۱۴). در تحلیل‌های حاضر از ۱۶۷ المان چهارگره‌ای تنش مسطح در مدلسازی دیوار استفاده شده است. در مدلسازی فولاد از مدل فولاد خرنمایی با لحاظ اثر پیوستگی - لغزش استفاده شد بدین‌منظور از مدول لغزش $E_p = 1.5 \times 10^4 \text{ MN/m}^3$ [V]، در محاسبات استفاده شده است.



شکل ۱۵- تاریخچه زمانی جابه‌جایی افقی سقف پنجم دیوار CAMUS III در مقایسه با نتایج مرجع [۷]

جدول ۴- مشخصات مصالح دیوار CAMUS I

ρ ($\frac{kg}{m^3}$)	f_c (Mpa)	f_t (Mpa)	E_c (Mpa)	G_f ($\frac{N}{m}$)	ν	f_y (Mpa)	E_S (Mpa)
۲۴۰۰	۳۵	۳	۳۰۶۵۰	۲۵۰	۰/۲	۴۶۵-۵۷۰	۲۰۰۰۰۰

جدول ۵- توزیع آرماتور در دیوار CAMUS I [۷]

طبقه	توزیع آرماتور در المان‌های کناری	توزیع آرماتور در المان‌های میانی
اول	$4\Phi 8 + 2\Phi 6 + 2\Phi 4.5 = 289mm^2$	$4\Phi 5 + 2\Phi 4.5 + \Phi 6 = 138mm^2$
دوم	$4\Phi 6 + 2\Phi 8 + 2\Phi 4.5 = 189mm^2$	$4\Phi 5 + 2\Phi 4.5 + \Phi 6 = 138mm^2$
سوم	$\Phi 6 + \Phi 8 + \Phi 4.5 = 94.4mm^2$	$4\Phi 5 + 2\Phi 4.5 = 110mm^2$
چهارم	$\Phi 6 = 28.2mm^2$	$4\Phi 5 = 78.4mm^2$
پنجم	$\Phi 4.5 = 15.9mm^2$	$4\Phi 5 = 78.4mm^2$

مقدار $\frac{\epsilon_f \sigma_0}{2}$ در رابطه (۹) همان سطح زیر نمودار تنش- کرنش است. طول مشخصه المان شکل (۱۵)، از رابطه (۱۵) برابر $۰/۰۶۹۶$ به دست آمده است. با ضرب این مقدار در مساحت زیر نمودار تنش-کرنش المان بعد از آغاز شکست داریم:

$$(۰/۰۶۹۶) \times (۳۴۸۸/۳۲) = ۲۴۲/۷۸ \text{ (N/m)}$$

که نسبت به مقدار انرژی شکست تعیین شده المان (۲۵۰ N/m)، تنها $۲/۸۸\%$ خطا وجود دارد.

۳-۴- مدل‌سازی عددی دیوار CAMUS I

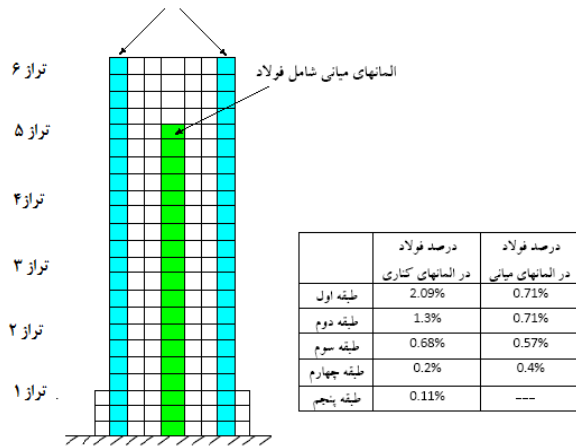
هندسه و ابعاد دیوار کاملاً مشابه CAMUS III است. طراحی لرزه‌ای این دیوار براساس الزامات EC8^{۱۵} صورت گرفته است. در جدول (۴) مشخصات مصالح به کار رفته در دیوار و در جدول (۵) و در ادامه در شکل (۱۸) نحوه توزیع فولاد در

پیش‌بینی شده تنها به میزان $۲/۵۷$ میلی‌متر از مقدار تجربی کمتر بود. در شکل (۱۶) الگوی ترک پیش‌بینی شده دیوار با الگوی ترک واقعی مقایسه شده است. همان‌گونه که مشخص است در طی اعمال بار تغییر شکل‌های وسیع غیرالاستیک در سازه روی داد. با این وجود برنامه تهیه شده در این مطالعه از پایداری عددی مناسبی در طی تحلیل برخوردار بوده و به‌خوبی توانایی پیش‌بینی الگوی ترک خوردگی در دیوار را دارد.

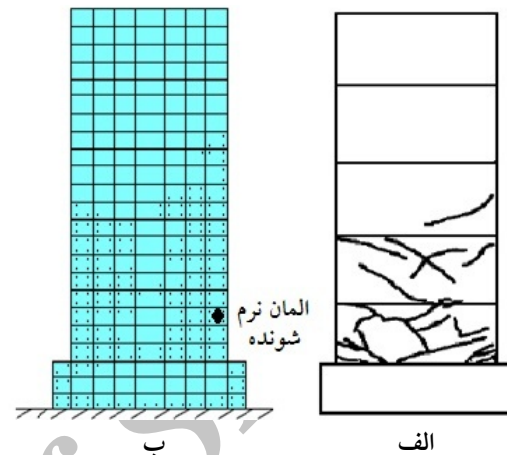
در شکل (۱۷)، نمودار تنش-کرنش یک المان نرم شونده (نقطه گوس ۱) برای المان مشخص شده در شکل (۱۵) در دیوار استخراج شده است. با توجه به رابطه (۹)، به‌منظور ارضای اصل بقای انرژی شکست، شیب منحنی نرم شونده به گونه‌ای تعیین می‌گردد که انرژی مستهلک شده در واحد سطح ترک ثابت باقی بماند.

جدول ۶- مقادیر فرکانس طبیعی و میرایی در دیوار CAMUS I

	بسامد ارتعاش طبیعی (Hz)	درصد میرایی بحرانی (%)
مود اول	۷/۲۷	۲
مود دوم	۲۲/۳۴	۱



شکل ۱۸- المان بندی دیوار CAMUS I و درصد فولاد المانها

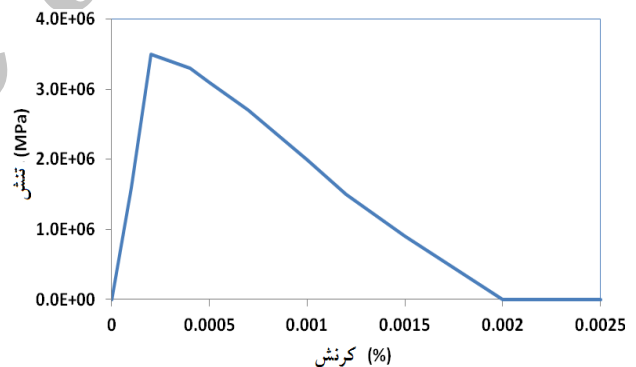


شکل ۱۶- الگوی ترک خوردگی دیوار CAMUS III (الف نتیجه تجربی [۷]، ب مدل پیشنهادی)

روش انتگرالگیری زمانی استاندارد نیومارک استفاده شده است. برای در نظر گرفتن اثر میرایی، از مدل میرایی ارتجاعی- ترد استفاده شده است.

با داشتن بسامدهای طبیعی دیوار (جدول ۶)، ضرایب میرایی متناسب با جرم و سختی در رابطه ماتریس میرایی رابلی استخراج شده‌اند.

در شکل (۱۹) جابه‌جایی افقی طبقه ششم دیوار CAMUS I در فاصله پاسخ بیشینه، با نتایج تجربی مقایسه شده‌اند. در شکل (۲۰) الگوی ترک پیش‌بینی شده برای دیوار با الگوی ترک واقعی مقایسه شده است. پاسخ‌های به‌دست آمده، به‌خصوص در پیش‌بینی مسیرهای وقوع ترک، تطابق بسیار خوبی با نتایج تجربی دارد. تفاوت اندک مشاهده شده در پروفیل ترک ارائه شده نسبت به پروفیل ترک آزمایشگاهی می‌تواند به پارامترهای مفروض برای حل مسأله و تفاوت آن با شرایط واقعی آزمایش مربوط باشد. در آزمون تجربی، لایه‌ای از ملات به ضخامت ۱ سانتی‌متر بین دیوار و میز لرزه قرار داده



شکل ۱۷- نمودار تنش- کرنش المان نرم شونده

طبقات آورده شده است. برای مدلسازی فولاد در این دیوار از مدل فولاد پخشی استفاده شد.

در طی انجام آزمایش، نمونه تحت شتاب افقی افزایش یابنده در امتداد موازی با صفحه دیوار قرار گرفت. به نمونه شتاب ساختگی Nice, PGA=0.71g داده شد. در شکل (۱۲) شتاب‌نگاشت به‌کار گرفته شده در آزمایش ارائه شده است. به‌منظور انجام تحلیل دینامیکی، از گام‌های زمانی ۰/۰۱ ثانیه و

با نگاه نسبی به اختلاف پاسخ‌های به‌دست آمده در تحلیل قبلی، استفاده از روش فولاد خربایی منجر به افزایش دقت پاسخ بیشینه تا ۷٪ نسبت به استفاده از روش فولاد پخشی شد.

۵- نتایج

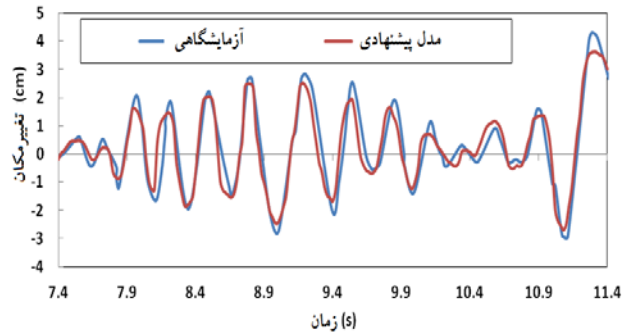
در این مطالعه یک مدل عددی غیرخطی جدید براساس دیدگاه مکانیک آسیب و احتساب اندرکنش بتن و فولاد برای تحلیل غیرخطی لرزه‌ای دوبعدی سازه‌های بتن مسلح ارائه شده است. ویژگی‌های مدل پیشنهادی به شرح زیر است:

✓ مدل آسیب پیشنهادی در مدلسازی رفتار لرزه‌ای بتن دربرگیرنده ویژگی‌های یک مدل کامل در مدلسازی رفتار غیرخطی لرزه‌ای بتن است. این ویژگی‌ها عبارتند از: مدلسازی رفتار قبل از ترک خوردگی، معیار مناسب برای شروع نرم شوندگی، حفظ انرژی شکست، مدلسازی رفتار نرم شوندگی، معیاری برای باز و بسته شدن ترک (بارگذاری- باربرداری مجدد) و احتساب مدل میرایی مناسب در بارگذاری‌های دینامیکی.

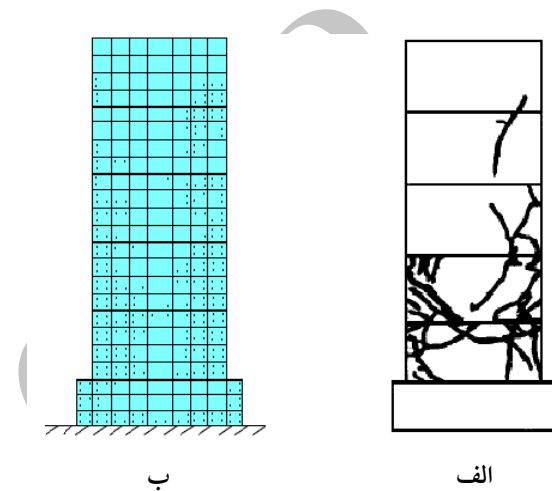
✓ در مدلسازی فولاد از یک مدل دوخطی با دو روش متفاوت: مدل المان فولاد خربایی مجزا و مدل فولاد پخشی استفاده شده است. در مدل المان فولاد خربایی مجزا، اثر پیوستگی- لغزش بین فولاد و بتن با استفاده از مدل المان پیوستگی اتصالی لحاظ شده است.

✓ بر اساس الگوریتم‌های ارائه شده، مدل پیشنهادی در یک کد المان محدود به زبان فرترن به‌کار رفته و بعد از صحت سنجی با مثال‌های نمونه معتبر در تحلیل‌های این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته است.

مدلسازی عددی در مقیاس ۱/۳ دیوارهای CAMUS I و CAMUS III در روش اجزای محدود انجام شد. نتایج به‌دست آمده از برنامه، در میزان جابه‌جایی‌های پیش‌بینی شده و الگوهای ترک مورد انتظار برای سازه با آنچه از آزمایش به‌دست آمده است، همخوانی مناسبی دارد. با در نظر گرفتن تحلیل‌های ارائه شده، نتیجه‌گیری‌های عمده زیر را



شکل ۱۹- جابه‌جایی‌های افقی سقف ششم دیوار CAMUS I در مقایسه با نتایج مرجع [۷]



شکل ۲۰- الگوی ترک خوردگی دیوار CAMUS I، (الف) نتیجه تجربی [۷] (ب) مدل پیشنهادی

شد. درحالی‌که در مدل تعریف شده در تحلیل‌های عددی این لایه در نظر گرفته نشده است. بیشینه اختلاف جابه‌جایی‌های اندازه‌گیری شده با نتایج تجربی به میزان ۶/۹ میلی‌متر و در زمان ۱۱/۳۰ ثانیه بود. مشاهده می‌شود که خطای موجود در این تحلیل از خطای محاسباتی موجود در تحلیل CAMUS III بیشتر است. در نظر نگرفتن اثر پیوستگی- لغزش در مدلسازی CAMUS I منجر به سخت‌تر شدن سازه نسبت به سختی واقعی آن شده و در نتیجه پاسخ به‌دست آمده کمتر از مقدار تجربی به‌دست آمده است. در حالی‌که با مدلسازی اثر پیوستگی- لغزش بین فولاد و بتن محصورکننده آن در نمونه CAMUS III، با داشتن مدول لغزش واقعی نمونه، میزان خطای مشاهده شده در نتایج کاهش یافت.

می توان ارائه نمود:

- ✓ پروفیل های ترک به دست آمده از مدل ترک پخششی
- ✓ چرخشی ارائه شده در این مطالعه تطابق بسیار مناسبی با نتایج تجربی دارد.
- ✓ در نظر گرفتن اثر پیوستگی- لغزش در تحلیل دیوارهای بتنی مسلح پاسخ هایی با دقت بیشتر را به دست می دهد.

✓ مدل عددی مکانیک آسیب پیشنهادی توانایی پیش بینی رفتار سازه در مرحله نرم شدگی و مقاومت نهایی سازه را با دقت مناسبی دارد. این مدل از سطح پایداری مناسبی در مراحل مختلف بارگذاری دینامیکی برخوردار است.

واژه نامه

- | | | |
|--|---------------------------------|---|
| 1. international atomic energy agency (IAEA) | 6. smeared crack | 11. pull-out |
| 2. strain softening | 7. interaction | 12. smeared model |
| 3. bond-slip | 8. elasto-brittle damping model | 13. finite element analysis program – personal version (FEAPPV) |
| 4. interlock | (EDM) | 14. commissariat a l'energie atomique |
| 5. bond link element | 9. interface | 15. Euro code No.8 |
| | 10. cyclic | |

مراجع

1. Ngo, D., and Scordelis, A. C., "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams", *ACI Journal*, Vol. 64, No. 3, pp. 152- 163, 1967.
2. Rashid, Y. R., "Ultimate Strength Analysis of Prestressed Concrete Pressure Vessels", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 7, No.4, pp. 334-344, 1968.
3. Gann, Y., "Bond Stress and Slip Modeling in Non-Linear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures", M.Sc. Thesis, University of Toronto, 2000.
4. Rabczuk, T., Akkermann, J., and Eibl, J., "A Numerical Model for Reinforced Concrete Structures", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 2, pp. 1327-1354, 2005.
5. Soh, C. K., Dong, X. and Zheng Lu, X., "Damage Model Based Reinforced Concrete Element", *Journal of Material in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 15, No. 4, pp. 371-380, 2003.
6. Khalfallah, S., "Tension Stiffening Bond Modeling of Flexural Reinforced Concrete Beams", *Journal of Civil Engineering and Management*, Vol. 148 , No. 14 , pp. 131-137, 2008.
7. Lle, N., Reynouard, J. M., and Georgin, J. F., "Nonlinear Response and Modeling of RC Walls Subjected to Seismic Loading", *ISET Journal of Earthquake Technology*, Vol. 39, pp. 1-19, 2002.
8. Maekawa, K., Takashima, K., Kitada, Y., and Kawahara, S., "Results of the CAMUS-I Test Simulation by the Japanese Team", *18th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 18)*, Beijing, China, August, 2005.
9. kazas, I., Yakut, A., and Golkan, P., "Numerical Simulation of Dynamic Shear Wall Tests: A Benchmark Study", *Journal of Computers and Structures*, Vol. 84, No. 8, pp. 549-562, 2006.
10. Moradloo, J., Ahmadi, M. T., "Nonlinear Dynamic Analysis of Concrete Arch Dam", *14 World Conference of Earthquake Engineering*, Beijing, China, 2008.
11. Faria, R., Oliver, J., and Cevera, M., "A Strain-Based Plastic Viscose Damage Model for Massive Concrete Structures", *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 35, No. 14, pp. 1533-1558, 1998.
12. Filippou, F. C., and Kwak, H. C., "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures under Monotonic Loads", Department of Civil Engineering UCB, California, USB/SEMM-90/14 ,1990.
13. Maekawa, K., Plamanma, A., and Okamora, H., *Analysis and modeling of reinforced concrete*, First edition 2003, ISBN O-415-27126-6, 2003.
14. Lle, N., and Reynouard, J. M., "Seismic Behavior of R/C Shear Wall Structures Designed According to the French PS92 and EC8 CODES: A Comparison between Shaking-Table Response Data and 2D Modeling", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 2000.
15. Mirzabozorg, G., "Non-Linear Behavior of Mass Concrete in Three-Dimensional Problems using a Smeared Crack Approach", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, pp. 247-269, 2005.
16. Lee, J., and Fenves, G. L., "A Plastic-Damage Concrete Model for Earthquake Analysis of Dams", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp. 937-965, 1998.