



نشریه مهندسی عمران فردوسی

(نشریه دانشکده مهندسی)

(علمی - پژوهشی)

- ۱ برسی تحریبی و تحلیلی رفتار تیرهای بتون آرمه‌ی تقویت شده با تسممهای CFRP پیش‌تینیده به روش NSM علی حاجی‌هاشمی - داود مستوفی‌نژاد - مجتبی ازهري
- ۲۵ تأثیر افزایش طول مؤثر بر مشخصات هیدرولیکی و ضربت تخلیه سرریز جانبی حامد زاهدی خانمی - سعیدرضا خداشناس - محمد رضا اکبرزاده - کاظم اسماعیلی
- ۳۹ مطالعه آزمایشگاهی پارامترهای تعیین کننده‌ی ظرفیت - برابری کششی شمع فولادی در ماسه عیسی شوش پاشا - مهدی شرف‌خواه
- ۴۹ طراحی و ساخت دستگاه آزمایش فرسایش داخلی و ریزشوبی در خاک‌ها پیمان طباطبایی شوریجه - عیاض سروش
- ۶۳ برسی رفتار دینامیکی غیرخطی دیوار پرشی فولادی با ورق نازک دارای اتصال تیر به ستون صلب تحت تنشیت‌های دور و نزدیک گسل مجید قلهکی - هوشنگ اصغری تکدام
- ۸۵ عوامل تأثیرگذار در ایجاد پینچ و میزان جذب انرژی اتصال خمی براکت پیچ‌شده‌ی کایزر فرهاد شهیدی امام جمعه - فریبرز ناطقی‌الهی - مهران سید رزاقی فرهود شهیدی امام جمعه
- ۱۰۱ برسی اثر اندرکش تونل-سازه بر نشت ساختمان‌های سطحی به روش عددی وهاب بشارت - محمد داودی - محمد کاظم جعفری
- ۱۲۱ بارگذاری انفجار و ارزیابی پاسخ غیرخطی سازه‌های ساختمانی در مقابل آن (یادداشت پژوهشی) احمد فراهانی - محمد علی هادیانفرد
- ۱۳۳ بهینه سازی موقعیتهای فشارسنجی در شبکه توزیع آب به منظور به کارگیری در کالیبراسیون با اعمال نشت‌های گروهی فرضی (یادداشت پژوهشی) علی نصیریان - محمود فغفور مغربی



نشریه مهندسی عمران فردوسی

ISSN : 2008-7454

علمی-پژوهشی

سردییر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسوول: فریدون ایرانی

صاحب امتیاز : دانشگاه فردوسی مشهد

هیأت تحریریه :

استاد، دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران

دکتر مجتبی ازهري

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر محمدرضا اصفهانی

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر فریدون ایرانی

دانشیار، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر بلواری بزار

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر محمدرضا جعفرزاده

استاد، دانشگاه سمنان، دانشکده مهندسی عمران

دکتر علی خیرالدین

دانشیار، دانشگاه امیرکبیر، دانشکده مهندسی عمران

دکتر عباس سروش

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر فرزاد شهابیان مقدم

دانشیار، دانشگاه تهران، دانشکده فنی دانشکده مهندسی عمران

دکتر رضا عطار نژاد

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر محمد غفوری

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر محمود فغوری مغربی

استاد، دانشگاه علم و صنعت ایران، دانشکده مهندسی عمران

دکتر غلامرضا قدرتی امیری

استاد، دانشگاه صنعتی اصفهان، دانشکده مهندسی عمران

دکتر داود مستوفی نژاد

مسوول دفتر نشریه : تکتم هوشمند

ویراستار ادبی : الهام دهقان

ویرایش و صفحه آرایی : سید عاطفه نوعی باغبان

این نشریه در کتابخانه منطقه‌ای علوم و تکنولوژی شیراز (ISC) نمایه می‌شود.

نشانی: مشهد - دانشگاه فردوسی مشهد - دانشکده مهندسی - دفتر نشریه - صندوق پستی: ۹۱۷۷۵-۱۱۱۱

تلفاکس: ۰۵۱-۳۸۸۰۶۰۲۴ پست الکترونیکی: ejour@um.ac.ir وب سایت:

چاپ: مؤسسه چاپ و انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد

فهرست مطالب

- بررسی تجربی و تحلیلی رفتار تیرهای بتن آرمهی تقویت شده با
تسمه‌های CFRP پیش‌تنیده به روش NSM ۱
- تأثیر افزایش طول مؤثر بر مشخصات هیدرولیکی و ضریب تخلیه
سرزیز جانبی ۲۵
- مطالعه آزمایشگاهی پارامترهای تعیین کننده ظرفیت باربری
کششی شمع فولادی در ماسه ۳۹
- طراحی و ساخت دستگاه آزمایش فرسایش داخلی و ریزشوبی در
خاکها ۴۹
- بررسی رفتار دینامیکی غیرخطی دیوار برشی فولادی با ورق
نازک دارای اتصال تیر به ستون صلب تحت نگاشتهای دور و
نژدیک گسل ۶۳
- عوامل تأثیرگذار در ایجاد پیچ و میزان جذب انرژی اتصال
خمشی برآکت پیچ شده کایزر ۸۵
- بررسی اثر اندرکنش تونل-سازه بر نشت ساختمان‌های سطحی
به روش عددی ۱۰۱
- بارگذاری انفجار و ارزیابی پاسخ غیرخطی سازه‌های ساختمانی
در مقابل آن (یادداشت پژوهشی) ۱۲۱
- پیشنهاد سازی موقعیتهای فشارسنگی در شبکه توزیع آب به منظور به
کارگیری در کالیبراسیون با اعمال نشت‌های گره‌ای فرضی
(یادداشت پژوهشی) ۱۳۳

بررسی تجربی و تحلیلی رفتار تیرهای بتن آرمهی تقویت شده با قسمه‌های CFRP پیش‌تنیده به روش NSM*

علی حاجی هاشمی^(۱) داود مستوفی نژاد^(۲) مجتبی ازهري^(۳)

چکیده مقاله‌ی حاضر تحقیقی است در مورد مقاوم‌سازی تیرهای بتنی با استفاده از قسمه‌های CFRP که در شیارهایی که از قبل در پوشش بتنی تیرها ایجاد شده‌اند کار گذاشته می‌شوند. این روش دارای مزایای بسیاری است و در مقایسه با روش چسباندن مصالح FRP روی سطح خارجی اعضای سازه‌ای، امکان انتقال مؤثرتر تنش‌های نرمال و بررشی بین مقاوم‌کننده‌ها و سازه را فراهم می‌کند. در این مقاله مزایای این روش از نظر ظرفیت باربری، سرویس‌دهی و استفاده‌ی سطح بالاتر از ظرفیت مصالح FRP در مقایسه با شیوه‌ی معمول چسباندن این مصالح روی سطح اجزای سازه‌ای، از نظر تحلیلی و عملی، مورد بررسی قرار گرفته است. به این منظور پنج عدد تیر بتن مسلح ساده در آزمایشگاه سازه‌ی دانشگاه صنعتی اصفهان مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. از این تعداد، یک تیر به صورت نمونه‌ی تقویت‌شده (مبنا)، یک تیر به صورت تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده، و سه نمونه‌ی دیگر به صورت تقویت‌شده‌ی پیش‌تنیده تا سطح پنج، بیست و سی درصد کرنش نهایی اسمی قسمه‌های CFRP مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. نتایج آزمایش‌ها حاکی از آن است که تیرهای پیش‌تنیده مقادیر بالاتری از بار ترک خوردنگی و بار تسلیم را در مقایسه با نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده نشان می‌دهند. در این تحقیق بار ترک خوردنگی در تیرهایی که تا سطح ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد ظرفیت اسمی مصالح CFRP پیش‌تنیده شده‌اند، به ترتیب ۱۱۷/۵، ۱۲۷/۵ و ۱۴۶/۵ درصد بار ترک خوردنگی در نمونه‌ی مینا افزایش یافته‌اند. در کنار بار ترک خوردنگی بالاتر، ترک‌های ایجادشده در نمونه‌های تقویت‌شده‌ی پیش‌تنیده، دارای عرض و توزیع محلودتر بوده‌اند. هم‌چنین تیرهای تقویت‌شده‌ی پیش‌تنیده در مقایسه با نمونه‌ی غیر پیش‌تنیده دارای ظرفیت باربری نهایی بیشتری بوده و شکست آن‌ها متأخر با خیزهای کوچک‌تری بوده است؛ به طوری که ظرفیت باربری نهایی در تیرهایی که تا سطح ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد ظرفیت اسمی مصالح CFRP پیش‌تنیده شده‌اند، به ترتیب ۱۱/۵، ۱۴/۷ و ۱۵/۰ درصد نسبت به نمونه‌ی مینا افزایش یافته‌اند.

واژه‌های کلیدی تیر بتن مسلح، مقاوم‌سازی، مصالح CFRP، روش NSM، پیش‌تنیدگی، خدمت‌پذیری.

Experimental and Analytical Investigation of Behavior of RC Beams Strengthened by Prestressed CFRP Straps using NSM Method

A. Hajihashemi D. Mostofinejad M. Azhari

Abstract The current study is focused on strengthening of reinforced concrete (RC) beams using CFRP straps installed in pre-cut grooves. The method which is referred as near surface mounted (NSM) benefits considerable advantages in comparison with the conventional externally bonded reinforcement (EBR) method and provides better normal and shear stress transfer between the FRP and concrete substrate. The advantages of NSM method compared to EBR are investigated in this paper from viewpoints of loading capacity, serviceability and better use of FRP materials. Five simply-supported RC beams were cast and tested in the laboratory of Department of Civil Engineering of Isfahan University of Technology (IUT). One of the beams was un-strengthened (base specimen) while one was strengthened without prestressing and the other three were strengthened with CFRP straps with prestress up to 5, 20, and 30 percents of the nominal capacity of the composite. The results revealed that the prestressed beams show higher values of cracking and yield loads compared to strengthened specimen without prestressing. The cracking loads for the specimens with 5, 20, and 30 percents prestressing were respectively 117%, 127.5%, and 144.5% higher than that of base specimen; while the cracks in prestressed strengthened specimens were more limited with smaller crack width. Furthermore, the strengthened beams by prestressed CFRP had higher ultimate loading capacities and their failures happened at smaller deflections. The ultimate loads for the specimens strengthened by CFRP prestressed up to 5, 20, and 30 percents of their ultimate capacity were 11.5%, 14.7%, and 15% higher, respectively, compared with that of base specimen.

Keywords RC Beam, Strengthening, CFRP Composite, Prestressing, NSM Method, Serviceability.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۱/۱/۲۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۱/۸/۲۰ می‌باشد.

(۱) دانش آموخته‌ی کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشگاه صنعتی اصفهان.

(۲) نویسنده‌ی مسؤول: استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان.

(۳) استاد دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان.

چسب یا رزین است. این جزء به عنوان یک محیط چسبنده الیاف را در کنار هم نگاه می‌دارد.

ورقهای FRP عموماً بر روی سطح المان‌هایی که لازم است مقاوم شوند، به کار می‌روند. این روش با عنوان «تسليح با اتصال خارجی (EBR)» شناخته می‌شود. تحقیقاتی که تاکنون انجام گرفته‌اند، نشان می‌دهند که در این روش، به علت جداشدن گی پیش از موعد، استفاده از کل مقاومت کششی مصالح FRP امکان‌پذیر نمی‌باشد [3]. برای بالا بردن کارآیی روش EBR، سیستم‌های مهارکننده متفاوتی ارائه شده است [5]. از آنجایی که در روش EBR مصالح FRP در سطوح خارجی نمایان هستند، عملکرد مسلح‌کننده‌گی این کامپوزیت‌ها می‌تواند تحت تأثیر اثرات منفی سیکل‌های پخ زدن و ذوب شدن قرار بگیرد؛ هم‌چنین سیستم‌های EBR ممکن است در معرض حرکت‌های خراب‌کارانه قرار گیرند [6].

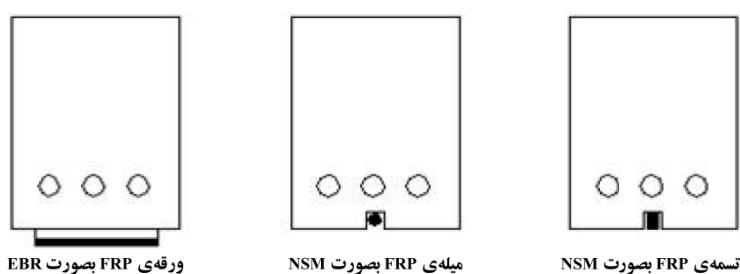
برای غلبه بر این ضعف‌ها تلاش‌های متعددی صورت گرفته‌اند که یکی از قابل قبول‌ترین آن‌ها روش «نصب در نزدیک سطح (NSM)» می‌باشد. مبنای روش NSM قرار دادن میله یا تسمه‌های FRP در شیارهای ایجادشده در سطح بتن می‌باشد (شکل ۱). ایده‌ی قرار دادن مسلح‌کننده‌ها در پوشش بتنی به‌منظور مقاومت‌سازی، کشف جدیدی به شمار نمی‌آید. اولین کاربرد این ایده در دهه‌ی ۱۹۵۰ در شمال سوئد صورت گرفت؛ جایی که نیاز بود تا دال یک پل در قسمت لنگر منفی مقاومت‌سازی شود. بدین‌منظور آرماتورهای فولادی در پوشش بتنی جای‌گذاری شدند و با ملات سیمان چسبانده شدند [7].

مقدمه

در سراسر دنیا سازه‌هایی وجود دارند که برای سکونت یا حمل و نقل مورد استفاده قرار می‌گیرند. این سازه‌ها دارای تنوع در کیفیت و عملکرد می‌باشند، ولی همگی در طول زمان دچار فرسودگی و تخریب می‌شوند [1]. تغییر یک سازه‌ی بتن آرمه وقتی لازم می‌شود که اعضای سازه‌ای آن قادر به تأمین مقاومت یا سرویس‌دهی لازم نباشند. در عمل این موقعیت هنگامی به وقوع می‌پیوند که سازه‌های بتن آرمه‌ی موجود یا بعضی از اجزای آن‌ها، نیازمند مقاومت‌سازی تشخیص داده شوند. این وضعیت نامناسب ممکن است به‌دلیل آسیب‌های فیزیکی، تغییر کاربری، خوردگی آرماتورها یا خطاهای به وجود آمده در زمان طراحی یا اجرا، حادث شده باشد [2].

استفاده از «مواد الیافی پلیمری مسلح شده (FRP)» برای تعمیر و مقاومت‌سازی سازه‌ها به‌طور پیوسته در سال‌های اخیر افزایش یافته است. این امر به‌دلیل برتری‌های متعدد این کامپوزیت‌ها در مقایسه با مصالح سنتی حادث شده است. این مزایا عبارت از وزن کم، راحتی در نصب، دوام و مقاومت کششی بالا، خششی بودن الکترومغناطیسی و دسترسی نامحدود در اندازه، شکل و ابعاد هستند [3].

به‌طور کلی FRP از دو جزء تشکیل شده است؛ جزء اول که قسمت باربر FRP محسوب می‌شود، الیاف هستند. این الیاف کاملاً الاستیک رفتار می‌کنند، شکننده هستند و مقاومت کششی بسیار بالایی دارند. قطر این الیاف بسته به نوع آن‌ها در محدوده ۵ تا ۲۵ میکرون قرار دارد. جنس الیاف می‌تواند از شیشه، کربن، آرامید یا وینیل باشد [4]. جزء دوم ساختار FRP



شکل ۱ مقایسه‌ی شماتیک روش‌های EBR و NSM [8]

خراب کارانه را در پی دارد.

۵- این روش می‌تواند برای مقاومسازی در نواحی لنگر منفی در دال‌ها و عرش‌ها بسیار مورد توجه باشد؛ جایی که مسلح کننده‌های EBR در معرض آسیب‌های مکانیکی و محیطی قرار می‌گیرند و نیاز به پوشش‌های محافظت دارند.

اما مهم‌ترین مزیت مسلح کننده‌های NSM را در مقایسه با ورقه‌های EBR می‌توان در بالا بودن انتقال نیرو جستجو نمود. هم‌چنین تحقیقات انجام شده نشان می‌دهد که رفتار بلندمدت سازه‌های مقاوم شده به روش NSM بسیار مطلوب می‌باشد [11]. نکته‌ی قابل توجه این است که بریدن شیارها فقط برای سازه‌هایی امکان‌پذیر است که دارای عمق کافی از سطح تا آرماتورهای فولادی باشند. باید به یاد داشت که ضخامت پوشش بتونی بستگی دارد به دقت نیروی کار در زمان ساخت سازه، نه به آئین‌نامه‌های مورد استفاده. در هر صورت به نظر می‌رسد که این روش برای سازه‌های خارجی نظیر پل‌ها مناسب‌تر است تا سازه‌های داخلی که از پوشش بتون کم‌تری برخوردارند [12].

بررسی مطالعات انجام شده نشان می‌دهد که روش NSM برای مقاومسازی انواع سازه‌های بتون مسلح از جمله مقاومسازی خمثی تیرها [6,12]، مقاومسازی برشی تیرها [9,13]، مقاومسازی ستون‌ها [14] و مقاومسازی دال‌ها [15] بسیار کارا و مفید است و مزایای بسیاری نسبت به روش EBR FRP دارد. هم‌چنین رفتار بلندمدت سازه‌های مقاوم شده به روش NSM [11] بسیار مطلوب می‌باشد. استفاده از روش NSM برای مقاومسازی سازه‌های بنایی [14,16] نیز بسیار مفید گزارش شده است. از موارد مهم در بررسی تیرهای تعویت شده با FRP پیش‌تینیده در روش NSM، طول انتقال نیروی پیش‌تنش است که باید به‌طور اساسی مورد توجه قرار گیرد [17].

مقاومسازی با استفاده از مصالح FRP پیش‌تینیده در مقاومسازی سازه‌های بتونی با مصالح غیر

اجرای روش NSM شامل مراحلی می‌باشد؛ ابتدا شیاری در راستای مورد نظر در سطح بتون ایجاد می‌شود. اندازه‌ی این شیار باید طوری باشد که در اطراف مسلح کننده‌ها فضای کافی برای ایجاد چسبندگی مناسب وجود داشته باشد. سپس شیار تا نیمه با چسب اپوکسی پر می‌شود و مصالح مقاوم کننده درون آن قرار می‌گیرد و به‌آهستگی فشار داده می‌شوند. این فشار باعث نفوذ چسب به اطراف مصالح مقاوم کننده و گوشه‌های شیار می‌شود. سپس شیار با چسب بیشتری پر می‌شود و سطح با برداشتن مواد اضافی هم‌سطح می‌گردد [9].

برای کاربرد به عنوان مسلح کننده FRP، NSM، FRP از مزیت‌هایی نسبت به فولاد می‌باشد. این مزیت‌ها شامل مقاومت بهتر در برابر خوردگی، راحتی و سرعت اجرای بالاتر به‌خاطر سبک‌وزن بودن و بهینه بودن عملیات اجرای شیار می‌باشد. به‌جهت مقاومت کششی بالای مصالح FRP می‌توان از میله‌های با قطر کوچک برای نیروی کششی خواسته شده استفاده کرد که این امر کاهش اندازه‌ی شیارها را در پی دارد [10]. در مقایسه با روش EBR، روش NSM دارای مزایای متعددی می‌باشد که از آن جمله می‌توان به موارد زیر اشاره نمود [10]:

۱- حجم عملیات اجرایی، به‌دلیل عدم نیاز به آماده‌سازی سطح، کاهش می‌یابد. تنها عملیات ایجاد شیار در سطح بتون مورد نیاز است.

۲- مسلح کننده‌های NSM بسیار کمتر در معرض جداسازی پیش از موعد خواهند بود.

۳- مهار کردن مسلح کننده‌های NSM در سطوح جانسی اعضای مقاوم‌شونده به راحتی امکان‌پذیر است. این امر به‌خصوص در مقاومسازی خمثی تیرها و ستون‌ها در قاب‌های خمثی، که در آن لنگر حداقل عمره عموماً در نواحی انتهایی اعضا مشاهده می‌شود، سودمند خواهد بود.

۴- مسلح کننده‌های NSM به‌وسیله‌ی پوشش بتونی حفاظت می‌شوند که این امر کاهش خطرات ناشی از ضربه، آسیب‌های مکانیکی، آتش و حرکات

پیش‌تینیده را به شرح زیر می‌توان بیان نمود [18]:

- ۱- استفاده‌ی بهتر از قابلیت‌های مصالح مقاوم کننده.
- ۲- ایجاد ترک‌هایی با عرض کمتر و توزیع بهتر در بتن.
- ۳- بازبینی از مسلح‌کننده‌های فولادی.

۴- بالا رفتن مقدار باری که منجر به تسلیم فولادها می‌شود، که این امر را می‌توان مهم‌ترین مزیت استفاده از مصالح مقاوم‌کننده پیش‌تینیده دانست.

یک تیر مقاوم شده با مصالح FRP غیر پیش‌تینیده دارای بار ترک خورده‌گی تقریباً برابر با تیر مقاوم نشده است؛ در حالی که این معیار در تیری که با مصالح FRP پیش‌تینیده مقاوم شده باشد، به دو برابر می‌رسد. هم‌چنین تاثیر مقاوم‌سازی در مورد باری که منجر به تسلیم آرماتورهای فولادی می‌شود، برای مصالح مقاوم کننده‌ی پیش‌تینیده در مقایسه با مصالح مقاوم کننده‌ی غیر پیش‌تینیده تقریباً دو برابر می‌باشد [19].

با این وجود به کار بردن مصالح FRP پیش‌تینیده دارای نقطه ضعفی نیز می‌باشد. همان‌طور که در شکل (۲) نشان داده شده است، به دلیل رفتار الاستیک خطی مصالح FRP و اینکه قسمتی از ظرفیت کرنشی این مواد در طول پیش‌تییدگی مورد استفاده قرار می‌گیرد، سازه‌ی مقاوم شده با مصالح FRP پیش‌تینیده شاهد تغییر شکل‌های کوچک‌تری نسبت به سازه‌ی مقاوم شده با مصالح غیر پیش‌تینیده خواهد بود [19].

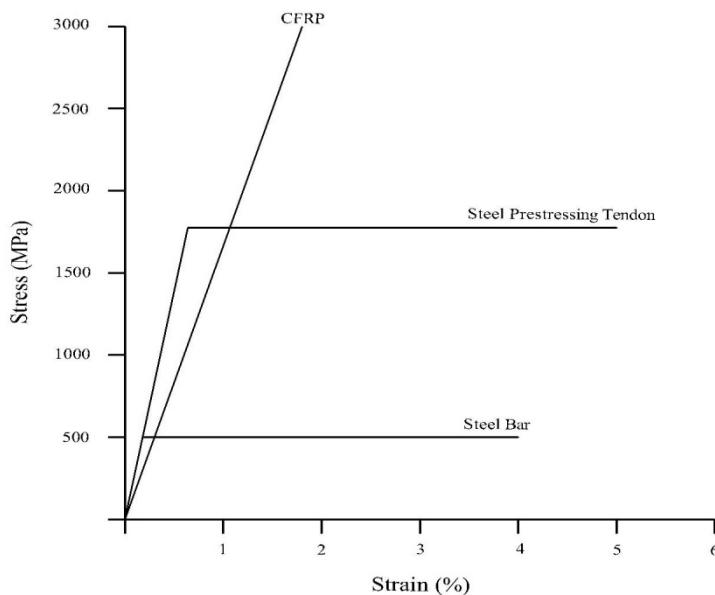
تحقیقات انجام شده در زمینه‌ی مقاوم‌سازی با مصالح FRP پیش‌تینیده، عمدهاً با استفاده از ورقه‌های FRP و بهروش EBR انجام شده‌اند. در این خصوص می‌توان به مطالعاتی در زمینه‌ی حالت‌های شکست [21]، رفتار کوتاه‌مدت مصالح FRP پیش‌تینیده [22]، مقاوم‌سازی خمی تیرها [23]، سیستم‌های مختلف اعمال پیش‌تینیدگی [19]، و بررسی رفتار تیرهای پیش‌تینیده با مصالح FRP در شرایط دمایی مختلف [24] اشاره نمود. هم‌چنین استفاده از تسممه‌های پیش‌تینیده FRP در جهت مقاوم‌سازی تیرهای بتنی [25] نیز مورد بررسی قرار گرفته است.

پیش‌تینیده معمولاً دو عامل محدودکننده مانع استفاده حداکثری از ظرفیت مصالح مقاوم‌کننده خواهد شد؛ نخست، کرنش در میگردهای فولادی و دوم، مقاومت فشاری در بتن.

به بیان دیگر، با این‌که مصالح مقاوم‌کننده قسمت اعظم بارهای وارد را تحمل می‌کنند، اما ممکن است فولادها دچار تسلیم شوند یا بتن در ناحیه‌ی فشاری خرد شود. این روند استفاده سطح پایینی از قابلیت مصالح FRP را در پی دارد و این کاربرد ناکامل از مصالح FRP باعث بالا رفتن هزینه‌های پروژه می‌گردد. بنابراین در بعضی موارد برداشتن بار از روی سازه یا حتی اعمال بار در جهت مخالف، قبل از مقاوم‌سازی، می‌تواند بسیار سودمند باشد. اما این کار همیشه قابل انجام نیست. در حالت دیگر اگر بتوان مصالح FRP را پیش‌تینیده نمود، تنفس در فولاد و بتن کاهش می‌یابد و از ظرفیت مصالح FRP استفاده‌ی مؤثرتری می‌شود. به علاوه سازه در طول بارگذاری دچار تغییر شکل‌های کوچک‌تری می‌گردد [18]. به عبارت دیگر، مصالح FRP غیر پیش‌تینیده تنها می‌توانند در تحمل بارهای زنده‌ی اضافه شونده به سازه دخالت داشته باشند و در تحمل بارهای مرده که بطور پیوسته و پیش از مقاوم‌سازی بر سازه اعمال می‌شوند، نقشی ندارند. برای بهبود کارآیی مقاوم‌سازی و استفاده کامل از ظرفیت مصالح FRP، می‌توان این مصالح را پیش‌تینیده نمود [18].

استفاده از مصالح FRP پیش‌تینیده در وجه کششی یک تیر بتنی نه تنها تامین کننده‌ی محدودیت‌های بسیار خوبی برای ترک‌ها و تغییر شکل‌ها می‌باشد، بلکه دوام سازه‌ی بتنی را نیز بهبود می‌بخشد؛ زیرا این دوام به طور مستقیم با عرض ترک‌ها و گسترش آنها در طول زمان در ارتباط است [19]. در نهایت، می‌توان گفت که مصالح FRP پیش‌تینیده می‌توانند مقاومت نهایی المان مقاوم شونده را بوسیله‌ی جلوگیری از وقوع حالت‌های شکست پیش از موعد (Premature Failure Modes)، افزایش دهند.

به طور کلی، مزایای استفاده از مصالح FRP



شکل ۲ نمودار تنش-کرنش برای فولاد و CFRP [20]

ورقه‌های پیش‌تینیده FRP می‌باشد که لازم است به منظور جلوگیری از جدا شدن ورقه‌ها در نواحی انتهایی، آن‌ها را مهار نمود. در این زمینه تلاش‌های متعددی صورت گرفته است که از آن‌جمله می‌توان به استفاده از انواع سیستم‌های مهار مکانیکی [19,28,29]، اعمال تاریجی نیروی پیش‌تینیدگی [25] و کاهش لایه‌های FRP در نواحی انتهایی [30] اشاره نمود. در خصوص مقاوم‌سازی تیرهای بتن مسلح با استفاده از مصالح پیش‌تینیده FRP که به روش NSM استفاده شده‌اند، محدود تحقیقات انجام شده [12,18] نشان می‌دهند استفاده از روش NSM به خوبی مانع جداسدگی پیش از موعد در نواحی انتهایی، که در استفاده از ورقه‌های پیش‌تینیده مشکل ساز است، می‌گردد. هم‌چنین استفاده از مصالح پیش‌تینیده NSM FRP باعث افزایش چشم‌گیر در مقادیر بار ترک خوردگی و بار تسلیم و کاهش عرض ترک‌ها نسبت به نمونه‌ی غیر پیش‌تینیده می‌گردد و در بهبود سرویس‌دهی تیرهای تقویت شده بسیار سودمند است. از آنجا که در تحقیقات محدود موجود به‌منظور

نتایج این تحقیقات نشان دهنده‌ی افزایش سختی و ظرفیت برابری نهایی در نمونه‌های پیش‌تینیده نسبت به نمونه‌های غیر پیش‌تینیده می‌باشد. بررسی دالهای آسیب‌دیده‌ی بتی که با مصالح پیش‌تینیده CFRP تقویت شده بودند [26] نیز نشان داد که نمونه‌های تقویت شده با ورقه‌های پیش‌تینیده CFRP دارای ظرفیت برابری بالاتر و تغییر شکل‌های کوچک‌تری در مقایسه با نمونه‌ی تقویت شده‌ی غیر پیش‌تینیده هستند. هم‌چنین گزارش‌های منتشر شده [21] نشان می‌دهد که پیش‌تینیده نمودن ورقه‌های FRP با ایجاد عکس‌العمل فشاری در کف تیرهای بتی، باعث محصورشدنگی بت در این ناحیه می‌شود و در نتیجه با کاهش تعداد ترک‌های برشی از وقوع شکست برشی در تیرها جلوگیری می‌نماید. یکی از مهم‌ترین مزایای مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح با مصالح پیش‌تینیده، کاهش تنش موجود در فولادهای کششی و بهبود رفتار خستگی این اجزا در سازه می‌باشد [21,27]. در عین حال، مهار ناحیه‌ی انتهایی یکی از بزرگ‌ترین مشکلات در مقاوم‌سازی سازه‌های بتی با

قطر $\Phi 10$ در فواصل ۷۵ میلی‌متری در طول تیر استفاده گردید. هم‌چنین به منظور حصول پوشش بتنی لازم جهت ایجاد شیار و مقاومت‌سازی تیر به روش NSM، عمق پوشش بتنی در تمام وجهه مقطع برابر ۳۰ میلی‌متر انتخاب و در نتیجه عمق مؤثر مقطع $d=30\text{ mm}$ در نظر گرفته شد. طرح نهایی برای ساخت نمونه‌ها در شکل (۳) مشاهده می‌گردد.

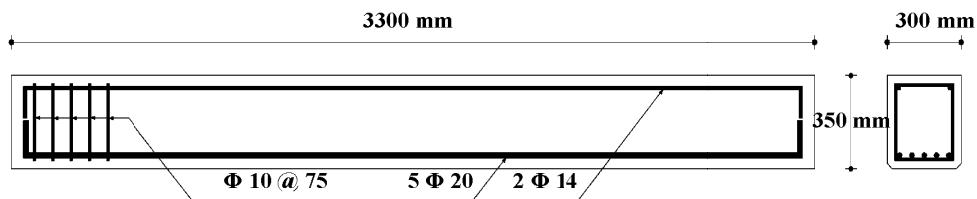
تعداد نمونه‌ها طوری انتخاب شدند که در کنار یک نمونه‌ی مقاوم‌نشده (مبنا)، یک نمونه‌ی مقاوم‌شده غیر پیش‌تینیده و سه نمونه‌ی مقاوم‌شده با مقادیر مختلف نیروی پیش‌تینیدگی مورد بررسی قرار گیرند. لذا نسبت به ساخت پنج عدد تیر بتنی با مشخصات یکسان، اقدام گردید. به منظور سهولت در شناسایی هر نمونه در مراحل بعد از یک سیستم نام‌گذاری دو جزئی استفاده گردید. بدین ترتیب که جزء اول مشخص‌کننده مقاوم ساختن و یا ناساختن نمونه می‌باشد که در آن از NS (Not-Strengthened) برای نمونه‌های مقاوم‌نشده، و از حرف S (Strengthened) برای نمونه‌های مقاوم‌شده استفاده شده است. جزء دوم نیز نشان‌دهنده اعمال شدن یا نشدن پیش‌تینیدگی بر نمونه می‌باشد و هم‌چنین سطح پیش‌تینیدگی را در نمونه‌های پیش‌تینیده مشخص می‌سازد. بر این اساس NP نمایش‌دهنده نمونه‌های غیر پیش‌تینیده Non (Non-Prestressed) و Pn نشان دهنده نمونه‌ی پیش‌تینیده Prestressed (Prestressed) با اعمال میزانی از نیروی پیش‌تینیدگی است که در تسممهای CFRP کرنش پیش‌تینیدگی معادل n درصد کرنش نهایی اسمی تسممهای را ایجاد می‌کند. میزان نیروی پیش‌تینیدگی اولیه برای سه نمونه‌ی پیش‌تینیده مقداری انتخاب گردید که متناظر با آن در تسممهای CFRP کرنش پیش‌تینیدگی برابر ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد کرنش نهایی اسمی آن‌ها ایجاد شود. در نهایت جدول (۱) نحوه‌ی نام‌گذاری هریک از نمونه‌ها را براساس ویژگی‌های آن نشان می‌دهد.

بررسی تحلیلی و آزمایشگاهی تیرهای بتن آرمهی تقویت‌شده با مصالح پیش‌تینیده FRP، تأثیر بر بار ترک‌خوردگی و بارهای سرویس مورد مطالعه قرار نگرفته است [31]. تحقیق حاضر به این مهم پرداخته است.

روش انجام تحقیق

همان‌طور که توضیح داده شد، استفاده از مصالح NSM پیش‌تینیده می‌تواند به عنوان شیوه‌ای کارآمد در مقاومت‌سازی سازه‌های بتن مسلح مورد استفاده قرار گیرد. در این تحقیق ابتدا سعی می‌شود تا با ارائه‌ی یک شیوه‌ی تحلیلی، رفتار تیرهای بتن مسلح تقویت‌شده به این روش مورد ارزیابی قرار گیرد. سپس با توجه به نتایج حاصل از آزمایش‌های انجام‌شده، رفتار خمشی تیرهای تقویت‌شده با تسممهای پیش‌تینیده NSM FRP که تا سطوح مختلفی پیش‌تینیده شده‌اند، مورد بررسی قرار می‌گیرد و به خصوص درباره‌ی رفتار این تیرها در ناحیه‌ی سرویس، و مقایسه‌ی این نتایج با رفتار نمونه‌ی تقویت‌شده غیر پیش‌تینیده و نمونه‌ی مبنا (تقویت‌نشده)، بحث می‌شود.

به این منظور نمونه‌هایی در مقیاس واقعی (Full Scale) و به ابعاد $3200 \times 350 \times 300$ میلی‌متر با استفاده از بتن معمولی با نسبت آب به سیمان $0/41$ و با عیار سیمان 380 ساخته شدند که البته دهانه‌ی خالص تیرها بین دو تکیه‌گاه 3000 میلی‌متر می‌باشد. هم‌چنین برای دست‌یابی به مقطع با رفتار نرم (under-reinforced) و با توجه به سازه‌های بتونی متداول، مقدار درصد فولاد مقطع برابر با $5/0$ می‌باشد. از پنج عدد میلگرد $\Phi 20$ به عنوان فولاد کششی مقطع در تمام طول تیر استفاده گردید. فولاد گذاری فشاری نیز به صورت دو عدد میلگرد $\Phi 14$ انتخاب گردید. پس از آن فولادهای برشی تیر با هدف اطمینان از عدم وقوع شکست برشی در تیر طراحی و از خاموت 240×290 میلی‌متر و با



شکل ۳ میلگردگذاری تیرهای بتن آرمه در تحقیق حاضر

جدول ۱ نام‌گذاری نمونه‌ها با توجه به مشخصات هر نمونه

شرح	نام نمونه
نمونه‌ی مبنا (تقویت‌نشده)	NS-NP
نمونه‌ی تقویت‌شده با تسمه‌ی CFRP به روش NSM بدون پیش‌تینیدگی	S-NP
نمونه‌ی تقویت‌شده با تسمه‌ی CFRP به روش NSM با کرنش پیش‌تینیدگی (۵ درصد کرنش نهایی)	S-P5
نمونه‌ی تقویت‌شده با تسمه‌ی CFRP به روش NSM با کرنش پیش‌تینیدگی (۲۰ درصد کرنش نهایی)	S-P20
نمونه‌ی تقویت‌شده با تسمه‌ی CFRP به روش NSM با کرنش پیش‌تینیدگی (۳۰ درصد کرنش نهایی)	S-P30

آزمایش‌های استاندارد 209 ACI [32] برابر با $f_y = 31 \text{ MPa}$, تنش تسلیم میلگردهای کششی بر مبنای استاندارد ASTM A370 [33] برابر با $f_y = 423 \text{ MPa}$ و مقدار کرنش تسلیم آن‌ها برابر $\epsilon_y = 0.002$ و مدول الاستیسیته $E_s = 21 \times 10^5 \text{ MPa}$ تعیین شد. مطابق کاتالوگ شرکت سازنده، تسمه‌ی کامپوزیتی دارای مقاومت کششی نهایی اسمی $f_u = 2300 \text{ MPa}$ و مقدار کرنش نهایی اسمی $\epsilon_u = 0.018$ و مدول الاستیسیته $E_f = 140 \text{ GPa}$ می‌باشد؛ اگرچه در آزمایشگاه، مقدار تنش نهایی (گسیختگی) برای تسمه‌ی CFRP مورد استفاده براساس استاندارد D3039 ASTM [34] برابر با $f_u = 2066 \text{ MPa}$ و مقدار کرنش نهایی آن برابر $\epsilon_u = 0.015$ و مدول الاستیسیته $E_f = 140 \text{ GPa}$ اندازه‌گیری شد. مقاومت برشی چسب اپوکسی پس از حدود چهار روز از زمان اختلاط و در دمای معمولی حدود 25 MPa و مدول الاستیسیته آن 12.8 GPa می‌باشد.

بارگذاری نمونه‌ها به صورت سه نقطه‌ای (دو تکیه‌گاه مفصلی در طرفین و اعمال بار متمرکز در وسط دهانه) می‌باشد که بدین منظور از دستگاه بارگذاری موجود در آزمایشگاه سازه‌ی دانشکده‌ی مهندسی عمران دانشگاه صنعتی اصفهان استفاده شده

در این تحقیق به منظور تقویت نمونه‌ها از یک تسمه‌ی پیش‌ساخته (prefabricated) از جنس الیاف کربن و با نام تجاری «Carbopree H25 × 2» محصول کارخانه‌ی «Sireg» ایتالیا استفاده شد. این پروفیل مستطیلی دارای ابعاد $25 \times 2 \text{ میلی‌متر}$ (با سطح مقطع خالص 50 میلی‌متر مربع) می‌باشد و پوششی سطحی از ماسه (Sand coat) دارد. چسب مورد استفاده در این تحقیق از نوع چسب اپوکسی دو جزی با نام تجاری «Sikadur-30» و محصول کارخانه‌ی Sika سوئیس می‌باشد. چسب قابل استفاده از مخلوط کردن جزء سفید رنگ A و جزء سیاه رنگ B با نسبت وزنی یا حجمی ۳ به ۱ به دست می‌آید. برای پیش‌تینیده کردن تسمه‌های FRP، ابتدا شیار ایجاد شده با چسب اپوکسی پر شده و بلافاصله تسمه در داخل آن قرار گرفت. سپس تسمه از یک طرف توسط مهار فولادی مخصوص ثابت شد و از طرف دیگر توسط دستگاه کشش تحت نیروی کششی تا حد مورد نظر قرار گرفت. این نیرو تا زمان کسب سختی لازم توسط چسب (حدود ۳ روز)، ثابت نگه داشته شد.

براساس آزمایش‌های جنبی صورت گرفته، مقاومت فشاری ۲۸ روزه‌ی بتن مصرفی بر مبنای

لحظه‌ی اعمال کشش شروع شد و تا پایان آزمایش اصلی ادامه داشت؛ به طوری که متوقف کردن کشیدن تسمه‌ها براساس نشان داده شدن مقدار کرنش پیش‌تندیگی موردنظر توسط این کرنش‌سنج‌ها بود و پس از ثابت شدن نیروی کشش نیز مقادیر این کرنش سنج‌ها در تمام طول زمان گیرش چسب ادامه پیدا کرد و تا مهم‌ترین قسمت آن یعنی زمان باز کردن دستگاه کشش و موقع افت‌های احتمالی ادامه یافت. پس از آن که انتقال نیرو از تسمه به بتن صورت پذیرفت، بارگذاری اصلی بر روی نمونه آغاز شد که در طول آزمایش تا لحظه‌ی شکست نهایی نیز مقادیر این کرنش‌سنج‌ها ثبت گردید. برداشت مقادیر مربوط به عرض و عمق ترک‌ها در مقادیر مختلف بارگذاری به همراه ثبت بار متناظر با ایجاد هر ترک و شماره‌گذاری ترک‌ها به ترتیب پیدایش نیز از دیگر اطلاعات جمع‌آوری شونده در طول آزمایش بود.

ارزیابی تحلیلی

با رسم منحنی لنگر- اینجا برای مقطع بحرانی تیر، می‌توان کلیه‌ی رفتارهای خمسی آن را نظیر مقاومت، تغییر شکل، شکل‌پذیری و ترک‌خوردگی مورد ارزیابی M-□ قرار داد. در این تحقیق به منظور ترسیم منحنی برای هر یک از نمونه‌ها، مقادیر لنگر (M) و اینجا (□) برای مقطع بحرانی تیر (مقطع وسط دهانه) در چندین تراز مختلف محاسبه می‌گردد.

لحظه‌ی اعمال پیش‌تندیگی. بلا فاصله پس از آزاد کردن دستگاه کشش، یک نیروی متمرکز فشاری در محل مرکز سطح مصالح CFRP به مقطع وارد می‌شود. از آنجایی که مقدار پیش‌تندیگی اعمالی در این تحقیق براساس میزان کرنش پیش‌تندیگی (E_{0f}) مشخص می‌شود، در نتیجه مقدار نیروی پیش‌تندیگی برابر خواهد بود با،

$$P = A_f E_f \epsilon_{0f} \quad (1)$$

است. این دستگاه از یک قاب باربر، یک جک قائم با ظرفیت ۲۵۰۰ کیلو نیوتن و یک سیستم هیدرولیک تشکیل شده است (شکل ۴). هم‌چنین به منظور اندازه‌گیری اطلاعات مورد نیاز در طول آزمایش از تعدادی نیروسنج (Load Cell)، جابه‌جایی سنج (LVDT)، و کرنش‌سنج (Strain Gauge) که در نقاط مختلف تیر نصب می‌شوند، استفاده خواهد شد.

در آزمایش کلیه‌ی نمونه‌ها از یک نیروسنج ۵۰۰ کیلو نیوتنی در نقطه‌ی اعمال بار و یک نیروسنج ۳۰۰ کیلو نیوتنی در هریک از تکیه‌گاه‌ها استفاده شده است. برای توزیع یکنواخت نیرو در عرض تیر و پوشش خطاهای احتمالی مربوط به هم محور نبودن تیر با جک یا تکیه‌گاه‌ها، از ورق‌های فولادی به ضخامت ۲۰ میلی‌متر و ابعاد 200×300 میلی‌متر که بین نیروسنج‌ها و بدنه‌ی تیر قرار می‌گرفته، استفاده شده است. هم‌چنین به منظور ثبت نشستهای احتمالی تکیه‌گاه‌ها، در محل تکیه‌گاه‌ها و در زیر تیر یک جابه‌جایی سنج قرار داده است. سه جابه‌جایی سنج دیگر در زیر تیر و در محل وسط دهانه و یک‌چهارم دهانه در چپ و راست قرار گرفته است.

در تمامی نمونه‌ها یک کرنش‌سنج بر روی میلگرد کششی مرکزی و یکی بر روی یکی از میلگردهای فشاری در محل مقطع بحرانی (وسط دهانه) تعییه شد. در همین مقطع و به فاصله ۴۰ میلی‌متر از دورترین تار فشاری، یک کرنش‌سنج مخصوص بر روی بتن نصب شد. در مورد نمونه‌ی مقاوم شده‌ی غیر پیش‌تندیه از سه عدد کرنش‌سنج در ابتدا، یک‌چهارم دهانه و وسط دهانه‌ی تسمه‌ی CFRP استفاده گردید. اما در مورد نمونه‌های مقاوم شده‌ی پیش‌تندیه و به منظور پی‌گیری افتهای پیش‌تندیگی در طول تسمه‌ی CFRP از هفت عدد کرنش‌سنج استفاده شد که محل نصب آن‌ها در شکل (۵) مشاهده می‌گردد.

ضبط اطلاعات مربوط به کرنش‌سنج‌های تسمه‌های CFRP در نمونه‌های پیش‌تندیه از اولین

$$\phi_{\text{decomp.}} = \frac{\epsilon_{t,\text{decomp.}} - \epsilon_{\text{top}}}{d_s} \quad (3)$$

باید توجه داشت که در اثر اعمال بارهای خارجی (بهره‌برداری)، تنش فشاری در بتن هم‌تراز مرکز هندسی مصالح CFRP کاهش می‌یابد. در صورتی که بین بتن و تسخیری CFRP چسبندگی کامل وجود داشته باشد، کاهش کرنش در بتن، مساوی افزایش کرنش کششی در CFRP می‌شود. در نتیجه در لحظه‌ی فشاربرداری مقدار کرنش کششی CFRP برابر خواهد بود با،

$$\epsilon_{f,\text{decomp.}} = \epsilon_{\text{bot}} \frac{h_3}{h_1} \quad (4)$$

مقادیر h_1 و h_3 در شکل (۵) نمایش داده شده‌اند.

با افزایش بارگذاری و گذشتن از مرحله‌ی فشاربرداری، مقطع تبدیل به یک مقطع تقویت‌شده‌ی معمولی (مشابه نمونه‌ی S-NP) خواهد شد. با این تفاوت که در هر لحظه، کرنش کششی در تسخیری CFRP از سه قسمت تشکیل می‌شود،

$$\epsilon_f = \epsilon_{0f} + \epsilon_{f,\text{decomp.}} + \bar{\epsilon}_f \quad (5)$$

در این رابطه، ϵ_{0f} مقدار کرنش پیش‌تینیدگی، $\epsilon_{f,\text{decomp.}}$ مقدار کرنش ناشی از اعمال بار فشاربرداری (رابطه‌ی ۴) و $\bar{\epsilon}_f$ مقدار کرنش ناشی از بارگذاری خارجی پس از فشاربرداری است که براساس تحلیل مقطع به عنوان یک مقطع بدون پیش‌تینیدگی به دست آمده است (شکل ۷).

از آنجا که کرنش فولادهای کششی در لحظه‌ی فشاربرداری به صفر رسیده است، لذا در مراحل بعدی بارگذاری کرنش فولاد، همان کرنش حاصل از تحلیل معمولی مقطع خواهد بود ($\bar{\epsilon}_s$). اما در مورد بتن فشاری از آنجا که در لحظه‌ی فشاربرداری، کرنش فشاری در بتن وجود دارد، لذا پس از آن باید کرنش حاصل از تحلیل مقطع را با کرنش ناشی از مراحل قبل جمع نمود ($\epsilon_c = \bar{\epsilon}_c + \epsilon_{c,\text{decomp.}}$).

براساس روابط مقاومت مصالح، مقدار کرنش در دورترین تارهای مقطع در بالا و پایین (ϵ_{bot} و ϵ_{top}) محاسبه می‌گردد و در نتیجه، مقدار انحنای ناشی از پیش‌تینیدگی ($\Phi_{\text{pre.}}$) طبق رابطه‌ی (۲) به دست می‌آید.

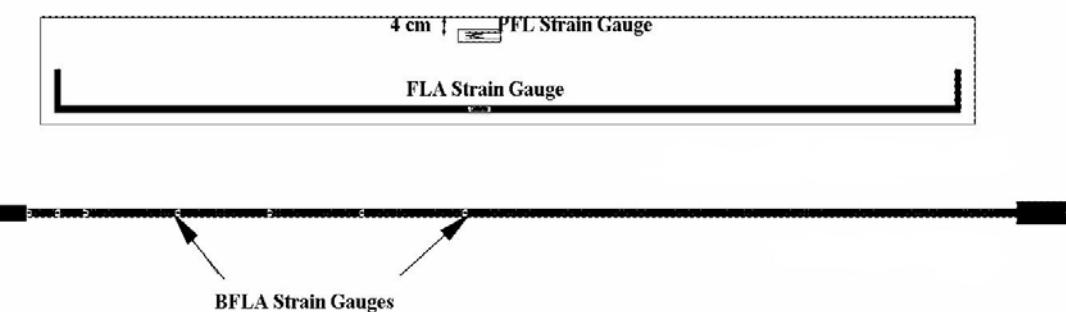
$$\Phi_{\text{pre.}} = \frac{\epsilon_{\text{bot}} - \epsilon_{\text{top}}}{h} \quad (2)$$

مقدار h در این رابطه برابر با عمق مقطع می‌باشد. البته این انحنای نسبت به مقادیر انحنای در طول بارگذاری اصلی دارای علامت منفی می‌باشد. با توجه به این‌که مقدار لنگر در نمودار لنگر-انحنای متناظر با بارگذاری خارجی می‌باشد، لذا مقدار لنگر در این مرحله $M_{\text{pre.}} = 0$ منظور می‌شود.

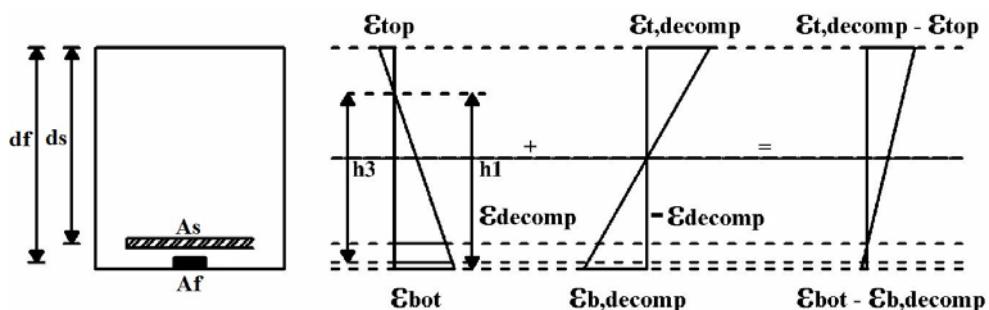
لحظه‌ی فشاربرداری. مرحله‌ی فشاربرداری به مرحله‌ای اطلاق می‌شود که در آن به علت بارهای خارجی، کرنش کششی در فولادهای کششی با کرنش فشاری ناشی از اعمال پیش‌تینیدگی در آن‌ها برابر می‌شود. در واقع، در این مرحله کرنش در بتن هم‌تراز با فولادهای کششی صفر می‌شود و تیر به حالت افقی خود می‌رسد. مقدار کرنش در بتن هم‌تراز با فولادهای کششی ($\epsilon_{\text{decomp.}}$ ، پس از اعمال پیش‌تینیدگی)، با توجه به پروفیل کرنش در مرحله‌ی قبل به دست می‌آید و از آنجا که بتن در این قسمت هم‌چنان دارای رفتار خطی و بدون ترک‌خوردگی می‌باشد، لذا تنش متناظر با لحظه‌ی فشاربرداری در بتن هم‌تراز با فولادهای کششی ($f_{\text{decomp.}}$) برابر با حاصل ضرب کرنش در مدول الاستیسیته‌ی بتن می‌باشد. حال می‌توان لنگر متناظر با لحظه‌ی فشاربرداری را به کمک روابط مقاومت مصالح به دست آورد. این لنگر در مقطع ایجاد کرنش‌های متقارن می‌نماید. تغییرات در نمودار کرنش مقطع، در طول مرحله‌ی فشاربرداری در شکل (۶) مشاهده می‌گردد. در نتیجه مقدار انحنای در لحظه‌ی فشاربرداری برابر خواهد بود با،



شکل ۴ تنظیمات آزمایشگاهی برای بارگذاری و ثبت اطلاعات نمونه‌ها



شکل ۵ جانمایی کرنش سنج‌ها



شکل ۶ تغییرات کرنش در مقطع در مرحله‌ی فشاربرداری

حال اگر $\epsilon_f \leq \epsilon_{fu}$ باشد، فرض انجام شده در خصوص حالت شکست صحیح است. اما اگر مقدار ϵ_f بزرگ‌تر از ϵ_{fu} به‌دست بیاید، حالت شکست نهایی پارگی تسمه‌ی CFRP است و باید تحلیل این قسمت مجدداً و بر پایه‌ی مقدار کرنش در تسمه‌ی CFRP انجام پذیرد.

$$\bar{\epsilon}_f = \epsilon_{fu} - \epsilon_{o,f} - \epsilon_{f,decomp}. \quad (7)$$

در پایان براساس هریک از حالات محتمل ذکر شده در بالا، مقدار $M_{service}$ و Φ به‌دست خواهد آمد. با در اختیار داشتن منحنی لنگر- انحنا برای مقطع بحرانی (وسط دهانه) یک تیر دو سر ساده، می‌توان کلیه‌ی رفتارهای خمی آن را در هر لحظه از این منحنی استخراج نمود. برای به‌دست آوردن ظرفیت باربری تیر در هر لحظه می‌توان مقدار لنگر حداقل تیر را در آن لحظه از منحنی لنگر- انحنا قراءت کرد و سپس با استفاده از روابط کلاسیک مقاومت مصالح مقدار بار متمنکز وارد بر تیر را محاسبه نمود.

هم‌چنین با این‌که نمودار لنگر- انحنا جزء مشخصات مقطع به‌شمار می‌رود، اما به‌کمک آن می‌توان منحنی تغییرات Φ در طول تیر را رسم کرد و براساس این منحنی، مقدار تغییر شکل را در هر مقطع دلخواه به‌دست آورد.

$$\delta_{AB} = \int_A^B \varphi x dx \quad (8)$$

يعنى تغيير مكان نسيي نقطه‌ی A نسبت به نقطه‌ی B (δ_B) برابر لنگر سطح زير منحنى Φ از A تا B خواهد بود. لذا با در نظر گرفتن نقطه‌ی A در محل تکيه‌گاه ($\delta_A=0$) و رسم منحنی انحنا تا مقطع بحرانی

لحظه‌ی ترک خوردنگی مقطع. با در نظر گرفتن لحظه‌ی رسیدن تنش در دورترین تار کششی مقطع به مقدار مقاومت خمی بتن، f_r به عنوان تراز ترک خوردنگی و با استفاده از روابط بتن مقادیر M_{cr} و Φ_{cr} محاسبه می‌گردد.

تنش‌های مجاز سرویس. با توجه به حضور یک ماده‌ی اضافی مانند CFRP در مقطع، تنش مجاز بهره‌برداری برای فولادهای کششی براساس آینین‌نامه‌ی [35]، برابر با $0.8f_y$ در نظر گرفته می‌شود و براساس روابط کلاسیک بتن آرمه و انجام عملیات آزمون و اصلاح، مقدار عمق فشاری مقطع (c) و در نتیجه مقدار $\Phi_{service}$ به‌دست می‌آید. هم‌چنین مقدار $M_{service}$ با استفاده از منحنی هاگنس‌تاد برای رفتار فشاری بتن و روابط بتن آرمه محاسبه می‌گردد.

تسلیم فولادهای کششی. در این قسمت با قرار دادن $\epsilon_y = \epsilon_u = 0.002$ ، مشابه قسمت قبلی، با آزمودن مقادیر مختلف برای ارتفاع تار خشی (c) و رسیدن به مقدار صحیح عمق فشاری مقطع، مقدار M_y و Φ_y به‌دست خواهد آمد.

شکست نهایی. دو حالت شکست برای تیرهای تقویت شده قابل تصور است؛ خرد شدن بتن در ناحیه‌ی فشاری و وقوع شکست خمی و یا پارگی تسمه‌های CFRP.

ابتدا فرض می‌شود که مقدار کرنش کل بتن به مقدار نهایی آن رسیده باشد ($\bar{\epsilon}_c = \epsilon_{cu} - \epsilon_{c,decomp}$) و بر این اساس و با محاسبه‌ی مقدار c ، مقدار کرنش CFRP برابر خواهد بود با (شکل ۷)،

$$\epsilon_f = \epsilon_{o,f} + \epsilon_{f,decomp} + \frac{d_f - c}{c} \bar{\epsilon}_c \quad (9)$$

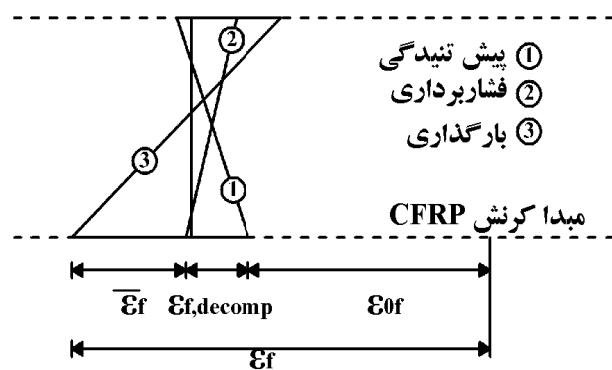
باربری نهایی نمونه‌ها براساس ارزیابی تحلیلی صورت گرفته نیز باید گفت که نمونه‌های S-NP، S-P5 و S-P30 به ترتیب دارای ۱۳، ۱۴ و ۱۵ درصد افزایش نسبت به نمونه‌ی مینا بوده‌اند. همچنین با در نظر گرفتن شاخص شکل‌پذیری تغییر مکانی به عنوان یکی از معیارهای شکل‌پذیری در اعضای بتن مسلح، نتیجه می‌شود که تقویت نمونه‌ها و همچنین اعمال نیروی پیش‌تنیدگی در نمونه‌های تقویت‌شده، باعث کاهش شکل‌پذیری آن‌ها نسبت به نمونه‌ی مینا خواهد شد. این کاهش به ترتیب برای نمونه‌های S-NP، S-P5 و S-P30 برابر ۱۰، ۱۲/۷ و ۲۳ درصد بوده است. از طرف دیگر باید گفت که شیوه‌ی مقاوم‌سازی به کار رفته، باعث افزایش سختی در نمونه‌های تقویت‌شده گردیده است.

همچنین مشاهده‌ی نمودار تغییرات کرنش در تسممه‌ی مقاوم‌کننده‌ی CFRP به‌ازای تغییرات بار وارد براساس ارزیابی تحلیلی انجام شده (شکل ۱۰) نشان می‌دهد در مقاوم‌سازی تیر بتنی با استفاده از مصالح CFRP غیر پیش‌تنیده (نمونه‌ی S-NP) تنها امکان استفاده از ۷۳ درصد از ظرفیت کششی این مصالح تا لحظه‌ی شکست نهایی وجود دارد. اعمال پیش‌تنیدگی به میزان تنها ۵ درصد ظرفیت اسمی تسممه‌ها باعث استفاده‌ی ۸۰ درصدی از ظرفیت مصالح CFRP در نمونه‌ی S-P5 می‌گردد. افزایش سطح پیش‌تنیدگی تا ۲۰ درصد ظرفیت اسمی تسممه‌ی CFRP در نمونه‌ی S-P20، استفاده از ظرفیت مصالح مقاوم‌کننده را تا ۹۳ درصد افزایش می‌دهد. استفاده‌ی کامل از ظرفیت تسممه‌ی CFRP نیز با اعمال پیش‌تنیدگی به میزان ۳۰ درصد ظرفیت آن (نمونه‌ی S-P30) قابل حصول است.

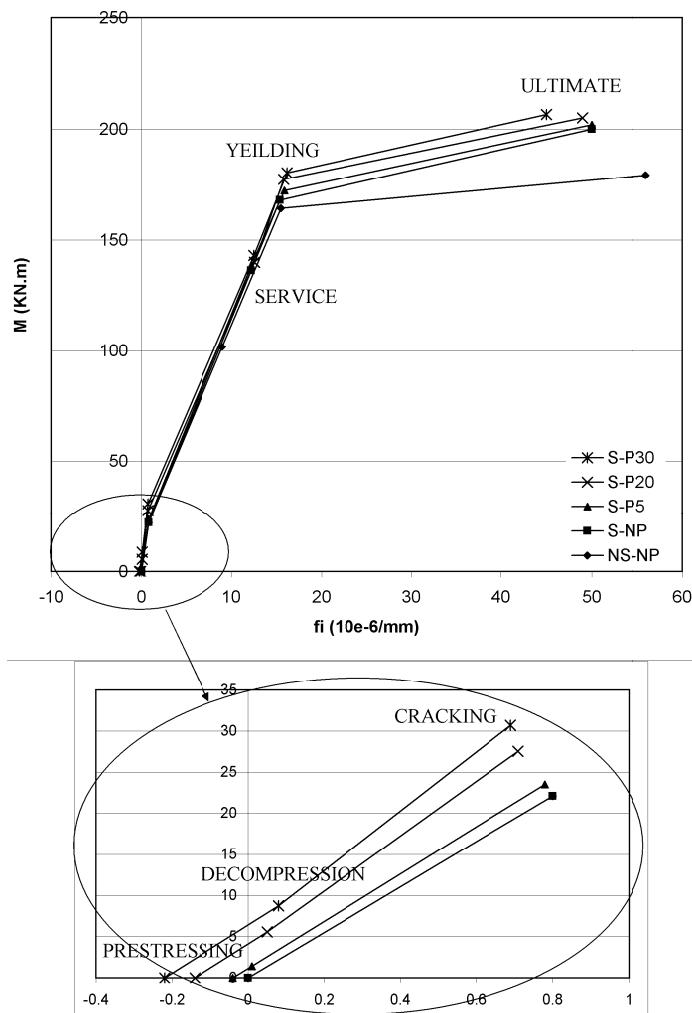
تیر در وسط، می‌توان تغییر مکان حداقل تیر بتنی ($\delta_B = \delta_{max}$) را به دست آورد. و در نهایت این‌که، میزان شکل‌پذیری هر نمونه را نیز می‌توان به کمک ضریب شکل‌پذیری انحنای آن، که به صورت میان قابلیت شکل‌پذیری نمونه‌های مختلف این تحقیق را به کمک رسم منحنی لنگر انجنا برای آن‌ها ممکن می‌سازد.

با توجه به مشخصات نمونه‌های ساخته شده که در بخش چهارم توضیح داده شد، و براساس روش ارزیابی تحلیل بیان شده، منحنی لنگر-انحنای برای نمونه‌ی مینا (تقویت‌شده) و نمونه‌های تقویت‌شده مطابق شکل (۸) رسم می‌گردد. بر این اساس می‌توان مقادیر تحلیلی باربری و تغییر شکل را برای هریک از نمونه‌ها به دست آورد که منحنی‌های مربوط به آن در شکل (۹) قابل مشاهده است.

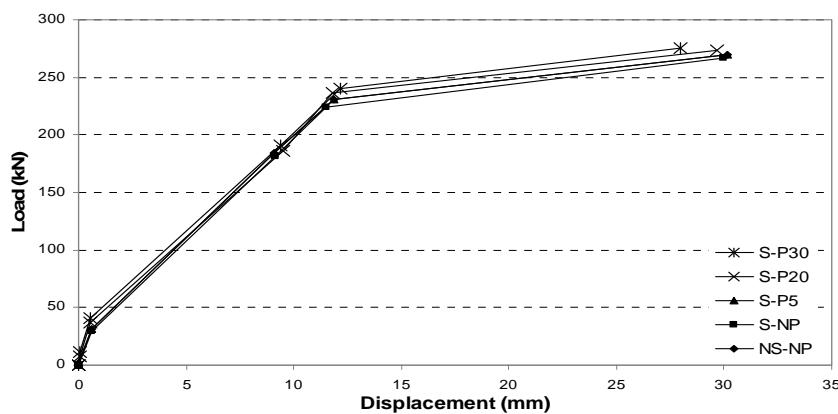
در نتیجه‌ی ارزیابی تحلیلی تمامی نمونه‌ها، همان‌طور که در شکل (۹) نشان داده شده است، ملاحظه می‌گردد که از نظر مقدار بار متناظر با ترک خوردنی، نمونه‌ی مینا ندارد، در حالی‌که مقدار بار S-P30 خوردنی در نمونه‌های S-P5 و S-P20 به ترتیب ۶، ۲۴ و ۳۹ درصد افزایش نسبت به نمونه‌ی مینا داشته‌اند. همچنین مقایسه‌ی بار متناظر با لحظه‌ی تسلیم فولادهای کششی در نمونه‌های مختلف نشان می‌دهد که نمونه‌ی S-NP دارای تنها ۲ درصد افزایش در مقدار بار تسلیم نسبت به نمونه‌ی مینا می‌باشد. این افزایش در میزان بار تسلیم میلگردهای کششی در مقایسه با نمونه‌ی مینا برای نمونه‌های S-P5، S-P20 و S-P30 به ترتیب برابر با ۵، ۷/۵ و ۹/۵ درصد می‌باشد. در خصوص مقدار افزایش در ظرفیت



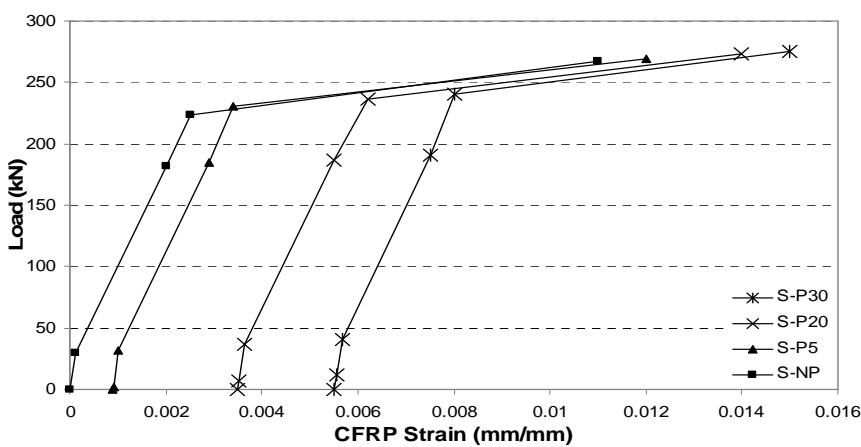
شکل ۷ اجزاء تشکیل دهنده مقدار کرنش در CFRP پس از مرحله‌ی فشاربرداری



شکل ۸ نمودارهای لنگر- انحنای به دست آمده برای نمونه‌های مختلف به کمک ارزیابی تحلیلی



شکل ۹ نمودار نیرو- تغییر مکان به دست آمده از ارزیابی تحلیلی برای نمونه‌های مختلف

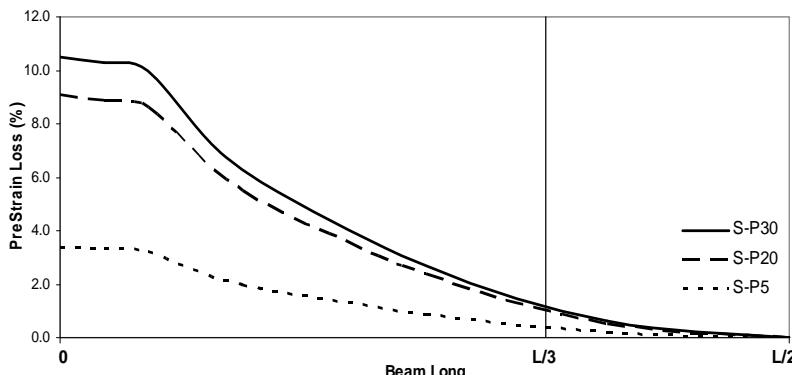


شکل ۱۰ نمودار بار- کرنش تسمه‌ی CFRP براساس ارزیابی تحلیلی نمونه‌ها

طول تسمه‌ی کشیده شده اشاره نمود. اما مشاهده‌ی نتایج ثبت شده این سطح کرنش‌سنج‌ها در نقاط ابتدایی تسمه‌های CFRP، نشان داد که میزان افت در مقدار کرنش پیش‌تینیدگی در این تحقیق بسیار ناچیز و حداقل برابر ۱۰ درصد کرنش پیش‌تینیدگی در نقاط ابتدایی تسمه‌ها بوده است. همچنین با دور شدن از نقاط ابتدایی انتقال نیروی پیش‌تینیدگی به نحو موثرتری انجام گرفته است، به طوری که در هیچ یک از نمونه‌ها، کاهشی در نیروی پیش‌تینیدگی تسمه‌ی CFRP منتقل شده در وسط دهانه‌ی تیر مشاهده نگردید (شکل ۱۱).

نتایج آزمایشگاهی

افت نیروی پیش‌تینیدگی، قوع و محاسبه افتها در میزان نیروی پیش‌تینیدگی اولیه، یکی از مباحث مهم در بتن پیش‌تینیده می‌باشد. با توجه به تجارب متشر شده‌ی سایر محققان [9,13]، که در آن‌ها افتها‌ی تا ۳۵ درصد مقدار اولیه در نیروی پیش‌تینیدگی گزارش شده است، در این تحقیق نیز انتظار وقوع افتها قابل توجهی در میزان کرنش پیش‌تینیدگی وجود داشت که بر این اساس تدبیر خاصی اندیشیده شد. از جمله می‌توان به نصب تعداد ۷ عدد کرنش‌سنج در نقاط مختلف تسمه‌ی CFRP، به منظور پیگیری وضعیت افت و انتقال نیروی پیش‌تینیدگی در نقاط مختلف، در



شکل ۱۱ نمودار افت در انتقال نیروی پیش تییدگی در طول تسمه‌ی CFRP در نمونه‌های مختلف

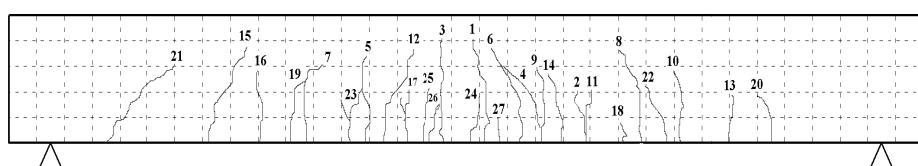
منحنی‌های اساسی. شکل (۱۴) اطلاعات ثبت شده به وسیله‌ی جابه‌جایی سنج و نیروسنج وسط دهانه را در طول آزمایش نمونه‌های مختلف نشان می‌دهد. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود مقدار باربری نهایی در نمونه‌ی مینا (تقویت‌نشده) برابر با $\frac{254}{8}$ کیلو نیوتن می‌باشد. ظرفیت باربری نهایی در نمونه‌ی تقویت‌شده بدون پیش‌تییدگی (S-NP) با بیش از $10 \times$ درصد افزایش به مقدار $\frac{280}{8} \text{ kN}$ افزایش می‌یابد. این افزایش با در نظر گرفتن درصد بسیار پایین مقاومت‌کننده CFRP در مقطع ($\rho_f = 0.00054$)، بسیار مناسب است و کارآیی روش NSM FRP را در مقاوم‌سازی سازه‌های بتونی نشان می‌دهد. البته حالت شکست در این نمونه، شکست چسبندگی پیش از موعد می‌باشد که اشاره به عدم استفاده از تمامی ظرفیت مقاومت‌کننده CFRP علی‌رغم افزایش مناسب در ظرفیت باربری دارد. با اعمال نیروی پیش‌تییدگی در نمونه‌های تقویت‌شده به روش NSM CFRP، ظرفیت باربری نهایی باز هم افزایش می‌یابد. این افزایش برای نمونه‌های S-P5، S-P30، S-P20 به ترتیب برابر با $11/5$ ، $14/5$ و 15 درصد نسبت به نمونه‌ی مینا می‌باشد. بر این اساس با اعمال پیش‌تییدگی، حتی به میزان بسیار کم در نمونه‌ی S-P5، ظرفیت باربری نمونه‌ها، به صورت قابل توجهی نسبت به نمونه‌ی مینا و نیز نسبت به نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تییده افزایش می‌یابد که این امر به دلیل استفاده‌ی سطح

مشخصات ترک‌ها. شکل (۱۲) چگونگی توزیع ترک‌ها را در نمونه‌های مختلف نشان می‌دهد. در این شکل، شماره‌های ۱، ۲، ۳ و ... معرف شماره‌ی ترک‌ها بر حسب تقدم زمانی تشکیل آن‌ها می‌باشد. همان‌طور که در این شکل مشاهده می‌شود، تعداد ترک‌های متناظر با لحظه‌ی شکست، در نمونه‌ی تقویت‌شده بدون پیش‌تییدگی، تقریباً برابر با نمونه‌ی تقویت‌نشده می‌باشد. اما اعمال نیروی پیش‌تییدگی باعث محدودتر شدن تعداد ترک‌ها می‌گردد؛ به طوری که با افزایش این نیرو، تعداد ترک‌ها در لحظه‌ی نهایی نیز کاهش می‌یابد. نحوه‌ی توزیع ترک‌ها در نمونه‌ی کترلی و نمونه‌های تقویت‌شده تقریباً مشابه یکدیگر می‌باشد. بدین صورت که در زیر بار متمرکز عمدتاً به صورت ترک‌های خمی در قسمت کششی تیر، و با دور شدن از محل اعمال بار و نزدیک شدن به تکیه‌گاه‌ها، تقریباً به صورت ترک‌های خمی - برشی ظاهر شده‌اند.

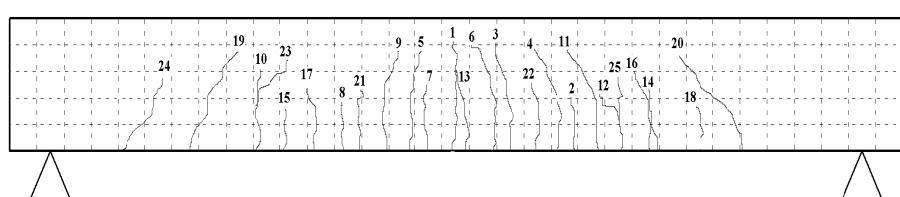
هم‌چنین منحنی حداقل عرض ترک‌های ایجادشده بر حسب بار اعمالی وسط دهانه برای نمونه‌های مختلف در شکل (۱۳) نشان داده شده است. قابل ذکر است که در این منحنی‌ها، به علت پرهیز از خطای گزینش تصادفی، مقادیر حداقل عرض به صورت متوسطی از عرض ترک‌های واقع در یک متر میانی تیر (ناحیه بحرانی ترک‌های خمی، از هر طرف 0.5 متر) محاسبه گردیده است.

می شود؛ اما در مقایسه با نمونه های S-P20 و S-P30 ملاحظه می گردد که علی رغم یک و نیم برابر نمودن نیروی پیش تندگی در نمونه S-P30، این نمونه افزایش قابل ملاحظه ای را در ظرفیت باربری، در مقایسه با نمونه S-P20 نشان نداده است.

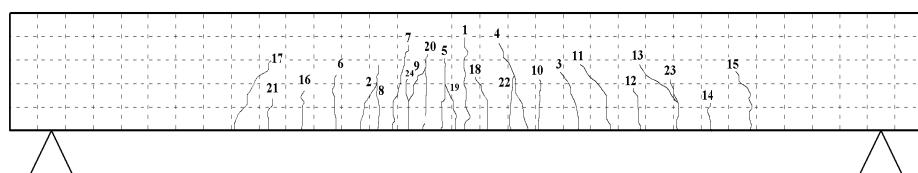
بالاتری از ظرفیت کششی مقاوم کننده CFRP حادث شده است. باید توجه داشت که در نمونه S-P20، با چهار برابر کردن مقدار نیروی پیش تندگی نسبت به نمونه S-P5، درصد افزایش ظرفیت باربری در نمونه S-P20 نسبت به نمونه S-P5 مشاهده شده است.



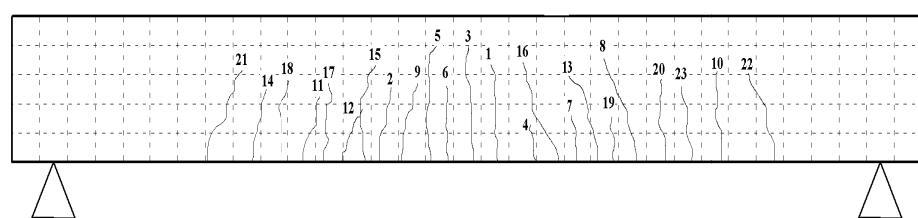
(الف) نمونه NS-NP



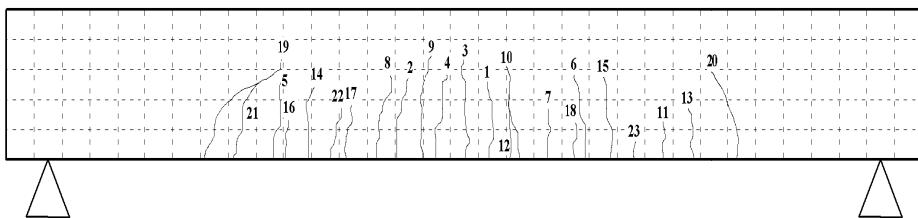
(ب) نمونه S-NP



(ج) نمونه S-P5

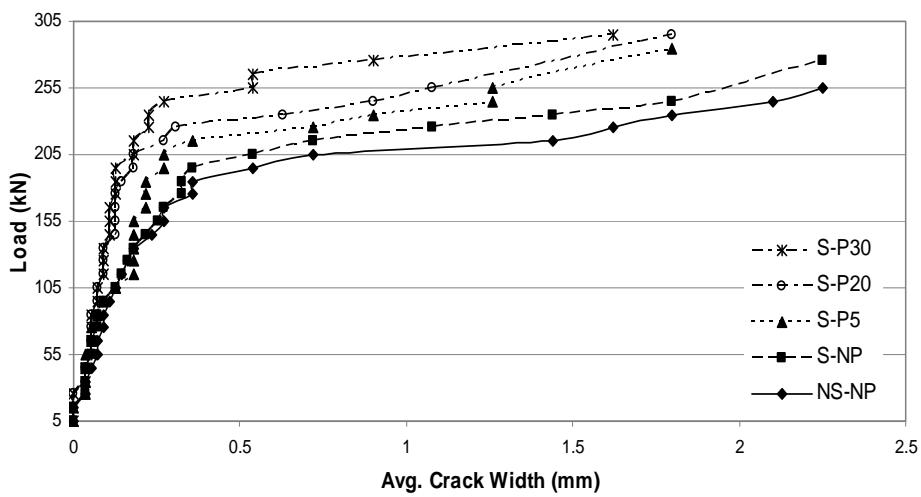


(د) نمونه S-P20

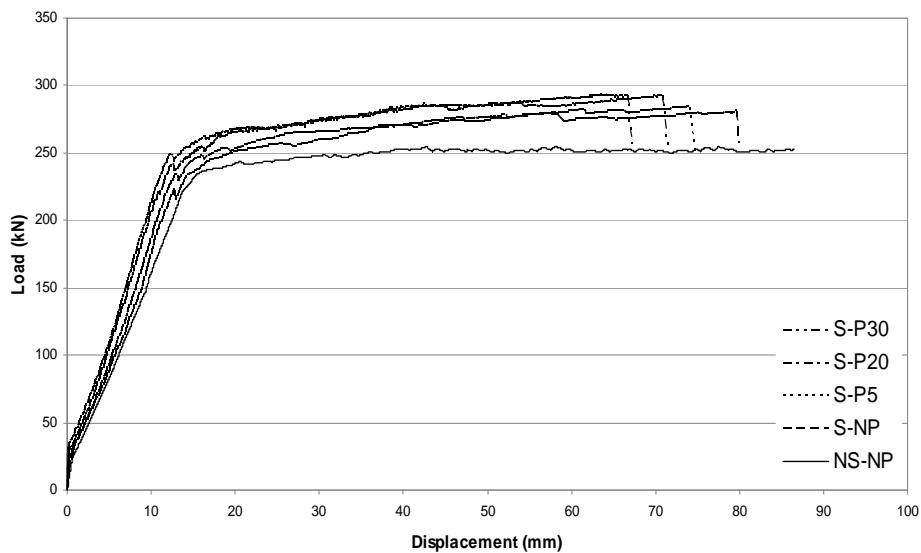


(ه) نمونه S-P30

شکل ۱۲ توزیع ترک ها در لحظه نهایی برای نمونه های مختلف



شکل ۱۳ نمودار بار اعمالی جک بر حسب عرض ترک‌ها در نمونه‌های مختلف



شکل ۱۴ منحنی تغییرات بار اعمالی-تغییر مکان وسط دهانه در نمونه‌های مختلف

مشاهده است با توجه به شکل (۱۶)، مشاهده می‌گردد که با در نظر گرفتن کرنش تسلیم فولاد برابر با ۰،۰۰۲ مقاوم سازی تیر بتونی با تسمه‌ی CFRP غیر پیش‌تینیده، تأثیر چندانی در میزان بار تسلیم (بار متناظر با لحظه‌ی تسلیم فولادهای کششی) ندارد و آن را تنها در حدود ۱/۵ درصد افزایش می‌دهد. اما اعمال پیش‌تینیدگی باعث افزایش مناسبی در مقدار بار تسلیم می‌شود و این

هم‌چنین با توجه به شکل (۱۵)، که در واقع بزرگ‌نمای شده‌ی قسمت ابتدایی شکل (۱۴) می‌باشد، ملاحظه می‌گردد که تقویت نمونه‌ها با مقاوم‌کننده‌های غیر پیش‌تینیده (S-NP) تقریباً هیچ اثری بر روی میزان بار ترک خوردنگی تیر ایجاد نمی‌کند؛ در حالی که اعمال پیش‌تینیدگی، این مشخصه از رفتار تیر (بار ترک خوردنگی) را به شدت افزایش می‌دهد، به طوری که افزایشی تا حد ۴۵ درصد نیز در نمونه‌ی S-P30 قابل

S-P30 و S-P20 برابر کرنش نهایی تسمه‌ها $0/016$ - $0/015$ است که این امر با حالت شکست مشاهده شده در این نمونه‌ها، یعنی پارگی تسمه‌های CFRP، مطابقت کامل دارد و حاکی از استفاده‌ی حداکثری از ظرفیت مصالح CFRP در این دو نمونه می‌باشد. در نمونه‌ی S-P5 حداکثر کرنش ثبت شده برای تسمه‌ی CFRP در حدود $0/013$ یعنی در حدود 85 درصد کرنش نهایی تسمه‌ها می‌باشد. در نمونه‌ی S-NP نیز مقدار $0/01$ به عنوان کرنش حداکثر تسمه CFRP ثبت گردیده است که این مقدار در حدود 65 درصد کرنش نهایی تسمه می‌باشد. در نتیجه ملاحظه می‌شود که اعمال نیروی پیش‌تینیدگی، حتی در سطوح بسیار پایین، اثر بسیار مناسبی در استفاده‌ی سطح بالاتر از ظرفیت مصالح مقاوم‌کننده FRP دارد و هزینه‌های پروژه‌ی مقاوم‌سازی را کاهش می‌دهد.

یکی دیگر از موارد مهم قابل بررسی، شکل‌پذیری تیرها می‌باشد. برای تعیین شکل‌پذیری تیرهای بتن آرمه‌ی تقویت‌شده با FRP مدل‌های مختلفی ارائه شده است [36]. در این تحقیق بر اساس روش متعارف، با تقسیم تغییر مکان نهایی هر نمونه (δ_y) به مقدار تغییر مکان متناظر با تسليم آن (δ_y) ، مقدار ضریب شکل‌پذیری تغییر مکانی (η_Δ) برای نمونه‌های مختلف محاسبه می‌گردد.

با توجه به جدول (۲) ملاحظه می‌گردد که به طور کلی مقاوم‌سازی تیرهای بتنی با استفاده از تسمه‌های NSM CFRP، قابلیت شکل‌پذیری آن‌ها را کاهش می‌دهد. این کاهش برای نمونه‌ی غیر پیش‌تینیده در حدود 7 درصد است که با اعمال و افزایش نیروی پیش‌تینیدگی، مقدار کاهش در شکل‌پذیری تیر بتنی حتی تا حدود 20 درصد (برای نمونه‌ی S-P30) نیز می‌رسد.

جدول (۳) تفاوت مقادیر ظرفیت باربری به‌دست آمده از دو طریق انجام آزمایش و ارزیابی تحلیلی در

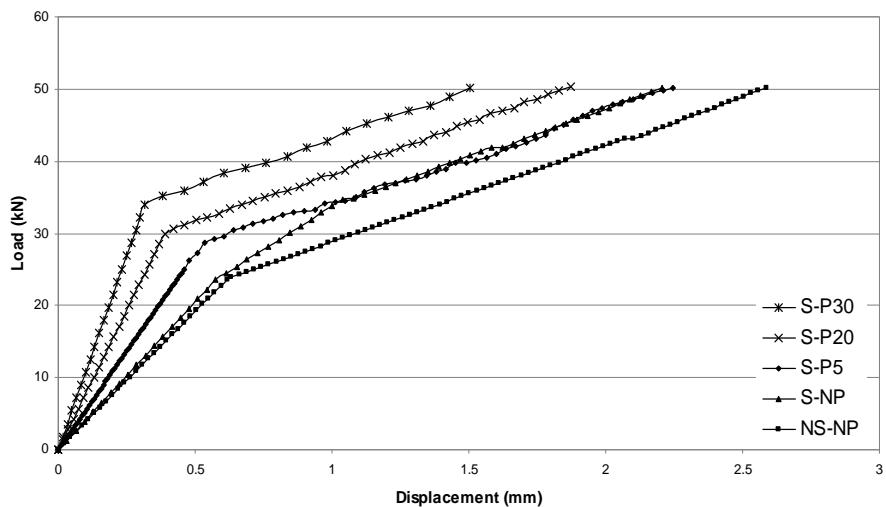
خصیصه را نسبت به نمونه‌ی مینا به میزان $5/5$ درصد در نمونه‌های S-P5 و S-P20 و به میزان 9 درصد در نمونه‌ی S-P30 افزایش می‌دهد. البته بر مبنای ارزیابی تحلیلی صورت گرفته، انتظار می‌رفت تا مقدار بار تسليم در نمونه‌ی S-P20 بیش از نمونه‌ی S-P5 باشد که در عمل، مقدار این مشخصه در هر دو نمونه یکسان به‌دست آمد. اما شیوه‌ی مقاوم‌سازی مورد استفاده در این تحقیق، تأثیر خود را در محدوده‌ی بارگذاری‌های سرویس به‌خوبی نشان می‌دهد. با در نظر گرفتن کرنش فولاد برابر $0/0016$ به عنوان شاخص مرحله‌ی سرویس نمونه‌ها و مقدار بار متناظر با این کرنش به عنوان بار S-P20 سرویس، مشاهده می‌گردد که نمونه‌های S-P5 و S-P30 به ترتیب دارای افزایش 18 و 21 درصدی بار سرویس، نسبت به نمونه‌ی مینا در افزایش بار سرویس در مورد نمونه‌ی S-NP، تنها در حدود $1/5$ درصد بوده است.

شکل (۱۷) منحنی تغییرات بار وارد بر نمونه‌های مختلف را بر حسب تغییرات کرنش در مقطع وسط تسمه‌ی CFRP نشان می‌دهد. به طور کلی این منحنی‌ها دارای سه قسمت کاملاً قابل تشخیص می‌باشند. قسمت اول از لحظه‌ی ابتدای بارگذاری شروع می‌شود و تا زمان ترک خوردنگی مقطع ادامه می‌یابد که در آن به علت سختی بسیار بالای تیر، شیب منحنی بار-کرنش CFRP نیز بسیار شدید می‌باشد. در قسمت دوم با کاهش سختی مقطع، به دلیل ترک خوردن بتن، شیب منحنی دچار کاهش کمی می‌شود و تا زمان تسليم فولادهای کششی با این شیب جدید ادامه می‌یابد. در مرحله‌ی سوم و پس از تسليم فولادهای کششی، مقطع بسیار نرم می‌شود و در نتیجه شیب منحنی کرنش در تسمه CFRP نیز افت محسوسی پیدا می‌کند. قسمت سوم تا لحظه‌ی شکست نهایی ادامه می‌یابد.

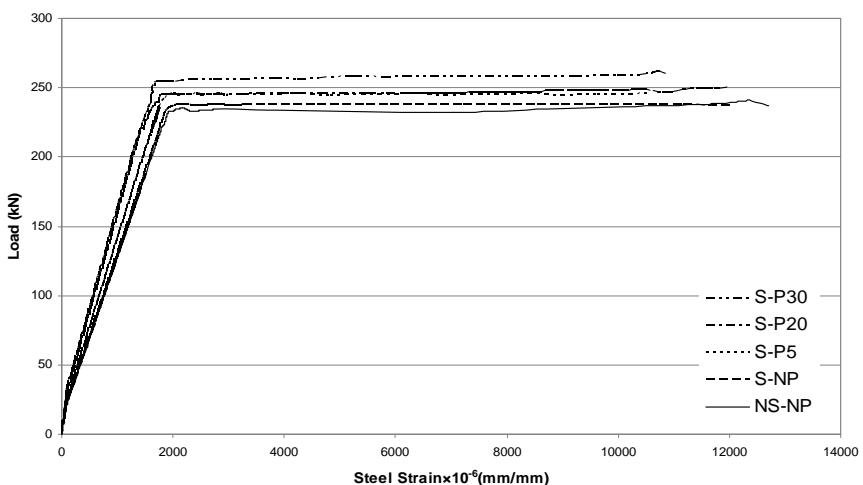
همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقدار حداکثر کرنش ثبت شده برای تسمه CFRP، در نمونه‌های

رفتار غیرارتجاعی، کاملاً غیرقابل اعتمادند و شباهتی به رفتار واقعی تیرها ندارند. از مواردی که خطای قابل توجه در محاسبات تحلیلی ایجاد می‌کند، عدم توجه به سخت‌شدگی کرنشی (strain hardening) در فولادهای کششی در کرنش‌های پس از تسلیم است که در برآورد تحلیلی منظور نشده است.

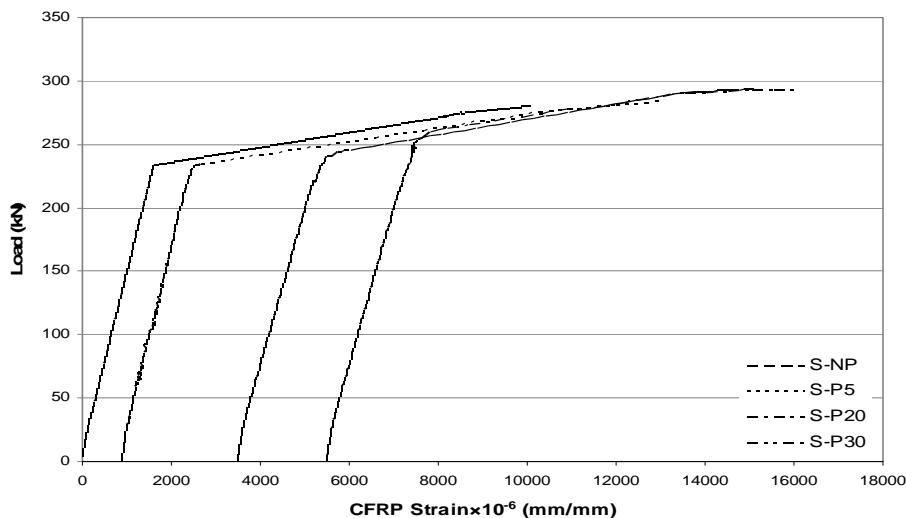
نمونه‌های مختلف را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، در ارزیابی تحلیلی، نمونه‌ها سخت‌تر از رفتار واقعی خود در نظر گرفته شده‌اند و مقادیر تغییر شکل به‌دست آمده از ارزیابی تحلیلی، محافظه‌کارانه‌تر بوده است. باید توجه داشت، همان‌طور که قبل‌اً نیز ذکر گردید، نتایج حاصل از ارزیابی تحلیلی پس از تسلیم فولادهای کششی و ورود به ناحیه‌ی



شکل ۱۵ منحنی تغییرات بار اعمالی- تغییر مکان وسط دهانه تا حد ترک خوردگی در نمونه‌های مختلف



شکل ۱۶ نمودار تغییرات بار وارد- کرنش حداکثر فولاد کششی در نمونه‌های مختلف



شکل ۱۷ منحنی تغییرات بار اعمالی بر حسب کرنش حداقل تسمیهی CFRP

جدول ۲ تغییرات ضریب شکل‌پذیری در نمونه‌ها

نمونه	تغییر مکان تسلیم (δ_y)	تغییر مکان نهایی (δ_u)	ضریب شکل‌پذیری	درصد کاهش نسبت به نمونه‌ی مینا
NS-NP	15.34	86.45	5.64	0.0
S-NP	15.24	79.88	5.24	7.1
S-P5	15.45	76.55	4.95	12.2
S-P20	14.1	71.36	5.06	10.3
S-P30	14.62	67.04	4.59	18.7

جدول ۳ مقایسه‌ی نتایج باربری نمونه‌ها در سطوح مختلف بارگذاری بر اساس مقادیر آزمایشگاهی و محاسبات تحلیلی صورت گرفته

بارگذاری	نمونه	مقدار تسلیم	مقدار تجربی	درصد اختلاف
بار ترک خوردگی (kN)	NS-NP	23.5	22.1	6.0
	S-NP	25	22.1	6.0
	S-P5	30	23.5	6.0
	S-P20	34	27.6	8.0
	S-P30	34	30.7	9.7
بار سرویس (kN) $\epsilon_s = 0.0016$	NS-NP	198.1	133	32.9
	S-NP	200.9	136.3	32.2
	S-P5	217.6	138.4	36.4
	S-P20	233.5	140	40.0
	S-P30	239.7	143	40.3
بار تسلیم (kN) $\epsilon_s = 0.002$	NS-NP	233.2	164.2	29.6
	S-NP	236.5	168	29.0
	S-P5	245	172.2	29.7
	S-P20	245.1	177.4	27.6
	S-P30	254.4	180.2	29.2
بار نهایی (kN)	NS-NP	254.8	179.2	29.7
	S-NP	280.8	200	28.8
	S-P5	284	202	28.9
	S-P20	292.2	205.1	29.8
	S-P30	293	206.6	29.5

تسلیم فولادهای کششی نشان می‌دهد که نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی بدون پیش‌تنیدگی دارای بار تسلیمی تقریباً برابر با نمونه‌ی مبنا (با تنها ۱/۵ درصد افزایش) می‌باشد. اعمال پیش‌تنیدگی در سطح ۵ و ۲۰ درصد ظرفیت اسمی تسمه‌های CFRP باعث افزایش ۵/۵ درصدی بار تسلیم نسبت به نمونه‌ی مبنا می‌گردد. این افزایش در نمونه‌ای که تا ۳۰ درصد پیش‌تنیده شده، به ۹ درصد نیز می‌رسد.

- از مهم‌ترین مزایای استفاده از این شیوه‌ی مقاوم‌سازی می‌توان به بهبود رفتار تیرهای مقاوم‌شده در ناحیه‌ی سرویس اشاره نمود. با در نظر گرفتن حد تنش مجاز معرفی شده توسط آیین‌نامه‌ها برای مصالح در محدوده‌ی خدمت (در این حاکم‌شدن ۰/۰۰۱۶ برای فولاد کششی)، مقدار بار متناظر با این حد (بار سرویس) در نمونه‌های پیش‌تنیده شده به میزان ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد ظرفیت تسمه‌ها، به ترتیب ۱۰، ۱۸ و ۲۱ درصد نسبت به نمونه‌ی مبنا افزایش داشته است. با توجه به این‌که این افزایش در نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده ناچیز و در حدود ۱/۵ درصد بیشتر از نمونه‌ی مبنا می‌باشد، می‌توان تأثیر مثبت اعمال پیش‌تنیدگی در مقاوم‌سازی تیرهای بتنی را در خصوص سرویس‌دهی این اعضا مشاهده نمود.

- توجه به معیار دیگر سرویس‌دهی تیرهای بتنی، یعنی تعداد و نحوه‌ی توزیع ترک‌های خمشی، نیز حاکی از بهبود رفتار تیر در ناحیه‌ی سرویس، در اثر به کارگیری این شیوه‌ی مقاوم‌سازی می‌باشد. توجه به مشخصات ترک‌هایی که در محدوده‌ی ۶۰-۷۰ درصد باربری نهایی نمونه‌ها (محدوده‌ی باربری سرویس) توسعه یافته‌اند، نشان می‌دهد که تعداد و پراکندگی ترک‌ها برای نمونه‌ی تقویت‌شده (مبنا) و نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تنیده یکسان است ولی با اعمال و افزایش نیروی پیش‌تنیدگی در نمونه‌ها، توزیع ترک‌ها محدودتر و تعداد آن‌ها نیز در نمونه‌های ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد پیش‌تنیده، به ترتیب ۶، ۱۶ و ۲۵ درصد

نتایج تحقیق

در این تحقیق به منظور بررسی تأثیر پیش‌تنیدگی کامپوزیت‌های CFRP در روش نصب نزدیک سطح (NSM) بر مقاوم‌سازی خمشی تیرهای بتنی، ۵ عدد تیر بتن‌آرم‌ه به طول ۳/۳ متر، عرض ۳۰۰ و ارتفاع ۳۵۰ میلی‌متر، و فولاد طولی معادل ۵۰ درصد فولاد متوازن آماده شد. یک تیر به صورت تقویت‌شده غیر پیش‌تنیده (مبنا)، یک تیر به صورت تقویت‌شده پیش‌تنیده و سه نمونه‌ی دیگر به صورت تقویت‌شده پیش‌تنیده تا سطح ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد کرنش نهایی اسمی تسمه‌های CFRP مورد آزمایش قرار گرفتند. نمونه‌ها هم‌چنین به صورت تحلیلی مورد ارزیابی قرار گرفتند و نتایج تحلیلی و تجربی در کنار هم مقایسه شدند. نتایج این تحقیق را می‌توان به صورت زیر ارائه نمود.

۱- در حالی که مقاومت در نمونه‌ی مقاوم‌شده با تسمه‌ی NSM CFRP غیر پیش‌تنیده به میزان ۱۰ درصد نسبت به نمونه‌ی مبنا (تقویت‌شده) افزایش یافته است، با اعمال پیش‌تنیدگی به اندازه‌ی ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد ظرفیت اسمی تسمه‌های CFRP، ظرفیت باربری نهایی نمونه‌های پیش‌تنیده به ترتیب ۱۱/۵، ۱۴/۷ و ۱۵ درصد نسبت به نمونه‌ی مبنا افزایش می‌یابد.

۲- اعمال پیش‌تنیدگی در نمونه‌های تقویت‌شده باعث تعویق لحظه‌ی ترک‌خوردگی بتن و در نتیجه بالا رفتن محسوس مقدار بار متناظر با لحظه‌ی ایجاد اولین ترک در تیرهای بتنی می‌گردد. بار ترک‌خوردگی در تیرهایی که تا سطح ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد ظرفیت اسمی مصالح CFRP پیش‌تنیده شده‌اند به ترتیب ۱۲۷/۵، ۱۱۷ و ۱۴۴/۵ درصد بار ترک‌خوردگی در نمونه‌ی مبنا می‌باشد. این در حالی است که مقدار بار ترک‌خوردگی در نمونه‌ی تقویت‌شده با تسمه‌ی NSM CFRP غیر پیش‌تنیده، تغییری نسبت به نمونه‌ی تقویت‌شده نداشته است.

۳- با در نظر گرفتن کرنش ۰/۰۰۲ به عنوان لحظه‌ی تسلیم میلگرد‌های کششی، نتایج ثبت شده در خصوص باربری نمونه‌ها در لحظه‌ی متناظر با

شکست در این دو نمونه، گسینختگی تسمه‌های CFRP بوده است.

۷- بررسی شاخص شکل پذیری تغییر مکانی، که از تقسیم مقدار خیز نهایی به تغییر مکان نقطه‌ی تسليم به دست می‌آید، حاکی از کاهش شکل پذیری به میزان ۷، ۱۲، ۱۰/۵ و ۱۸/۵ درصد کمتر از شکل پذیری نمونه‌ی مینا به ترتیب برای نمونه‌های مقاوم شده بدون پیش‌تینیدگی، مقاوم شده با اعمال پیش‌تینیدگی ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد ظرفیت اسمی تسمه‌های CFRP می‌باشد.

۸- در این تحقیق سعی شد تا با بسط یک شیوه‌ی ارزیابی تحلیلی، قبل از انجام آزمایش‌ها، به یک پیش‌بینی کلی در خصوص نوع رفتار و مشخصات خمی هریک از نمونه‌ها دست یافته. مقایسه‌ی نتایج این ارزیابی تحلیلی با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهند که شیوه‌ی تحلیل به کار رفته، نمونه‌ها را سخت‌تر از شرایط واقعی آن‌ها در نظر گرفته است و باربری نمونه‌ها را در سطوح مختلف تا ۳۰ درصد کمتر از مقدار واقعی آن‌ها به دست می‌دهد. اما این شیوه‌ی ارزیابی تحلیلی در نشان دادن نحوه‌ی رفتار خمی نمونه‌ها تا قبل از وارد شدن به ناحیه‌ی رفتار غیر ارجاعی، مفید بوده است.

نسبت به نمونه‌ی مینا کاهش یافته است. همچنین اندازه‌ی عرض ترک‌ها در محدوده‌ی بارهای سرویس (۷۰-۶۰ درصد بار نهایی هر نمونه) نیز در اثر به کار گیری این شیوه‌ی مقاوم‌سازی بهبود می‌باشد. در این مورد نیز تغییر در مقادیر عرض ترک‌ها در نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تینیده نسبت به نمونه‌ی مینا مشاهده نمی‌شود. اما اعمال پیش‌تینیدگی در حد ۵، ۲۰ و ۳۰ درصد ظرفیت اسمی صالح CFRP در نمونه‌های تقویت شده، به ترتیب باعث کاهش عرض ترک‌های خمی به میزان ۴۸، ۲۲ و ۵۲ درصد کمتر از نمونه‌ی مینا می‌شود.

۶- در این تحقیق حداقل کرنش کششی ثبت شده برای نمونه‌ی تقویت‌شده‌ی غیر پیش‌تینیده در مقطع بحرانی برابر با ۶۵ درصد کرنش نهایی تسمه‌ی CFRP بوده است. این در حالی است که اعمال پیش‌تینیدگی تنها به میزان ۵ درصد ظرفیت اسمی صالح CFRP، حداقل کرنش ثبت شده در این نمونه را در لحظه‌ی شکست نهایی تا ۸۵ درصد کرنش نهایی تسمه بالا می‌برد. در دو نمونه‌ی دیگر که تا حد ۲۰ و ۳۰ درصد ظرفیت اسمی تسمه‌ها پیش‌تینیده شده بودند، تمامی ظرفیت کششی صالح مقاوم‌کننده مورد استفاده واقع شدند و حالت

مراجع

1. Macgregor, J. G., "Reinforced Concrete Mechanics and Design", 3rd ed., Prentice Hall, (1997).
2. Alfarabi Sharif, G. J., Alsuleimani, J. A., Basunbul, M. H., and Ghaleb, N., "Strengthening of initially loaded concrete beams using FRP plates", *ACI Struct. J.*, 92(2), pp. 160-168, (1994).
3. ACI Committee 440, "Guide for The Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures", ACI Technical Report, (2002).
4. Mostofinejad, D., "An overview on FRP reinforced concrete as a corrosion resistant element in off-shore structures", *Proc. of 4th Int. Con. on Costs, Ports and Marine Structures*, ICCPMAS 2000, Iran, Nov., (2000).
5. Khalifa, A., Alkhradji, T., Nanni, A., and Landberg, S., "Anchorage of surface mounted FRP reinforcement", *Conc. Int.*, 21(10), pp. 49-54, (1999).
6. Barros, J. A. O., and Fortes, A. S., "Flexural strengthening of concrete beams with CFRP laminates

- bonded into slits", *Cem. and Conc. Comp.*, 27, pp. 471-480, (2005).
7. Apslund, S. Q., "Strengthening bridge slabs with grouted reinforcement" *ACI Struct. J.*, 52(6), pp. 397-406, (1949).
 8. Hajihashemi, A., Mostofinejad, D., and Azhari, M, "Strengthening of RC structures using anchored prestressed near surface mounted FRP bars", *Proc. of ECCOMAS Thematic Conf. on Computational Methods in Structural and Earthquake Engineering*, pp. 1023-1035, Greece, June, (2007).
 9. De Lorenzis, A., and Nanni, A., "Shear strengthening of reinforced concrete beams with near surface mounted FRP bars", *ACI Struct. J.*, 98(1), pp. 60-68, (2001).
 10. De Lorenzis, A., and Teng, G. J., "Near surface FRP reinforcement: an emerging technique for strengthening structures", *Comp. Part B: Eng.*, 38, pp. 119-143, (2007).
 11. Micelly, F., La Tegola, A., and Myers, J. J., "Environmental effects on RC beams with near surface mounted FRP rods", *Proc. of 6th Int. Symp. on FRP Reinforcement for Concrete Structures, FRPRCS-6*, Vol. 2, pp. 749-758, Singapore, July, (2003).
 12. Carolin, A., Hordin, H., and Taljsten, B., "Concrete beams strengthened with near surface mounted reinforcement of CFRP", *Proc. of Int. Conf. on FRP Composites In Civil Eng.*, CICE, Vol. 2, pp. 1059-1066, Hong Kong, China, Dec., (2001).
 13. Tang, W. C., Balendran, R. V., Nadeem, A., and Leung, H. Y., "Flexural strengthening of reinforced light weight polystyrene aggregate concrete beams with near surface mounted GFRP bars", *Build. and Envir.*, 41, pp.1381-1393, (2006).
 14. Barros, J. A. O., Ferreira, D. R. S., Fortes, A. S., and Dias, S. J. E., "Assessing the effectiveness of embedding CFRP laminates in the near surface for structural strengthening", *Const. and Build. Mat.*, 20, pp. 478-491, (2006).
 15. Foret, G., and Limam, O., "Experimental and numerical analysis of RC two-way slabs strengthened with NSM CFRP rods", *Const. and Build. Mat.*, 22, pp. 80-86, (2006).
 16. Tumialan, G., Nanni, A., and Busel, J., "Retrofitting techniques for seismic upgrade of unreinforced masonry (URM) structures", e-article: GoStructural.com, ID=224, (2006).
 17. Badavi, M., Vahab, N., and Soudki, Kh., "Evaluation of the transfer length of prestressed near surface mounted CFRP rods in Concrete", *Const. and Build. Mat.*, 25, pp. 1474-1479, (2012).
 18. Nordin, H., and Taljsten, B., "Concrete beams strengthened with prestressed NSM CFRP", *ASCE J. of Comp. for Const.*, 10(1), pp. 60-68, (2006).
 19. El Hacha, R., Wight, R. G., and Green, M. F., "Innovative system for prestressing FRP sheets", *ACI Struct. J.*, 100(3), pp.305-315, (2003).
 20. Carolin, A., Carbon Fiber Reinforced Polymers for Strengthening of Structural Elements, Doctoral Theses, Lulea University of Technology, Lulea, Sweden, (2000).
 21. Garden, H. N., and Hollaway, L. C., "An experimental study of the failure modes of reinforced concrete beams strengthened with carbon composite plates", *Comp. Part B: Eng.*, 29, pp. 411-424,

(1998).

22. Triantafillou, T. C., and Deskovic, N., "Innovative prestressing with FRP sheets: mechanics of short-term behavior" *J. of Eng. Mech.*, 117, pp. 1652-1672, (1991).
23. De Lorenzis, L., Nanni, A., and La Tegola, A., "Flexural and shear strengthening of reinforced concrete structures with near surface mounted FRP rods", *Proc. of the 3rd Int. Conf. on Advanced Composite Materials In Bridges and Structures*, CSCE, pp. 521-528, Ottawa, Canada, (2000).
24. El-Hacha, R., Wight, G., and Green, M., "Long-term behavior of concrete beams strengthened with prestressed CFRP sheets at room and low temperatures", *Proc. of Conf. on Concrete under Severe Conditions-Environmental and Loading*, pp. 1817-1826, UBC, Vancouver, Canada, (2001).
25. Meier, U., and Stocklin, I., "Computer controlled adhesion of prestressed CFRP strips", *Proc. of Beijing Bonding Technology Symp.*, pp. 041/2-041/5, China, (2004).
26. Wight, G., and Erki, M. A., "Prestressed CFRP for strengthening concrete slabs in fatigue" *Proc. of Int. Conf. On FRP Composites in Civil Engineering*, University of Hong Kong, Hong Kong, (2001).
27. Wight, G., and Erki, M. A., "CFRP strengthening of severely damaged reinforced concrete slabs", *Proc. of Conf. on Concrete under Severe Conditions-Environmental and Loading*, pp. 2191-2198, UBC, Vancouver, Canada, (2001).
28. Triantafillou, T. C., Descovic, N., and During, M., "Strengthening of concrete structures with prestressed fiber reinforced plastic sheets", *ACI Struct. J.*, 89(3), pp. 235-244, (1992).
29. Saadatmanesh, H., and Ehsani, M., "RC beams strengthened with GFRP plates: Part I: experimental study", *ASCE J. of Comp. for Const.*, 117(11), pp. 3417-3433, (1991).
30. Wight, G., Green, M., and Erki, M. A., "Prestressed FRP Sheets for post-strengthening Reinforced Concrete Beams", *ASCE J. of Comp. for Const.*, 5(4), pp. 214-220, (2001).
31. Badavi, M., and Soudki, Kh., "Flexural strengthening of RC beams with prestressed NSM CFRP rods - experimental and analytical investigation", *Const. and Build. Mat.*, 23, pp. 3292-3300, (2009).
32. ACI Committee 209, "Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, (2002).
33. ASTM A370-96, "Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products", Annual Book of ASTM Standard, Vol. 01.05, pp. 381-384, (1997).
34. ASTM D3039-95a, "Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials", Annual Book of ASTM Standard, Vol. 13.03, pp. 98-108, (1997).
35. ACI Committee 440, "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures", American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, (2002).
36. Oudah, F., and Raafat, E.H., "A new ductility model of reinforced concrete beams strengthened using fiber reinforced polymer reinforcement", *Comp. Part B: Eng.*, 43, pp. 3238-3347, (2012).

تأثیر افزایش طول مؤثر بر مشخصات هیدرولیکی و ضریب تخلیه سرریز جانبی*

حامد زاهدی خامنه^(۱) سعید رضا خداشناس^(۲) محمدرضا اکبرزاده^(۳) کاظم اسماعیلی^(۴)

چکیده سرریز جانبی، سازه‌ای برای کنترل و انتقال جریان می‌باشد. این سازه در کانال‌های آبیاری و زهکشی، شبکه‌های جمع‌آوری فاضلاب و آبگیری از رودخانه‌ها به طور گسترده مورد استفاده قرار می‌گیرد. در جریان‌های سیلانی عملکرد این سرریزها به شدت کاهش می‌یابد. یکی از راه‌های بالا بردن راندمان سرریز جانبی و بهبود عملکرد آن هنگامی که جریان سیلانی است، استفاده از سرریزهای مایل نسبت به جهت جریان (سرریزهایی که در پلان با زاویه نسبت به جهت جریان قرار گرفته‌اند) می‌باشد. از این نوع سرریزها به خصوص در مکان‌هایی که با محلودیت بازشدنگی رو به رو هستیم استفاده می‌شود. در پژوهش حاضر 70 آزمایش بر سرریزهای جانبی نیم دایره‌ای در ارتفاع و طول‌های مختلف انجام گرفت. تأثیر پارامترهای مختلف هندسی و هیدرولیکی بر روی ضریب تخلیه سرریز جانبی (C_m) مورد بررسی قرار گرفت و در پایان رابطه جدیدی برای برآورد C_m برای سرریزهای نیم دایره‌ای ارائه گردید. نتایج نشان داد که سرریزهای نیم دایره‌ای با افزایش 1.5 طول سرریز ضریب C_m را 1.5 تا 2 برابر نسبت به سرریزهای مستطیلی ساده افزایش می‌دهند.

واژه‌های کلیدی سرریز جانبی نیم دایره‌ای، پروفیل سطح آب، طول مؤثر، ضریب تخلیه، مدل‌های آزمایشگاهی.

Study on Influence Increase Effective Length on the Hydraulic Characteristic and Discharge Coefficient in Side Weirs

H. Zahedi khameneh S. R Khodashenas M. R. Akbarzadeh K. Esmaili

Abstract One of the most important discharge control ways in hydraulic structures is side weir which is used in irrigation, water distribution, waste-water engineering, drainage, flood control and other water related projects. In order to increases C_m value and control on water surface when there is restriction in the weir length(L), side weir with different geometry is used. In present research seventhly experimental tests were conducted on the semi-circular side weir with different lengths and heights(w). Studied the influence of hydraulic and geometry variables on the C_m value and a new equation was developed to calculate discharge coefficient of the semi-circular side weir. The results indicated C_m in the semi-circular side weir is 1.5 to 2 times more than rectangular side weir.

Key Words Semi-Circular side Weir, Water surface Profile, Effective Length, Discharge Coefficient, Experimental model.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۱/۰۲/۱۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۱۲/۱۹ می‌باشد.

(۱) دانشجوی کارشناسی ارشد سازه‌های آبی، دانشکده کشاورزی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) نویسنده‌ی مسؤول: دانشیار گروه مهندسی آب، دانشکده کشاورزی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۳) مری، گروه مهندسی آب، دانشکده کشاورزی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۴) دانشیار، گروه مهندسی آب، دانشکده کشاورزی، دانشگاه فردوسی مشهد.

دو مارچی [1] در سال ۱۹۳۴ را می‌توان پایه و اساس این نظریه و همچنین مطالعات بعدی بر روی سرریزهای جانبی دانست. او با فرض ثابت بودن انرژی مخصوص در طول سرریز جانبی، رابطه‌ای برای به دست آوردن طول سرریز ارائه داد:

$$L = \frac{3}{2} \frac{B}{C_m} (\varphi_2 - \varphi_1) \quad (1)$$

که در آن L معرف طول سرریز، B عرض کanal اصلی و φ_1 و φ_2 مقادیر معادله‌ی (۲) به ترتیب در بالادست و پایین‌دست سرریز می‌باشد:

$$\varphi(y, E, w) = \frac{2E - 3w}{E - w} \sqrt{\frac{E - y}{y - w}} - 3 \sin^{-1} \sqrt{\frac{E - y}{E - w}} \quad (2)$$

که در آن y عمق جریان در کanal اصلی، w ارتفاع سرریز و E انرژی مخصوص در کanal اصلی می‌باشد. پس از دو مارچی [1] مطالعات زیادی بر روی سرریز جانبی انجام گرفت که بیشتر آن‌ها مربوط به سرریزهای جانبی نرمال می‌باشد. منظور از سرریز جانبی نرمال، سرریز جانبی مستطیلی لبه تیزی می‌باشد که به صورت موازی با جهت جریان در دیوار کanal اصلی قرار داده شده است. در بسیاری از این آزمایش‌ها که برای برآورد C_m سرریز مستطیلی بوده است، C_m را تابعی از عدد فرود جریان در بالادست سرریز جانبی در کanal اصلی (Fr_1) نام برند [2,3,4,5,6].

سوامی و همکاران [7] روش آنالیز سرریزهای جانبی را با استفاده از ضریب شدت جریان المانی بررسی نمودند. سینگ و همکاران [8] در بررسی خود بر روی سرریز جانبی نرمال به این نتیجه رسیدند که علاوه بر Fr_1 تابعی از w/y نیز می‌باشد که در آن y ارتفاع جریان در کanal اصلی در بالادست سرریز جانبی می‌باشد. برقوعی و همکاران [9] با انجام آزمایش‌های گسترشده‌ای بر روی سرریزهای جانبی بیان داشتند که در جریان‌های زیر بحرانی، شبکه کanal اصلی تأثیر چندانی بر روی ضریب دبی ندارد و

مقدمه

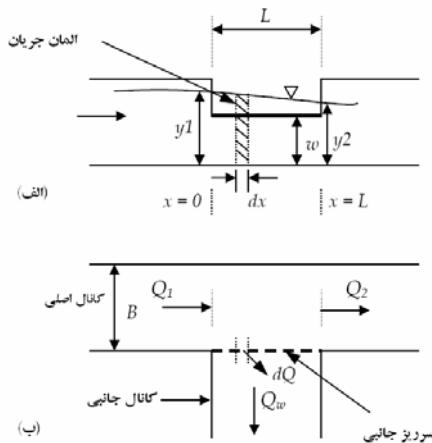
سرریز جانبی یکی از متداول‌ترین سازه‌های هیدرولیکی است که به عنوان یک سازه‌ی انحرافی در رودخانه‌ها، کanal‌های آبیاری و زهکشی و نیز سیستم جمع‌آوری فاضلاب شهری مورد استفاده قرار می‌گیرند. آبگیری در این نوع سازه به صورت ثقلی است و به دلیل پیوسته بودن جریان انتقالی و عدم صرف انرژی اضافی (نظیر ایستگاه‌های پمپاژ) برای انتقال آب، کاربرد گسترشده‌ای دارد. در معمولی‌ترین نوع سرریزهای جانبی، سرریز به شکل مستطیلی به صورت موازی برای جریان در کanal اصلی قرار می‌گیرد که در این حالت کanal جانبی (کanal انتقال آب) دارای زاویه نسبت به کanal اصلی می‌باشد.

جریان عبوری از روی سرریز جانبی وابسته به پارامترهای هندسه‌ی سرریز (طول بازشدگی سرریز، طول تاج سرریز، ارتفاع سرریز و ...)، هیدرولیک جریان (ارتفاع جریان در کanal اصلی، سرعت جریان، عدد فرود و ...) و مشخصات سیال (لزجت، دما و ...) می‌باشد. برخی از این پارامترهایی به صورت مستقیم قابل اندازه‌گیری هستند. ضریب تخلیه‌ی سرریز جانبی (C_m) تأثیر پارامترهایی را که به صورت مستقیم قابل اندازه‌گیری نیستند بیان می‌کند. براساس مطالعات انجام گرفته بر روی سرریزهای جانبی، C_m رابطه‌ی مستقیمی با دبی عبوری از روی سرریز جانبی دارد. جریان روی سرریز جانبی از نوع متغیر مکانی با کاهش دبی می‌باشد. جریان متغیر مکانی، حالتی از جریان دائمی است که شدت جریان در طول مسیر افزایش یا کاهش یابد.

مطالعات تئوری و آزمایشگاهی زیادی بر روی سرریزهای جانبی انجام گرفته است. دیدگاه بیشتر پژوهشگران موافق با ثابت در نظر گرفتن مقدار تعییرات انرژی در طول سرریز است. این دسته معتقدند که شاخه‌ای شدن جریان باعث به وجود آمدن افت انرژی نمی‌شود یا این که مقدار آن در مقایسه با افت ناشی از اصطکاک قابل صرف نظر است. مطالعات

ایشان نشان دادند که افزایش طول مؤثر سرریز باعث افزایش ضریب C_m سرریز جانبی می‌شود. منظور از طول مؤثر، آن طولی از سرریز می‌باشد که به صورت فعال در انتقال جریان از روی سرریز مشارکت دارد یا به عبارت دیگر طول تاج سرریز که جریان را از روی خود عبور می‌دهد. آن‌ها بیان داشتند که رابطه‌ی عکسی بین زاویه‌ی رأس منقاره‌ها و C_m وجود دارد و بهترین حالت زمانی است که زاویه‌ی رأس سرریز منقاره‌ای برابر با 60° باشد. برگی و پروانه [13] در سال ۲۰۰۹ آزمایش‌هایی بر روی نوع جدیدتری از سرریزهای مایل که قابلیت آنگیری از هر دو ضلع سرریز را دارند انجام دادند. آن‌ها بیان داشتند که سرریزهای مورد آزمایش‌شان تا 35% ضریب تخلیه‌ی دبی را نسبت به سرریزهای نرمال افزایش می‌دهد. امیراوغلو و همکاران [14] به بررسی سرریزهای جانبی تکمنقاره پرداختند. نتایج آزمایش‌های آن‌ها نشان داد که سرریزهای منقاره‌ای با زاویه‌ی رأس 45° دارای ضریب C_m بالاتری می‌باشند. همچنین بیان کردند که با افزایش عدد فرود بالادست ضریب دبی سرریز افزایش می‌یابد. در سال ۲۰۱۰ کایا و همکاران [15] آزمایش‌هایی را بر روی سرریزهای نیمه‌بیضوی در کanal مستطیلی و تحت شرایط جریان زیر بحرانی انجام دادند. ایشان بیان داشتند که هنگامی که نسبت دو قطر بیضی برابر 1.5 است سرریزهای نیمه‌بیضوی عملکرد بهتر و ضریب C_m بزرگتری دارند. امیراوغلو و کایا [16] در سال ۲۰۱۰ به بررسی سرریزهای زیگزاگی با آرایش ذوزنقه‌ای پرداختند. ایشان بیان داشتند که با کاهش زاویه‌ی دیواره‌ی سرریز ذوزنقه‌ای (a) و افزایش طول مؤثر سرریز ضریب C_m افزایش می‌یابد. نتایج آن‌ها نشان داد که $\alpha = 16^\circ$ بهترین حالت در بین زوایای مورد آزمایش بوده است. ایشان بیان داشتند که سرریزهای زیگزاگی با آرایش ذوزنقه‌ای ضریب تخلیه‌ی دبی را 1.5 تا 5 برابر نسبت به سرریز جانبی نرمال افزایش می‌دهند. جدول شماره‌ی (۱) برخی از

رابطه‌ی رگرسیونی با استفاده از سه پارامتر w/y_1 , Fr_1 و L/B برای محاسبه C_m ارائه دادند. امیراوغلو و همکاران [10] آزمایش‌هایی بر روی سرریزهای لبه تیز مستطیلی انجام دادند و گزارش دادند که در $1 \geq \frac{L}{B}$ رابطه مستقیم بین C_m و Fr_1 وجود دارد. آن‌ها همچنین بیان کردند که تأثیر دو پارامتر L/B و w/y_1 بر روی ضریب تخلیه را نمی‌توان نادیده گرفت.

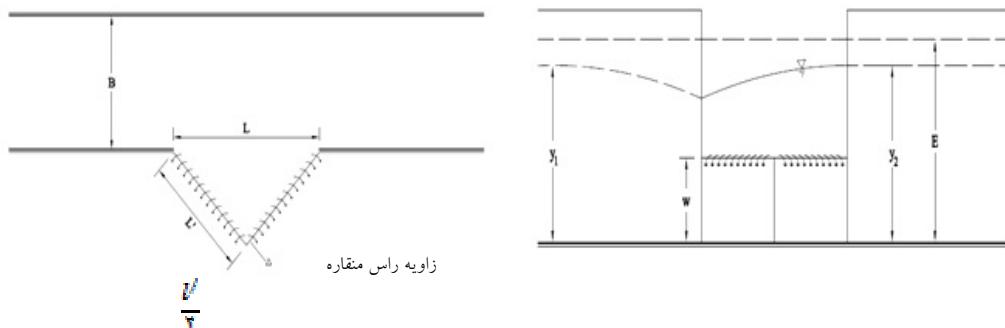


شکل ۱ نمای کلی سرریز جانبی نرمال، (الف) مقطع، (ب) پلان

در سال ۲۰۰۱ یورا و همکاران [11] مطالعاتی تحلیلی و آزمایشگاهی بر روی سرریزهای جانبی مایل انجام دادند و به بررسی معاایب سرریز جانبی پرداختند و سعی در رفع یا کاهش آن‌ها داشتند. آن‌ها معتقد بودند که سرریزهای جانبی معمولی دارای معاایب ذاتی مانند پدیده‌ی جداسدگی جریان و کاهش ضریب دبی با افزایش عدد فرود (Fr) در کanal اصلی می‌باشند. به این ترتیب، با قرار دادن سرریز جانبی به صورت مایل نسبت به کanal اصلی سعی در کاهش این معاایب داشتند. آن‌ها با انجام آزمایش‌های مختلف بر روی سرریزهای جانبی مایل به این نتیجه رسیدند که بهترین حالت زمانی است که سرریز با زاویه 70° نسبت به کanal اصلی قرار بگیرد. همچنین ایشان رابطه‌ای برای برآورد C_m بر حسب عدد فرود بالادست (Fr_1) و زاویه‌ی قرارگیری سرریز جانبی مایل θ ارائه دادند. نکوئی [12] در سال ۱۳۸۵ به بررسی سرریز جانبی منقاره‌ای پرداختند.

تک نیم دایره‌ای و با تغییر پارامترهای هیدرولیکی و هندسی مربوط به کانال و سرریز این مطلب مورد بررسی قرار گرفت. بنابراین 70 آزمایش برای مقادیر مختلفی از طول سرریز (L ، ارتفاع سرریز (w) و جریان ورودی (Q_1) بر روی سرریزهای جانبی تک نیم دایره انجام گرفت. پروفیل سطح جریان در کanal اصلی و ضریب شدت جریان مورد بررسی قرار گرفت و در پایان رابطه‌ی جدیدی برای برآورد C_m در سرریزهای نیم دایره‌ای ارائه گردید.

روابط ارائه شده برای C_m را نشان می‌دهد. با توجه به بررسی‌های انجام‌گرفته بر روی سرریزهای جانبی مایل، نیاز به تحقیق و انجام آزمایش‌های بیشتری بر روی سرریزهای جانبی می‌باشد. سرریزهایی با شکل تاج مختلف و در پلان‌هایی متفاوت که بتوانند باعث افزایش عملکرد سرریز جانبی شوند و معایب ذاتی آن را کاهش دهند. هدف کلی این طرح، بررسی کارایی و توانایی جایگزینی سرریزهای با پلان متفاوت به جای سرریزهای نرمال است. بدین منظور با انتخاب سرریز



شکل ۲ پلان و مقطع سرریز جانبی تک منقاره مورد آزمایش نکویی [3] و امیراوغلو و همکاران [14]

جدول ۱ برخی از روابط ارائه شده برای C_m

مرجع	معادله C_m	عدد فرود
سایر امانیا و آوسی [3]	$C_m = 0/611 \left[1 - \left(\frac{3Fr_1^2}{2 + Fr_1^2} \right)^{0/5} \right]$	۰.۰۲–۰.۸۵
هیگر [2]	$C_m = 0/485 \left[2 + \frac{Fr_1^2}{2} + 3Fr_1^2 \right]^{0/5}$	۰.۰–۰.۸۷
سینگ و همکاران [8]	$C_m = (0/33) - (0/18Fr_1) + (0/49 \frac{W}{y_1})$	۰.۲۳–۰.۴۳
برقیعی و همکاران [9]	$C_m = (0/7) - (0/48Fr_1) - (0/3 \frac{W}{y_1}) + (0/06 \frac{L}{B})$	۰.۱–۰.۹
اورا و همکاران [11]	$C_m = 0/611 \left[\cos\theta \left(\frac{3Fr_1^2}{2 + Fr_1^2} \right)^{0/5} + \sin\theta \left(1 - \left(\frac{3Fr_1^2}{2 + Fr_1^2} \right)^{0/5} \right) \right] \sin\theta$	-----
امیراوغلو و همکاران [14]	$C_m = \left[18/6 - \left(23/535 \left(\frac{L}{B} \right)^{0/012} \right) + \left(6/769 \left(\frac{L}{l'} \right)^{0/112} \right) - \left(0/502 \left(\frac{W}{y_1} \right)^{4/024} \right) + (0/094 \sin\theta) - (0/393 Fr_1^{2/155}) \right]^{1/431}$	۰.۰۷–۰.۹۳

تأثیر متغیرهای S_0 و μ بر ضریب تخلیهی سرریزهای جانبی بسیار کم می‌باشد. کشش سطحی روی تاج سرریز هنگامی که ارتفاع جت ریزشی آب کم است بسیار تأثیرگذار است. برای به حداقل رساندن تأثیر آن، بر اساس تحقیقات کلمن و اسمیت در سال ۱۹۵۴ (۱۹۵۴) ارتفاع آب بر روی سرریز در تمامی آزمایش‌ها بزرگ‌تر از ۲۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد (به نقل از امیراوغلو و همکاران [۱۴]). هم‌چنین تمامی آزمایش‌ها در شرایط زیریحرانی انجام گردید. در کانال‌های باز، هنگامی که جریان آشفته باشد، جریان خیلی تحت تأثیر عدد رینولدز نمی‌باشد. از طرفی چون جریان‌های ورقه‌ای در حالت‌های خاص اتفاق می‌افتد می‌توان تأثیر پارامتر μ را در معادلات منظور ننمود. از طرفی بر اساس تحقیقات برقعی و همکاران [۹]، تأثیر شیب کف کانال اصلی (S_0) بر ضریب C_m بسیار ناچیز است به‌طوری که می‌توان از آن صرف‌نظر کرد.

علاوه بر این سه پارامتر، زاویه‌ی انحراف جریان (Ψ) نیز اثرگذار است که عبارت است از انحراف جت جریان از سطح آب کانال اصلی در طول سرریز جانبی و به سرعت جریان و سرعت جت خروجی از روی سرریز وابسته می‌باشد. سابرآمانیا و آواسی [۳] رابطه‌ی زیر را برای محاسبه‌ی زاویه‌ی انحراف جریان بیان داشته‌اند:

$$\sin \Psi = \sqrt{1 - \left(\frac{v_1}{v_s} \right)^2} = \sqrt{1 - \left(\frac{3 Fr_1^2}{Fr_1^2 + 2} \right)} \quad (4)$$

که در آن v_1 سرعت جت خروجی بر روی سرریز است. این رابطه نشان می‌دهد که تأثیر زاویه‌ی انحراف و سرعت جت خروجی با پارامتر Fr_1 نشان داده می‌شود. از طرف دیگر الخشاب [۵] بیان کرد که پارامتر بی‌بعد طول (L/B) در بردارنده‌ی تأثیر زاویه‌ی انحراف نیز می‌باشد. از این‌رو پارامتر Ψ نیز از پارامترهای مؤثر حذف گردید.

$$C_m = (y_1, v_1, g, L, l', B, w, \rho) \quad (5)$$

مواد و روش‌ها

تحلیل ابعادی. روابط حاکم بر بسیاری از پدیده‌های هیدرولیکی را نمی‌توان مستقیماً از قوانین حاکم بر حرکت سیالات و تئوری‌های موجود نظری قوانین بقای جرم، بقای انرژی و بقای ممتنم به دست آورد. در چنین مواردی سعی می‌شود برای استخراج رابطه‌ی ریاضی حاکم بر چنین پدیده‌هایی، ابتدا همه‌ی متغیرهای لازم که در به وجود آوردن آن پدیده نقش دارند مشخص گردند.

متغیرهای بدون بعد در مطالعات آزمایشگاهی از اهمیت بسزایی برخوردار می‌باشند. برای بررسی ضریب دبی سرریز جانبی نیز تمامی متغیرهای مؤثر، مورد شناسائی قرار گرفتند، سپس با استفاده از قضیه‌ی Π باکینگهام، رابطه‌ای بین این پارامترها به صورت رابطه‌ای فیزیکی از متغیرهای بدون بعد بیان شد. متغیرهای مختلفی بر ضریب دبی سرریزهای جانبی تأثیرگذارند که در قالب سه گروه کلی به صورت زیر بیان می‌شوند:

۱- متغیرهای مربوط به خصوصیات جریان عبارتند از متغیرهای، عمق جریان در بالادست سرریز (y_1)، عمق جریان در پایین‌دست سرریز (y_2)، سرعت جریان در مقطع بالادست (v_1)، سرعت جریان در مقطع پایین‌دست (v_2)، شتاب گرانش زمین (g) و زاویه‌ی انحراف جریان (Ψ).

۲- متغیرهای مربوط به شکل و هندسه‌ی کانال و سرریزهای جانبی شامل طول بازشدگی (L)، طول مأثر سرریز (l')، شیب کانال اصلی (S_0)، عرض کانال اصلی (B)، ارتفاع سرریزهای جانبی (w)، زاویه‌ی رأس منقاره‌ها (Θ) و طول بیرون‌زدگی سرریز (h).

۳- خصوصیات مربوط به سیال که عبارتند از لزجت دینامیکی (μ)، چگالی سیال (ρ) و کشش سطحی (σ).

در نتیجه می‌توان نوشت:

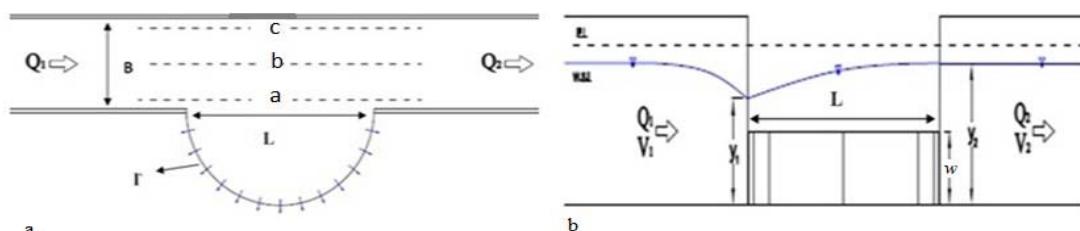
$$C_m = \mathcal{F}(y_1, y_2, v_1, v_2, g, \Psi, L, l', B, w, h, S_0, \mu, \rho, \sigma, \Theta) \quad (3)$$

در ابتدای کanal جانبی مخزنی ورودی به طول و عرض ۱ متر و ارتفاع ۵۰ سانتی متر قرار دارد که با زاویه‌ی ۹۰ درجه به کanal اصلی متصل است و محل نصب سرریزهای جانبی می‌باشد. ارتفاع آب در کanal اصلی به وسیله‌ی لیمینومتر متحرکی با دقیقیت ۰.۱ میلی متر اندازه‌گیری شده است. برای اندازه‌گیری دبی ورودی و خروجی از روی سرریز جانبی، دو سرریز مستطیلی لبه‌تیز یکی در ابتدای کanal اصلی و دیگری در انتهای کanal جانبی نصب و کالیبره گردید (شکل (۳)). سرریزهای جانبی با استفاده از ورق گالوانیزه ۱.۵ میلی متری ساخته شد. مدل‌ها در سه طول ۶۰، ۴۰ و ۳۰ سانتی متر و سه ارتفاع ۱۲.۵، ۱۰ و ۷.۵ سانتی متر در حالت تک نیم‌دایره طراحی و ساخته شد (شکل (۴)). در طول آزمایش مقادیر جریان در مقطع بالا دست و پایین دست سرریز جانبی در کanal اصلی اندازه‌گیری شد و مقادیر C_m و Fr_1 محاسبه گردید.

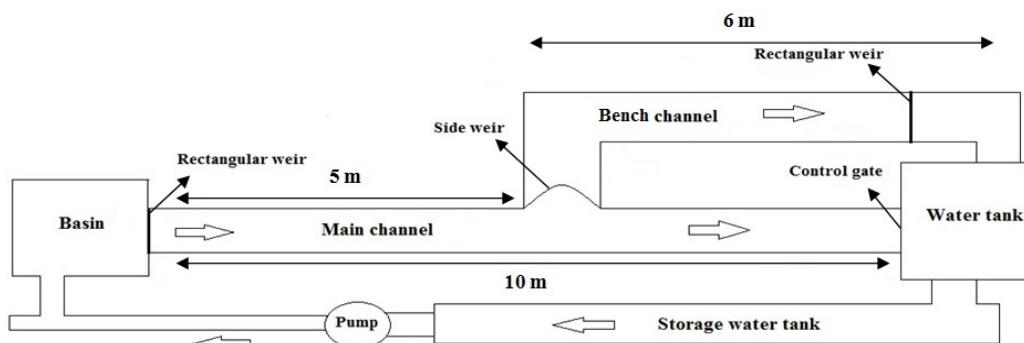
سه پارامتر v_1 , y_1 , ρ به عنوان متغیرهای تکراری انتخاب گردید. با ترکیب هریک از متغیرهای تکراری، یک عدد بی بعد حاصل می‌شود. با ترکیب توابع بدون بعد پارامتر زیر را می‌توان به عنوان پارامترهای مؤثر بر C_m بیان نمود:

$$C_m = (Fr_1, L/B, w/y_1, w/l') \quad (6)$$

تجهیزات آزمایشگاهی. آزمایش‌ها در دو کanal انجام شد. کanal اصلی به طول ۱۰ متر، عرض ۳۰ سانتی متر و ارتفاع ۵۰ سانتی متر می‌باشد با دیواره‌هایی از جنس شیشه و کف آن از جنس فلز با روکش رنگ می‌باشد. کanal اصلی شبیه‌پذیر است و شبیه آن در طول آزمایش‌ها ثابت و برابر ۰.۰۰۰۱ می‌باشد. کanal جانبی، که موازی کanal اصلی، دارای طول ۶ متر، عرض ۴۰ سانتی متر و ارتفاع ۵۰ سانتی متر می‌باشد. دیوار و کف این کanal از جنس فلز است و شبیه آن افقی می‌باشد.



شکل ۳ نمایی از سیستم آزمایشگاهی



شکل ۴ پلان و مقطع سرریز جانبی نیم‌دایره‌ای

شکل (۵-الف) انرژی مخصوص را در بالادست سرریز (E_1) و پایین دست سرریز (E_2) در برابر هم نشان می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد تغییرات انرژی در طول سرریز بسیار اندک است و مقادیر انرژی در نزدیکی خط $E_1 = E_2$ می‌باشد؛ در نتیجه، فرض ثابت درنظر گرفتن انرژی در طول سرریز مورد تأیید قرار می‌گیرد. هم‌چنین درصد تغییرات انرژی مخصوص در طول سرریز با استفاده از رابطه‌ی (۸) محاسبه می‌شود (شکل ۵-ب).

$$\frac{100}{n} \sum_{i=1}^n \left| \frac{\Delta E_i}{E_1} \right| = 1.53 \quad (9)$$

درصد اختلاف انرژی در تحقیقات الخشاب [۵]، رانگ راجو [۶] و برقی و همکاران [۹] به ترتیب ۰.۵٪، ۰.۲٪ و ۳.۷٪ می‌باشد. مشاهده می‌شود که درصد اختلاف انرژی نیز در محدوده‌ی قابل قبول قرار دارد و از این‌رو می‌توان با ثابت درنظر گرفتن انرژی مخصوص در طول سرریز در جریان‌های زیر بحرانی، از معادلات دو مارچی [۱] برای محاسبه‌ی C_m استفاده کرد.

در شکل (۵-ب) مشاهده می‌شود با افزایش عدد فرود، درصد افت انرژی در طول سرریز بیشتر از حد متوسط می‌شود. با افزایش در شدت و سرعت جریان و میل عدد فرود به سمت ۱، آشفتگی جریان افزایش می‌یابد و جریان‌های گردابی بیشتر می‌شود. این امر باعث افزایش افت انرژی در طول سرریز می‌گردد.

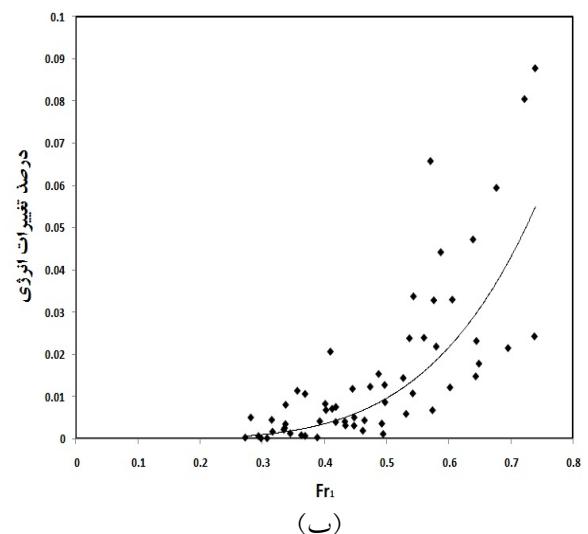
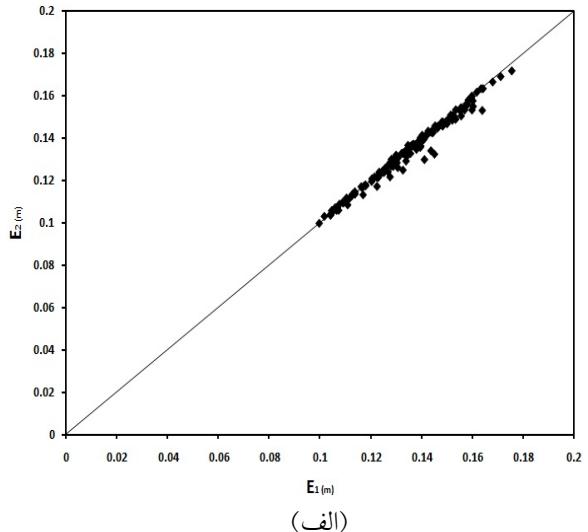
بررسی پروفیل سطح آب. بهمنظور بررسی شکل حرکت جریان از کanal اصلی به سمت سرریز جانبی، تغییرات سطح جریان در طول سرریز جانبی نیم دایره‌ای و مشاهده‌ی تأثیر بازشدنگی ابتدای و دیواره‌های سرریز و کanal بر روی جریان پروفیل سطح جریان در کanal اصلی در طول سرریز برداشت شد. بهمنظور بررسی پروفیل سطح جریان در کanal اصلی مقدار ارتفاع آب در امتداد سه خط a، b و c برداشت شده است (شکل ۶). شکل (۶-الف و ب) پروفیل سطح جریان را در

نتایج

تغییرات انرژی مخصوص در طول سرریز. بهمنظور بررسی مقدار تغییرات انرژی مخصوص در طول سرریز مقادیر انرژی در دو مقطع بالادست و پایین دست سرریز جانبی برای تمام مدل‌ها محاسبه شده‌اند. هم‌چنین تغییرات انرژی در صد اختلاف E_1 ، E_2 با استفاده از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$\Delta E = (E_1 - E_2) \quad (7)$$

$$\text{درصد تغییرات انرژی} = \frac{\Delta E}{E_1} \times 100 \quad (8)$$



شکل ۵. الف) تغییرات E_1 و در برابر E_2 و در برابر یکدیگر، ب) تغییرات افت انرژی در برابر Fr_1

از:

$$C_m = (Fr_1, L/B, w/y_1, w/l) \quad (10)$$

شکل (۷) تغییرات C_m را در برابر $\frac{w}{y}$ نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود با توجه به انجام آزمایش‌ها در شرایط زیر بحرانی پروفیل سطح جریان در امتداد سرریز جانبی به‌طور کلی دارای روندی صعودی است [1,8]. در سرریز نیم‌دایره‌ای پروفیل سطح جریان در امتداد خط a در ابتدای سرریز دارای افت می‌باشد. به‌دلیل اثر ناحیه‌ی ورودی سرریز [10]، جریان گردابی به وجود آمده در حوضچه‌ی جلوی سرریزها و همچنین زاویه‌ی انحراف جریان نسبت به کanal اصلی به وجود می‌آید. بررسی پروفیل سطح جریان در امتداد خط a نشان می‌دهد که پس از افت اولیه ارتفاع جریان در امتداد سرریز دارای روندی صعودی است. در انتهای سرریز با یک افزایش ارتفاع ناگهانی رو به رو هستیم که می‌توان به‌دلیل تأثیر دیواره‌ی کanal و شکل گرفتن پرشی کوچک و جریان‌های برگشتی (به نقل از امیراوغلو و همکاران [14]) در انتهای سرریز باشد.

شکل (۸) تغییرات C_m را در برابر Fr_1 برای $\frac{w}{l}$ مختلف در بازشدگی ۶۰ سانتی‌متر نشان داده است. همان‌طور که در شکل مشهود می‌باشد با افزایش $\frac{w}{l}$ میزان C_m کاهش می‌یابد. در حقیقت می‌توان گفت با توجه به ثابت در نظر گرفتن $'$ ، افزایش ارتفاع سرریز تأثیر منفی بر عملکرد سرریز جانبی می‌گذارد.

شکل (۹) تغییرات C_m را در برابر Fr_1 در بازشدگی‌های مختلف نشان می‌دهد. نتایج نشان داد ضریب C_m رابطه‌ی معکوس با Fr_1 دارد. با افزایش مقدار عدد فرود در بالادست سرریز جانبی در کanal اصلی کاهش در میزان ضریب تخلیه‌ی سرریز (C_m) دیده می‌شود. به عبارت دیگر تمایل سرریزهای جانبی به جریان‌های آرام می‌باشد. با افزایش Fr_1 افت انرژی در طول سرریز افزایش می‌یابد. این افزایش در اثر افزایش جریان‌های گردابی و اغتشاشات جریان، به خصوص در حوضچه‌ی جلوی سرریز جانبی است که در نتیجه باعث افت در عملکرد سرریز می‌شود. همچنین شکل (۹) نشان می‌دهد که افزایش طول

دو سرریز نیم‌دایره‌ای را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود با توجه به انجام آزمایش‌ها در شرایط زیر بحرانی پروفیل سطح جریان در امتداد سرریز جانبی به‌طور کلی دارای روندی صعودی است [1,8]. در سرریز نیم‌دایره‌ای پروفیل سطح جریان در امتداد خط a در ابتدای سرریز دارای افت می‌باشد. به‌دلیل اثر ناحیه‌ی ورودی سرریز [10]، جریان گردابی به وجود آمده در حوضچه‌ی جلوی سرریزها و همچنین زاویه‌ی انحراف جریان نسبت به کanal اصلی به وجود می‌آید. بررسی پروفیل سطح جریان در امتداد خط a نشان می‌دهد که پس از افت اولیه ارتفاع جریان در امتداد سرریز دارای روندی صعودی است. در انتهای سرریز با یک افزایش ارتفاع ناگهانی رو به رو هستیم که می‌توان به‌دلیل تأثیر دیواره‌ی کanal و شکل گرفتن پرشی کوچک و جریان‌های برگشتی (به نقل از امیراوغلو و همکاران [14]) در انتهای سرریز باشد.

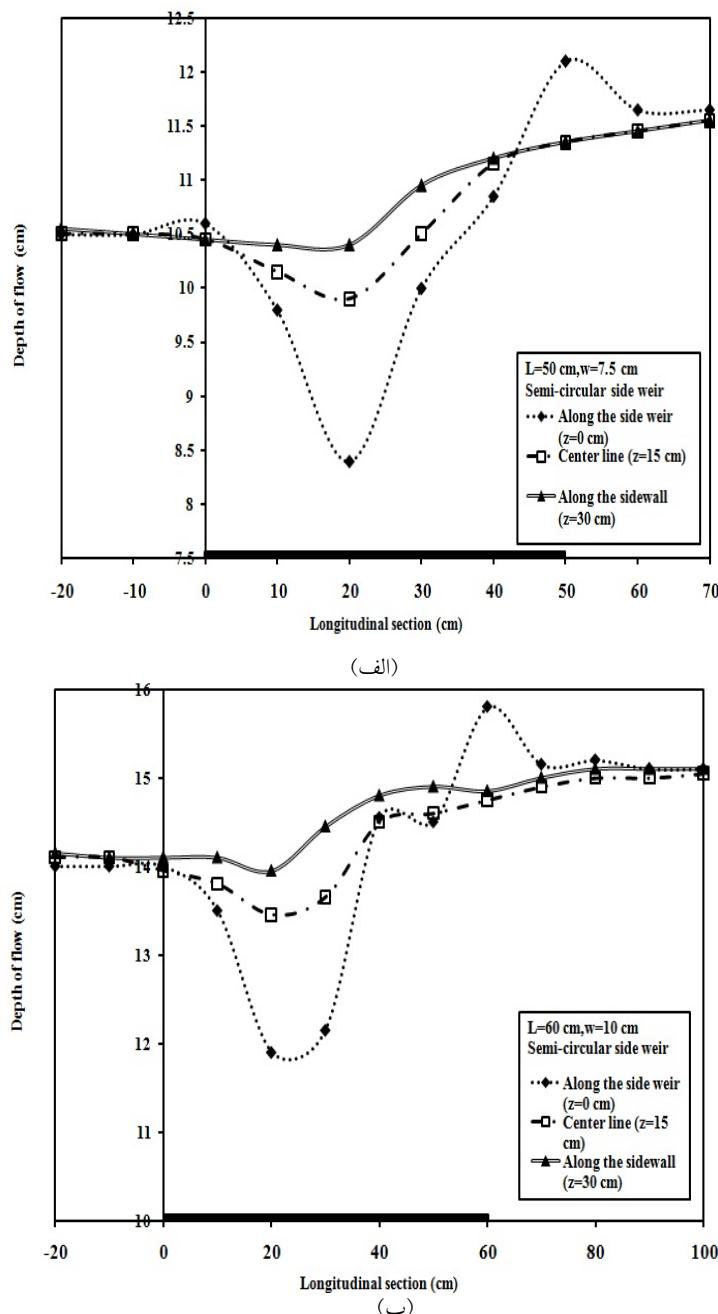
پروفیل طولی جریان در امتداد دو خط b و c نشان می‌دهد که افت ابتدایی در دهانه‌ی سرریز بر روی شکل جریان در کanal اصلی نیز تأثیر گذاشته است. نتایج نشان می‌دهد که سطح آب در عرض کanal اصلی در ابتدای سرریز جانبی افت کمی دارد. سطح آب در کanal اصلی پس از افت دارای یک روند افزایشی تا انتهای سرریز می‌باشد. هر چه به سمت انتهای سرریز می‌رویم روند افزایشی دارای شبیه ملایم‌تری می‌شود. نتایج نشان می‌دهد که یک جریان عرضی از دیواره‌ی کanal اصلی (خط c) به سمت دهانه‌ی بازشدگی سرریز (خط a) وجود دارد. شکل (۶-الف و ب) نشان می‌دهد که در سایر بخش‌ها به جز در انتهای سرریز که به‌دلیل تأثیر دیواره‌ها و ایجاد پرش کوچک، افزایش ارتفاع ناگهانی و موضعی در امتداد a به وجود می‌آید عمق جریان در امتداد خط c بالاتر از عمق جریان در امتداد خط a می‌باشد که باعث حرکت جریان در عرض کanal از امتداد c به سمت سرریز جانبی می‌شود.

بررسی پارامترهای مؤثر بر C_m . همان‌طور که پیش‌تر ذکر گردید پارامترهای بدون بعد مؤثر بر C_m عبارتند

آواسی [۳]، هیگر [۲] و برقعی و همکاران [۹] محاسبه گردید. شکل (۹) نشان می‌دهد سرریز جانبی نیم‌دایره‌ای عملکرد بهتری نسبت به سرریز نرمال دارد و استفاده از سرریزهای نیم‌دایره‌ای ضریب تخلیه سرریزهای جانبی را ۱.۵ تا ۲ برابر نسبت به سرریزهای نرمال افزایش می‌دهد.

سرریز (L) منجر به افزایش طول مؤثر سرریز می‌گردد و در نتیجه جریان عبوری از روی سرریز افزایش می‌یابد. به طور کلی افزایش پارامتر $\frac{L}{B}$ موجب افزایش C_m می‌شود.

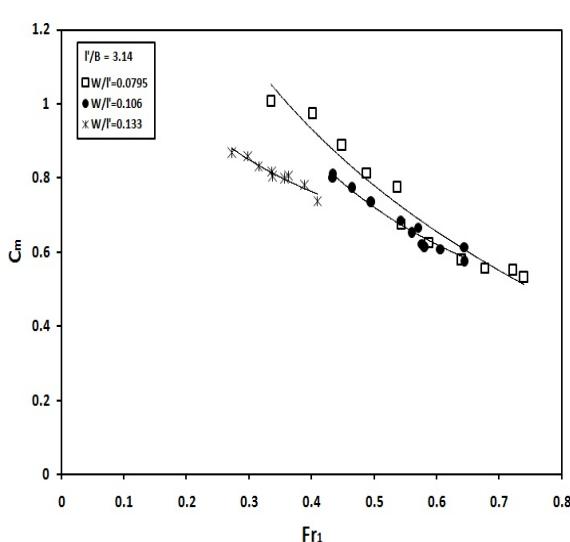
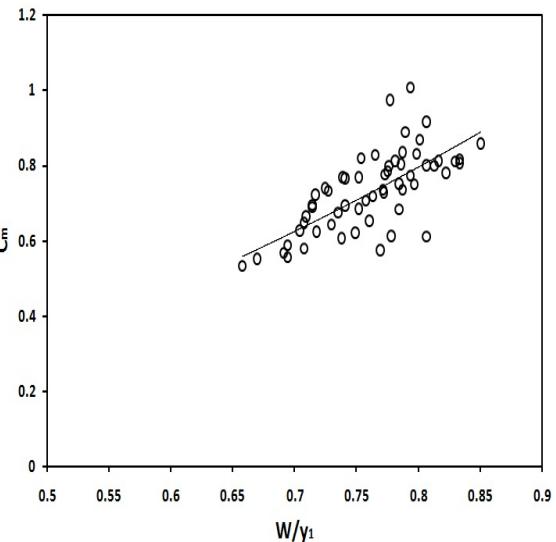
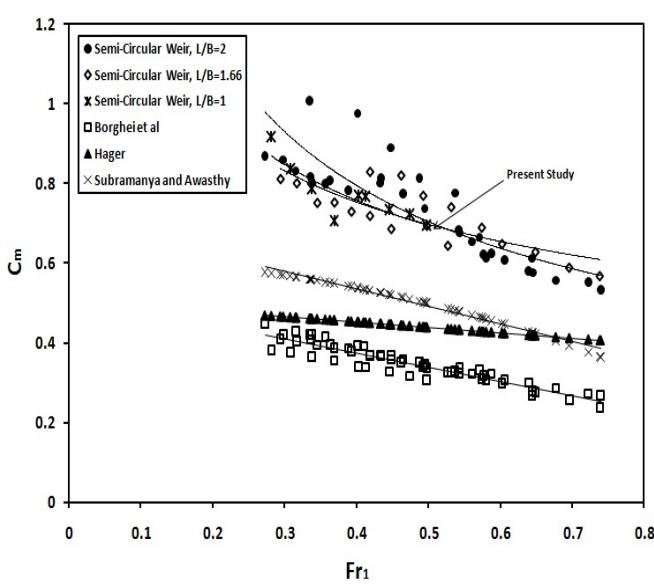
برای مقایسه بین سرریزهای مورد آزمایش و سرریزهای نرمال، مقادیر C_m از سه رابطه‌ی سابرمانیا و



شکل ۶ پروفیل سطح جریان در طول سرریز جانبی نیم‌دایره‌ای

جدول ۲ محدوده تغییرات متغیرهای آزمایش

geometry	Weir length L (cm)	Weir height W (cm)	Discharge Q (L/s)	Froude number (Fr_1)
Semi-circular	30,50,60	12.5,10,7.5	10-30	0.27-0.74

شکل ۸ تغییرات C_m با Fr_1 برای نسبت‌های مختلف $\frac{W}{l}$ شکل ۷ تغییرات C_m با $\frac{W}{y_1}$ شکل ۹ تغییرات C_m با Fr_1 در نسبت‌های مختلف L/B

RMSE برای رابطه‌ی (۱۱) به ترتیب برابر با ۰.۹، ۰.۰۲۶ و ۰.۰۳۴ می‌باشد.

شکل (۱۰) مقادیر C_m^c اندازه‌گیری شده را در برابر مقادیر C_m محاسبه شده با استفاده از رابطه‌ی (۱۱) را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقادیر به دست آمده از رابطه‌ی (۱۱) نزدیک به مقادیر اندازه‌گیری شده می‌باشد. همچنین شکل (۱۱) مقادیر Q_w اندازه‌گیری شده را در برابر Q_w محاسبه شده با استفاده از رابطه‌ی (۱۱) را نشان می‌دهد. برای برآورده مقدار دبی خروجی از روی سرریز از معادلات دی مارچی (معادله‌های (۱) و (۲)) و رابطه‌ی (۱۱) استفاده کرده و با روش سعی و خطأ مقدار دبی خروجی از روی سرریز به دست می‌آید. نتایج نشان می‌دهد که مقادیر Q_w با خطأ کمتر از ۷٪ با استفاده از رابطه‌ی (۱۱) محاسبه گردیده است. در شکل (۱۲) مقادیر Q_w محاسبه شده با استفاده از رابطه‌ی (۱۱) را در برابر مقادیر Q_w به دست آمده با استفاده از روابطه هیگر [۲] و برقی و همکاران [۹] را نشان می‌دهد. نتایج نشان داد که سرریز نیم دایره‌ای در مقایسه با سرریزهای نرمال جریان بیشتری را از روی خود عبور می‌دهند.

برای برآورد ضریب C_m سرریز نیم دایره‌ای با استفاده از پارامترهای بدون بعد مؤثر بر آن رابطه‌ی زیر ارائه گردید:

$$C_m = \left[1.235 + 0.69 \left(\frac{w}{y_i} \right)^{16.202} + 0.538 \left(\frac{L}{B} \right)^{-13.148} \right. \\ \left. - 34.432 \left(\frac{w}{l} \right)^{2.49} - 0.932 (Fr_i)^{1.274} \right]$$

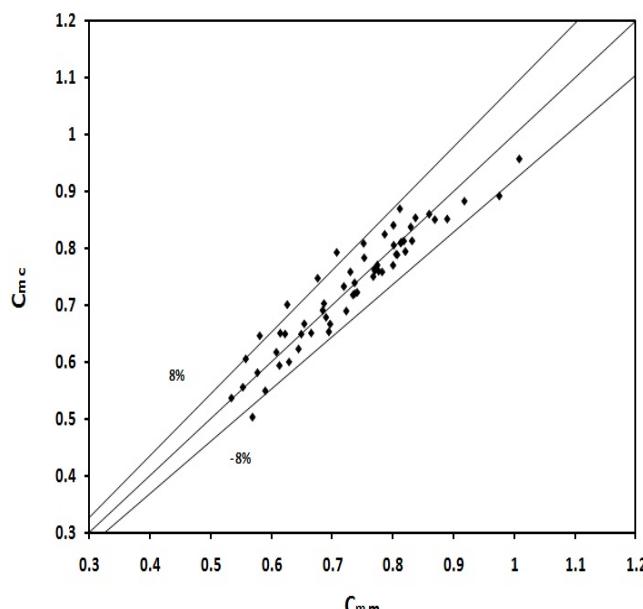
که در آن w ارتفاع سرریز، y_i عمق جریان در بالادست سرریز جانبی، L طول بازشده‌گی، B عرض کanal اصلی، l طول مؤثر سرریز و Fr_i عدد فرود بالادست می‌باشد. محدوده‌ی تغییرات پارامترهای مورد آزمایش در جدول زیر آورده شده است.

به منظور بررسی صحت رابطه ارائه شده ۳ پارامتر MAE, R^2 و $RMSE$ محاسبه گردید. مقادیر MAE و $RMSE$ از روابط زیر به دست می‌آید:

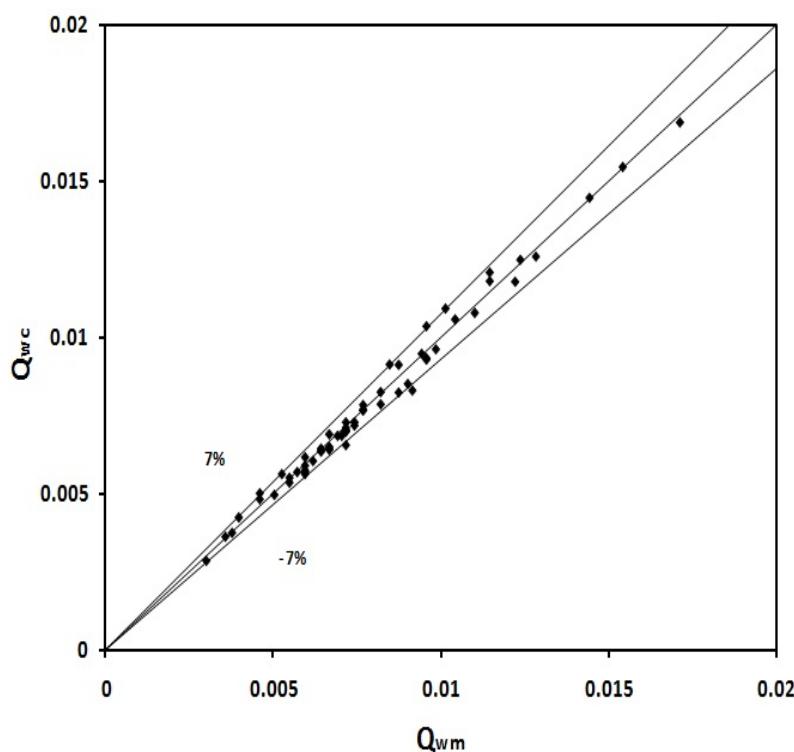
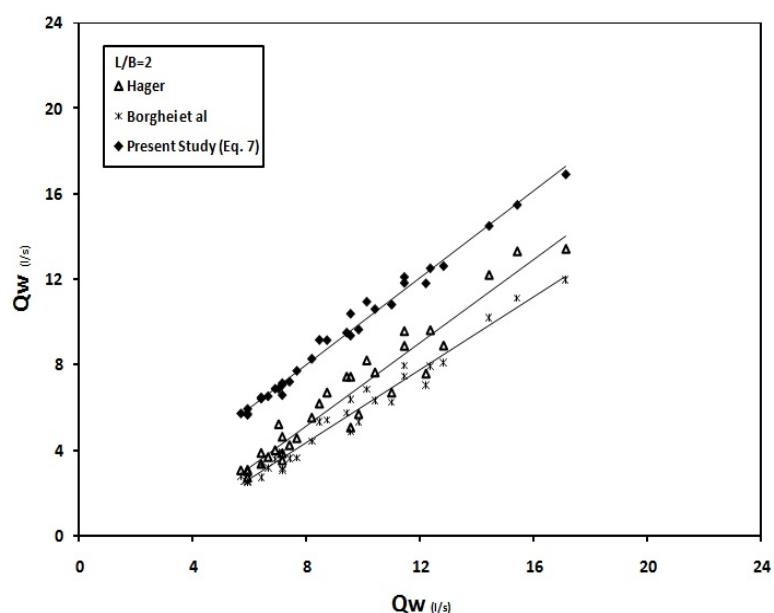
$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (F_i - f_i)^2}{N}} \quad (12)$$

$$MAE = \frac{\sum_{i=1}^N |F_i - f_i|}{N} \quad (13)$$

که در آن F ضرایب تخلیه‌ی مشاهده شده، f مقادیر ضریب تخلیه تخمین زده شده و N تعداد آزمایش‌های انجام شده می‌باشد. مقادیر پارامترهای R^2 و MAE را در جدول زیر آورده شده است.



شکل ۱۰ مقایسه مقادیر اندازه‌گیری شده و محاسباتی C_m

شکل ۱۱ مقایسه مقادیر اندازه‌گیری و محاسباتی Q_w شکل ۱۲ مقادیر Q_w محاسبه شده با استفاده از رابطه‌ی (۷) در برابر مقادیر Q_w محاسبه شده با استفاده از روابط هیگر [2] و برقعی و همکاران [9]

سریزهای نیم‌دایره‌ای دارای افتی در دهانه‌ی ورودی آزمایش‌ها نشان داد که پروفیل سطح جریان بر روی سریز می‌باشند که این افت بر رفتار جریان در کanal

بحث و نتیجه‌گیری

طول جدایش و باعث کاهش عملکرد سرریز می‌شود. اگر L طول سرریز نرمال باشد، طول مؤثر سرریز نیم‌دایره‌ای برابر با $1.57L$ می‌باشد. نتایج نشان می‌دهد که افزایش طول مؤثر سرریز باعث افزایش راندمان سرریز و بالا رفتن کارایی آن می‌شود. به‌طوری‌که استفاده از سرریزهای نیم‌دایره‌ای به جای سرریزهای نرمال، ضریب تخلیه را 1.5 تا 2 برابر افزایش می‌دهد و به‌طور متوسط باعث افزایش 20% جریان انتقالی از روی سرریز می‌گردد.

اصلی نیز تأثیر می‌گذارد.

با توجه به آنالیز ابعادی، پارامترهای مؤثر بر روی ضریب تخلیه سرریزهای جانبی نیم‌دایره‌ای عبارتند از Fr_1 , L/B , w/y_1 , w/l' . نتایج نشان می‌دهد که ضریب C_m سرریزهای نیم‌دایره‌ای رابطه‌ای مستقیم با دو پارامتر $\frac{L}{B}$ و $\frac{w}{y_1}$ و رابطه‌ای عکس با دو پارامتر Fr_1 و $\frac{w}{l'}$ دارد. با توجه به نتایج آزمایش‌ها بهترین حالت برای طراحی هنگامی است که $2 \leq \frac{L}{B} \leq 1.5$ باشد. افزایش بیش از اندازه‌ی طول سرریز موجب افزایش

مراجع

1. De Marchi, G., "Saggio di teoria di fuzionamento degli stramazzi laterali. L'Elettrica, Milano, Italy", 11(11), pp. 849-860, (1934).
2. Hager, W. H. "Lateral outflow over side weirs", *J Irrig Drain Eng ASCE*, 113(4), pp. 491–504, (1987).
3. Subramanya, K., & Awasthy, S. C., "Spatially varied flow over side weirs", *J Hydraul Div ASCE*, 98(HY1), pp.1–10, (1972).
4. Yu-Tech, L., "Discussion of spatially varied flow over side weir", *J Hydraul Eng ASCE*, 98(11), pp. 2046–2048, (1972).
5. El-Khashab. A., and Smith. K. V. H., "Experimental investigation of flow over side weirs", *J. Hydr. Engng.*, ASCE, 102(9), pp. 1255-1268, (1976).
6. Ranga Raju, K. G., Prasad, B., & Gupta, S. K., "Side weir in rectangular channels", *J Hydraul Div ASCE Proc*, 105(HY5), pp. 547–554, (1979).
7. Swamee. P. K., and Pathak. S. K., and Ali. S. M., "Side weir analysis using elementary discharge coefficient", *J. Irrig. and Drain. Engng.*, ASCE, 120(4), pp. 742-755, (1994).
8. Singh, R., Manivannan, D., & Satyanarayana, T., "Discharge coefficient of rectangular side weirs", *J. Irrig Drain Eng ASCE Proc*, 120(4), pp. 814–819, (1994).
9. Borghei, S.M., Jalili, M. R., & Ghodsian, M., "Discharge coefficient for sharp-crested side weir in subcritical flow", *J. Hydraul Eng.* 125(10), pp.1051–1056, (1999).
10. Emiroglu, M. E., Agaccioglu, H., & Kaya, N., "Discharging capacity of rectangular side weirs in straight open channels", Flow Measurement and Instrumentation, pp. 319–330, (2011).
11. Ura, M., Kita, Y., Akiyama, J., Moriyama, H., & Kumar Jha, A., "Discharge coefficient of oblique side weirs", *J. Hydroscience and Hydraulic Engng.*, JSCE, 19(1), pp. 85-96, (2001).
12. نکوئی، م.، "بررسی و تعیین ضریب دبی سرریز جانبی منقاره‌ای به صورت آزمایشگاهی"، پایان‌نامه‌ی کارشناسی ارشد دانشگاه

صنعتی شریف، (۱۳۸۵).

13. Borghei. S. M., Parvane. A., "Discharge characteristics of modified oblique side weir in subcritical flow", *Flow Measurement and Instrumentation*, 22 (2011), pp. 370–376, (2011).
14. Emiroglu, M. E., Kaya, N., & Agaccioglu, H., "Discharge capacity of labyrinth side weir located on a straight channel", *J Irrig Drain Eng ASCE*, 136 (1), pp. 37– 46, (2010).
15. Kaya, N., Emiroglu, M.E., & Agaccioglu, H., "Discharge coefficient of a semi-elliptical side weir in subcritisal flow", *Flow Measurment and Instrumentation*. 22 (1), pp.25-32, (2011).
16. Emiroglu, M. E., Kaya, N., "Discharge Coefficient for Trapezoidal Labyrinth Side Weir in Subcritical Flow", *Water Resour Manage* , 25, pp. 1037–1058, (2011).

مطالعه آزمایشگاهی پارامترهای تعیین کنندهٔ ظرفیت باربری کششی شمع فولادی در ماسه*

عیسی شوش پاشا^(۱)

مهردی شرفخواه^(۲)

چکیده در این مطالعه با استفاده از آزمایش بارگذاری کششی انجام شده بر روی شمع‌های با مقیاس واقعی، ظرفیت باربری کششی شمع‌های فلزی ارزیابی می‌شود. در این راستا پس از بررسی روش‌های موجود برای پیش‌بینی ظرفیت باربری کششی شمع‌ها و بیان خصوصیات خاک، تجهیزات و روش انجام کار، اقدام به ارائه نتایج حاصل از آزمایش بر روی هفت عدد شمع با قطر ثابت ۱/۲۰ متر و طول‌های ۴/۲۰ متر الی ۴/۸۰ متر گردید. آن‌گاه ضریب فشار جانبی خاک و زاویهٔ اصطکاک جداره‌ی شمع مورد بررسی قرار گرفت. نتایج این نمایش نشان می‌دهد نسبت زاویهٔ اصطکاک بین جدار شمع فولادی و خاک به زاویهٔ اصطکاک خاک برابر ۰/۵۲ است و نیز ضریب فشار جانبی خاک در جداره‌ی شمع به‌طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد.

واژه‌های کلیدی شمع، ماسه، اصطکاک جداره، ظرفیت باربری، ضریب فشار جانبی خاک، زاویهٔ اصطکاک جداره‌ی شمع.

Experimental Study on Parameters Affecting on Pile Tension Capacity in Sand

I. Shooshpasha

M. Sharafkhah

Abstract In this study, the shaft capacity of open- end steel pile in sandy soil was evaluated using a number of full scale tensile pile load test. Mentioning the available methods of predicting the shaft resistance of the pile, the soil properties and test apparatus, the results obtained from pile loading tests was presented. In the present study, 7 piles with constant diameter of 1.20m with different length of 4.20m up to 4.80m have been loaded. The earth pressure coefficient and frictional angle at the soil-pile interface were evaluated. The results of the study showed that for this method of pile installation, frictional angle in the soil-pile interface is 0.52 times of frictional angle of soil and the earth pressure coefficient reduces considerably.

Key Words Piles, Sand, Shaft Resistance, Earth Pressure Coefficient, Interface Frictional Angle.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۳/۲۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۶/۱۰ می‌باشد.

(۱) دانشیار، دانشکدهٔ مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی بابل.

(۲) نویسندهٔ مسؤول: کارشناس ارشد ژئوتکنیک، فارغ‌التحصیل دانشگاه صنعتی بابل.

که K ضریب فشار جانبی خاک می‌باشد و به ضریب فشار جانبی خاک در حالت سکون (K_0)، روش احداث شمع و میزان دانسیته‌ی اولیه‌ی ماسه بستگی دارد. برای شمع‌های درجای متعارف مقدار K به طور معمول برابر با $0/7$ و شمع‌های درجا به روش حفاری پیوسته با اوگر این مقدار برابر با $0/9$ (در ماسه) و $0/6$ (در سیلت و ماسه سیلیتی) انتخاب می‌شود. برای شمع‌های پیش‌ساخته‌ی کوبیدنی و نیز شمع‌هایی که ابتدا غلاف کوبیده و سپس درون آن بتزنریزی می‌شود این ضریب برابر $1/2$ یا بیشتر در خارج از غلاف لحاظ می‌گردد و پس از خارج کردن غلاف مقداری کاهش دارد [4]. در این مقادیر هیچ‌گونه تمایزی بین شمع‌های کششی و فشاری وجود ندارد.

بر اساس ۴۱ عدد آزمایش انجام شده روی شمع‌ها، روابط زیر توسط O'Neill و همکاران در سال ۱۹۹۴ پیشنهاد شد [5].

$$\tau_s = \beta \cdot \sigma'_z \quad (3)$$

$$\beta = 1.5 - 0.245 Z^{0.5} \quad (4)$$

و توصیه شده است که برای اعداد نفوذ کمتر از 15 ، مقدار β در ضریب کاهش $N/15$ ضرب شود [6]. در این روابط Z عمق نقاط روی جداره‌ی شمع نسبت به سطح زمین، σ'_z تنش مؤثر قائم در عمق z و N عدد نفوذ استاندارد می‌باشد. رابطه‌ی فوق در شرایطی صادق است که $1/20 < \beta < 1/20$ و $0/25 < \tau_s < 200 \text{ kpa}$. در این روابط تفاوتی برای مقادیر β در کشش و فشار ذکر نشده است. از آنجائی که مقاومت جداره‌ی شمع‌ها تحت بارگذاری کششی با مقاومت جداره‌ی شمع‌ها تحت بارگذاری فشاری متفاوت می‌باشد لذا رابطه‌ی زیر پیشنهاد شده است [7]:

$$\frac{(Q_s)_{\text{tens}}}{(Q_s)_{\text{comp}}} \approx (1 - 0.2 \log \left(\frac{100}{L/D} \right)) (1 - 8\eta + 25\eta^2) \quad (5)$$

در این رابطه Q_s مقاومت جداره‌ی شمع از جنس نیرو، v_p ، E_p ، G_{avg} به ترتیب مدول برشی متوسط، مدول یانگ شمع و ضریب پواسون شمع، D قطر شمع، L طول شمع

مقدمه

بیشتر مطالعات در خصوص ظرفیت باربری شمع‌ها، تحت بارگذاری فشاری انجام شده است، در صورتی که در بسیاری از موارد شمع‌ها تحت بارگذاری کششی قرار دارند. بنابراین بررسی رفتار شمع‌ها تحت بارگذاری کششی و اندازه‌گیری ظرفیت باربری این شمع‌ها می‌تواند بسیار مهم باشد.

مقاومت برشی نهایی در جداره یک شمع (τ_f) به صورت تابعی از تنش جانبی ثابت شده بعد از احداث شمع (σ'_{rc})، تنش جانبی اضافی در اثر بارگذاری ($\Delta\sigma'_{rc}$)، و زاویه‌ی اصطکاک جداره‌ی شمع در تماس با خاک (δ_f)، طبق رابطه‌ی زیر ارائه شده است [1]:

$$\tau_f = (\sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rc}) \tan \delta_f = \sigma'_{rf} \tan \delta_f \quad (1)$$

در ماسه مقدار $\Delta\sigma'_{rc}$ برای شمع‌های با قطر بزرگ‌تر از 300 میلی‌متر نسبتاً کوچک است، بنابراین تنش جانبی مؤثر در پیک مقاومت برشی σ'_{rf} را می‌توان با σ'_{rc} برابر در نظر گرفت [2]. همچنین بعد از احداث شمع و قبل از بارگذاری استاتیکی، تنش جانبی مؤثر با تنش ثابت شده جانبی (σ'_{rc}) برابر خواهد بود.

زاویه‌ی اصطکاک جداره‌ی شمع را در هنگام گسیختگی δ_f می‌توان توسط آزمایش‌های مناسب اندازه‌گیری نمود [3]. برای شمع‌های متعارف (بتن و فولاد نرم‌هی اکسید شده) زاویه‌ی اصطکاک جداره بین $0/75$ تا 1 برابر زاویه‌ی اصطکاک خاک خواهد بود. برای موقعی که اطلاعات کافی برای جداره‌ی شمع در اختیار نیست، می‌توان مقدار آن را برابر با زاویه‌ی اصطکاک حالت بحرانی خاک (ϕ_{cv}) در نظر گرفت. این فرض با توجه به این‌که هیچ‌گونه اتساعی بین جداره‌ی شمع و خاک اتفاق نیفتد بنا نهاده شد. برای محاسبه‌ی مقاومت اصطکاکی جداره‌ی شمع در ماسه رابطه‌ی زیر پیشنهاد شده است [4]:

$$\tau_s = \sigma'_r \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \quad (2)$$

مورد بررسی قرار گیرد.

مشخصات خاک محل

منطقه‌ی مورد مطالعه در شهر محمودآباد در استان مازندران در حاشیه‌ی جنوبی دریای خزر است. این منطقه از رسوبات دوره‌ی پالزوئیک و کواترنری شکل گرفته است. براساس مشاهده‌ی لایه‌بندی زمین در زمان شناسایی خاک به نظر می‌رسد که این منطقه متعلق به دوره‌ی چهارم زمین شناسی می‌باشد.

برای شناسایی خاک از دو گمانه به عمق ۲۵ متر در زمینی به مساحت ۴۰۰ مترمربع استفاده شده است. به این ترتیب، هم‌زمان با پیشرفت عملیات حفاری اقدام به تعیین لایه‌بندی خاک و انجام آزمایش نفوذ استاندارد بر حسب عمق در شکل (۱) ارائه شده است. سپس نمونه‌ها به آزمایشگاه منتقل شد و آزمایش‌های مربوط به تعیین خصوصیات فیزیکی و مکانیکی بر روی آن‌ها انجام گرفت. طبق روش طبقه‌بندی جهانی خاک‌ها، خاک مورد نظر در گروه SP جای دارد. دانسته‌ی نسبی این خاک حدود ۱۵٪ برآورد شده است که مربوط به خاک‌های سست و خیلی سست می‌باشد. تراز آب زیرزمینی در عمق ۴/۵ متر از سطح زمین واقع شده است. روی نمونه‌ها آزمایش برش مستقیم طبق استاندارد D 3080 ASTM- انجام شده است. نتایج شناسایی خاک در جدول (۱) و (۲) نشان داده شده است.

جدول ۱ مشخصات خاک گمانه BH1

Depth [m]	C [kpa]	ϕ	e	Gs	Cz	Cu	Soil
1.0	0	27.7	0.75	2.69	0.94	2.43	SP
2.5	--	--	0.51	2.68	0.51	6.55	SP
4.0	--	--	0.41	2.67	0.49	2.93	SP

جدول ۲ مشخصات خاک گمانه BH2

Depth [m]	C [kpa]	ϕ	e	Gs	Cz	Cu	Soil
1.0	--	--	0.67	2.81	1.05	1.94	SP
2.5	0	25.1	0.68	2.80	1.08	2.01	SP
4.0	--	--	0.49	2.66	0.49	7.73	SP

می‌باشدند. مقادیر نمونه برای نسبت مقاومت کششی به فشاری جداره‌ی شمع‌ها طبق رابطه‌ی (۵) بین ۰/۷ تا ۰/۸۵ می‌باشد. برای β رابطه‌ی زیر نیز پیشنهاد شده است [۸]:

$$\beta = F_{tg}(\varphi' - 5^\circ) \quad (6)$$

در این رابطه F مقدار ثابتی است که به ترتیب برای شمع‌های کششی و فشاری برابر ۰/۵ و ۰/۷ می‌باشد. بر اساس ۳۴ عدد آزمایش کششی شمع، Alawneh در سال ۱۹۹۹ روشی را برای تخمین مقاومت جداری شمع‌ها پیشنهاد نمود [۹]. بر اساس روش فوق، مقاومت نهایی جداره شمع به صورت زیر به دست خواهد آمد:

$$\tau_{m(z)} = \sigma'_{rf} \tan \delta_f \quad (7)$$

$$\sigma'_{rf} = K_{(z)} \sigma'_{(z)} \quad (8)$$

$$K_{(z)} = K_{min} + (K_{max} - K_{min}) \exp \left[-0.03 \left(\frac{L-z}{D} \right) \right] \quad (9)$$

$$K_{max} = 0.35 \exp(0.03 D_r) \left(\frac{D+0.45}{2D} \right)^{0.005 D_r} \left(\frac{\sigma'_{vtip}}{P_a} \right)^{-0.84} \quad (10)$$

که ($\tau_{m(z)}$) مقاومت جداری نهایی شمع، (σ'_{rf}) تنش مؤثر جانبی در لحظه‌ی گسیختگی، ((z)) تنش مؤثر قائم، (σ'_{vtip}) تنش مؤثر قائم در نوک شمع، ($K_{(z)}$) ضریب فشار جانبی خاک برای شمع کششی، Pa فشار اتمسفر ۱۰۱/۳ کیلوپاسکال) (D_r) دانسته‌ی نسبی، K_{max} ضریب فشار جانبی حداقل در نوک شمع که از (۱۰) به دست می‌آید و K_{min} ضریب فشار جانبی حداقل می‌باشد. ضریب فشار جانبی حداقل (K_{min}) می‌تواند به ضریب فشار جانبی محرك رانکین (k_a) Rankine مرتب شود، هر چند Alawneh مقدار K_{min} را برابر با ۰/۲۳ پیشنهاد داده است. مقدار متوسط K_{min} که توسط Alawneh محاسبه شد حدود ۰/۲۴٪ کمتر از مقدار k_a متناظر است. به دلیل فقدان اطلاعات مشخص در مورد مقادیر K در روش Alawneh [۹]، δ در رابطه‌ی (۲) و β در روش O'Neill [۵]، در این تحقیق سعی شده است تا مقادیر این پارامترها با انجام آزمایش کششی شمع‌ها در محل

که با بیرون کشیدن غلاف، نیروی مورد نیاز برای غلبه بر اصطکاک جداره شمع اندازه‌گیری می‌شود.



شکل ۲ نصب نیروسنجه بین قاب فلزی

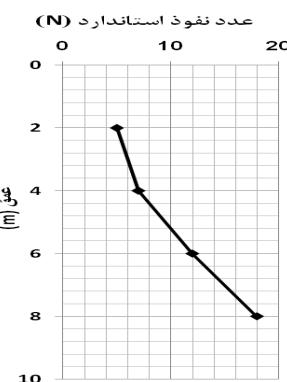


شکل ۳ اعمال نیروی کششی به شمع‌ها



شکل ۴ قرائت نیروی اعمال شده، ارائه نتایج و تجزیه و تحلیل آنها

آزمایش ظرفیت باربری کششی بر روی ۷ شمع فولادی با قطر ثابت ۱۲۰ سانتی‌متر و طول متغیر بین ۴۲۰ سانتی‌متر تا ۴۸۰ سانتی‌متر انجام شده است. نتایج حاصل از اندازه‌گیری ظرفیت کششی شمع در



شکل ۱ نمودار عدد نفوذ استاندارد (N) نسبت به عمق

آزمایش کشش شمع‌ها

برای اندازه‌گیری ظرفیت باربری کششی شمع‌ها ابتدا تجهیزات آزمایش طراحی و ساخته شده است. بدین ترتیب پس از ساخت یک قاب فلزی، با کمک جک و نیروسنجه، ظرفیت باربری کششی شمع اندازه‌گیری می‌شود. با کمک یک جرثقیل بار کششی وارد شده به این قاب فلزی توسط کابل به شمع منتقل می‌شود؛ بدین صورت که ابتدا بار اعمال شده به حلقه‌ی بالایی وارد شده، سپس از حلقه بالایی به جک و از جک به حلقه‌ی پایین منتقل می‌شود و در نهایت نیرو از طریق کابل به بالای شمع اعمال خواهد شد. مقدار نیرو توسط نیروسنجه قرائت می‌شود. مراحل انجام آزمایش در شکل‌های (۲) تا (۴) نمایش داده شده است.

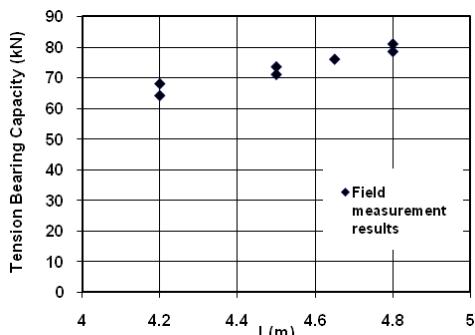
برای احداث شمع، ابتدا گودالی به قطر ۱۱۰ سانتی‌متر و عمق ۵۰ سانتی‌متر حفر می‌شود. سپس شمع در مسیر این گودال قرار می‌گیرد. همزمان با حفاری داخل گودال، شمع‌های فولادی به داخل خاک رانده می‌شوند به نحوی که همواره نوک لوله‌ی فولادی ۲۰ الى ۳۰ سانتی‌متر پایین‌تر از کف گودال قرار گیرد. این نیروی فشاری حاصل سربار آویزان شده بر روی شمع و نیز وزن خود شمع می‌باشد.

از آنجایی که این لوله‌های فولادی به عنوان غلاف برای اجرای شمع‌های بتنی درجا مورد استفاده قرار می‌گیرد لذا قبل از بتن‌ریزی ظرفیت باربری کششی این شمع‌های فولادی اندازه‌گیری می‌گردد. به این ترتیب

از طرفی رابطه‌ی (۴) را می‌توان در حالت کلی به صورت معادله‌ی زیر بازنویسی نمود.

$$\beta = \alpha(1.5 - 0.245Z^{0.5}) \quad (11)$$

براساس معادله‌ی پیشنهادی O'Neill زمانی که $N > 15$ مقدار α برابر ۱ است و برای $N < 15$ این ضریب برابر با $N/15$ می‌باشد. به عبارت دیگر هنگامی که N کمتر از ۱۵ باشد، ضریب α استفاده می‌شود. در این مطالعه مقدار ضریب فوق به گونه‌ای تعیین می‌شود که مقاومت جداره‌ی حاصل از رابطه‌ی (۳) با مقدار اندازه‌گیری شده در محل برابر شود. به این ترتیب مقدار α با کمک شکل (۶) تعیین می‌شود که نتایج به دست آمده در جدول (۵) نشان داده شده است. برای ساده شدن محاسبه‌ها مطابق پیشنهاد De Nicola و Randolph [۷]، فرض می‌گردد که مقاومت جداره برای بار کششی برابر 72% مقاومت جداره در هنگام اعمال بار فشاری شمع باشد. از آنجایی که در این مطالعه مقاومت جداره برای بار کششی شمع‌ها اندازه‌گیری شده است، از این‌رو مقدار α معادل متاظر با مقاومت جداره‌ی فشاری شمع‌ها به کمک شکل (۶) تعیین شده است که به شرح جدول (۵) می‌باشد.



شکل ۵ تغییرات مقاومت جداره اندازه‌گیری شده در محل با طول شمع

جدول ۵ تعیین متوسط

L[m]	4.2	4.5	4.65	4.8	متوسط
α	0.143	0.138	0.136	0.135	0.138
$Q_s(\text{copm})[\text{kN}]$	91.97	100.42	105.6	110.64	-
$Q_s(\text{tens})[\text{kN}]$	66.22	72.30	76.03	79.66	-

جدول (۳) نمایش داده شده است. در این جدول علاوه بر ظرفیت کلی اندازه‌گیری شده در محل، ظرفیت باربری شمع بدون در نظر گرفتن وزن شمع که در انجام محاسبه‌ها حداکثر نیروی کششی خالص نامیده می‌شود نیز ارائه شده است. لازم به ذکر است که در آزمایش بارگذاری از یک شمع فولادی با وزن و طول ثابت استفاده شده است و اختلاف طول شمع‌ها در مقدار حفاری می‌باشد. نتایج به دست آمده از آزمایش در شکل (۵) نیز نشان داده شده است. مقادیر متوسط مقاومت جداره‌ی شمع که در محاسبه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد در جدول (۴) نشان داده شده است.

جدول ۳ ظرفیت باربری کششی اندازه‌گیری شده‌ی شمع‌ها

Pile No.	طول مدفون شمع [m]	حداکثر جابه‌جاوی شمع [cm]	حداکثر نیروی کششی [kN]	حداکثر نیروی کششی خالص [kN]
P1	480	12.0	100.55	78.48
P2	420	8.0	86.38	64.31
P3	450	10.0	95.65	73.58
P4	420	8.0	90.20	68.13
P5	480	10.0	103.01	80.93
P6	450	10.0	93.20	71.12
P7	465	12.0	98.10	76.03

قطر شمعها = 120 cm وزن شمع = 22.07 kN

بر اساس رابطه‌ی (۵)، نسبت ظرفیت کششی به فشاری شمع‌ها در این تحقیق برابر با 72% به دست خواهد آمد که از این عدد در ادامه برای سایر محاسبه‌ها نیز استفاده می‌شود.

جدول ۴ ظرفیت باربری کششی متوسط اندازه‌گیری شده شمع‌ها

نیروی کششی اندازه‌گیری شده	طول شمع [cm]	420	450	465	480
$Q_{s(\text{tens})} [\text{kN}]$	66.22	72.30	76.03	79.66	

همان‌طور که مشاهده می‌شود مقدار متوسط α (آمده در جدول ۵) برابر با $0/138$ می‌باشد. براین اساس رابطه‌ی (۸) را می‌توان به صورت زیر نوشت:

$$\beta = 0.138(1.5 - 0.245Z^{0.5}) \quad (12)$$

با توجه به ضریب $N/15$ پیشنهادی O'Neill مقدار N برابر است با:

$$N = 15 \times 0.138 = 2.07$$

همان‌طور که ملاحظه می‌شود این مقدار کمتر از مقدار N متناظر با خاک واقعی است. بنابراین براساس $\alpha = 0/138$ مقدار این ضریب در مقایسه با ضریب کاهشی $N/15$ در روش O'Neill کوچک می‌باشد. بنابراین می‌توان گفت که رابطه‌ی O'Neill برای شمع‌هایی که مطابق روش اشاره شده در مطالعه‌ی حاضر احداث می‌شوند، می‌تواند به صورت زیر بازنویسی گردد:

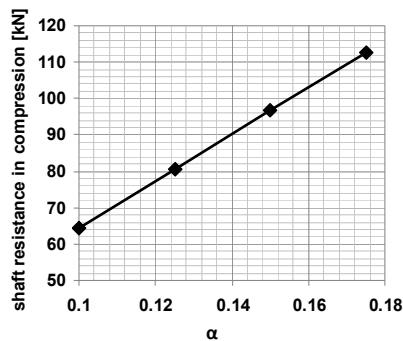
$$\beta = \frac{N}{36}(1.5 - 0.245Z^{0.5}) \quad (13)$$

به عبارت دیگر مقدار β برای ماسه سست و خیلی سست حاضر حدود $0/4$ برابر ضریب پیشنهادی O'Neill است.

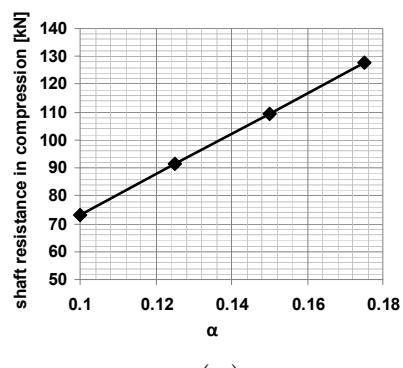
با کمک مقدار α در جدول (۵) و رابطه‌ی (۱۱) مقدار β در طول شمع محاسبه شده و در جدول (۶) ارائه شده است.

مقدار متوسط β نشان داده شده در جدول (۶) برابر $0/147$ برای شمع‌های تحت بارگذاری فشاری می‌باشد که کمتر از مقدار حدی $0/25$ در رابطه‌ی (۴) می‌باشد. با استفاده از ضریب $0/72$ به عنوان نسبت مقاومت جداره‌ی کششی به فشاری، متوسط β حدود $0/106$ برای شمع‌های کششی به دست خواهد آمد. این در حالی است که اگر مقدار متوسط β با کمک نتایج به دست آمده از آزمایش تخمین زده شود، مقدار آن برابر $0/107$ به دست خواهد آمد تا نتایج تحلیلی با آزمایشگاهی برابر شود.

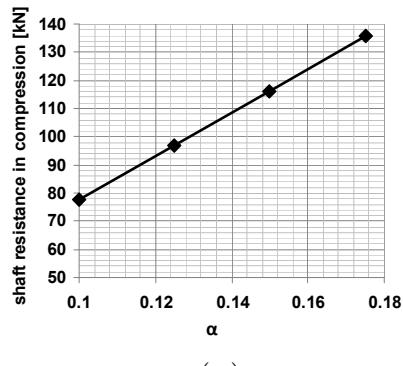
از طرف دیگر با استفاده از رابطه‌ی (۶) و با انتخاب زاویه‌ی اصطکاک جداره $27/7$ درجه، β برابر $0/209$ برای $F=0/5$ (شمع‌های کششی) محاسبه می‌شود. این مقدار حدود $1/95$ برابر مقدار β محاسبه شده



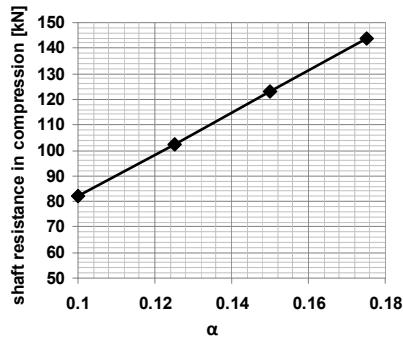
(الف)



(ب)



(پ)



(ت)

شکل ۶ تغییرات مقاومت جداره‌ی شمع‌های فشاری با
الف) شمع $4/2$ متری، ب) $4/5$ متری، پ) $4/65$ متری، ت) $4/8$ متری

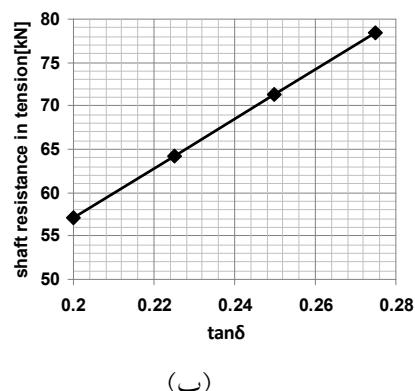
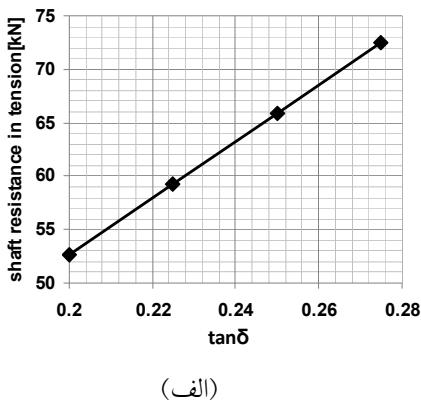
جدول ۸ تغییرات $\tan\delta$ در شمع‌های آزمایش

L[m]	4.2	4.5	4.65	4.8	average
$\tan\delta$	0.251	0.253	0.257	0.259	0.255
Q_{tens}	66.22	72.30	76.03	79.66	-

همان طوری که ملاحظه می‌شود، مقدار متوسط $\tan\delta$ برابر 0.255 است. یعنی مقدار 5° برابر است درجه خواهد بود لذا می‌توان گفت مقدار 5° برابر است با 0.524%

$$\begin{aligned} \text{بر اساس } ۰/۱۰۷ &= \beta \text{ حاصل از آزمایش و } ۰/۲۵۵ \\ \text{طبق جدول (۸) مقدار } K_{avg} &\text{ به کمک روابط} \\ (۳) \text{ در طول شمع به صورت زیر محاسبه خواهد} &= \tan\delta_{(avg)} \\ 0.107 = 0.255 \times K_{avg} &\Rightarrow K_{avg} = 0.419 \end{aligned}$$

همان طور که ملاحظہ می شود این مقدار با K_{avg} بدست آمده از جدول (V) تقریباً برابر است.



شكل ٧ تغيرات مقاومت جداره شمع های كششی با $\tan\delta$

الف) شمع $\frac{4}{2}$ متری، ب) $\frac{4}{5}$ متری، پ) $\frac{4}{65}$ متری، ت) $\frac{4}{8}$ متری

با کمک نتایج آزمایش می‌باشد. با قبول $\alpha = 0.05$ و بهره گرفتن از رابطه‌ی (۶) مقدار F برابر 20.0 خواهد شد که کمتر از 5.0 مقدار پیشنهادی [8] می‌باشد.

جدول ۶ تغییرات β در طول شمع های موردازمايش

مقادیر $K_{(z)}$ در روش Alawneh در سال ۱۹۹۹ در طول شمع مطابق جدول (۷) نشان داده شده‌اند. برای همهٔ شمع‌ها مقدار K_{\min} برابر ۰/۲۳ فرض شده است.

جدول ۷ تغییرات Kz و Kmax در طول شمعهای مورد آزمایش

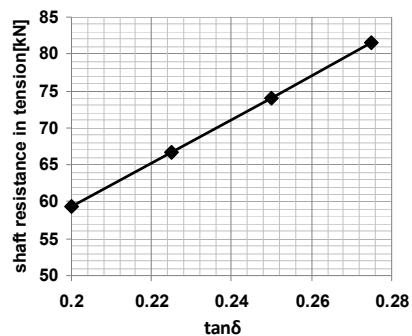
L=4.2 m, Kmax=0.458						
z[m]	0.5	1.5	2.5	3.5	4.1	average
K(z)	0.438	0.443	0.449	0.454	0.457	0.452
L=4.5 m, Kmax=0.432						
z[m]	0.5	1.5	2.5	3.5	4.25	average
K(z)	0.413	0.418	0.422	0.427	0.431	0.426
L=4.65 m, Kmax=0.420						
z[m]	0.5	1.5	2.5	3.5	4.325	average
K(z)	0.402	0.406	0.411	0.415	0.419	0.414
L=4.8 m, Kmax=0.409						
z[m]	0.5	1.5	2.5	3.5	4.4	average
K(z)	0.391	0.395	0.399	0.404	0.408	0.403
Average K(z)						0.422

با استفاده از رابطه‌ی (۷)، مقدار $\tan\delta$ که بتواند مقاومت جداره‌ی متناظر با مقادیر اندازه‌گیری شده در محل را تولید نماید تعیین گردید که به شرح جدول (۸) و شکل (۷) می‌پاشد.

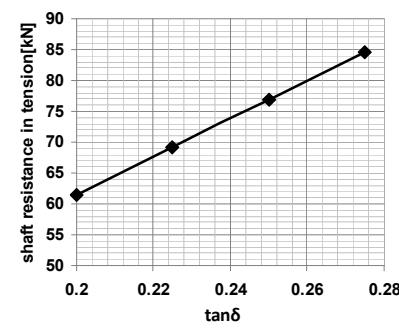
غلاف فلزی شمع قبل از عملیات بتن‌ریزی انجام شده است، به‌همین دلیل پیش‌بینی می‌شود بعد از خروج غلاف و انجام عملیات بتن‌ریزی، به‌دلیل فشار جانبی و نفوذ دوغاب بتن تازه به درون خاک، مقاومت جداره شمع بهبود پیدا کند.

فهرست علائم

C	چسبندگی خاک، kpa
C_c	ضریب انحنا
C_u	ضریب یکنواختی
D	قطر شمع، m
D_r	دانسیته‌ی نسبی
e	نسبت منافذ
G_s	توده‌ی ویژه‌ی خاک
K_{max}	ضریب حداکثر فشار جانبی خاک
K_{min}	ضریب حداقل فشار جانبی خاک
$K_{(z)}$	ضریب فشار جانبی خاک
L	طول شمع، m
N	عدد نفوذ استاندارد
P_a	فشار اتمسفریک، kpa
Q_s	مقاومت جداره، kN
$(Q_s)_{tens}$	مقاومت جداره در شمع کششی، kN
$(Q_s)_{comp}$	مقاومت جداره در شمع فشاری، kN
z	عمق، m
σ'_{rc}	تنش جانبی مؤثر ثبیت شده بعد از احداث شمع، kpa
σ'_{rf}	تنش مؤثر شعاعی بعد از نصب، kpa
$\sigma'_{ff(z)}$	تنش مؤثر شعاعی در لحظه‌ی گسیختگی، kpa
σ'_v	تنش مؤثر قائم، kpa
$\sigma'_{v(z)}$	تنش مؤثر قائم، kpa
σ'_{vtip}	تنش مؤثر قائم در نوک شمع، kpa
$\Delta\sigma'_{rc}$	تنش مؤثر جانبی اضافی در اثر بارگذاری، kpa



(ب)



ادامه‌ی شکل ۷ تغییرات مقاومت جداره‌ی شمع‌های کششی با $\tan\delta$
الف) شمع ۴/۲ متری، ب) ۴/۵ متری، پ) ۴/۶ متری
ت) ۴/۸ متری

نتیجه‌گیری

در این تحقیق، با بهره گرفتن از نتایج هفت مورد آزمایش کشش بر روی شمع در مقیاس واقعی، مقدار ضریب فشار جانبی خاک K، زاویه‌ی اصطکاک جداره‌ی شمع δ و پارامتر β مورد استفاده در روش O'Neill سال ۱۹۹۴ ارزیابی گردید. نتایج نشان می‌دهد که روش احداث شمع به کار گرفته شده در این مطالعه، مقاومت جداره‌ی شمع را به طورقابل ملاحظه‌ای کاهش می‌دهد. مقدار β در روش پیشنهادی O'Neill حدود ۶۰ درصد کاهش می‌یابد و نسبت زاویه‌ی اصطکاک بین جداره‌ی شمع و خاک به زاویه‌ی اصطکاک خاک برابر $0/52$ براورد می‌گردد در حالی که توصیه‌ی بیشتر محققان بر $0/67$ زاویه‌ی اصطکاک خاک می‌باشد. در نهایت ضریب فشار جانبی خاک برابر $0/42$ محاسبه گردید.

لازم به ذکر است که این اندازه‌گیری‌ها بر روی

v_p	برشی ضریب پواسون شمع	δ_f	زاویه اصطکاک جداره شمع در لحظه گسینختگی
E_p	مدول الاستیسیته شمع، kpa	τ_f	مقاومت برشی نهایی در جداره شمع، kpa
G_{avg}	مدول برشی خاک، kpa	$\tau_m(z)$	مقاومت نهایی جداره، kpa
		ϕ_{cv}	زاویه اصطکاک خاک در حالت بحرانی
		ϕ_{peak}	زاویه اصطکاک خاک در اوج مقاومت

مراجع

- Lehane, B.M., Jardine, R.J., Bond, A.J., Frank, R., "Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests". *J Geotechnical Eng.*, 119 (1):19-35, (1993).
- Lehane, B.M., and Jardine, R.J., "Shaft capacity of driven piles in sand: a new design approach". In *proceedings of a Conference on the Behavior of Offshore Structures*, Boston, Mass., Vol. 1, pp. 23-36, (1994).
- Kishida, H. and Uesugi, M. "Tests of interface between sand and steel in the simple shear apparatus", *Géotechnique*, 37(1): 46–52, (1987).
- Fleming, W. G. K., Weltman, A. J., Randolph, M. F., Elson, W.K., Piling Engineering. Taylor & Francis Group, London and New York, (1992).
- O'Neill, M.W., Hassan, K.M. Drilled Shafts: Effects of construction on performance and design criteria. Proc., *Int. Conf. Des. Constr. Deep Founds*. Orlando, FHWA, 1,137, (1994).
- O'Neill, M.W. Drilled Shafts. Proc., *International Conf. on Design and Construction of Deep Foundations*, Fed. Highway Admin., Washington, D.C., Vol. 1, 185-206, (1994).
- De Nicola, A. and M.F. Randolph, "Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand", *ASCE J. Geot. Eng. Div.*, 119(12): 1952–1973, (1993).
- Kraft, L. M., Lyons, C. G., "State of the art-ultimate axial capacity of grouted piles". Proceedings of the 6th Annual OTC, Houston Texas, pp.485-504, (1974).
- Alawneh, A. S. "Tension., piles in sand: a method including degradation of shaft friction during driving", Transportation Research Record No. 1663. National Research Council. Washington, D. C. Paper No.990092; p.41-9, (1999).
- Lehane, B.M., White, D. J., "Lateral stress changes and shaft friction for model displacement piles in sand", *Canadian Geotechnical Journal* 42 (4): 1039-1052 August, (2005).
- Lehane, B.M., "Experimental investigations of pile behavior using instrumented field piles". Ph.D. thesis, University of London (Imperial College), London, U. K., (1992).
- Lehanc, B.M., Schnider, J.A., and Xu, X. "Evaluation of design methods for displacement piles in sand", UWA Report, GEO: 05341.1, (2005).

13. Ramsey, N., Jardine, R.J., Lehane, B.M., and Ridly, A. "A review of soil-steel interface testing with the ring shear apparatus", *In proceedings of the 6th Conference on Offshore Site Investigation and Foundation Behavior*, Society for underwater technology, London, U.K., pp. 237-258, (1998).

طراحی و ساخت دستگاه آزمایش فرسایش داخلی و ریزشوبی در خاک‌ها *

عباس سروش^(۲)

پیلن طباطبایی شوریجه^(۱)

چکیده فرسایش داخلی از اصلی‌ترین علل خرابی و ناکارآمدی سدهای خاکی و سنگریزه‌ای می‌باشد. یکی از پیچیده‌ترین سازوکارهای فرسایش داخلی، ریزشوبی است که به‌ویژه در بی‌های آبرفتی سدها امکان وقوع دارد. در این مقاله دستگاه آزمایش تراوش پیشرفته و بزرگ مقیاسی که برای بررسی فرسایش داخلی و ریزشوبی طراحی و ساخته شده معرفی می‌گردد. این دستگاه توانایی اعمال سربار و برقراری جریان تراوش یک‌بعدی با کنترل گرادیان بر نمونه مورد آزمایش را دارد. علاوه بر تشریح مشخصات فنی دستگاه و آماده‌سازی نمونه، خلاصه‌ای از نتایج آزمایش‌های پایه برای نمایش قابلیت‌های عملکردی دستگاه ارائه شده‌است. چهار نمونه خاک، با تمرکز بر میزان فرسایش، تغییرات دانه‌بنایی و رفتار کرنش حجمی-تخلخل در اثر ریزشوبی، مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. نتایج آزمایش‌های مقدماتی ضمن تنویر پدیده‌ی ریزشوبی نشان می‌دهد که وقوع ریزشوبی باعث کاهش حجم و هم‌زمان افزایش تخلخل خاک شده و میزان فرسایش از توده‌ی خاک در ریزشوبی متناسب با شاخص پایداری داخلی می‌باشد.

واژه‌های کلیدی فرسایش داخلی، ریزشوبی، خاک‌های ناپایدار داخلی، تراوش.

Design and Development of an Apparatus for Internal Erosion and Suffusion Testing in Soils

P. Tabatabae Shourijeh

A. Soroush

Abstract Internal erosion is a major cause of failure and damage in embankment dams. A complicated and detrimental mechanism of internal erosion is the suffusion process. This paper presents a recently developed automated large scale permeameter for internal erosion and suffusion testing. The new apparatus is capable of applying surcharge loads to the specimen while maintaining a unidirectional gradient controlled seepage flow via a computer closed-loop system. The instrumentation and transducers available continuously measure deformation, pore pressure variation and stress levels throughout the specimen. Multistage commissioning tests on four soils samples are reported that illustrate the novel features of the permeameter and instrumentation. The preliminary results highlight the suffusion process while revealing that the amount of erosion is proportional to the stability index, and soils experiencing suffusion undergo volume reduction conjoined with increasing void ratio.

Key Words Internal Erosion, Suffusion, Internally Unstable Soils, Seepage

* تاریخ دریافت مقاله ۹۱/۴/۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۱۰/۱ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری، دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

(۲) نویسنده‌ی مسئول، دانشیار، دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

عرض ناپایداری داخلی هستند. این چنین خاکهای در نهشته‌های طبیعی خاکهای رسوبی، بخشالی و دریایی ظهر می‌کنند. بسیاری از سدهای در دست طراحی یا اجرا در ایران بر روی بسترها آبرفتی واقع می‌گردد. مطابق شکل (۲)، دانه‌بندی‌های مقعر به سمت بالا و گسته، که ممکن است در عرض ریزشوبی باشند، در پی‌های آبرفتی سدهای کشور فراوان هستند. از اصلی ترین مشخصه‌های رسوبات آبرفتی می‌توان به ناهمگنی (Heterogeneity) و ناهمسانی (Anisotropy) آنها اشاره کرد. در عمق و سطح نهشته‌های آبرفتی، مصالح با خواص ژئوتکنیکی (نظری دانه‌بندی، نفوذپذیری، ...) متفاوتی یافت می‌شود. وجود لایه‌بندی‌ها، لنزها و لایه‌های پراکنده ریزدانه یا درشت‌دانه در آبرفت‌ها، موجب پیچیدگی‌های فراوانی به‌لحاظ رژیم تراوش در پی سدهای خاکی می‌شود. تمرکز خطوط هم‌پتانسیل و ایجاد گرادیان‌های موضعی شدید از جمله عواملی است که به شروع فرسایش داخلی و ریزشوبی در پی کمک می‌کند [۴].

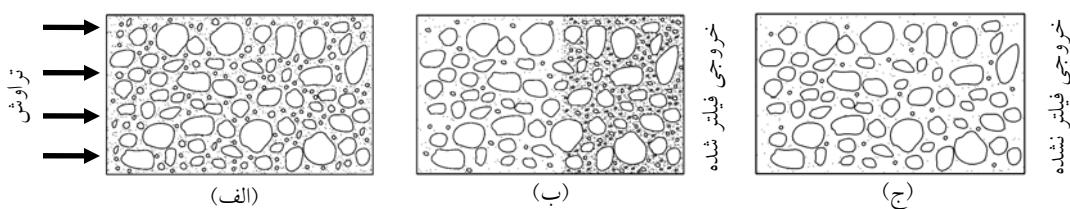
به‌علت پیچیدگی ذاتی فرسایش داخلی و به‌ویژه ریزشوبی، که شامل مهاجرت ذرات در محیط متخلخل هستند، استفاده از مطالعات آزمایشگاهی همواره یکی از کارآمدترین ابزار بررسی این پدیده‌ها می‌باشد. در سال‌های اخیر تحقیقات آزمایشگاهی قابل توجهی در سطح بین‌المللی در ارتباط با ریزشوبی و ناپایداری داخلی خاک‌ها صورت گرفته است [۵,6,7,8].

با توجه به تعدد روزافزون سدهای خاکی و سنگریزهای در دست طراحی و اجرا در کشور و اهمیت انجام مطالعات پایه بر روی فرسایش داخلی و ریزشوبی، اقدام به طراحی، ساخت و راهاندازی دستگاه آزمایش ریزشوبی و فرسایش داخلی با قابلیت‌های پیشرفته شده است. در این مقاله ضمن معرفی کامل دستگاه و توانمندی‌های اجزای مختلف آن، روش انجام آزمایش و بخشی از نتایج آزمایش‌های مقدماتی به‌منظور معرفی عملکرد دستگاه به اختصار ارائه شده است.

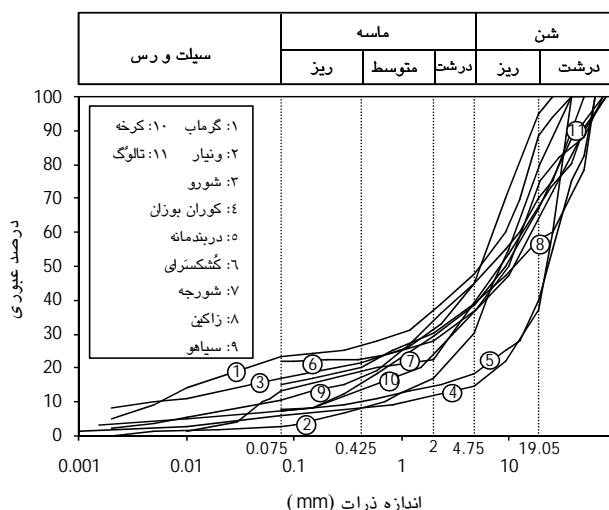
مقدمه

فرسایش داخلی عبارت است از حمل تدریجی ذرات ریز خاک توسط جریان آب از میان ترکها و منافذ خاک. ابتدا دبی جریان کم است و ذرات ریزتر را با خود حمل می‌کند ولی به‌تدریج و با گذشت زمان، مجرای عبور آب بزرگ‌تر می‌شود، در نتیجه دبی جریان زیادتر می‌گردد و آب قابلیت حمل ذرات بزرگ‌تر را خواهد داشت. فرسایش داخلی مشکلات فراوانی را برای سازه‌های خاکی به‌خصوص سدهای خاکی و سنگریزهای به‌وجود می‌آورد. مطابق آمارهای موجود تا سال ۱۹۸۶، ۴۸٪ از تخریب سدهای خاکی و سنگریزهای بزرگ بر اثر فرسایش داخلی و آبستنگی بوده است [۱]. به‌طور کلی انواع فرسایش داخلی از سه مکانیزم اصلی فرسایش آغاز می‌گردد که عبارتند از؛ فرسایش عقب‌رونده (Backward Erosion)، فرسایش بر اثر تراوش مرکز (Erosion of Suffusion) و ریزشوبی (Concentrated Leak).

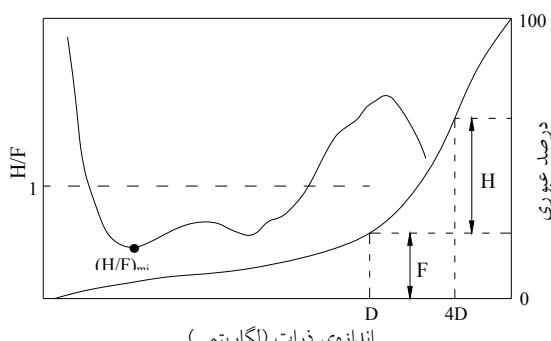
ریزشوبی فرآیندی از فرسایش داخلی است که شامل فرسایش انتخابی ذرات ریز از ساختار یا توده‌ای از خاک مشکل از دانه‌های درشت است. ذرات ریز به‌واسطهٔ جریان از میان منافذ و حفرات موجود بین دانه‌های درشت فرسایش می‌یابند و در نتیجه ساختاری مشکل از دانه‌های درشت بر جای می‌ماند. شکل (۱) حالت‌های ممکن برای ریزشوبی در المان خاک را نشان می‌دهد. در حالتی که ذرات ریز فرسایش یافته مسیری را در توده‌ی خاک طی کنند و متوقف شوند، ریزشوبی داخلی (Internal Suffusion) روی می‌دهد؛ در صورتی که این ذرات از توده خاک خارج شوند، ریزشوبی خارجی (External Suffusion) خواهد بود [۲]. خاک‌هایی که پتانسیل وقوع ریزشوبی دارند، ناپایدار داخلی (Internally Unstable) هستند. خاک‌های گسته به‌علت انفصال در اندازه‌ی ذرات و خاک‌های گسترده مقعر به بالا به‌دلیل صاف بودن انتهای ریزدانه و کمبود اندازه‌ی ذرات ریزتر، در



شکل ۱ المان خاک در حالت: (الف) قبل از ریزشوبی، (ب) ریزشوبی داخلی و (ج) ریزشوبی خارجی



دانه‌بندی عریض ($C_u > 3$) در محدوده $F \leq 20\%$ و برای دانه‌بندی‌های کم عرض ($C_u < 3$) در محدوده $F \leq 30\%$ $H/F = 1$ بالای خط $H/F = 1$ قرار گیرد، خاک پایدار داخلی و در غیر این صورت ناپایدار داخلی است. اندازه $(H/F)_{min}$ نشانه‌ای از میزان ناپایداری داخلی خاک مورد بررسی است و به عنوان شاخص پایداری معرفی می‌گردد.



شکل ۳ نمایش ترسیمی روش Kenney و Lau [10]

روش‌های ارزیابی ناپایداری داخلی خاک

بر پایه‌ی مطالعات آزمایشگاهی، تجارب عملی و روابط نظری، روش‌های مختلفی برای پیش‌بینی پایداری ناپایداری داخلی خاک‌ها ارائه شده‌است. مهم‌ترین‌های آن‌ها روش Kezdi [9]، روش [11] Burenkova و Lau [10] و روش Kenney می‌باشند. در ادامه روش Lau و Kenney [10] که در این مقاله مورد استفاده است به اختصار معرفی می‌گردد. در روش Kenney و Lau مطابق شکل (۳) در منحنی دانه‌بندی، اندازه‌های D و D^* معین می‌گردد. درصد ذرات ریزتر از D با F و درصد ذرات ریزتر از D^* و درشت‌تر از D با H نمایش داده می‌شود. این روند برای کلیه‌ی مقادیر D در محدوده عبوری صفر تا 40% ، انجام می‌شود و نمودار تغییرات H/F رسم می‌گردد. در صورتی که این نمودار برای مصالح با

به صورت حلقه‌ی بسته کنترل می‌گردد. سربار توسط میله‌ی بارگذاری (از جنس فولاد زنگنزن با قطر ۳۰ میلی‌متر) و صفحه‌ی بارگذاری به سطح نمونه خاک اعمال می‌شود. میله‌ی بارگذاری از میان بوشینگ و کاسه نمد تعییه شده بر روی درپوش دستگاه هدایت می‌شود. اصطکاک ناشی از عبور میله‌ی بارگذاری از میان سیستم بوشینگ و کاسه نمد برابر با 0.03 kN معادل تنش 7 kPa در سطح نمونه می‌باشد که با عنایت به دقت اندازه‌گیری‌های نیروی محوری قابل صرف‌نظر کردن است.

صفحه‌ی بارگذاری از جنس آلومینیم (ضخامت ۲۰ میلی‌متر) و شامل تعداد ۱۲۰ سوراخ ۵ میلی‌متر و شیارهای متعدد مرکز به صورت متقاض است که برای سهولت و یکنواختی جریان آب تعییه شده‌اند. مطابق شکل (۶) برای جلوگیری از ایجاد مسیرهای ترجیحی جریان در محل تماس نمونه خاک و محفظه، و هدایت هرچه بیش‌تر جریان به داخل نمونه، در پیرامون صفحه‌ی بارگذاری از لاستیک آب‌بند (Packing) استفاده شده است. لاستیک آب‌بند با جداره محفظه اصطکاکی برابر با 0.15 kN ، معادل تنش $3/6 \text{ kPa}$ در سطح نمونه، ایجاد می‌کند که در محاسبات در نظر گرفته می‌شود.

نمونه‌سازی خاک درون محفظه، بر روی یک بش که روی قاب عکس‌العمل تحتانی مستقر است، انجام می‌شود. مطابق شکل (۵) وظیفه‌ی اصلی قاب عکس‌العمل تحتانی انتقال نیروها (شامل وزن نمونه، وزن میله‌ی بارگذاری و صفحات، سربار اعمال شده و هرگونه نیروی هیدرودینامیکی جریان) به نیروسنج پایین است. به علاوه، قاب مذکور با فراهم کردن فضایی آزاد در زیر نمونه، فرسایش و خروج ذرات و مشاهده‌ی چشمی فرسایش را ممکن می‌سازد. قاب عکس‌العمل تحتانی به ارتفاع کل 330 میلی‌متر متشکل از چهار صفحه‌ی آلومینیمی (ضخامت 20 میلی‌متر) و چهار ستون فولادی (قطر 16 میلی‌متر) است. مطابق شکل (۶)، برای جلوگیری از فرسایش ذرات از جداره‌ها در اطراف صفحه‌ی بالایی قاب (که در زیر

سامانه‌ی آزمایشگاهی

مهم‌ترین ویژگی‌های سامانه‌ی آزمایشگاهی طراحی و ساخته شده عبارتند از:

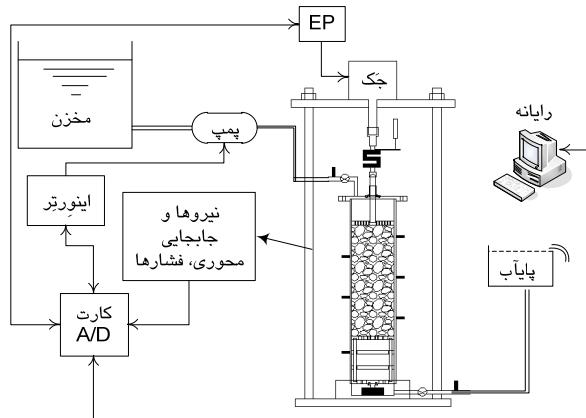
- ۱- امکان آزمایش تراوش، با جهت جریان رو به بالا یا پایین
- ۲- توانایی آزمایش مصالح با اندازه‌ی واقعی ذرات
- ۳- کنترل دقیق گرadiان هیدرولیکی (از مقادیر کم تا زیاد) جریان
- ۴- اعمال و کنترل دقیق سربار مؤثر بر نمونه به همراه امکان اندازه‌گیری دقیق تنش مؤثر در هر تراز از خاک
- ۵- اندازه‌گیری تغییرات طول نمونه که معرف تغییرات کرنش حجمی و تخلخل خاک است
- ۶- تعیین دقیق تغییرات گرadiان‌های هیدرولیکی موضعی در هر تراز از نمونه خاک
- ۷- امکان اندازه‌گیری جریان عبوری از نمونه، برای بررسی سرعت تراوش و نفوذپذیری.

دستگاه آزمایش. دستگاه آزمایش طراحی شده (شکل ۴)، متشکل از محفظه‌ی تراوش بزرگ مقیاس، تجهیزات بارگذاری محوری، تجهیزات تأمین و کنترل جریان آب و تجهیزات رایانه‌ای کنترل و ثبت اطلاعات است.

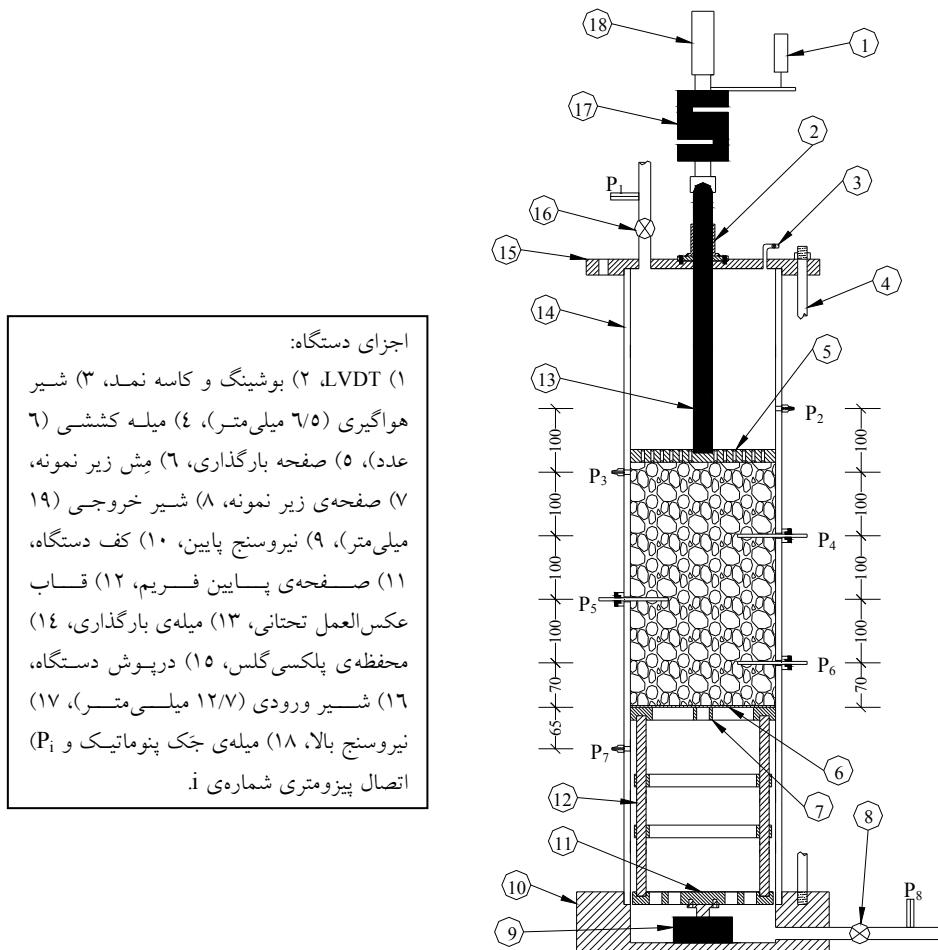
محفظه‌ی اصلی دستگاه شامل استوانه‌ای از جنس پلکسی‌گلس (Plexiglas) با ارتفاع 1 متر، قطر داخلی 230 میلی‌متر و ضخامت جداره 10 میلی‌متر می‌باشد. محفوظه به‌وسیله‌ی 6 میله‌ی کششی در بین درپوش بالایی و کف (هر دو از جنس آلومینیم) محکم می‌شود و وجود واشرهای حلقوی (O-ring) آب‌بندی را فراهم می‌کند. بر روی درپوش بالایی شیر ورودی و شیر هواگیری و در کف دستگاه شیر خروجی تعییه شده‌اند. در شکل (۵) جزئیات بیش‌تری از محفظه‌ی تراوش ارائه شده است. تجهیزات بارگذاری محوری متشکل از قاب عکس‌العمل بارگذاری و جک پنوماتیک دوطرفه (کورس 160 میلی‌متر) با حداکثر نیروی محوری قابل اعمال 50 kN است. عملکرد جک توسط عملگر الکتروپنوماتیک (EP) و نرم‌افزار رایانه‌ای

با استفاده از اینورتر (Inverter) و نرم‌افزار رایانه‌ای، موتور به صورت حلقه بسته کنترل می‌شود و تنظیم دقیق جریان و گرادیان‌های هیدرولیکی اعمالی به نمونه در طول آزمایش صورت می‌پذیرد.

میش و نمونه خاک قرار می‌گیرد) لاستیک آب‌بند مشابه با صفحه‌ی بارگذاری تعییه شده است. تجهیزات تأمین جریان آب مشکل از پمپ دورانی با توان ۲/۲ کیلووات و مخزن آبی با ظرفیت ۳۰۰ لیتر است.



شکل ۴ طرحواره سامانه آزمایشگاهی ریزشوبی



شکل ۵ طرحواره دستگاه آزمایش ریزشوبی (اندازه‌ها بر حسب میلی‌متر)

در جداره داخلی محفظه اندازه‌گیری می‌کند. برای ترازوایی که نمونه خاک مستقر است، P_4 ، P_5 و P_6 ، فشار آب منفذی لایه‌ی جداره‌ای بین نمونه و محفظه معرف فشار داخل خاک نخواهد بود. به همین منظور پیزومتر خاصی، متشکل از پیچ فلزی به قطر ۵ میلی‌متر و طول ۱۲۰ میلی‌متر که درون آن سوراخ ۲ میلی‌متری ایجاد شده است، به کار می‌رود. پس از ساخت نمونه، پیچ عنوان شده از میان اتصال پیزومتری پیچانده می‌شود و حدود ۶۰ میلی‌متر به درون خاک نفوذ می‌کند. بدین ترتیب فشار انتهای (نوک) پیزومتر (پیچ) از طریق شلنگ به سنسور فشار منتقل می‌شود و قرائت صحیحی از فشار داخل نمونه خاک حاصل می‌گردد. در شکل (۷) تصویری از این‌گونه پیزومترها نشان داده شده است. سنسورهای فشار مورد استفاده از نوع سنسور فشار کل (Total Pressure Transducer) با ظرفیت صفر تا 400 kPa و دقت $\pm 1/2 \text{ kPa}$ می‌باشند.



(ب)



(الف)

شکل ۶ (الف) لاستیک آب‌بند در اطراف صفحه‌ی بارگذاری و (ب) قاب عکس‌العمل تحتانی



(ب)



(الف)

شکل ۷ (الف) اتصال پیزومتری بر روی بدنه محفظه دستگاه و (ب) پیزومتر فلزی فرورفته در داخل نمونه خاک

نرخ حجمی جریان (دبی) خروجی در پایاب با

برای ثابت بودن بلندای آبی در خروجی محفظه‌ی تراوش، مسیر خروج جریان به پایاب متصل است (شکل ۴).

ابزار دقیق. برای حصول دقیق تنش مؤثر در ترازوای مختلف نمونه، هرگونه تغییراتی در نیروی محوری به‌واسطه‌ی تأثیر اصطکاک جداره‌ی دستگاه آزمایش با نمونه باید مد نظر قرار گیرد. بنابراین اندازه‌گیری نیروی محوری در بالا و پایین نمونه صورت می‌گیرد. مطابق شکل (۵) نیروسنج بالا (ظرفیت 50 kN) بر روی میله‌ی بارگذاری و بیرون از محفظه‌ی دستگاه آزمایش مستقر شده است در حالی که نیروسنج پایین (ظرفیت 100 kN) از نوع ضد آب است و داخل دستگاه، متصل به کف و در زیر قاب عکس‌العمل تحتانی قرار دارد. براساس قدرت تفکیک نیروسنج‌های به‌کاررفته، تنش‌های اندازه‌گیری شده در نمونه دارای دقت $\pm 0.7 \text{ kPa}$ خواهند بود.

طول نمونه خاک درون محفظه دستگاه، بر اثر (الف) نشست تحت اثر سربار اعمال شده و (ب) نیروی هیدرودینامیکی جریان آب تغییر می‌نماید. به علاوه انتظار می‌رود که بر اثر وقوع ریزش‌های و فرسایش ذرات، تغییراتی در تخلخل و حجم نمونه روی دهد که به صورت تغییرات طول نمونه قابل اندازه‌گیری است. جابه‌جایی محوری نمونه به‌وسیله‌ی جابه‌جایی سنج (LVDT)، با ظرفیت 100 mm و دقت $\pm 0.5 \text{ mm}$ ، با ظرفیت 100 mm و دقت $\pm 0.5 \text{ mm}$ مستقر بر روی میله‌ی بارگذاری اندازه‌گیری می‌شود.

اندازه‌گیری دقیق فشار آب منفذی برای تعیین بلندای آبی در ترازوای مختلف نمونه خاک و هم‌چنین برای کنترل جریان تراوش مورد نیاز است. مطابق شکل (۵) بر روی بدنه‌ی محفظه‌ی دستگاه در ترازوای معین اتصالات پیزومتری تعییه شده است که به‌وسیله‌ی شلنگ به سنسورهای فشار متصل می‌گردند. در ترازوای بالا و پایین نمونه خاک، P_2 ، P_3 و P_7 ، اتصال پیزومتری از جنس پلکسی‌گلس است و فشار آب را

اعمال سربار. پس از ساخت نمونه و قبل از اشباع‌سازی، سربار مورد نظر، σ'_{Tav} ^۵ به صورت تدریجی و آرام بر نمونه اعمال می‌شود. اعمال تدریجی سربار (در مدت زمان حدود ۲/۵ تا ۴ ساعت بسته به میزان سربار) موجب می‌گردد که نمونه فرصت نشست داشته باشد و تغییرات محتمل در آرایش دانه‌های خاک به‌آرامی صورت پذیرد.

اشباع‌سازی. در مرحله اشباع‌سازی نمونه، مشابه روش استاندارد [12] برای آزمایش‌های نفوذپذیری، جریان آب با جهت رو به بالا از پایین دستگاه (شیر خروجی) وارد می‌شود. بدین ترتیب هوای موجود در دستگاه و نمونه و از شیر هوایی (شکل ۵) خارج می‌شود. پس از رسیدن سطح آب به تراز هر کدام از اتصالات پیزومتری، شلنگ مربوط به پیزومتر با ورود آب هوایی می‌شود و به اتصال پیزومتری متصل می‌گردد. برای حصول اطمینان از اشباع شدن کامل (در حد امکان) نمونه و جلوگیری از هرگونه حرکت ذرات در حین اشباع‌سازی، نرخ جریان ورودی به دستگاه بسیار پایین (در حد ۴ تا $6 \text{ cm}^3/\text{s}$) است و زمان اشباع‌سازی حدود ۳ ساعت به‌طول می‌انجامد.

مرحله‌ی تراوشن. جریان تراوشن از نوع کنترل گرادیان است. پس از اعمال تنفس مؤثر (σ'_{Tav}) و اشباع‌سازی، طول نمونه از مقدار اولیه L_0 تغییر می‌کند. این تغییرات در زمان‌های مختلف با ΔL_t بیان می‌شود. گرادیان هیدرولیکی توسط مقدار گرادیان مسیر یا i_{18} به صورت زیر تنظیم می‌گردد:

$$i_{18} = \frac{h_1 - h_8}{L_t} \quad (1)$$

در رابطه‌ی اخیر:
از گرادیان مسیر

h_1 : بلندای آبی کل در تراز پیزومتر ۱ (P_1)

h_8 : بلندای آبی کل در تراز پیزومتر ۸ (P_8)

L_t : طول نمونه در زمان t با دانستن این که

استفاده از استوانه‌ی مدرج در فواصل زمانی منظمی در طول آزمایش اندازه‌گیری می‌شود. تجهیزات فرمان‌یار و کنترل مورد استفاده ساخت داخل کشور می‌باشد. این تجهیزات دارای ۱۶ کanal ورودی آنالوگ (۱۶ بیت)، ۴ کanal خروجی آنالوگ (۱۲ بیت) و سرعت نمونه‌گیری ۵۰ نمونه بر ثانیه است. با استفاده از نرم‌افزارهای رایانه‌ای کنترل، که منحصرأ برای مقاصد عملیاتی دستگاه آزمایش ریزش‌سی نوشته شده‌اند، کنترل‌ها و جمع‌آوری اطلاعات به صورت حلقه بسته صورت می‌گیرد.

روش انجام آزمایش

با استفاده از دستگاه ساخته شده و امکانات موجود، مراحل انجام آزمایش ریزش‌سی به شرح زیر است:

نمونه‌سازی. با توجه به این‌که خاک‌های ناپایدار داخلی، اعم از دانه‌بندی‌های گسترده یا گسسته، به‌شدت در معرض جداسدگی دانه‌ها هستند، نمونه‌سازی آن‌ها بسیار دشوار است. به همین دلیل لازم است که نمونه‌ی مورد نظر به گونه‌ای درون محفظه‌ی دستگاه آزمایش چیده شود. برای این منظور نمونه خاک در ۱۰ لایه‌ی جدا مخلوط و آماده می‌شود که دانه‌بندی هر کدام مطابق با دانه‌بندی هدف است. هر لایه به میزان مشخصی (حدود ۲ تا ۶٪ بسته به دانه‌بندی) مرتبط می‌گردد. وجود رطوبت در بین دانه‌ها تا حدودی باعث ایجاد مکش می‌شود و امکان جداسدگی دانه‌ها را کاهش می‌دهد. سپس محتويات هر ظرف (لایه) به چهار بخش تقریباً مساوی تقسیم می‌گردد. سطح مقطع دستگاه به صورت فرضی به چهار قطاع تقسیم می‌شود و مصالح هر بخش درون یک قطاع قرار می‌گیرد. پس از قراردادهی، سطح هر لایه به وسیله‌ی دست به‌آرامی و با دقت صاف می‌شود. با این روش اطمینان از توزیع یکنواخت و همگن تمامی اندازه‌های ذرات وجود دارد.

مصالح و اطمینان از عدم وجود ذرات ریزدانه، دانه‌ها در ۱۳ دسته بین الکهای استاندارد تفکیک می‌شوند و به نسبت مورد نیاز برای تأمین دانه‌بندی‌های مورد آزمایش مخلوط می‌گردند. برای بخش ریزدانه (عبوری از 0.075 میلی‌متر) از پودر سیلیس تجاری، که بهروش فرآیند سنگ شکن تولید شده است، استفاده گردید. پودر سیلیس غیرچسبنده است و شاخص خمیری (PI) آن برابر با صفر می‌باشد.

در آزمایش‌های مقدماتی چهار خاک مورد آزمایش قرار گرفته‌اند که منحنی دانه‌بندی آن‌ها مطابق شکل (۸) است. حداقل اندازه تمامی خاک‌ها به $25/4$ میلی‌متر محدود است (طبق توصیه استاندارد [12] حداقل اندازه دانه‌ها باید $1/8$ تا $1/12$ قطر محفظه باشد) و شکلی مشابه پی‌های آبرفتی معرفی شده در شکل (۲) دارند. در جدول (۱) مشخصات دانه‌بندی خاک‌ها ارائه شده و جدول (۲) ارزیابی پایداری/ناپایداری داخلی خاک‌ها بهروش Kenney و Lau [۱۰] و مقادیر شاخص پایداری را بیان می‌دارد.

جدول ۱ مشخصات دانه‌بندی خاک‌های مورد آزمایش

مشخصه	نمونه خاک			
	S1	S2	S3	S4
D ₁₅ (mm)	۰/۰۹۹	۰/۰۹۵	۱/۱۰	۰/۰۸۲
D ₈₅ (mm)	۱۶/۸۶	۲۰/۴۷	۱۵/۶۳	۹/۰۲
D _{max} (mm)	۲۵/۴	۲۵/۴	۱۹/۰۵	۱۲/۷
%<0.075mm	۱۳	۸	۵	۳
C _u	۱۴۹/۶	۸۶/۹	۲۷/۵	۱۶/۹
C _c	۸/۷	۱۴/۷	۵/۰	۵/۰
*USCS	GM	GP-GM	GP	GP

جدول ۱ مشخصات دانه‌بندی خاک‌های مورد آزمایش * Unified Soil Classification System (سیستم طبقه‌بندی متحد خاک)

جدول ۲ ارزیابی پایداری/ناپایداری داخلی خاک‌های مورد آزمایش به روشهای Kenney و Lau [10]

مشخصه	نمونه خاک			
	S1	S2	S3	S4
ارزیابی	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار	ناپایدار
(H/F) _{min}	۰/۲۷	۰/۴۷	۰/۶۶	۰/۸۹

نظر به این که پیزومتر P₈ مستقیماً به پایاب متصل است، مقدار h₈ تابعی از سرعت خروج جریان در تراز پایاب است و برای غالب آزمایش‌ها (مگر در مواردی که سرعت‌های جریان بسیار بالا باشد) مقدار h₈ تغییرات اندکی دارد.

مقدار بلندای آبی h₁ توسط موتور و از طریق اینورتر تغییر می‌کند. در صورتی که تغییری در طول نمونه L_۱ روی دهد، سیستم کنترل به صورت حلقه‌بسته مقدار h₁ را تنظیم می‌کند تا گرادیان اعمال شده ثابت باقی بماند. برای هرگام از تغییر گرادیان هیدرولیکی (افزایش یا کاهش) تنظیم فشار h₁ توسط دستگاه و براساس (۱) صورت می‌گیرد.

اندازه‌گیری‌ها و محاسبات. پس از اتمام مرحله‌ی تراوش و پایان آزمایش، نمونه خاک بر جای مانده در چهار لایه بین پیزومترها استخراج شده و دانه‌بندی آن‌ها تعیین می‌گردد. هر لایه با L_{jk} نشان‌داده می‌شود که معرف لایه‌ی بین پیزومتر P_k تا P_j است. با دانستن بلندای آبی در پیزومترها (h_i) گرادیان‌های موضعی، ΔL_i ، در لایه‌های خاک از رابطه‌ای مشابه (۱) قابل محاسبه هستند. در کنار سربار اعمال شده، τ_{Tav} ، تنش در سطح پایین نمونه، B^5 ، نیز در هر لحظه معین می‌شود. با اندازه‌گیری نشت لحظه‌ای نمونه، ΔL_i ، کرنش محوری به صورت $\epsilon_a = \Delta L_i / L_0$ محاسبه می‌شود. آن‌جایی که سطح مقطع نمونه به واسطه‌ی محصور بودن در محفظه‌ی دستگاه ثابت است، کرنش محوری بیان‌گر کرنش حجمی، ϵ_V ، نمونه است. اندازه‌گیری نرخ حجمی جریان خروجی منجر به تعیین سرعت جریان در نمونه و در صورت نیاز محاسبه‌ی نفوذپذیری و تغییرات آن می‌شود.

مشخصات مصالح و دانه‌بندی خاک‌ها

مصالح دانه‌ای مورد استفاده، رودخانه‌ای با دانه‌های گردگوشه تا نسبتاً گردگوشه هستند. پس از شستشوی

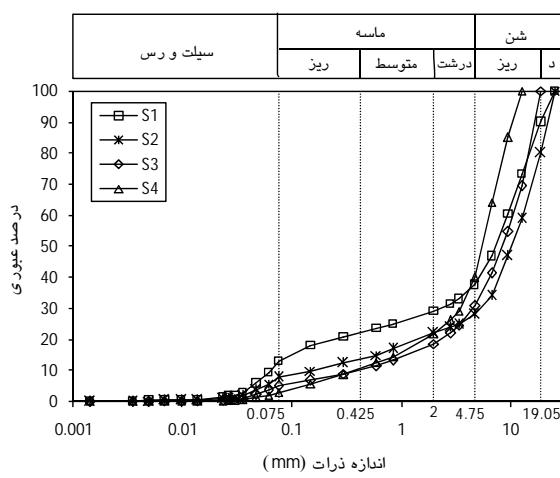
چشممه‌ی میش مستقر در زیر نمونه به‌نحوی تعیین می‌شود که اجازه‌ی ریزش‌وی خارجی از نمونه‌ی مورد آزمایش را بدهد. بر این اساس برای خاک‌های مورد آزمایش اندازه‌ی چشممه‌ی میش معادل اندازه‌ی عبوری آزمایش آندازه‌ی چشممه‌ی میش در تحقیقات ۴۷٪ تا ۴٪ در منحنی دانه‌بندی است. در تحقیقات گذشته نیز میش‌هایی با اندازه مشابه [14] و حتی تا حدود ۷۲٪ عبوری در منحنی دانه‌بندی [15] توسط محققان به کار رفته است. در مسایل واقعی ممکن است به‌دلیل لایه‌بندی خاک‌های طبیعی ذرات فرسایش‌یافته در ریزش‌وی، خاک ناپایدار داخلی را ترک نکند و نهایتاً ریزش‌وی داخلی روی دهد. در چنین شرایطی در پایین دست خاک ناپایدار داخلی تدریج‌گاهش نفوذ‌پذیری توأم با افزایش فشار آب منفذی حادث می‌شود. طی این پیشامد توزیع مجدد فشار منفذی می‌تواند به‌نوبه‌ی خود باعث ریزش‌وی یا فرسایش عقب‌رونده گردد.

نتایج. در جدول (۴) نتایج آزمایش‌ها، در قالب میزان فرسایش و تغییرات کرنش حجمی و تخلخل، ارائه شده است. از اصلی‌ترین نتایج تعیین میزان فرسایش، F_{erod} در ریزش‌وی و تشخیص پایداری/ناپایداری داخلی دانه‌بندی است. در شکل‌های (۱۰-الف) و (۱۰-ب) دانه‌بندی لایه‌های مختلف نمونه پس از آزمایش برای خاک‌های S1 و S4 ارائه شده است.

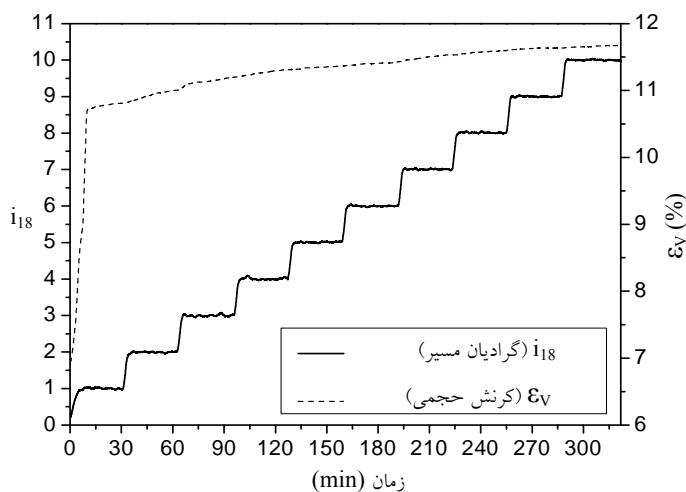
آزمایش‌ها و نتایج

آزمایش‌ها. هر چهار نمونه خاک تحت سربار $\sigma'_{Tav}=30\text{ kPa}$ مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. اندازه‌ی میش خروجی (زیر نمونه)، مدت زمان تراوش و مشخصات نمونه‌ها در جدول (۳) ارائه شده است. گرادیان هیدرولیکی مسیر (i_{18}) اعمال شده به نمونه از مقدار ۱ تا ۱۰ به صورت پله‌ای افزایش یافته و هر پله گرادیان مدت ۳۰ دقیق به خاک اعمال شده است. شکل (۹) نمونه‌ای از تغییرات گرادیان هیدرولیکی و نیز کرنش حجمی در آزمایش بر روی خاک S1 را نشان می‌دهد.

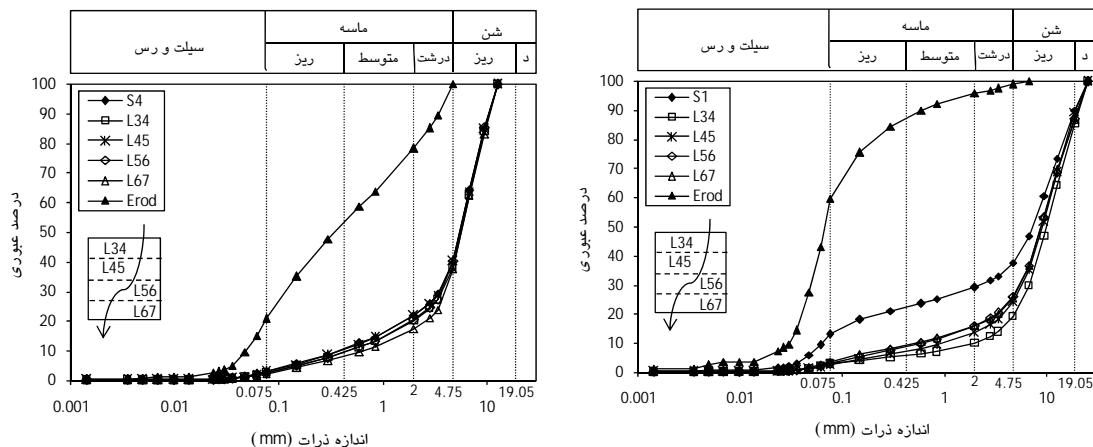
گرادیان‌های اعمال شده در طول آزمایش، از مقادیر معمول گرادیان‌های تراوش در پی و بدنه سدهای خاکی بیشتر است [6] و زمان اندک آزمایش در قیاس با طول عمر مفید سد را به صورت غیرمستقیم جبران می‌کند. با توجه به این‌که هدف اصلی این تحقیق مهیا نمودن شرایط وقوع ریزش‌وی خارجی و فرسایش هرچه بیش‌تر ذرات خاک بوده است، سطح سربار ($\sigma'_{Tav}=30\text{ kPa}$) به‌نحوی انتخاب گردید تا تأثیرات محتمل سربارهای زیاد در کاهش میزان فرسایش مرتفع گردد. در تحقیقات مشابه قبلی در رابطه با ریزش‌وی هر جا بررسی مقدار فرسایش مورد نظر بوده، از سطوح سربار مشابه استفاده شده است (به عنوان مثال 10 kPa [13] تا 25 kPa [14]). اندازه



شکل ۸ منحنی دانه‌بندی خاک‌های مورد آزمایش



شکل ۹ تغییرات گرادیان مسیر و کرنش حجمی طی آزمایش بر روی خاک S1 تحت $\sigma'_{Tav}=30\text{ kPa}$



شکل ۱۰ دانه‌بندی لایه‌های مختلف نمونه پس از آزمایش تحت $\sigma'_{Tav}=30\text{ kPa}$ بر روی
(الف) خاک S4 و (ب) خاک S1 و S2

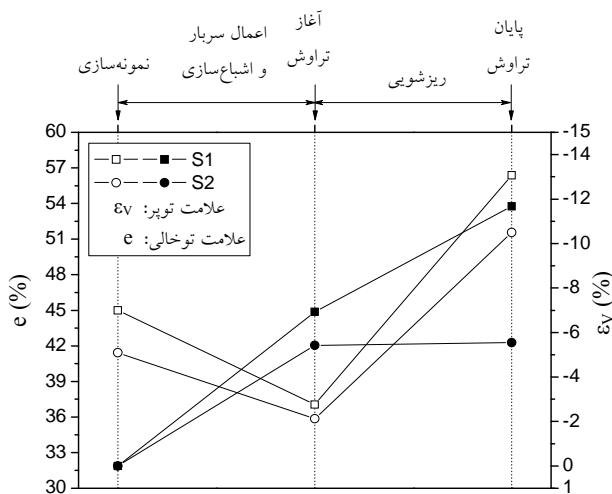
جدول ۳ مشخصات آزمایشها تحت $\sigma'_{Tav}=30\text{ kPa}$

مشخصه	نمونه خاک			
	S1	S2	S3	S4
W (%)	۴/۵	۳/۵	۲/۹	۲/۷
میش خروجی (mm)	۶/۷۳	۹/۵۲	۶/۷۳	۴/۷۵
L ₀ (mm)	۳۸۳	۳۷۵	۳۸۴	۳۸۲
e ₀ (%)	۴۵/۰	۴۱/۴	۴۵/۴	۴۴/۶
مدت آزمایش (min)	۳۲۲	۲۱۳	۳۱۹	۳۳۱

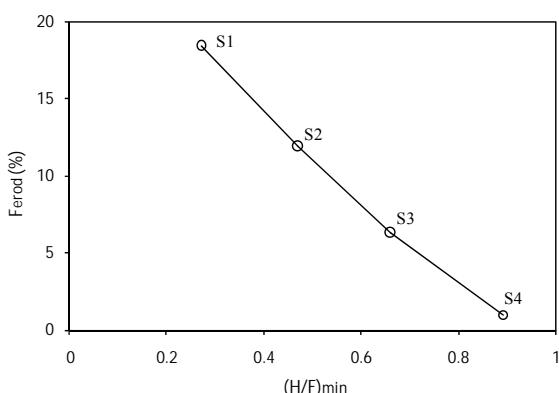
توضیحات: W میزان رطوبت نمونه‌سازی
و e₀ به ترتیب طول و تخلخل نمونه‌سازی

جدول ۴ نتایج آزمایش تحت $\sigma'_{Tav}=30\text{ kPa}$

مشخصه	نمونه خاک			
	S1	S2	S3	S4
ارزیابی	نایابدار	نایابدار	نایابدار	پایدار
$F_{erod} (\%)$	۱۸/۴	۱۱/۹	۶/۳	۱
$^{+*}\Delta\varepsilon_V (\%)$	۴/۷۴	۰/۱۲	۰/۱۵	۰/۲۶
$^{\$*}\Delta e (\%)$	۱۹/۳	۱۵/۷	۷/۶	-۰/۸

^{*}: مقدار گزارش شده برای مرحله تراوش (ریزشویی)[†]: کرنش حجمی مثبت نشانه کاهش حجم[§]: افزایش تخلخل مثبت و کاهش تخلخل منفی

شکل ۱۱ تغییرات کرنش حجمی و تخلخل نمونه در مراحل مختلف آزمایش بر روی خاک های S1 و S2

تحت $\sigma'_{Tav}=30\text{ kPa}$ شکل ۱۲ تغییرات درصد فرسایش، F_{erod} ، بر حسب شاخص پایداری، $(H/F)_{min}$ ، در آزمایش بر روی خاک ها تحت $\sigma'_{Tav}=30\text{ kPa}$

فرسایش نمی‌باشد، بنابراین کاهش حجم همراه با کاهش میزان تخلخل نمونه است.

در شکل (۱۲) میزان فرسایش از نمونه‌های مورد آزمایش بر حسب شاخص پایداری، $(H/F)_{min}$ ، ارائه شده است. بر این اساس، افزایش شاخص پایداری، که متناظر با نزدیک شدن خاک به شرایط پایدار داخلی است، موجب کاهش میزان فرسایش از خاک، F_{erod} ، می‌شود.

جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

توجه اصلی مقاله حاضر به معرفی دستگاه آزمایش پیشرفته و بزرگ مقیاس برای مطالعه‌ی فرسایش داخلی و ریزش‌وی می‌باشد. ضمن تشریح توانمندی‌های عملکردی و مختصات ویژه‌ی سامانه‌ی آزمایشگاهی، نظیر مقیاس بزرگ و امکان اندازه‌گیری دقیق تنفس مؤثر و گردابان در ترازهای مختلف نمونه، راهکار مطالعه‌ی آزمایشگاهی پدیده ریزش‌وی مورد بحث قرار گرفت.

با استناد به نتایج آزمایش‌های مقدماتی صورت گرفته، می‌توان نتایج اصلی زیر را برشمود: ۱) پایداری/ناپایداری خاک‌ها صرفاً با استفاده از روش‌های ارزیابی موجود قابل تشخیص نیست و لازم است وقوع ریزش‌وی در آزمایش تراوش، تحت تأثیر عوامل هیدرومکانیکی، نظیر سربار مؤثر و جریان تراوش، بررسی گردد.

۲) شاخص پایداری محاسبه شده از روش Kenney و Lau بیانگر میزان فرسایش در ریزش‌وی است و به عبارت دیگر تغییرات آن مبین شدت امکان وقوع ریزش‌وی در خاک می‌باشد.

۳) وقوع ریزش‌وی با تغییر دادن دانه‌بندی و تخلخل توده خاک، باعث تغییرات اجتناب‌ناپذیر و تأثیرگذاری در رفتار تنفس-کرنش و تغییرشکل-پذیری خاک خواهد شد.

دانه‌بندی لایه‌های مختلف خاک S1 پس از آزمایش از دانه‌بندی اولیه به مراتب درشت‌تر شده که نشان از فرسایش زیاد، $F_{erod}=18/4\%$ ، و ریزش‌وی خارجی شدید از نمونه خاک است. مطابق شکل (۱۰-الف) بیشترین مقدار فرسایش از لایه‌ی L_{34} روی داده است. به بیان دیگر بر اثر ریزش‌وی ذرات ریز لایه‌ی L_{34} به درون و از میان لایه‌های زیرین فرسایش یافته‌اند. برای خاک S4 دانه‌بندی پس از آزمایش لایه‌های مختلف به دانه‌بندی اولیه نمونه بسیار نزدیک بوده و فرسایش اندکی، $F_{erod}=1\%$ ، روی داده که عمدهاً مربوط به لایه‌ی L_{67} ، لایه‌ی مجاور مش خروجی، است. بدین ترتیب در خاک S4 ریزش‌وی روی نداده و بر خلاف پیش‌بینی روش Kenney و Lau [۱۰] خاک پایدار داخلی است.

در شکل (۱۱) تغییرات کرنش حجمی، ΔV ، و تخلخل، ϵ ، در طی مراحل مختلف آزمایش روی خاک‌های S1 و S2 نشان داده شده است. قابل انتظار است که در مراحل اعمال سربار و اشباع‌سازی، نمونه خاک متراکم شود و به دلیل کاهش حجم، تخلخل نیز کم شود. در خلال وقوع ریزش‌وی، خاک S1 چهار کاهش حجم می‌شود و تغییرات کرنش حجمی حین ریزش‌وی، ΔV ، برابر با $4/74\%$ به دست می‌آید، اما به دلیل فرسایش ذرات از نمونه، تخلخل خاک $19/3\%$ افزایش می‌یابد.

برای خاک S2 تغییر حجم نمونه طی ریزش‌وی ناچیز است، اما فرسایش ذرات از توده‌ی خاک باعث افزایش تخلخل به میزان $15/7\%$ شده است. این نتایج نشان می‌دهد که بر اثر ریزش‌وی، همواره ساختار خاک متخلخل‌تر می‌گردد و در نتیجه باعث تغییرات قابل ملاحظه‌ای در رفتار تنفس-کرنش و تغییرشکل‌پذیری خاک می‌شود. خاک S4 که پایدار داخلی است، طی تراوش نمونه به میزان اندکی کاهش حجم می‌دهد، اما به دلیل عدم وقوع ریزش‌وی، ذرات از توده خاک

مراجع

1. Foster, M., Fell, R. and Spannagle, M., "A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping", *Canadian Geotechnical Journal*, 37, pp. 1025-1061, (2000).
2. Soroush, A., Miri Disfani, M. and Tabatabae Shourijeh, P., "Potential of internal instability in alluvial sediments", 59th Canadian Geotechnical Conference, 8-10 October 2006, Vancouver, Canada, pp. 1156-1163, (2006).
3. Soroush, A., Tabatabae Shourijeh, P. and Miri Disfani, M., "A laboratory study on some factors effecting suffusion in soils", *Proceedings of the 13th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 10-14 December 2007, Kolkata, India, (2007).
4. سروش، عباس، طباطبائی شوریجه، پیلتن و میری دیسفانی، مهدی، "شناسایی پدیده‌ی ریزش‌بی‌ی و خاک‌های ناپایدار داخلی"، کمیته‌ی ملی سدهای بزرگ ایران، ص. ۷۵ (۱۳۸۹).
5. Fannin, R. J. and Moffat, R., "Observations on internal stability of cohesionless soils", *Géotechnique*, 56(7), pp. 497-500, (2006).
6. Wan, C.F. and Fell, R., "Assessing the potential of internal instability and suffusion in embankment dams and their foundations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 134 (3), pp. 401-407, (2008).
7. Cividini, A., Bonomi, S., Vignati, G.C. and Gioda, G., "Seepage-Induced Erosion in Granular Soil and Consequent Settlements", *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 9(4), pp. 187-194, (2009).
8. میری دیسفانی، مهدی، "مطالعه‌ی آزمایشگاهی ناپایداری داخلی خاک‌ها"، رساله‌ی کارشناسی ارشد، دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، (۱۳۸۵).
9. Kézdi, Á., "Increase of protective capacity of flood control dikes (in Hungarian)", Department of Geotechnics, Technical University of Budapest, Report No. 1, (1969).
10. Kenney, T.C. and Lau, D., "Internal stability of granular filters: Reply", *Canadian Geotechnical Journal*, 23, pp. 420-423, (1986).
11. Burenkova, V.V., "Assessment of suffusion in non-cohesive and graded soils", Proceedings, the First International Conference "Geo-Filters", Karlsruhe, Germany, 20–22 October 1992, Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering, Brauns, Heibaum & Schuler (eds.), Balkema, Rotterdam, pp. 357-360, (1993).
12. ASTM , "Standard Test Method for Permeability of Granular Soils (Constant Head) (D2434-96)", in the Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.09, ASTM Philadelphia, USA, (1996).
13. Kenney, T.C., Lau, D., "Internal stability of granular filters", *Canadian Geotechnical Journal*, 22, pp. 215-225, (1985).
14. Fannin, R.J., Moffat, R., "Observations on internal stability of cohesionless soils", *Géotechnique*, 56(7), pp. 497-500, (2006).

15. Moffat, R., Fannin, R.J., Garner, S.J., "Spatial and temporal progression of internal erosion in cohesionless soil", *Canadian Geotechnical Journal*, 48, pp. 399-412, (2011).

بررسی رفتار دینامیکی غیرخطی دیوار برشی فولادی با ورق نازک دارای اتصال تیر به ستون صلب تحت نگاشت‌های دور و نزدیک گسل*

مجید قلهکی^(۱)هوشنگ اصغری تکدام^(۲)

چکیده با توجه به پیشرفت‌های اخیر، محققتان شاهد اثرات متفاوت زلزله‌های نزدیک گسل نسبت به زلزله‌های دور از گسل بوده‌اند. در این مقاله سازه‌های کوتاه، میان و بلند مرتبه که در آن‌ها از سیستم دیوار برشی فولادی با ورق نازک دارای اتصال صلب استفاده شده است، تحت نگاشت‌های دور و نزدیک گسل مورد آنالیز دینامیکی غیرخطی قرار گرفته و با یکدیگر مقایسه گردیده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که در سازه‌های کوتاه و میان مرتبه ۳ و ۷ طبقه (تا پریود ۰/۶۷ ثانیه) اثر حرکات حوزه‌ی دور از گسل بر پارامترهای پاسخ سازه به‌طور میانگین ۱۱ و ۳۷ درصد بیشتر از اثر حرکات حوزه‌ی نزدیک گسل بوده است و در سازه‌های بلند مرتبه ۱۵ و ۲۵ طبقه (با پریود بیش از ۰/۶۷ ثانیه) اثر حرکات نزدیک گسل بر پارامترهای پاسخ سازه به‌طور میانگین ۶۰ و ۴۶ درصد بیشتر از حرکات حوزه‌ی دور از گسل است.

واژه‌های کلیدی دیوار برشی فولادی با ورق نازک، اتصال صلب، زلزله‌ی نزدیک گسل، دور از گسل، تحلیل دینامیکی غیرخطی.

Investigation on Nonlinear Dynamic Behavior of Thin Steel Plate Shear Walls with Rigid Beam to Column Connections under Far and Near Fault Earthquakes

M. Ghohkaki

H. Asghari Takdam

Abstract Considering recent developments in earthquake engineering, researchers has detected different effects of earthquakes far and near from the fault. Investigations that have been done in this area show that near fault earthquakes have shorter time period comparing far fault earthquakes and in the velocity of near fault earthquakes, there are one or more impacting pulses with a big domain and period that are result of forward directivity. The pulse movement, impressing massive energy in a short time in near fault earthquakes, result in rotating ductility in some stories and joints, brittle failure of joints, immediate destruction of structure and soft story that have observed in Kobe earthquake in 1995 and Northridge earthquake in 1994. On the other hand in the latest four decades, steel plate shear walls have been considered as a resistant system against lateral loads (wind or earthquake) and have been used in construction of modern buildings and retrofit of existing buildings in the world. This system has appropriate stiffness for controlling displacement of structures. In this paper tall, medium and short buildings that the SPSW with rigid connections has used in their structures are investigated in far and near fault earthquakes. They have analyzed with nonlinear dynamic method and have compared with each other. Results show that in short and average buildings the steel plate shear wall with rigid beam to column connection (up to $T=0.67s$), effect of movement of far from fault zone on the response parameters are 11% to 37% more than those of near fault and in the tall structures ($T>0.67s$) effect of near fault movements on the response parameters is about 46% to 60% more than those in the far fault zone.

Key Words Thin Steel Plate Shear Wall, Rigid Connection, Near Fault Earthquake, Far from the Fault, Nonlinear Dynamic Analysis.

*تاریخ دریافت مقاله ۹۱/۵/۳۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۱/۱۲/۲۷ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول: استادیار دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

(۲) دانش آموخته‌ی کارشناس ارشد زلزله، دانشگاه سمنان.

ولی (۱۹۷۹) مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که افزایش نسبت پریود پالس حرکت زمین به پریود طبیعی سازه و همچنین افزایش نسبت شتاب زمین به مقاومت تسلیم سازه، موجب افزایش پاسخ غیرخطی و خسارات وارد به سازه می‌شود. علاوه بر این تمرکز تغییرشکل‌ها در طبقات پایین ساختمان، که ستون‌های آن بار محوری زیادی را تحمل می‌کنند، موجب اعمال اثر پی - دلتا در طبقات پایین می‌شود. بنابراین خسارات ناشی از حرکت‌های ضربه‌ای زمین در طبقات پایین ساختمان مرکز می‌شود. همچنین برای سازه‌های صلب در زلزله‌ای نزدیک گسل نیاز شکل‌پذیری افزایش می‌یابد.

در سال ۱۹۹۷ هال [2] به مطالعه‌ی دو ساختمان ۶ و ۲۰ طبقه‌ی فولادی که بر اساس دو آئین‌نامه‌ی UBC94 و مقررات ساختمانی ژاپن طرح شده بودند، پرداخت. در این تحقیق رفتار غیرخطی سازه همراه با رفتار اتصالات در زلزله‌های نزدیک گسل نژادی (۱۹۹۴)، کوبه (۱۹۹۵) و نگاشتهای آن‌ها مورد بررسی قرار گرفت. همچنین برای بررسی محدوده‌ی نزدیک گسل در منطقه‌ی زلزله‌خیز، حوزه‌ی لرزه‌خیز به صورت شبکه‌هایی تقسیم شد و در هر گره اثر نگاشتهای نزدیک گسل، بر روی رفتار سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفت که بر این اساس نتایج نشان داد که با مقایسه‌ی حداقل پارامترهای زلزله (حداقل شتاب، سرعت و تغییرمکان زمین) خسارت وارد به ساختمان‌ها، بیشترین ارتباط را با اوج تغییرمکان زمین دارد. همچنین مقایسه‌ی رفتار این دو ساختمان نشان داد که تغییر مکان‌های نسبی در ساختمان ۶ طبقه بیشتر از ساختمان ۲۰ طبقه است. این در حالی است که نسبت مقاومت جانبی ساختمان ۶ طبقه به وزن آن، از ساختمان ۲۰ طبقه بزرگ‌تر است.

علوی و کراولینکلر [3] در سال ۲۰۰۱ دریافتند که پاسخ سازه در زلزله‌های نزدیک گسل بر روی اثرات

مقدمه

وقوع زمین‌لرزه‌های بزرگ در نزدیک شهرهای که در مجاورت گسل‌ها قرار گرفته‌اند، غیرقابل انکار است. چنان‌چه این زمین‌لرزه‌ها تحت اثرات پیشرونده قرار بگیرند، در تاریخچه زمانی جایه‌جایی، سرعت و شتاب آن‌ها پالس‌های مشخصی دیده می‌شود که سازه را تحت تأثیر شدید و سریع قرار می‌دهد.

دیوار برپشی فولادی در چهار دهه‌ی اخیر به عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساخت ساختمان‌های جدید و تقویت ساختمان‌های موجود (به خصوص در ساختمان‌های بلند مرتبه) مورد استفاده قرار گرفته است. این سیستم دارای سختی مناسب برای کنترل تغییرشکل سازه می‌باشد و در آن به دلیل وجود مکانیزم شکست شکل‌پذیر، اتلاف انرژی بالا است. تحقیقات جدید نشان می‌دهد که اثر زلزله‌های نزدیک گسل بر روی ساختمان‌ها با اثر زلزله‌های دور از گسل متفاوت است. نگاشتهای نزدیک گسل دارای مدت زمان مؤثر کمتری نسبت به نگاشتهای دور از گسل بوده است و در نگاشتهای سرعت نزدیک گسل، یک یا چند پالس ضربه‌ای با دامنه‌ی بزرگ و دوره‌ی تناب بزیاد وجود دارد که ناشی از اثرات جهت‌پذیری پیشرونده‌ی شکست است. این پالس‌ها در مؤلفه‌ی افقی عمود بر گسل دیده می‌شوند. حرکت پالس‌گونه باعث اعمال انرژی زیاد (در مدت زمان کوتاه) و ضربه‌گونه‌ی زلزله‌های نزدیک گسل بر روی سازه می‌شود. این مسئله باعث ایجاد دوران زیاد در بعضی طبقات و گسیختگی ترد اتصالات می‌شود و ایجاد طبقه نرم و تخریب آنی سازه را در بر دارد. علاوه بر این زلزله‌های نزدیک گسل تغییرمکان‌های نسبی بزرگ‌تری در سازه ایجاد می‌کنند و تمرکز تغییرشکل‌ها در طبقات پایین باعث افزایش اثر پی - دلتا در آن می‌شود.

در سال ۱۹۸۷ اندرسون و برترو [1] یک قاب فولادی سه دهانه‌ی ده طبقه را تحت زلزله‌ای امپریال-

افزایش ابعاد بازشوها به صورت خطی کاهش می‌باید. هم‌چنین با استفاده از یک مدل ساده‌ی ریاضی، آنالیز دینامیکی دیوارهای برشی فولادی مورد بررسی قرار گرفت.

در سال ۱۹۹۹، رضائی [9] یک آزمایش روی میز لرزان انجام داد. نمونه مورد آزمایش یک دیوار برشی فولادی چهار طبقه بود. نمونه در معرض حرکت شبیه‌سازی شده بر اساس یک رکورد زلزله قرار گرفت. ظرفیت محدود میز لرزان مانع از پاسخ غیرالاستیک نمونه شد؛ بنابراین بحث و بررسی پژوهشگران عمدتاً بر روی پاسخ سیستم در محدوده‌ی الاستیک متمرکز شد. هم‌چنین مدل نواری چندجهته برای تحلیل این سیستم در مقابل مدل نواری موازی با هم توسط وی ارائه شد.

لوبل و همکاران [10] در سال ۲۰۰۰ دیوارهای برشی فولادی را با استفاده از مدل نواری تحلیل کردند و در آن به بحث تعداد نوار مورد نیاز و زاویه‌ی آنها پرداختند.

در سال ۲۰۰۱، آستانه‌ی اصل و ژائو [11] دو نمونه دیوار برشی فولادی سه‌طبقه با ارتفاع کلی ۶/۲ متر را تحت بارگذاری چرخه‌ای بررسی کردند. نمونه‌ها شامل نصف یک دیوار برشی فولادی کوپله و ستون‌های فولادی دایروی توخالی با بتون پرشه بودند. نمونه‌ها شکل پذیری خوب و رفتار هیسترزیس پایدار را به همراه جذب انرژی مناسب از خود نشان دادند.

در سال ۲۰۰۸، قلهکی [16] دو نمونه دیوار برشی فولادی شکل پذیر سه‌طبقه دارای ورق نازک با مقیاس یک‌سوم تحت بارگذاری دوره‌ای را مورد آزمایش قرار داد. دیوارهای مذکور دو نوع اتصال تیر به ستون صلب و ساده داشته و در ورق پانل‌ها و ستون‌ها به ترتیب از فولاد نرم و پر مقاومت استفاده شده بود. هر کدام از نمونه‌های با اتصال صلب و ساده به ترتیب تحت ۳۱ و

بزرگ‌تر مؤلفه‌ی افقی عمود بر گسل متمرکز گردیده است. هر چند مواردی است که در آن‌ها مؤلفه‌ی حرکت موازی گسل نیز مهم است. برای مثال نرم شدن خاک در پاسخ به مؤلفه حرکت بزرگ عمود بر گسل باعث کرنش بیشتری در جهت موازی گسل می‌شود. در این حالت خاک در مقابل مؤلفه‌ی حرکتی موازی گسل از خود پاسخ نشان می‌دهد.

در سال ۱۹۸۳، تیملر و کولاك [4] یک دیوار برشی فولادی یک طبقه را به منظور ارزیابی مدل تحلیلی آزمایش کردند. نمونه به صورت استاتیکی تحت سه دوره‌ی کامل و تا رسیدن به حد تغییر مکان ۷/۲۵ میلی‌متر تحت بارگذاری قرار گرفت. در خلال این دوره‌های بارگذاری، نمونه رفتار الاستیک از خود نشان داد. پس از آن، نمونه در یک جهت و تا حداقل ظرفیت خود تحت بار یک‌جهته قرار گرفت. در این آزمایش هیچ گونه بار محوری بر روی ستون‌ها وارد نشد.

در سال‌های ۱۹۹۱ و ۱۹۹۲، صبوری و رابرتز [5]، [6] و رابرتز و صبوری [7]، [8]، ۱۲ نمونه پانل برشی کوچک مقیاس را که دارای ورق نازک به ابعاد ۳۰۰×۳۰۰ میلی‌متر و ۴۵۰×۳۰۰ میلی‌متر بودند، تحت بارگذاری چرخه‌ای آزمایش کردند. ورق‌های به کار رفته با ضخامت $۰/۰۵۴$ و $۰/۰۸۳$ میلی‌متر از جنس فولاد نرم و فولاد ساختمانی و با ضخامت $۱/۲۳$ میلی‌متر از جنس آلومینیوم بودند. قاب محیطی (شامل تیرها و ستون‌ها) به کمک مفصل به صورت کاملاً لولایی اجرا شد. هر نمونه، تحت بار کششی و فشاری بر روی دو قطر مخالف، که در گوشه‌های آن وارد می‌شد، تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت. یکی از نتایج خوب برنامه‌ی تحقیقاتی صبوری، بررسی اثر بازشوها بر روی مقاومت و سختی پانل‌های برشی بود. او نتیجه‌گیری کرد که مقاومت و سختی پانل‌های برشی با

اثر پی- دلتا روی تقاضای لرزه‌ای در برش و خمش بررسی شد. تحلیل لرزه‌ای غیر اجتماعی نشان داد روش ضریب پایداری موجود در آئین نامه ساختمانی کانادا برای محاسبه اثرات پی- دلتا در دیوار برشی فولادی خیلی محافظه‌کارانه بوده است و اثرات پی- دلتا روی تقاضای لرزه‌ای، خیلی کوچک می‌باشد. هم‌چنین اضافه مقاومت زیاد صفحات میانقاب اثر قابل توجهی در شکل‌پذیری سیستم ندارد.

سجادی و صبوری در سال ۲۰۱۱ [17] به بررسی میزان نیاز سخت‌کننده‌های مورد نیاز دیوار برشی فولادی برای جلوگیری از کمانش کلی پرداختند.

همان‌طور که در بررسی زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک و مطالعات سیستم دیوار برشی فولادی مشاهده شد، تاکنون رفتار این سیستم تحت زلزله‌های نزدیک گسل مورد مطالعه قرار نگرفته است. با توجه به ماهیت زلزله‌های نزدیک گسل و اعمال انرژی زیاد در مدت زمان کوتاه توسط این زلزله‌ها و عملکرد مناسب سیستم دیوار برشی فولادی، بنظر می‌رسد این سیستم بتواند عملکرد مناسب‌تری نسبت به دیگر سیستم‌های مقاوم در این حوزه‌ی داشته باشد که در مقاله‌ی حاضر به آن پرداخته می‌شود.

فرضیات تحلیل و مدل‌های سازه‌ای

به‌منظور بررسی اثرات زلزله‌های نزدیک و دور از گسل و مقایسه‌ی تأثیر آن‌ها، چهار قاب دیوار برشی فولادی با ورق نازک دارای اتصال تیر به ستون صلب که در آن‌ها از مدل نواری استفاده شده است مدل‌سازی شدند. مدل‌های سازه‌ای شامل قاب‌های پنج دهانه‌ی ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه بوده است که دهانه‌ی میانی آن‌ها از ورق نازک پر شده است و اتصال تیر به ستون آن‌ها صلب می‌باشد.

قاب ۳ طبقه نماد ساختمان‌های کوتاه‌مرتبه،

۱۹ دوره بارگذاری قرار گرفتند. قبل از خرابی نمونه و پایان آزمایش، تغییر مکان طبقه‌ی اول نمونه‌های با اتصال صلب و ساده به ترتیب به ۱۰ و ۱۱ برابر تغییر مکان اولین تسلیم شدگی آن‌ها رسید. نمونه‌ها شکل‌پذیری عالی (به ترتیب ۶/۶۳ و ۸/۲۴)، سختی اولیه‌ی زیاد و جذب انرژی بالایی داشتند و حلقه‌های هیسترزیس آن‌ها رفتار پایداری را نشان دادند. استفاده از فولاد نرم در ورق پانل‌ها باعث جذب انرژی فوق العاده‌ای در تغییر مکان‌های بزرگ شد. علاوه بر این، در خلال آزمایش‌ها و تا پایان آن‌ها هیچ‌گونه علائمی از کمانش موضعی یا کلی در ستون‌ها دیده نشد. نتایج نشان داد که نوع اتصال تیر به ستون بر روی ضریب شکل‌پذیری، مقاومت و جذب انرژی تأثیرگذار بوده است؛ ولی تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر روی سختی اولیه ندارد.

در سال ۲۰۰۸، انجان و همکاران [12] پاسخ‌های لرزه‌ای غیرخطی دو دیوار برشی فولادی ۴ و ۱۵ طبقه را مورد مطالعه قرار دادند. برش و خمش دینامیکی با روش طراحی لرزه‌ای CAN/CSA-S16-01 مقایسه و مشاهده شد که نیروی برش پایه‌ی دینامیکی و لنگر واژگونی در دیوار برشی فولادی و به همان اندازه واژگونی در ستون‌ها، در طرح لرزه‌ای موجود، دست پایین محاسبه شده‌اند. اثر نرخ بارگذاری بر روی رفتار دینامیکی دیوار برشی فولادی نیز بررسی شد. تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تحت چهار رکورد زمین‌لرزه که عبارتند از: مؤلفه N-S زمین لرزه ۱۹۴۰ الستترو، رکورد ثبت شده در ایستگاه پترولیا زمین لرزه ۱۹۹۲ من دسینو، رکورد زمین لرزه ۱۹۶۶ پارک فیلد و رکورد زمین لرزه ۱۹۸۵ ناهانی کانادا، نشان می‌دهند که نرخ بارگذاری، تقاضای خمشی را در پایه دیوار برشی فولادی افزایش می‌دهد و آهنگ بارگذاری تأثیر کمی روی تقاضای لرزه‌ای غیر اجتماعی در مجموعه‌ای از طیف سازگار با رکوردهای زلزله و نکور دارد. هم‌چنین

پواسون ۰/۳ و مدول الاستیسیته ۲۱۰ گیگاپاسکال استفاده شده و بر این اساس مقاطع تیر و ستون طراحی شده در جدول (۲) خلاصه شده و در شکل (۱) نشان داده شده است.

محاسبه ضخامت ورق و اعضای مرزی (تیرها و ستونها) دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک آئین نامه فولاد کانادا (CAN/CSA-S16-01) [۱۳] و آئین نامه فولاد امریکا (AISC ۲۰۰۵) [۱۴]، دیوار برشی فولادی را به عنوان یک سیستم باربر جانبی پذیرفته‌اند. در این آئین نامه‌ها به منظور طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، ابتدا طراحی اولیه مقاطع تیر، ستون و ورق دیوارها مشابه یک خرپای قائم با مهاربندی‌های صرفاً کششی انجام می‌شود. بر این اساس به جای هر ورق فولادی، یک بادبند معادل در نظر گرفته می‌شود.

پس از تعیین سطح مقطع هر مهاربند (براساس روابط انرژی کرنشی الاستیک)، ضخامت ورق فولادی از رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

$$t = \frac{2A_b \Omega \sin \theta}{L \sin 2\alpha} \quad (1)$$

که در آن Ω ضریب اضافه مقاومت است و برای دیوارهای برشی فولادی برابر ۱/۲ در نظر گرفته می‌شود، θ زاویه‌ی بین مهاربند و ستون، L عرض دهانه‌ی قاب و A_b سطح مقطع مهاربند معادل است. زاویه‌ی تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی است که از رابطه (۲) به دست می‌آید:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + \text{th} \left(\frac{1}{A_g} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)} \quad (2)$$

قاب ۷ طبقه نماد ساختمان‌های میان مرتبه و قاب‌های ۱۵ و ۲۵ طبقه نماد ساختمان‌های بلند مرتبه می‌باشد و قاب‌ها مربوط به یک پلان مربع شکل هستند که عرض دهانه‌ها ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر است.

برای بارگذاری ثقلی با استفاده از آئین نامه مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۸]، کاربری ساختمان‌ها، مسکونی و شدت بار مرده‌ی طبقات و بام، بار زنده‌ی طبقات و بار زنده‌ی بام به ترتیب ۵۰۰، ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شد. توزیع نیروی ۲۸۰۰ جانبی در ارتفاع ساختمان براساس استاندارد زلزله ایران [۱۹] و با فرض نوع زمین تیپ ۳، شتاب ۰/۳۵ طرح، ضریب اهمیت ۱ و ضریب رفتار ۸ (بر اساس آئین نامه AISC) انجام و برش پایه مطابق جدول (۱) محاسبه گردید.

در جدول (۱) نام قاب‌های دارای دیوار برشی فولادی (Steel Plate Shear Wall) برای تعداد طبقات ۳، SPSW-۷، ۱۵، ۷ و ۲۵ طبقه به ترتیب با SPSW-۳، SPSW-۱۵ و SPSW-۲۵ نام‌گذاری شده است.

مطابق آئین نامه‌ی ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران، W بار مؤثر ساختمان در زلزله، DL مجموع بار مرده، LL مجموع بار زنده، T پریود طبیعی سازه، H ارتفاع ساختمان، C ضریب زلزله، A نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب زمین، B ضریب بازتاب ساختمان، I ضریب اهمیت ساختمان، R ضریب رفتار ساختمان، V برش پایه‌ی کل ساختمان و F_t نیروی جانبی اضافی وارد بر ساختمان است.

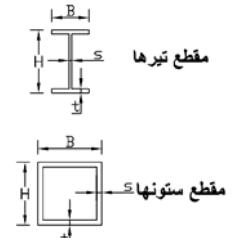
پس از بارگذاری، قاب‌ها بر اساس آئین نامه AISC-LRFD طراحی و با ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی) [۲۰] کنترل شدند. در طراحی‌ها از فولاد ST۳۷ با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال، ضریب

جدول ۱ پارامترهای محاسبه‌ی برش پایه‌ی دیوارهای برپشی فولادی طبق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران

توضیحات	SPSW-۲۵	SPSW-۱۵	SPSW-۷	SPSW-۳	دیوار برپشی فولادی
$W = DL + 0.2LL$	۱۰۱۱۲/۵۰	۸۰۸۷/۵۰	۴۷۱۲/۵۰	۲۰۱۲/۵۰	جرم مؤثر (KN)
$T = 0.05H^{3/4}$	۰/۹۱۲	۰/۷۷۱	۰/۵۱۴	۰/۲۷۲	زمان تناوب تجربی (sec)
منطقه با خطر نسبی زیاد و زمین تیپ ۳	۲/۳۱	۲/۵۸	۲/۷۵	۲/۷۵	ضریب بازتاب (B)
$C = ABI/R$	۰/۱۱۵۳	۰/۱۲۸۹	۰/۱۳۷۵	۰/۱۳۷۵	ضریب برش پایه (C)
$V = C W$	۱۱۶۵/۸۰	۱۰۴۲/۴۱	۶۴۷/۹۷	۲۷۶/۷۷	برش پایه (KN)
$F_t = 0.07 TV$	۷۴/۴۱	۵۶/۲۸	•	•	نیروی جانبی اضافی (KN)

جدول ۲ مشخصات هندسی مقاطع تیر و ستون قاب‌ها

S (Cm)	H (Cm)	t (Cm)	B (Cm)	نوع مقطع	علامت اختصاری	S (Cm)	H (Cm)	t (Cm)	B (Cm)	نوع مقطع	علامت اختصاری
۳	۳۰	۳	۳۰	ستون	C12	۰/۸	۳۰	۱/۲	۱۵	تیر	B1
۱/۵	۳۵	۱/۵	۳۵	ستون	C13	۰/۸	۳۰	۱/۵	۱۵	تیر	B2
۲	۳۵	۲	۳۵	ستون	C14	۰/۸	۳۰	۱/۵	۲۰	تیر	B3
۲/۵	۳۵	۲/۵	۳۵	ستون	C15	۰/۸	۳۰	۲	۲۰	تیر	B4
۳	۳۵	۳	۳۵	ستون	C16	۱	۳۵	۲	۲۰	تیر	B5
۳/۵	۳۵	۳/۵	۳۵	ستون	C17	۱	۳۵	۲	۲۵	تیر	B6
۲	۴۰	۲	۴۰	ستون	C18	۱	۴۰	۲	۲۵	تیر	B7
۲/۵	۴۰	۲/۵	۴۰	ستون	C19	۱	۴۵	۲	۲۵	تیر	B8
۳	۴۰	۳	۴۰	ستون	C20	۱/۵	۴۵	۲/۵	۳۰	تیر	B9
۳/۵	۴۰	۳/۵	۴۰	ستون	C21	۱	۱۵	۱	۱۵	ستون	C1
۴	۴۰	۴	۴۰	ستون	C22	۱/۲	۲۰	۱/۲	۲۰	ستون	C2
۲	۴۵	۲	۴۵	ستون	C23	۱/۵	۲۰	۱/۵	۲۰	ستون	C3
۲/۵	۴۵	۲/۵	۴۵	ستون	C24	۲	۲۰	۲	۲۰	ستون	C4
۳	۴۵	۳	۴۵	ستون	C25	۱/۲	۲۵	۱/۲	۲۵	ستون	C5
۳/۵	۴۵	۳/۵	۴۵	ستون	C26	۱/۵	۲۵	۱/۵	۲۵	ستون	C6
۴	۴۵	۴	۴۵	ستون	C27	۲	۲۵	۲	۲۵	ستون	C7
۲	۵۰	۲	۵۰	ستون	C28	۲/۵	۲۵	۲/۵	۲۵	ستون	C8
۳	۵۰	۳	۵۰	ستون	C29	۱/۵	۳۰	۱/۵	۳۰	ستون	C9
۴	۵۰	۴	۵۰	ستون	C30	۲	۳۰	۲	۳۰	ستون	C10
۵/۵	۵۵	۵/۵	۵۵	ستون	C31	۲/۵	۳۰	۲/۵	۳۰	ستون	C11



مقطع هر نوار از رابطه‌ی (۳) به دست می‌آید:

$$A_s = \frac{L \cos \alpha + h \sin \alpha}{n} \cdot t \quad (3)$$

که در آن n تعداد نوارها است. مطالعات متعددی در زمینه تعیین تعداد نوار مورد نیاز انجام شده است که نتایج آن‌ها نشان‌دهنده‌ی کفایت ۱۰ عدد نوار مورب برای آنالیز یک دیوار برپشی فولادی با ورق نازک است [۱۰].

که در آن A_e و I_e به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی ستون‌های کناری، h ارتفاع طبقه و A_g سطح مقطع تیر می‌باشد. جدول (۳) خلاصه محاسبات تعیین مهاربند معادل و ضخامت ورق را نشان می‌دهد.

برای طرح ضخامت ورق‌ها ابتدا مهاربند معادل محاسبه می‌شود و سپس براساس آن ضخامت موردنیاز ورق‌ها به دست می‌آید. پس از تعیین ضخامت، هر ورق به تعدادی نوار مورب تبدیل می‌شود که سطح

آزمایش‌های انجام شده و نتایج حاصل از مدل‌سازی‌های اجزای محدود در نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS استفاده شده است.

بر این اساس ابتدا مدل سه‌طبقه، مشابه نمونه‌ی آزمایش شده توسط قلهکی [۱۶] که در شکل (۲) نمایش داده شده است، ساخته شد.

در نمونه‌ی آزمایشگاهی، ستون‌ها به صورت یکپارچه و بدون هیچ‌گونه وصله ساخته شده‌اند. IPE ۱۰۰ تیرهای طبقات اول و دوم از نوع پروفیل ۱۰۰ انتخاب و تیر طبقه‌ی سوم از فولاد پر مقاومت به ضخامت جان و بال ۱۵ میلی‌متر طراحی شده است. ارتفاع جان و عرض بال این تیر به ترتیب ۲۲۰ و ۱۰۰ میلی‌متر طراحی شده است. علت انتخاب این تیر عمیق، جلوگیری از خمش نامطلوب به دلیل وجود میدان کشش قطعی نامتقارن است.

در شکل (۳) پوش نقاط ماکریم مثبت منحنی‌های چرخه‌ای مدل‌های با ابعاد مشبندی مختلف به منظور صحت‌سنگی مدل، همراه با پوش منحنی چرخه‌ای مدل آزمایشگاهی با یکدیگر مقایسه شده است که حاکی از انطباق مناسب سختی تمام مدل‌ها با یکدیگر می‌باشد اما بار تسلیم، سختی ثانویه و بار حداکثر مدل با ابعاد مشبندی ۱۰ در ۱۰ سانتی‌متر به رفتار مدل آزمایشگاهی نزدیک‌تر است بر این اساس، از این ابعاد مشبندی در تحلیل‌ها استفاده گردید. پس از حصول صحت‌سنگی، مدل‌های ۳، ۷ و ۱۵ طبقه ساخته شدند.

هر سیستم، مطابق با اجزای تشکیل‌دهنده‌ی آن، می‌تواند انواع مختلفی از المان‌ها را دارا باشد. در مدل‌سازی‌ها اگر چه اعضای مرزی را می‌توان با المان خطی Beam مدل کرد، ولی با توجه به امکان وقوع کمانش موضعی در آن‌ها، ورق و اعضای مرزی با المان Shell که یک المان چهارگرهی دو اندیابی با انتگرال‌گیری کاهش یافته است، مدل‌سازی شده‌اند. هر گره از این المان شش درجه آزادی، سه درجه انتقالی و سه درجه دورانی دارد.

با توجه به این‌که ستون‌ها ممکن است تحت تأثیر میدان کشش قطری دچار کمانش شوند، لذا ممان اینرسی ستون‌های کناری باید از رابطه (۴) تبعیت نماید.

$$I_c \geq \frac{0.00307 th^4}{L} \quad (4)$$

هم‌چنین به منظور جلوگیری از خمش تیر فوقانی دیوار برپی فولادی ناشی از اثر میدان کششی قطری نامتقارن، رابطه‌ی (۵) باید کنترل گردد:

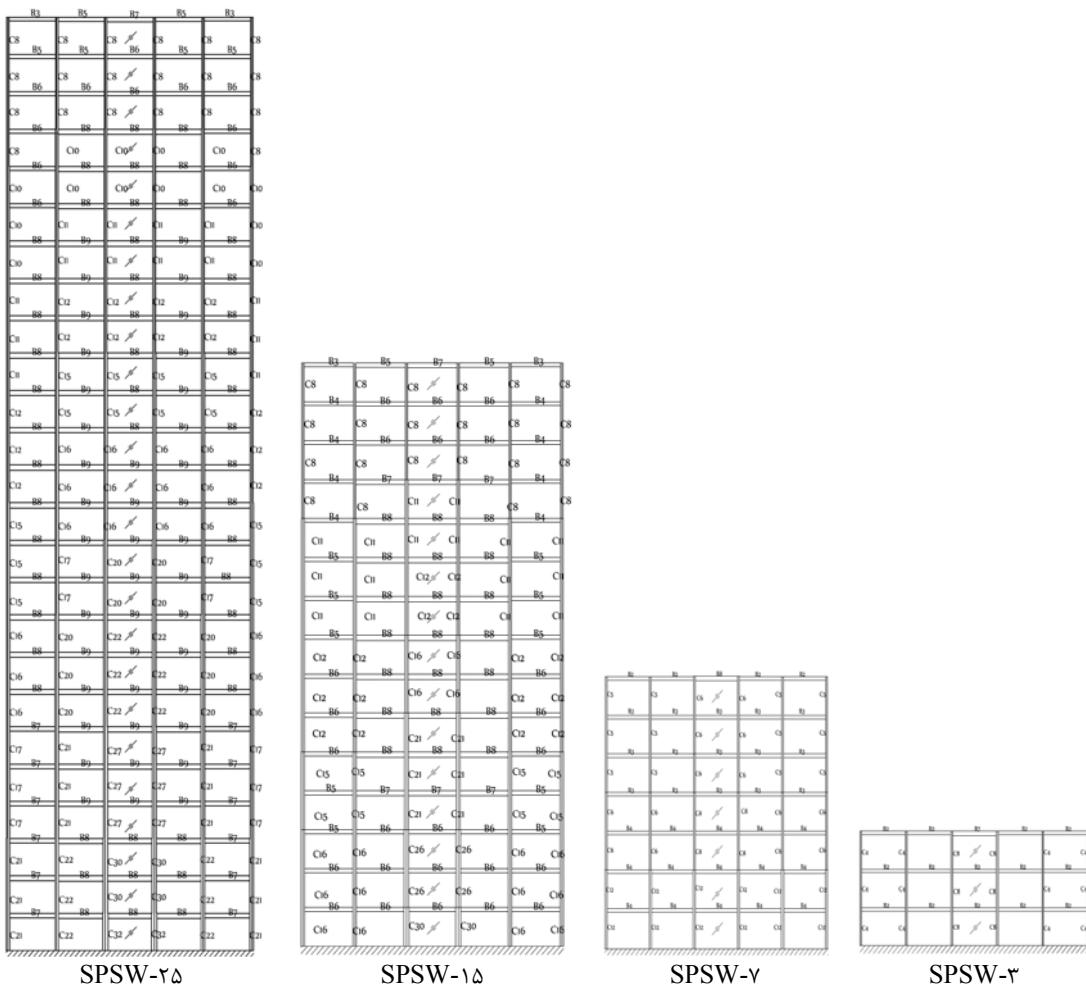
$$M_{fpb} \geq \frac{\sigma_{ty} t L^2}{8} \sin^2 \alpha \quad (5)$$

در این رابطه M_{fpb} لنگر پلاستیک مقطع تیر و σ_{ty} تنش نهایی میدان کشش قطری می‌باشد که برای ورق نازک فولادی تقریباً برابر تنش تسلیم آن است. با توجه به تفاوت اندک شدت میدان کشش قطری بین دو طبقه‌ی مجاور، کنترل رابطه (۵) فقط برای تیر انتهایی الزامی است، اما اگر تفاوت میدان کشش قطری بین دو طبقه‌ی مجاور نیز زیاد باشد رابطه مذکور برای تیرهای میانی نیز باید کنترل گردد. به منظور حصول اطمینان از این‌که ستون‌های دیوار بتوانند تنش‌های وارد ناشی از بارهای محیطی، به همراه تنش‌های ناشی از اثر میدان کششی را تحمل نمایند، لازم است که شرط زیر برای ستون‌ها رعایت شود:

$$M_{fpc} \geq \frac{\sigma_{ty} th^2}{4} \cos^2 \alpha \quad (6)$$

که در آن M_{fpc} لنگر پلاستیک مقطع ستون است. در زمان کنترل رابطه‌ی (۶) باید بار محوری ستون‌ها نیز در نظر گرفته شود.

مدل‌سازی نمونه‌ها در نرم‌افزار اجزای محدود
در این مقاله از نتایج منحنی‌های هیستوزیس



شکل ۱ مقاطع حاصل از طراحی در مدل‌های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه دیوار برشی فولادی

نسبی عبارت است از:

$$[m]\{\ddot{u}\} + [c]\{\dot{u}\} + [k]\{u\} = -[m]\{\ddot{z}\} \quad (\text{V})$$

که در آن $[m]$ ماتریس جرم سازه، $[c]$ ماتریس میرایی سازه، $[k]$ ماتریس سختی سازه، $\{u\}$ بردار شتاب گرهی، $\{\dot{u}\}$ بردار سرعت گرهی، $\{u\}$ بردار تغییر مکان گرهی و $\{\ddot{x}\}$ بردار شتاب گرهی وارد از زلزله می باشد.

با توجه به پیچیدگی هندسی و رفتاری ورق فولادی هنگام کمانش خارج از صفحه و توسعه میدان کششی، روش‌های تحلیل ضمنی (Implicit) عملکردی ضعیف و واگرایی نتایج را به همراه دارد، بنابراین از روش تحلیل صریح (Explicit) در تحلیل مدل‌ها استفاده شده است.

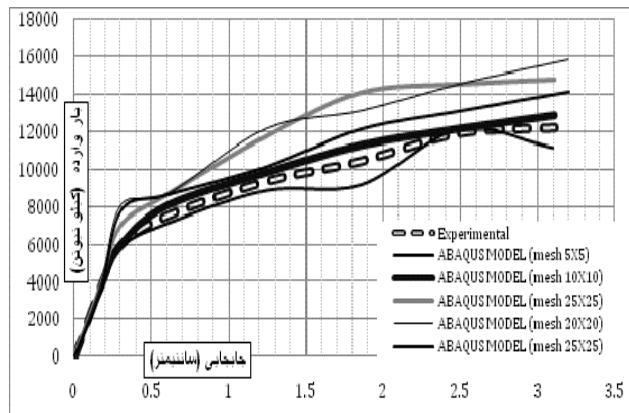
مطالعه‌ی پاسخ دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی)

در تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی، رفتار سازه به صورت جزئی در طول زمان زلزله مشاهده شده است و این تحلیل نشان دهنده رفتار واقعی تر سازه در طول زلزله نسبت به دیگر تحلیل‌ها می‌باشد. در این نوع تحلیل، اثر محتوای فرکانسی، شتاب حداکثر و زمان تأثیر زلزله (مدت زمان مؤثر زلزله) به خوبی مشاهده شده است و مشخص می‌شود که چگونه دو زلزله با شتاب حداکثر یکسان اثر تخریبی متفاوتی را بر سازه دارند و چه سیستم سازه‌ای توانایی مقاومت و اتلاف

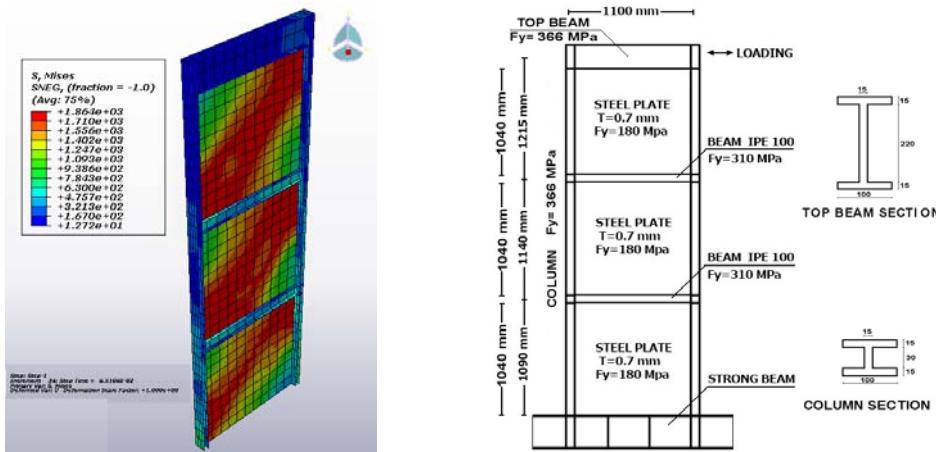
معادلهی حرکت سازه در هر لحظه به صورت

جدول ۳ بادبند معادل و ضخامت ورق برای طبقات مختلف دیوارهای برشی فولادی مورد بررسی

مدل	SPSW-۲۵		SPSW-۱۵		SPSW-۷	
طبقه	ضخامت ورق (mm)	مهاربند معادل	ضخامت ورق (mm)	مهاربند معادل	ضخامت ورق (mm)	مهاربند معادل
۱	۴/۳	۲UNP۲۸۰	۴	۲UNP۲۶۰	۲/۸	۲UNP۲۰۰
۲	۴/۳	۲UNP۲۸۰	۴	۲UNP۲۶۰	۲/۸	۲UNP۲۰۰
۳	۴/۳	۲UNP۲۸۰	۴	۲UNP۲۶۰	۲/۸	۲UNP۲۰۰
۴	۴	۲UNP۲۶۰	۳/۴	۲UNP۲۴۰	۲/۳	۲UNP۱۸۰
۵	۳/۴	۲UNP۲۴۰	۳/۴	۲UNP۲۴۰	۲/۳	۲UNP۱۸۰
۶	۳/۴	۲UNP۲۴۰	۳	۲UNP۲۲۰	۱/۸	۲UNP۱۴۰
۷	۳/۴	۲UNP۲۴۰	۳	۲UNP۲۲۰	۱/۸	۲UNP۱۴۰
۸	۳/۴	۲UNP۲۴۰	۳	۲UNP۲۲۰		
۹	۳	۲UNP۲۲۰	۲/۶	۲UNP۲۰۰		
۱۰	۳	۲UNP۲۲۰	۲/۶	۲UNP۲۰۰		
۱۱	۳	۲UNP۲۲۰	۲/۶	۲UNP۲۰۰		
۱۲	۲/۶	۲UNP۲۰۰	۲	۲UNP۱۶۰		
۱۳	۲/۶	۲UNP۲۰۰	۲	۲UNP۱۶۰		
۱۴	۲/۶	۲UNP۲۰۰	۱/۴	۲UNP۱۲۰		
۱۵	۲/۳	۲UNP۱۸۰	۱/۴	۲UNP۱۲۰		
۱۶	۲/۳	۲UNP۱۸۰				
۱۷	۲/۳	۲UNP۱۸۰				
۱۸	۲	۲UNP۱۶۰				
۱۹	۲	۲UNP۱۶۰				
۲۰	۲	۲UNP۱۶۰				
۲۱	۲	۲UNP۱۶۰				
۲۲	۱/۶	۲UNP۱۴۰				
۲۳	۱/۶	۲UNP۱۴۰				
۲۴	۱/۴	۲UNP۱۲۰				
۲۵	۱/۴	۲UNP۱۲۰				



شکل ۳. نتایج صحبت‌سنجی مدل اجزای محدود و مدل آزمایشگاهی قلهکی [۱۶]



شکل ۲ جزئیات نمونه‌ی آزمایشگاهی قلهکی [۱۶] و مدل اجزای محدود ساخته شده برای صحبت‌سنجی

زمان دوام حرکات شدید در اغلب موارد اثر قابل ملاحظه‌ای بر تغییر شکل‌های غیر الاستیک سازه دارد و به همین دلیل در تعیین میزان انرژی ورودی به سازه، تحلیل خطی و غیرخطی پاسخ سازه و همچنین در روش آماری تعیین پاسخ‌های سازه به زمین‌لرزه کاربرد زیادی دارد. روش‌های متفاوتی در ارتباط با تعیین مدت دوام حرکات شدید با استفاده از خصوصیات و پارامترهای مؤثر شتاب‌نگاشت زمین‌لرزه وجود دارد.

یکی از این روش‌ها، روش تریفوناک و بریدی می‌باشد که مدت تکان قوی را فاصله زمانی تعریف کرده‌اند که در آن به انتگرال مربع شتاب‌ها، موسوم به شدت شتاب‌نگاشت سهم قابل ملاحظه‌ای اضافه می‌شود. آن‌ها فاصله زمانی بین سهم‌های ۵٪ و ۹۵٪ را به عنوان مدت تکان قوی انتخاب کرده‌اند که در این مطالعه نیز از این روش و به‌کمک نرمافزار SeismoSignal [۱۵] مدت زمان مؤثر زلزله‌ها که در شکل (۴) نمایش داده شده است، بدست آمده و در تحلیل تاریخچه زمانی مورد استفاده قرار گرفته است.

ارزیابی لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی در حوزه‌ی دور و نزدیک گسل براساس تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی)

بعد از ساخت مدل‌های دارای اتصال تیر به ستون گیردار در نرمافزار ABAQUS، مدل‌ها تحت نگاشت‌های دور و نزدیک گسل، مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفت و برش‌ها و نسبت جابه‌جایی‌های مدل‌ها به‌دست آمد. آنالیزها به‌دلیل ماهیت غیرخطی و وجود المان‌های زیاد بسیار زمان بر بود و بر این اساس ابتدا برش پایه‌ی حاصل از نگاشت‌های دور و نزدیک گسل محاسبه شد و سپس نتایج نسبت جابه‌جایی طبقات در حوزه‌ی دور و نزدیک گسل مورد مطالعه قرار گرفت.

شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

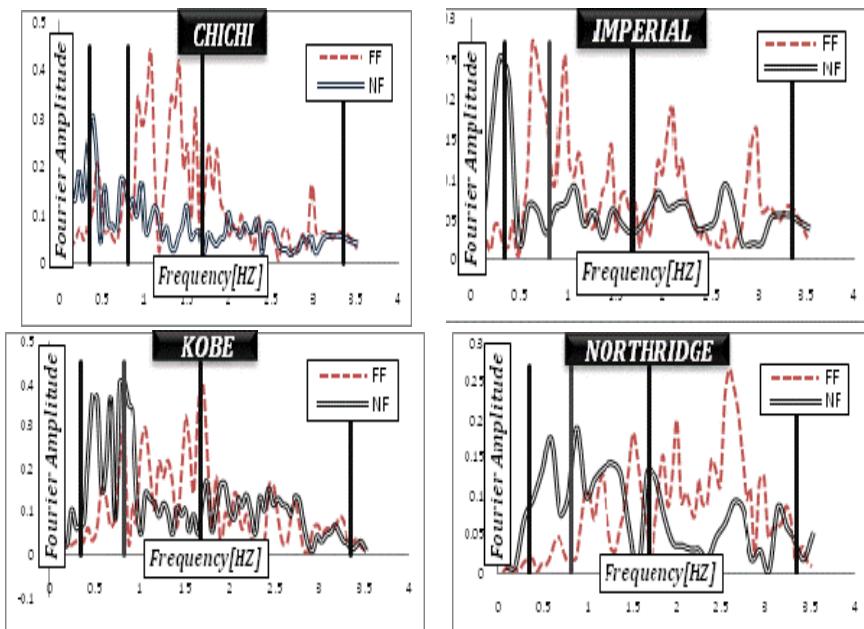
اثر جهت انتشار گسل‌ش موجب ایجاد پالس‌های منفرد با پریود زیاد در ابتدای رکوردهای زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک می‌شود. با بررسی رکوردنگاشت‌ها، مشخص شده است که زلزله‌هایی که در رکورد سرعت و جابه‌جایی آن‌ها، پالس‌های شدید و سریع دیده می‌شود، معمولاً نسبت PGV/PGA بالاتر و نسبت PGD/PGV پایین‌تری دارند.

از این‌رو شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده برای حوزه‌ی نزدیک گسل، از چهار نگاشت بر اساس این‌که کدام نگاشت‌ها حداکثر PGV/PGA دارد و در نگاشت سرعت آن‌ها یک یا چند پالس ویژه با دامنه زیاد و دوره تناوب متوسط تا بلند می‌باشد، انتخاب و بر اساس نوع زلزله مربوط به شتاب‌نگاشت نزدیک گسل، شتاب‌نگاشت دور از گسل نیز انتخاب شده و برای بارگذاری مدل‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. همه‌ی نگاشت‌ها برای شتاب حداکثر $0.35g$ مقیاس شده‌اند (جدول ۴).

در شکل (۴) طیف دامنه‌ی فوریه‌ی زلزله‌های مورد استفاده در دو حوزه‌ی دور و نزدیک گسل برای مقایسه رسم شده‌اند. لازم به ذکر است که این طیف‌ها در حوزه‌ی فرکانسی سازه‌های مورد بررسی ترسیم شده‌اند.

مدت تکان قوی زمین

تحقیقات انجام‌شده نشان می‌دهد که مقدار حداکثر شتاب زمین به‌تهاهی، کمیت مناسبی برای تعیین میزان تخریب حرکات زمین‌لرزه نیست. زیرا خسارت‌های ناشی از زلزله به میزان انرژی حرکات زلزله در یک ساختگاه مربوط می‌شود. بر این اساس در تحقیقات اخیر سعی شده است زمان دوام حرکات شدید زلزله براساس میزان انرژی ورودی به سازه تعریف شود و به عنوان یک پارامتر مهم در تعیین پاسخ سیستم مطرح گردد.



شکل ۴ طیف دامنه فوریه به نسبت فرکانس در زلزله‌های حوزه‌ی دور و نزدیک گسل مورد بررسی

جدول ۴ نسبت‌های حرکت حداکثر زمین مربوط به نگاشتهای مورد استفاده نگاشت نزدیک گسل

PGD/PGV	PGV/PGA	PGD (Cm)	PGV (Cm/s)	PGA (Cm/s ²)	سال	شتابنگاشت
۰/۴۲۹۰۶	۰/۳۱۸۲	۷۵	۱۷۴/۸	۵۴۹/۳۶	۱۹۹۹	Chi Chi - Taiwan
۰/۳۱۶۰۱	۰/۲۵۵۱	۳۴	۱۰۷/۵۹	۴۲۱/۸۳	۱۹۷۹	Imperial Valley - USA
۰/۲۸۱۳۲	۰/۲۱۲۱	۳۵/۷	۱۲۷/۹	۵۹۸/۶۱	۱۹۹۰	Kobe - Japan
۰/۳۹۲۰۷	۰/۱۵۴۲	۲۹/۰۶	۷۴/۱۲	۴۸۰/۶۹	۱۹۹۴	Northridge - USA
نگاشت دور از گسل						
۰/۴۹۶۴	۰/۱۸۱۰۱۰	۱۳/۲۶	۲۶/۷۱	۱۴۷/۱۵	۱۹۹۹	Chi Chi -Taiwan
۰/۴۲۱۶	۰/۱۵۱۱۲۱	۱۵	۳۵/۵۸	۲۳۵/۴۴	۱۹۷۹	Imperial Valley - USA
۰/۴۵۱۹	۰/۱۱۲۷۸۶	۷	۱۵/۴۹	۱۳۷/۳۴	۱۹۹۰	Kobe - Japan
۰/۷۸۲۱	۰/۰۷۴۷۲	۵	۷/۳۳	۹۸/۱	۱۹۹۴	Northridge - USA

بیشترین و کمترین برش پایه در بین نگاشتهای نزدیک گسل از نگاشت زلزله‌های امپریال ولی و کوبه حاصل شده است که به ترتیب برابر با ۱۶۴ و ۱۲۵ تن می‌باشد و اختلافی برابر با ۲۴٪ دارند. در بین نگاشتهای دور از گسل حداکثر و حداقل برش پایه از نگاشت زلزله‌های نژیریج و کوبه حاصل شده است که به ترتیب برابر با ۲۰۶ و ۱۳۳ تن می‌باشد و اختلاف آنها برابر با ۵۴٪ می‌باشد. در مدل ۷ طبقه بیشترین و کمترین برش پایه در بین نگاشتهای نزدیک گسل از نگاشت زلزله‌های کوبه و امپریال ولی حاصل شده است به ترتیب برابر با ۴۱۷ و ۲۱۳ تن می‌باشد و اختلافی برابر با ۹۶٪ دارند. در بین نگاشتهای دور از گسل

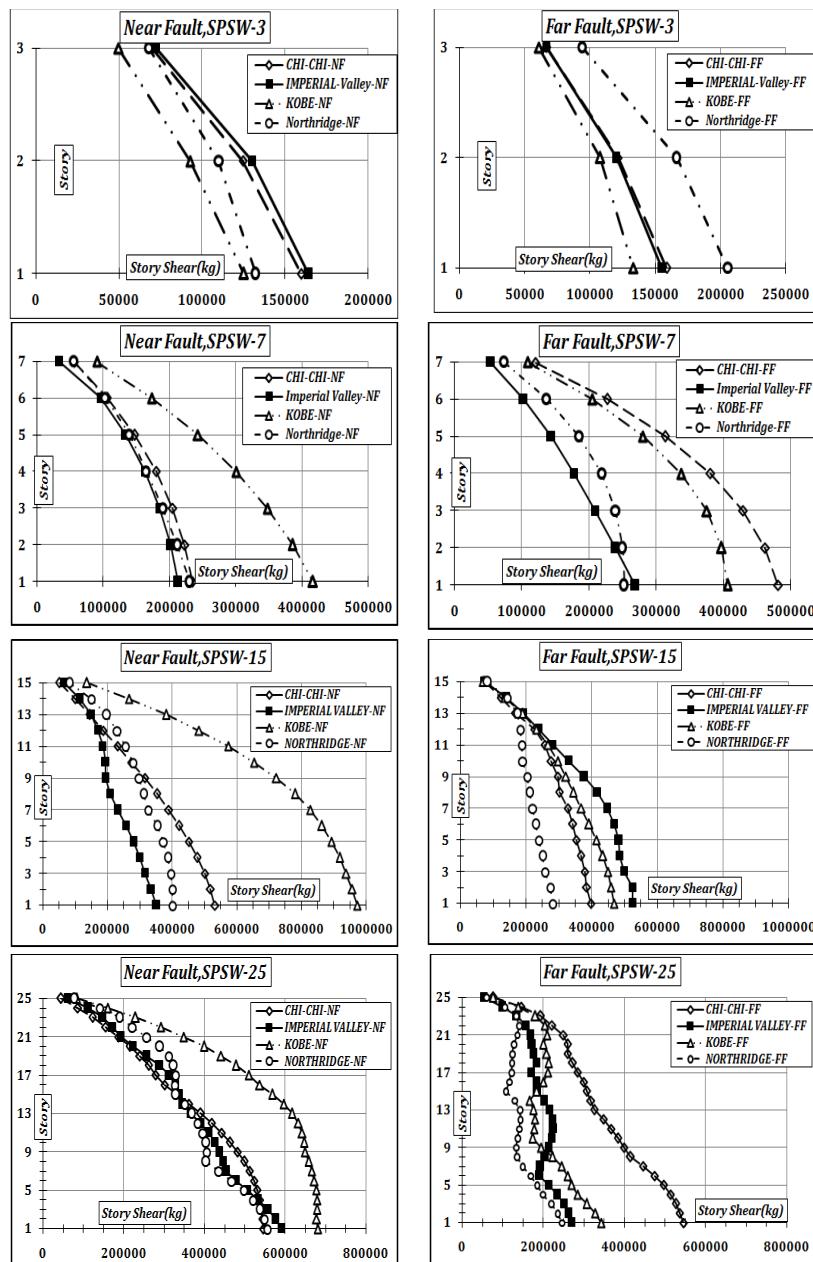
برش پایه دیوارهای برشی فولادی بر اساس تحلیل دینامیکی غیرخطی

به منظور ارزیابی رفتار لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی در حوزه‌ی دور و نزدیک گسل براساس روش تحلیل دینامیکی غیرخطی برش پایه هر یک از مدل‌ها در حوزه‌ی دور و نزدیک گسل با استفاده از نگاشتهای دور و نزدیک گسل، برای همه‌ی سازه‌ها به دست آورده شد.

شکل (۵) نمودار حداکثر برش طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه را به تفکیک برای نگاشتهای دور و نزدیک گسل نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود در مدل ۳ طبقه

حداکثر و حداقل برش پایه از نگاشت زلزله‌های امپریال ولی و نزدیج حاصل شده است که به ترتیب برابر با ۵۲۳ و ۲۸۰ تن می‌باشد و اختلافی برابر با ۱۸٪ دارند. در مدل ۲۵ طبقه بیشترین و کمترین برش پایه در بین نگاشت‌های نزدیک گسل از نگاشت زلزله‌های کوبه و چی‌چی حاصل شده است که به ترتیب برابر با ۶۸۰ و ۵۴۵ تن می‌باشد و اختلاف آن‌ها برابر با ۲۵٪ می‌باشد.

حداکثر و حداقل برش پایه از نگاشت زلزله‌های چی‌چی و نزدیج حاصل شده است که به ترتیب برابر با ۴۸۲ و ۲۵۲ تن می‌باشد که اختلاف آن‌ها برابر با ۹۱٪ می‌باشد. در مدل ۱۵ طبقه بیشترین و کمترین برش پایه در بین نگاشت‌های نزدیک گسل از نگاشت زلزله‌های کوبه و امپریال ولی حاصل شده است که به ترتیب برابر با ۹۷۲ و ۳۵۱ تن می‌باشد و اختلاف آن‌ها برابر با ۶۲٪ است اما در بین نگاشت‌های دور از گسل

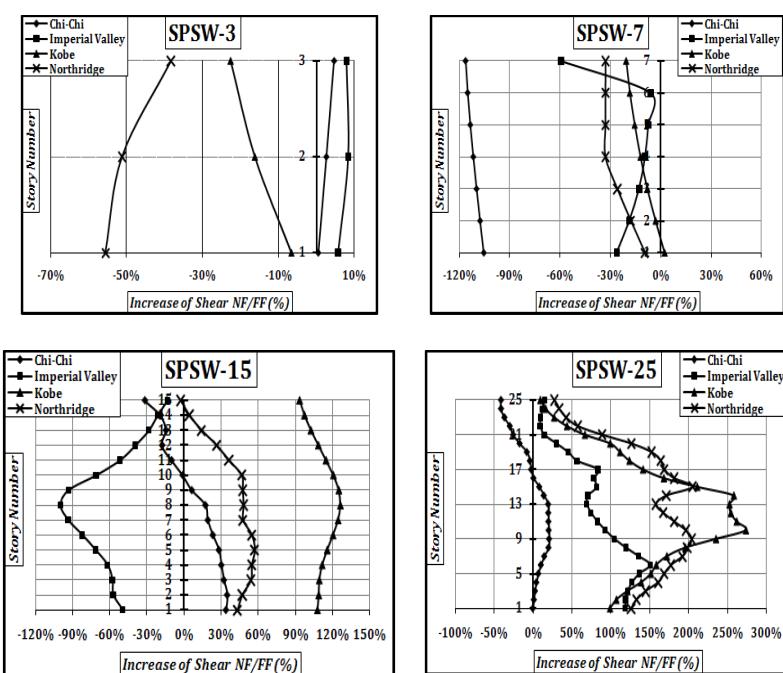


شکل ۵ نمودار حداکثر برش طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۷، ۱۵، ۲۵ و ۲۵ طبقه به تفکیک برای نگاشت‌های دور و نزدیک گسل

در مدل ۷ طبقه حداکثر برش پایه‌ی حاصل از نگاشت دور از گسل زلزله‌های چی‌چی، امپریال‌ولی و نرثیریج به ترتیب 10.5% ، 2.6% و 9.5% بیشتر از برش پایه‌ی نگاشت نزدیک گسل همین زلزله‌ها می‌باشد. اما حداکثر برش پایه‌ی حاصل از نگاشت نزدیک گسل کوبه 2.5% بیشتر از برش پایه‌ی حاصل از نگاشت دور از گسل همین زلزله است. در مدل ۱۵ طبقه حداکثر برش پایه حاصل از نگاشت نزدیک گسل چی‌چی، کوبه و نرثیریج به ترتیب 3.3% ، 1.07% و 4.3% بیشتر از برش پایه نگاشت دور از گسل همین زلزله‌ها می‌باشد. در صورتی که حداکثر برش پایه‌ی حاصل از نگاشت دور از گسل امپریال‌ولی 4.9% بیشتر از برش پایه نگاشت نزدیک گسل همین زلزله می‌باشد. در مدل ۲۵ طبقه حداکثر برش پایه حاصل از نگاشت دور و نزدیک گسل چی‌چی یکسان است و حداکثر برش پایه‌ی حاصل از نگاشت نزدیک گسل زلزله‌های امپریال‌ولی، کوبه و نرثیریج به ترتیب 11.9% ، 9.9% و 12.6% بیشتر از برش پایه نگاشت دور از گسل همین زلزله‌ها می‌باشد.

در حالی‌که در بین نگاشتهای دور از گسل، حداکثر و حداقل برش پایه از نگاشت زلزله‌های چی‌چی و نرثیریج حاصل شده است که به ترتیب برابر با 545% و 246% تن می‌باشد و اختلافی برابر با 122% دارد.

نمودارهای شکل (۶) تغییرات درصد افزایش حداکثر برش ناشی از زلزله‌ی نزدیک گسل به حداکثر برش حاصل از زلزله‌ی دور از گسل با تغییر تعداد طبقات دیوارهای برشی فولادی 3 ، 7 ، 15 و 25 طبقه را تحت چهار نگاشت دور و نزدیک گسل نشان می‌دهد. در مدل 3 طبقه حداکثر برش پایه حاصل از نگاشت نزدیک و دور از گسل چی‌چی یکسان است و حداکثر برش پایه حاصل از نگاشت نزدیک گسل امپریال‌ولی 5.7% بیشتر از نگاشت دور از گسل همین زلزله می‌باشد. این در حالی است که حداکثر برش پایه حاصل از نگاشتهای دور از گسل زلزله‌های کوبه و نرثیریج به ترتیب 6.62% و 5.5% بیشتر از نگاشت نزدیک گسل همین زلزله‌ها می‌باشد.



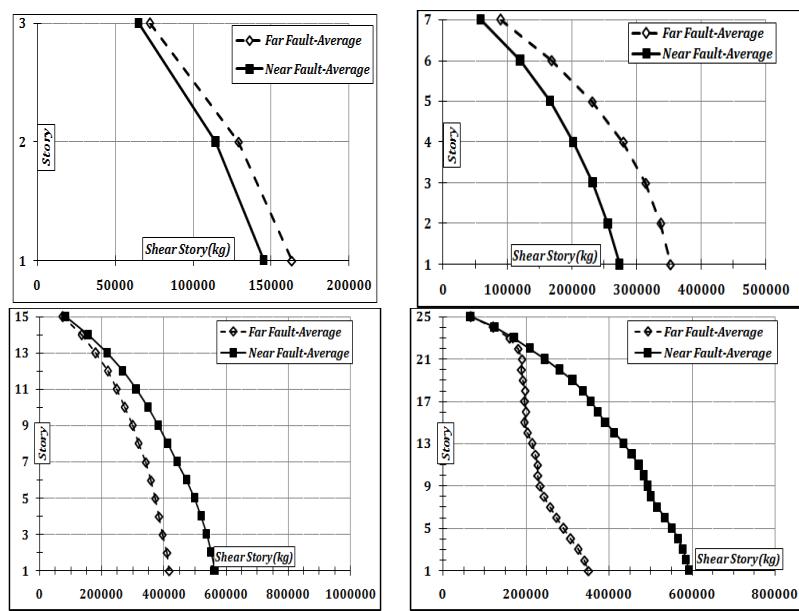
شکل ۶ تغییرات درصد افزایش حداکثر برش نزدیک گسل به حداکثر برش دور از گسل در مدل‌های 3 ، 7 ، 15 و 25 طبقه

نزدیک گسل چی‌چی در محدوده‌ی پریود ۰/۲۷ تا ۰/۸۵ ثانیه نسبت برش به وزن سازه در نگاشت دور از گسل نسبت به نزدیک گسل بیشترین مقادیر خود را دارد و با افزایش پریود سازه مقادیر نزدیک گسل بیشتر از دور از گسل می‌شود. در نگاشت دور از نزدیک گسل امپریالولی در محدوده‌ی پریود ۰/۲۷ تا ۱/۱ ثانیه، نسبت برش پایه به وزن سازه در نگاشت دور از گسل نسبت به نزدیک گسل بیشترین مقادیر خود را دارد و با افزایش پریود سازه مقادیر نزدیک گسل بیشتر از نگاشت دور از گسل می‌شود. در نگاشت دور و نزدیک گسل کوبه در محدوده‌ی پریود ۰/۵۱ تا ۱/۳۳ ثانیه نسبت برش پایه به وزن سازه نگاشت نزدیک گسل نسبت به دور از گسل بیشتر می‌باشد. در نگاشت دور و نزدیک گسل نژریج در محدوده‌ی پریود ۰/۶۷ تا ۰/۷۰ ثانیه نسبت برش پایه به وزن سازه نگاشت دور از گسل نسبت به نزدیک گسل بیشترین مقادیر خود را دارد و با افزایش پریود سازه مقادیر نزدیک گسل بیشتر از دور از گسل می‌شود.

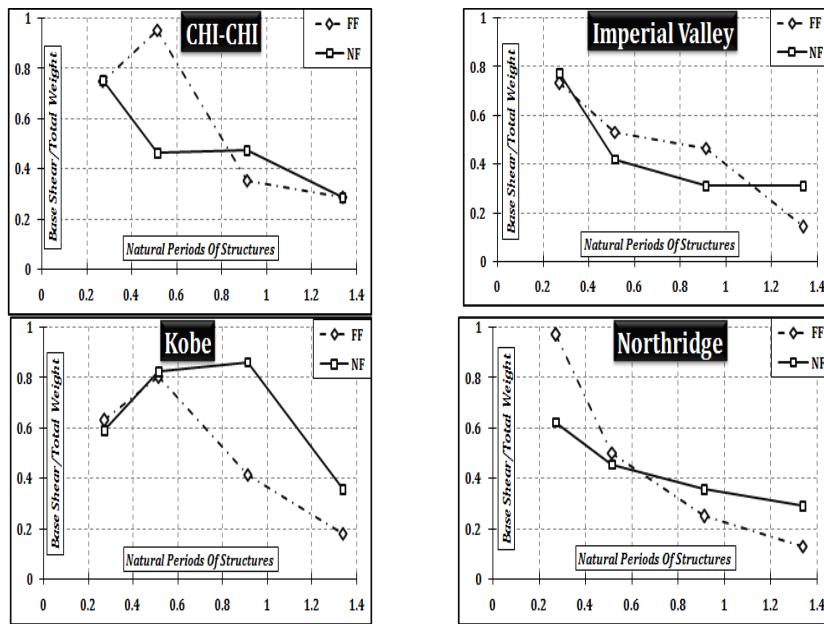
شکل (۷) نمودار میانگین برش طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه را تحت نگاشتهای دور و نزدیک گسل نشان می‌دهد.

با توجه به این نمودارها، در مدل‌های ۳ و ۷ طبقه میانگین برش طبقات حاصل از نگاشتهای دور از گسل در تمامی طبقات بیشتر از میانگین برش طبقات حاصل از گسل از نگاشتهای نزدیک گسل است و میانگین برش پایه به ترتیب ۱۲/۴٪ و ۲۸/۷٪ در حوزه‌ی دور از گسل بیشتر از حوزه‌ی نزدیک گسل می‌باشد، در حالی که در دو مدل ۱۵ و ۲۵ طبقه میانگین برش طبقات حاصل از نگاشتهای نزدیک گسل در تمامی طبقات بیشتر از میانگین برش طبقات حاصل از نگاشتهای دور از گسل می‌باشد و میانگین برش پایه به ترتیب ۳۵٪ و ۶۹٪ در حوزه‌ی نزدیک گسل بیشتر از حوزه‌ی دور از گسل است.

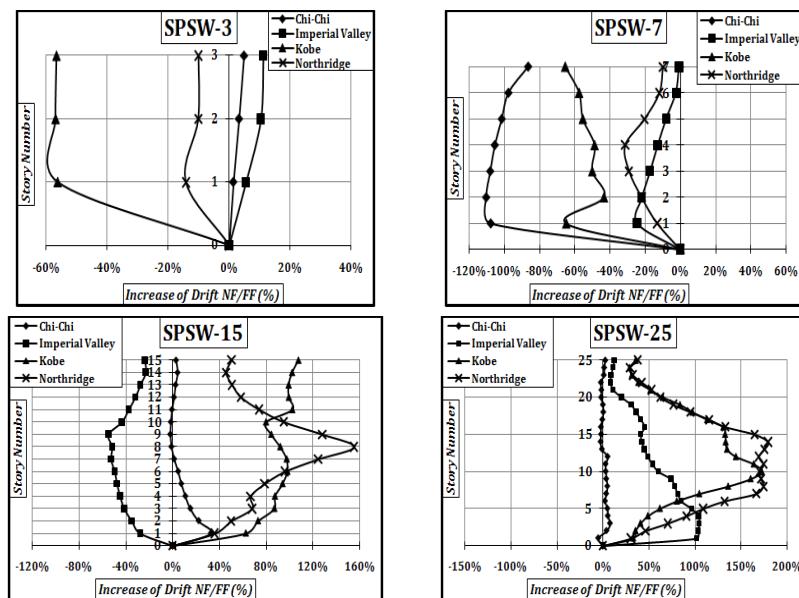
نمودارهای شکل (۸) تغییرات نسبت برش پایه به وزن سازه نسبت به پریود سازه را برای نگاشتهای دور و نزدیک گسل به تفکیک نشان می‌دهد. همان‌گونه که در شکل (۸) مشاهده می‌شود در نگاشت دور و



شکل ۷ نمودار میانگین برش طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه تحت نگاشتهای دور و نزدیک گسل



شکل ۸ نمودار نسبت برش پایه به وزن کل سازه در برابر پریود طبیعی سازه



شکل ۹ تغییرات درصد افزایش حداکثر نسبت جابه‌جایی نگاشت نزدیک گسل به حداکثر نسبت جابه‌جایی حاصل از دور از گسل با تغییر تعداد طبقات

تغییر مکان و نسبت جابه‌جایی دیوارهای برشی فولادی براساس تحلیل دینامیکی غیرخطی
نمودارهای شکل (۹) تغییرات درصد افزایش حداکثر نسبت جابه‌جایی نزدیک گسل به حداکثر نسبت جابه‌جایی حاصل از دور از گسل با تغییر تعداد طبقات دیوارهای برشی فولادی مدل‌های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه

بدین ترتیب اثر نگاشت نزدیک گسل بر روی مدل‌های ۳ و ۷ طبقه (با پریود کمتر از ۰/۶۷ ثانیه) بیشتر از دور از گسل است و در سازه‌های ۱۵ و ۲۵ طبقه (با پریود بیشتر از ۰/۶۷ ثانیه) اثر نگاشت‌های نزدیک گسل زلزله‌های چی‌چی و امپریال ولی بیشتر از اثرات نگاشت‌های دور از گسل می‌باشد و در زلزله‌های نرثربیج و کوبه بر عکس است.

به تفکیک برای نگاشتهای دور و نزدیک نشان می‌دهد.

همان‌گونه که مشاهده می‌شود در مدل ۳ طبقه بیشترین و کمترین نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام در بین نگاشتهای نزدیک گسل از نگاشت زلزله‌های امپریال‌ولی و کوبه حاصل شده است که به ترتیب برابر با 0.000227% و 0.000200% می‌باشد و اختلافی برابر با 3.34% دارند و در بین نگاشتهای دور از گسل حداکثر و حداقل نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام از نگاشت زلزله‌های نژادیج و کوبه حاصل شده است که به ترتیب برابر با 0.00294% و 0.00178% می‌باشد که اختلافی برابر با 6.65% دارند. در مدل ۷ طبقه بیشترین و کمترین نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام در بین نگاشتهای نزدیک گسل از نگاشت زلزله‌های کوبه ژاپن و امپریال‌ولی حاصل شده است که به ترتیب برابر با 0.00531% و 0.00357% می‌باشد و اختلاف آن‌ها برابر با 4.49% می‌باشد. در بین نگاشتهای دور از گسل حداکثر و حداقل نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام از نگاشت زلزله‌های کوبه و امپریال‌ولی حاصل شده است که به ترتیب برابر با 0.00359% و 0.00359% می‌باشد که اختلافی برابر با 0.00088% دارند.

در مدل ۱۵ طبقه بیشترین و کمترین نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام در بین نگاشتهای نزدیک گسل از نگاشت زلزله‌های کوبه و امپریال‌ولی حاصل شده است که به ترتیب برابر با 0.01379% و 0.00357% است و اختلاف آن‌ها برابر با 20.2% می‌باشد. این در حالی است که در بین نگاشتهای دور از گسل حداکثر و حداقل نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام از نگاشت زلزله‌های کوبه و نژادیج حاصل شده است که به ترتیب برابر با 0.00066% و 0.000403% می‌باشد و اختلافی برابر با 6.65% دارند. در مدل ۲۵ طبقه بیشترین و کمترین نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام در بین نگاشتهای نزدیک گسل از نگاشت زلزله‌های کوبه و امپریال‌ولی حاصل شده است که به ترتیب برابر با 0.00797% و 0.0052% می‌باشد و اختلاف آن‌ها برابر با 5.53% می‌باشد. در حالی

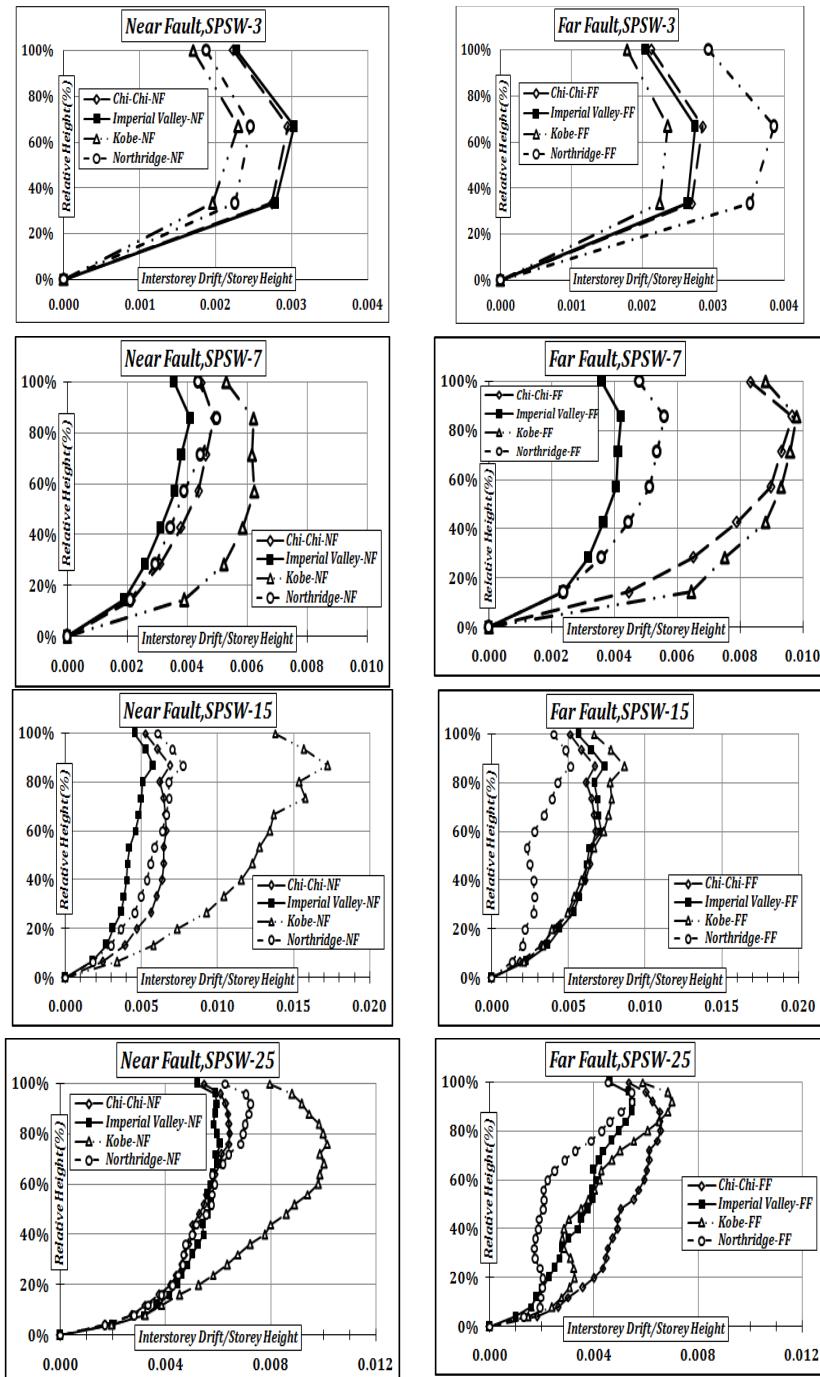
را تحت چهار نگاشت دور و نزدیک گسل نشان می‌دهد. همان‌گونه که در این نمودارها مشاهده می‌شود در مدل ۳ طبقه، حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشتهای نزدیک گسل چی‌چی و امپریال ولی به ترتیب 5.05% و 11.2% بیشتر از حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت دور از گسل همین زلزله‌ها می‌باشد. این در حالی است که حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشتهای دور از گسل کوبه و نژادیج به ترتیب 5.05% و 5.07% بیشتر از حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت نزدیک گسل همین زلزله‌ها می‌باشد. در مدل ۷ طبقه، حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشتهای دور از گسل چی‌چی، کوبه و نژادیج به ترتیب 8.6% ، 6.5% و 10% بیشتر از حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت نزدیک گسل همین زلزله‌ها می‌باشد. حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت دور و نزدیک گسل امپریال‌ولی تقریباً برابر می‌باشند (اختلاف در حدود 1%)، ولی در سایر طبقات حداکثر نسبت جابه‌جایی حاصل از نگاشت دور از گسل بیشتر می‌باشد.

در مدل ۱۵ طبقه حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشتهای نزدیک گسل چی‌چی، کوبه و نژادیج به ترتیب 3.07% ، 10.7% و 5.0% بیشتر از حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت دور از گسل همین زلزله‌ها می‌باشد. حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت دور از گسل امپریال‌ولی، 24% بیشتر از حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت نزدیک گسل همین زلزله می‌باشد.

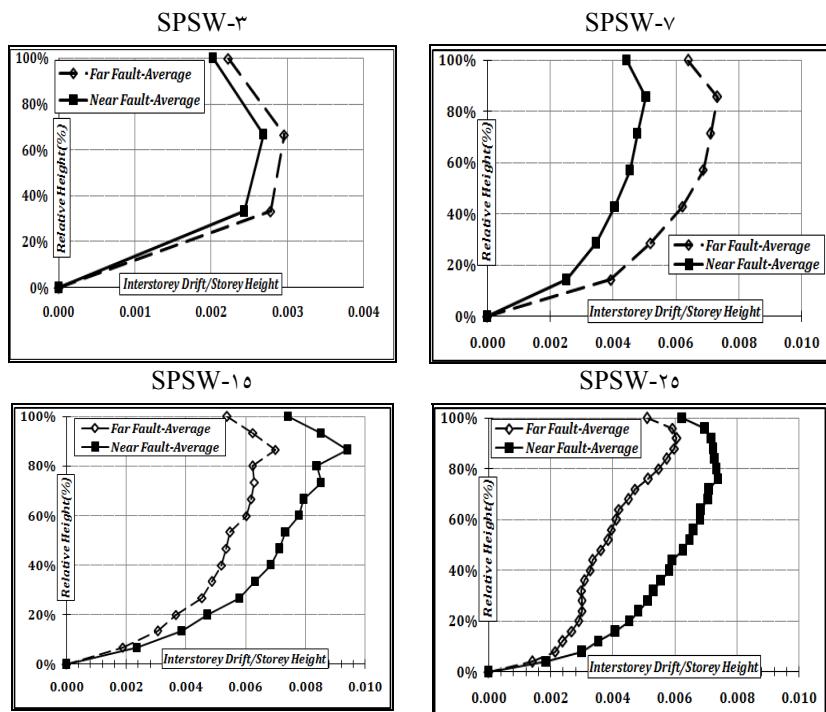
در مدل ۲۵ طبقه حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشتهای نزدیک گسل چی‌چی، امپریال‌ولی، کوبه و نژادیج به ترتیب 3.12% ، 3.35% و 3.28% بیشتر از حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام حاصل از نگاشت دور از گسل همین زلزله‌ها می‌باشد. نمودارهای شکل (۱۰) حداکثر نسبت جابه‌جایی طبقات در ارتفاع مدل‌های ۱۵، ۷، ۳ و ۲۵ طبقه را

۰/۰۰۴۵۵ و ۰/۰۰۰۵۹ می باشد و اختلاف بین بیشترین و کمترین نسبت جابه جایی طبقه بام در بین نگاشتهای دور از گسل ۲۹٪ می باشد.

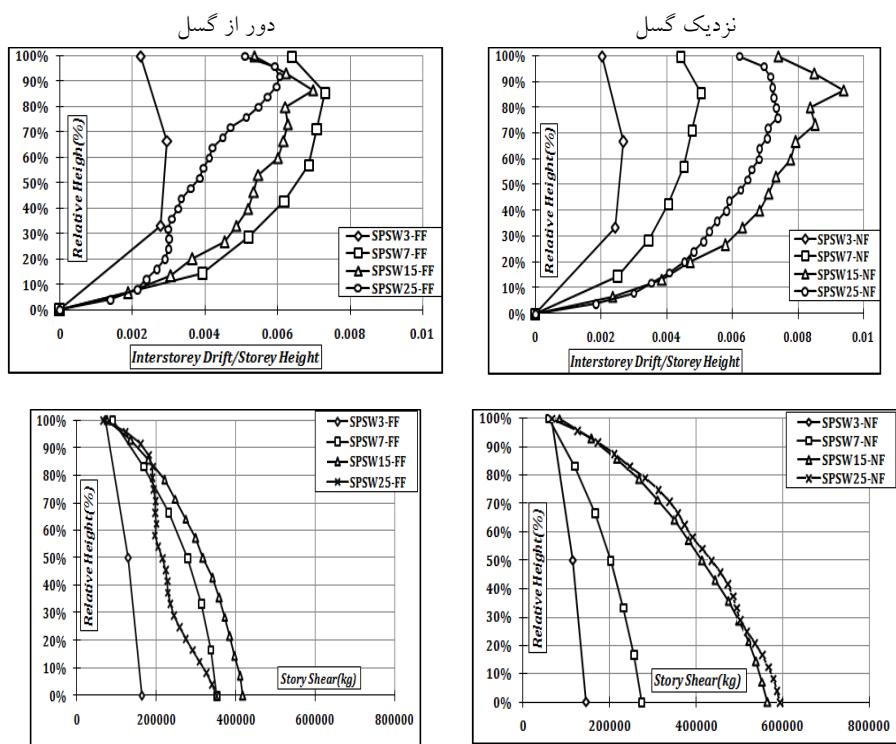
که در بین نگاشتهای دور از گسل حداقل و حداقل نسبت جابه جایی طبقه بام از نگاشت زلزله های کوبه و نژدیج حاصل شده است که به ترتیب برابر با



شکل ۱۰ حداقل نسبت جابه جایی طبقات در ارتفاع مدل های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه به تفکیک برای نگاشتهای دور و نزدیک



شکل ۱۱ نمودارهای میانگین نسبت جایه‌جایی طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۵، ۱۵ و ۲۵ طبقه برای نگاشتهای دور و نزدیک گسل



شکل ۱۲ توزیع ارتفاعی برش و نسبت جایه‌جایی مدل‌ها

نمی‌توان گفت که با افزایش ارتفاع نسبت جابه‌جایی نیز افزایش پیدا می‌کند و همان‌گونه که مشاهده می‌شود از مدل ۷ طبقه به بعد نسبت جابه‌جایی در حوزه‌ی دور از گسل حالت کاهشی پیدا نموده است و این بدان معناست که در حوزه‌ی نزدیک با افزایش ارتفاع مدل (از ۴۸ متر بیش‌تر) نسبت جابه‌جایی طبقات کاهش پیدا می‌کند.

با توجه به این نموادرها تا ۷۶٪ ارتفاع سازه‌ی ۷ طبقه و تا ۸۳٪ ارتفاع سازه‌ی ۱۵ طبقه برش طبقات بیش از سازه‌ی ۲۵ طبقه در حوزه‌ی دور از گسل می‌باشد. هم‌چنین از ۸٪ ارتفاع به بعد نسبت جابه‌جایی طبقات سازه‌ی ۷ طبقه بیش از نسبت جابه‌جایی طبقات سازه‌ی ۱۵ طبقه است و از ۱۰٪ ارتفاع به بعد نسبت جابه‌جایی طبقات سازه‌ی ۱۵ طبقه بیش از نسبت جابه‌جایی طبقات سازه‌ی ۲۵ طبقه در حوزه‌ی دور از گسل می‌باشد. در حوزه‌ی نزدیک گسل از ۱۵ درصد ارتفاع به بعد نسبت جابه‌جایی طبقات سازه‌ی ۲۵ طبقه بیش از نسبت جابه‌جایی طبقات سازه‌ی ۱۵ طبقه می‌باشد.

خلاصه و نتیجه‌گیری

رفتار دینامیکی غیرخطی چهار مدل ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه دیوار برشی فولادی با ورق نازک دارای اتصال تیر به ستون صلب که مطابق با آیین‌نامه‌ی AISC-۲۰۰۵ طراحی شده بودند، مورد بررسی قرار گرفت. نمونه‌ها تحت چهار نگاشت دور و نزدیک گسل چی‌چی، امپریال ولی، کوبه و نرثیریج آنالیز شد و پارامترهای مختلف پاسخ سازه تحت نگاشتهای دور و نزدیک گسل مورد ارزیابی قرار گرفت.

بر این اساس هنگامی که سازه در معرض حرکات حوزه‌ی نزدیک قرار می‌گیرد نیازهای سازه با توجه به ارتفاع مدل نسبت به حرکات حوزه‌ی دور از گسل افزایش می‌یابد. برش پایه در حوزه‌ی دور از گسل در

شکل (۱۱) نموادرهای میانگین نسبت جابه‌جایی طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه را برای نگاشتهای دور و نزدیک گسل نشان می‌دهد. با توجه به این نموادرها، در مدل‌های ۳ و ۷ طبقه میانگین نسبت جابه‌جایی حاصل از نگاشتهای دور از گسل در تمامی طبقات بیش‌تر از میانگین نسبت جابه‌جایی حاصل از نگاشتهای نزدیک گسل است به‌گونه‌ای که میانگین نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام به ترتیب ۱۰٪ و ۴۴٪ در حوزه‌ی دور از گسل بیش‌تر از حوزه‌ی نزدیک گسل می‌باشد. در حالی که در دو مدل ۱۵ و ۲۵ طبقه میانگین نسبت جابه‌جایی حاصل از نگاشتهای نزدیک گسل در تمامی طبقات بیش‌تر از میانگین نسبت جابه‌جایی حاصل از نگاشتهای دور از گسل می‌باشد. به‌طوری که میانگین نسبت جابه‌جایی طبقه‌ی بام به ترتیب ۸۴٪ و ۲۲٪ در حوزه‌ی نزدیک گسل بیش‌تر از حوزه‌ی دور از گسل می‌باشد.

توزيع ارتفاعی پارامترهای پاسخ سازه

برای بررسی اثر ارتفاع بر پارامترهای پاسخ سازه از ارتفاع نسبی استفاده شده است تا بتوان پارامترهای پاسخ سازه‌ای هر چهار سازه را در یک نموادر رسم نمود و اثر تغییر ارتفاع سازه را در حوزه‌ی دور و نزدیک گسل بررسی نمود. شکل (۱۲) توزیع ارتفاعی میانگین حداکثر برش و نسبت جابه‌جایی مدل‌ها را نشان می‌دهد.

همان‌گونه که در این نموادرها مشاهده می‌شود برش و نسبت جابه‌جایی ناشی از تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت نگاشتهای نزدیک گسل با افزایش ارتفاع مدل افزایش می‌یابد. ولی از مدل ۱۵ طبقه به بعد، نسبت جابه‌جایی حالت کاهشی به خود گرفته است. برش ناشی از نگاشتهای دور از گسل نیز همانند نگاشتهای نزدیک گسل با افزایش ارتفاع سازه افزایش پیدا می‌کند. اما در مورد نسبت جابه‌جایی سازه

که با افزایش ارتفاع سازه مقادیر نسبت جابه‌جایی در حوزه‌ی نزدیک گسل افزایش پیدا می‌کند. به‌گونه‌ای که حداقل این مقادیر در ۳۰ تا ۸۵ درصد ارتفاع سازه رخ می‌دهد. هم‌چنین در حوزه‌ی دور از گسل با افزایش ارتفاع، نسبت جابه‌جایی در طبقات کاهش می‌یابد.

با توجه به نتایج مذکور، در مجموع می‌توان نتیجه گرفت که در سازه‌های کوتاه و میان‌مرتبه دیوار برپشی فولادی با ورق نازک دارای اتصال تیر به ستون صلب (تا پریود ۰/۶۷ ثانیه) اثر حرکات حوزه‌ی دور از گسل بر پارامترهای پاسخ، بیش‌تر از اثر حرکات حوزه‌ی نزدیک گسل است و در سازه‌های بلند مرتبه (با پریود بزرگ‌تر از ۰/۶۷ ثانیه) اثر حرکات نزدیک گسل بر پارامترهای پاسخ سازه بیش‌تر از حرکات حوزه‌ی دور از گسل می‌باشد. این مسئله به‌دلیل بیش‌تر بودن محتوای فرکانسی نگاشتهای دور از گسل در محدوده‌ی پریود کوتاه و بر عکس محتوای فرکانسی بیش‌تر حوزه‌ی نزدیک گسل در محدوده‌ی پریود بلند می‌باشد و باید در طراحی دیوار برپشی فولادی با ورق نازک دارای اتصال تیر به ستون صلب مدنظر قرار گیرد. نه تنها شتاب بیشینه‌ی بیش‌تر زلزله‌های نزدیک گسل آن‌ها را از زلزله‌های دور از گسل تمایز می‌کند بلکه ماهیت ارتعاش این زمین‌لرزه‌ها نیز تأثیر مخرب خود را در سازه‌های بلند مرتبه نشان می‌دهد. بر این اساس، تحلیل سازه‌های دیوار برپشی فولادی بلند مرتبه (با پریود بزرگ‌تر از ۰/۶۷ ثانیه) تحت نگاشتهای نزدیک گسل به مرتب با اهمیت‌تر از سازه‌های کوتاه‌تر است.

محدوده‌ی نسبتاً بزرگی نسبت به برش پایه‌ی حوزه‌ی نزدیک گسل نوسان می‌کند، به‌طوری که در حوزه‌ی نزدیک گسل برش پایه‌ی بیش‌تر نگاشتهای نسبتاً نزدیک به یکدیگر است اما در حوزه‌ی دور از گسل برش پایه‌ی مدل‌ها اختلاف زیادی می‌توانند داشته باشند.

در مدل ۳ طبقه میانگین پارامترهای پاسخ سازه (برش و نسبت جابه‌جایی) در حوزه‌ی دور از گسل ۱۱ درصد بیش‌تر از حوزه‌ی نزدیک گسل می‌باشد. در مدل ۷ طبقه میانگین پارامترهای پاسخ سازه (برش و نسبت جابه‌جایی) در حوزه‌ی دور از گسل ۳۷ درصد بیش‌تر از حوزه‌ی نزدیک گسل می‌باشد. در سازه‌ی ۱۵ طبقه میانگین پارامترهای پاسخ سازه (برش و نسبت جابه‌جایی) در حوزه‌ی نزدیک گسل ۶۰ درصد بیش‌تر از پاسخ حوزه‌ی دور از گسل است و در سازه‌ی ۲۵ طبقه میانگین پارامترهای پاسخ سازه (برش و نسبت جابه‌جایی) در حوزه‌ی نزدیک گسل ۶۴ درصد بیش‌تر از حوزه‌ی دور از گسل می‌باشد.

بررسی‌ها نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع سازه مقادیر برش طبقات در حوزه‌ی نزدیک گسل افزایش می‌یابد، اما در حوزه‌ی دور از گسل با افزایش ارتفاع بیش از ۴۸ متر در کمتر از ۷۵٪ ارتفاع سازه مقادیر برش کاهش می‌یابد؛ به عنوان مثال برش موجود در ۵۰ درصد ارتفاع سازه‌ی ۲۵ طبقه ۲۹٪ از مدل ۷ طبقه و ۴۸٪ از مدل ۱۵ طبقه کمتر می‌باشد.

با افزایش ارتفاع سازه اختلاف بین تغییر مکان‌های حوزه‌ی دور و نزدیک گسل بیش‌تر می‌گردد، به‌طوری

مراجع

1. Anderson, J. and Bertero, V.; "Uncertainties in Establishing Design Earthquake", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 113 No. 8, pp. 1709-1724, (1987).
2. Hall, J. F.; "Seismic Response of Steel Frame Buildings to Near-Fault Ground Motions", A report of the California Institute of Technology, Report No.EERL 97-05, Pasadena, California, (1997).

3. Alavi, B. and Krawinkler, H.; "Effects of Near-Fault Ground Motions on Frame Structures", A report of The John A. Blume Earthquake Engineering Center Department of Civil and Environmental engineering Stanford University, California, Report No. 138, (2001).
4. Timler, P. A. and Kulak, G. L.; "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Report No. 114, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, (1983).
5. Sabouri-Ghom, S. and Roberts, T. M.; "Nonlinear Dynamic Analysis of Thin Steel Plate Shear Walls", Computers and Structures, Vol. 39(1/2), pp. 121–127, (1991).
6. Sabouri-Ghom, S. and Roberts, T. M.; "Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls including Shear and Bending Deformations", Engineering Structures Vol. 14, No. 5, pp. 309–317, (1992).
7. Roberts, T. M. and Sabouri-Ghom, S.; "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Plate Shear Panels", Thin Walled Structures, Vol. 12, pp. 145–162, (1991).
8. Roberts, T. M. and Sabouri-Ghom, S.; "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Perforated Steel Plate Shear Panels", Thin Walled Structures, Vol. 14, pp. 139–151, (1992).
9. Rezai, M.; "Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls by Shake Table Testing", Ph.D Dissertation, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada, (1999).
10. Lubell, A.S., Prion, H.G.L., Ventura, C.E., Rezai, M.; "Unstiffened Steel Plate Shear Wall Performance under Cyclic Loading", ASCE, *Journal of Structural Engineering*, pp. 453-460, April (2000).
11. Astaneh-Asl, A. and Zhao, Q.; "Cyclic Behavior of Steel Shear Wall Systems", Proceedings, *Annual Stability Conference*, Structural Stability Research Council, April, (2002).
12. Anjan K. Bhowmick, Robert G. Driver and Gilbert Y. Grondin, "Seismic analysis of steel plate shear walls considering strain rate and P_delta effects", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 1149_1159, ScienceDirect, (2009).
13. Canadian Standards Association, CAN/CSA-S16-01. Limit States Design of Steel Structures. (Ontario, Canada): CSA, (2001).
14. American Institute of Steel Construction (AISC), Seismic Provisions for Structural Steel Building. Chicago (IL, USA): AISC, (2005).
15. Seismosignal, Ver. 2.1, University of Berkley California, USA, (2001).
۱۶. قلچکی، مجید، "بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی شکل پذیر و اثر نوع اتصال تیر به ستون بر آنها"، رساله‌ی دکتری سازه، دانشکده‌ی مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، (۱۳۸۶).
۱۷. سجادی، رامین و صبوری، سعید، "تعیین ممان اینرسی لازم برای جلوگیری از کمانش کلی در دیوارهای برشی فولادی با سخت کننده با استفاده از روابط تحلیلی"، ششمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، ۲۶ تا ۲۸ اردیبهشت (۱۳۹۰).
۱۸. مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران (بارهای وارد بر ساختمان)، (۱۳۸۸).

۱۹. آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش ۳، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، (۱۳۸۴).
۲۰. مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی)، (۱۳۸۸).

عوامل تأثیرگذار در ایجاد پینچ و میزان جذب انرژی اتصال خمی برآکت پیچ شده کایزر*

فرهاد شهیدی امام جمعه^(۱) فریبرز ناطقی الهی^(۲) مهران سید رزاقی^(۳) فرهاد شهیدی امام جمعه^(۴)

چکیده پس از زلزله‌ی ۱۹۹۴ نورثریج کالیفرنیا تعداد قابل ملاحظه‌ای از ساختمان‌های فولادی با اتصالات خمی خسارت دیدند. بعد از این واقعه تحقیقات زیادی برای بهبود عملکرد لرزه‌ای اتصالات خمی صورت گرفت. اتصال خمی برآکت پیچ شده کایزر، یکی از اتصالات مطرح برای قاب خمی ویژه در آیین‌نامه‌ی AISC-358 است، که به طور اختصار KBB خوانده می‌شود. این اتصال به صورت ریخته‌گری تولید می‌گردد. در این تحقیق رفتار اتصال خمی KBB تحت بارگذاری‌های چرخه‌ای استاندارد و نزدیک گسل مطرح شده در آیین‌نامه‌های ATC و FEMA مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهد که این اتصال از عملکرد لرزه‌ای مناسبی برخوردار است ولی در تیرهای عمیق به علت سختی بالای برآکت و ارتفاع زیاد آن، نیروی اهرمی زیادی در پیچ‌های ردیف بالای برآکت تولید می‌گردد. این موضوع و همچنین استفاده از واشر انگشتی گوهه‌ای سبب کاهش نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌های ردیف بالای برآکت‌ها و ایجاد Pinch در نمودار هیستریزیس آن شده است.

واژه‌های کلیدی بارگذاری چرخه‌ای استاندارد، بارگذاری چرخه‌ای نزدیک گسل، اتصال برآکت پیچ شده کایزر (KBB)، Pinch.

Influential Factors in Pinch Effect and Energy Dissipation of the Kaiser Bolted Bracket Moment Connection

F.Shahidi

F.Nateghi Allahi

M.S.Razzaghi

F.Shahidi

Abstract In the aftermath of the 1994 Northridge, California, earthquake. A significant number of steel moment resisting structural systems were damaged. Many studies and researches have been conducted to improve the seismic performance of structures after the catastrophe. One of the proposed connections for special moment-resisting frames included AISC-358 is Kaiser bolted bracket moment connection, briefly named, KBB, this brackets produced as high steel cast. In this study, the seismic behavior of moment connection, KBB is examined under standard loading history and near-fault loading history according to ATC and FEMA codes. The results show that the connection has suitable seismic performance. But in beams with high depth due to the bracket rigidity, there is high lever force in top row bolts. Moreover use of Finger shims with variable thickness, reduce pre-tensioned force in bolts and increase pinch in hysteresis curve specimens.

Key Words Standard loading history, Near-Fault loading history, Kaiser bolted bracket connection (KBB), Pinch.

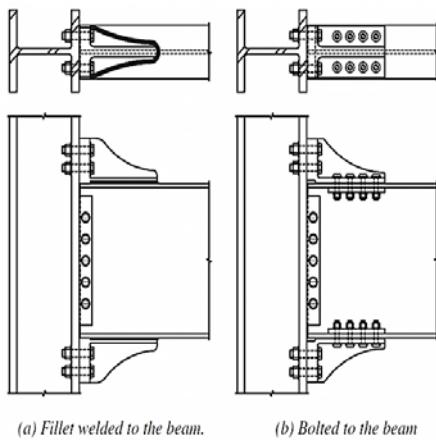
*تاریخ دریافت مقاله ۹۱/۵/۲۸ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۵/۱۹ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول، دانش آموخته‌ی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد قزوین.

(۲) استاد، پژوهشگاه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.

(۳) استادیار، دانشکده‌ی عمران و نقشه‌برداری، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد قزوین.

(۴) دانش آموخته‌ی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تاکستان.



شکل ۱ شمایی از اتصال برآکت پیچ شده‌ی کایزر [1]

هدف و مراحل انجام تحقیق

هدف از این تحقیق، بررسی عملکرد لرزه‌ای این اتصال به خصوص در حوزه‌ی نزدیک گسل و همچنین ارائه‌ی راهکاری بهمنظور افزایش توانایی این اتصال در جذب انرژی برای تیرهای عمیق و کاهش اثر Pinch در نمودار هیسترزیس این اتصال می‌باشد. بهمنظور مدل‌سازی عددی این اتصال از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS استفاده گردیده است. برای مدل‌سازی عددی و صحت سنجی آن با نتایج آزمایشگاهی، دو مدل مرجع ایجاد گردید. هر دو مدل با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شدند. هریک از مدل‌های مرجع متعلق به یک گروه با ده نمونه می‌باشند. کل این مجموعه که جمعاً، شامل ۲۰ مدل می‌باشد، فرآیند بررسی را تشکیل داده است.

مدل‌سازی عددی و صحت‌سنجی

بهمنظور مدل‌سازی عددی و صحت‌سنجی دو مدل مرجع، یک مدل مربوط به اتصال KBB سری W و یک مدل مربوط به اتصال KBB سری B انتخاب گردید. هر دو مدل با نتایج آزمایشگاهی که توسط Scott M. Adan and William Gibb گرفته بود مقایسه گردید. نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS در مدل‌سازی‌های عددی به کار برده شد. در مدل‌های عددی سری W برای مشبندی اجزاء محدود تیر و نوار برشگیر جان از المان Shell چهار

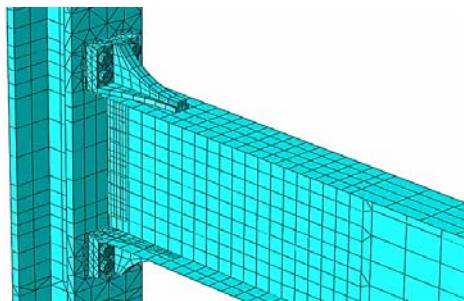
مقدمه

پس از زلزله‌ی ۱۹۹۴ نورث‌ریچ کالیفرنیا که سبب آسیب دیدن تعداد قابل ملاحظه‌ای از ساختمان‌های فولادی با اتصالات خمشی گردید، توجه بیشتری به قابلیت آسیب‌های گستردگی در اتصالات خمشی عموماً در اتصالات خمشی قوی که ظرفیت دوران پلاستیک آنها کمتر از ظرفیت دوران پلاستیک اعضای قاب بود، مشاهده گردید. گسیختگی‌ها غالباً شامل شکستگی‌های غیر شکل‌پذیر جوش شیاری با نفوذ کامل (CJP) بال تیر به بال ستون و ترک‌هایی در بال تیر و مقطع میانی ستون بوده است [1]. بعد از زلزله تحقیقات هدفداری زیادی در خصوص رفتار اتصالات خمشی با گیرداری کامل صورت پذیرفت. حذف جوش گوشه کارگاهی می‌توانست علاوه بر بهبود عملکرد اتصالات سبب کاهش هزینه‌های وابسته به نظارت و اجرا گردد [1]. اتصال برآکت پیچ شده اولین بار در دانشگاه Lehigh مطرح گردید. این طرح از ایده‌ی نشیمن تقویت شده الهام گرفته بود و بعداً بهمنظور افزایش کیفیت و عملکرد اتصال، جوش کاری از برآکت حذف گردید و آنرا به صورت فولاد ریخته‌گری شده با مقاومت بالا تولید نمودند [1]. در آیینه‌ی AISC این اتصال به عنوان اتصالی مناسب برای قاب خمشی ویژه تحت عنوان «اتصال خمشی برآکت پیچ شده‌ی کایزر» معرفی گردیده است [2]. این اتصال بهمنظور حذف جوش گوشه کارگاهی و افزایش کیفیت ساخت و سهولت در اجرا توسعه یافت [2]. این اتصال به دو رده‌ی کلی سری W و سری B تقسیم می‌شود [2]. هر دو سری اتصال از طریق پیچ‌های پر مقاومت به بال ستون پیچ می‌گردند. اتصال برآکت سری W به بال تیر، از طریق جوش کارخانه‌ای میسر می‌گردد [2]. همچنین اتصال برآکت سری B به بال تیر، از طریق پیچ‌های پر مقاومت صورت می‌گیرد [2]. شکل (۱) هر دو سری از اتصال خمشی کایزر را نشان می‌دهد.

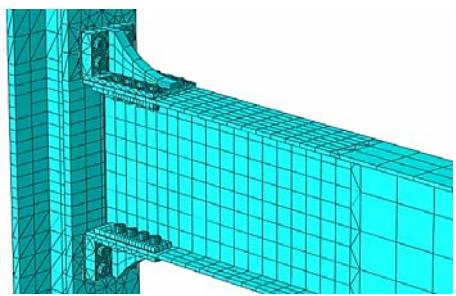
سری B و برای اتصال براکت به بال تیر به وسیله‌ی پیچ در تمامی محلهایی که براکت با بال تیر و ورق واشر Contact در تماس بوده است از گزینه‌ی اندرکنشی استفاده شده است. در هر دو نمونه برای اتصال براکت به ستون از طریق پیچ، از گزینه‌ی اندرکنشی استفاده گردیده است. در گزینه‌ی اندرکنشی Contact اجازه‌ی جدا شدن سطوح بعد از برخورد داده شده است [4] و ضریب اصطکاک کولمب برای در نظر گرفتن اثر اصطکاک بین سطوح فلزی کلاس A، 0.3 در نظر گرفته شده است [5] و به منظور تطابق کامل مدل عددی با مدل آزمایشگاهی ورقهای واشر انگشتی در محل اتصال براکت با بال ستون نیز مدل گردیده‌اند. برای در نظر گرفتن اثر پیش‌تینیدگی پیچ‌ها دو گام تعریف شده است؛ در گام اول پیچ‌ها پیش‌تینیده گردیده و در گام دوم علاوه بر حفظ پیش‌تینیدگی، تغییر مکان چرخه‌ای مطابق ضوابط آیین‌نامه‌ی ATC-24 و آیین‌نامه‌ی FEMA-355D به نمونه‌ها اثر داده شده است [6,7]. مصالح به کار رفته برای مدل‌سازی مطابق جدول (۱) و براساس مشخصات آزمایشگاهی نمونه‌ها می‌باشد.

همان‌طور که در شکل‌های (۴، ۳) مشاهده می‌گردد، تطابق خوبی بین نمودارهای هیستوژیس انتهای تیر نمونه‌های عددی با مدل آزمایشگاهی در هر دو نمونه وجود دارد و همچنین در شکل (۵) تغییر شکل نمونه‌ی عددی در محل تشکیل مفصل پلاستیک کاملاً منطبق بر تغییر شکل واقعی آن در مدل آزمایشگاهی می‌باشد.

گرهی S4R و برای سایر اعضاء از المان Solid هشت گرهی، C3D8R استفاده گردید [4]. در مدل سری B برای مشبندی اجزای محدود تمامی اعضاء از المان Solid هشت گرهی C3D8R استفاده شد [4]. شکل (۲) نحوه‌ی مشبندی و مدل‌سازی عددی اتصالات مذکور را نشان می‌دهد.



(الف) مدل اجزای محدود اتصال کایزر سری W



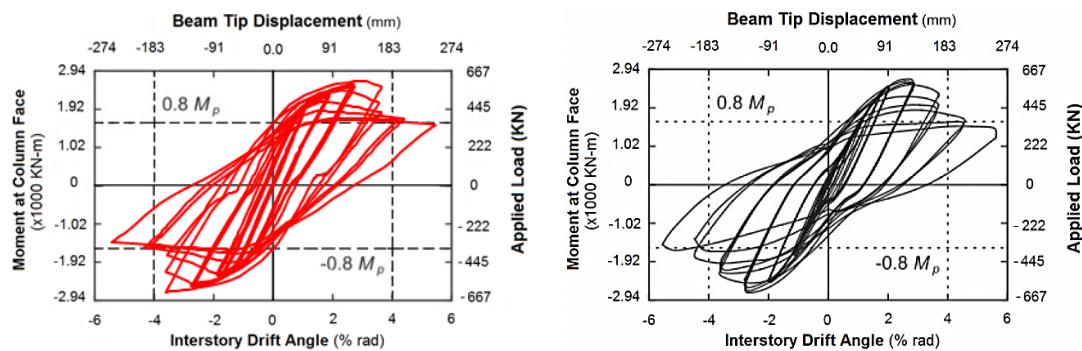
(ب) مدل اجزای محدود اتصال کایزر سری B

شکل ۲ مدل‌های اجزای محدود ساخته شده برای صحبت‌سنگی با نتایج آزمایشگاهی

برای در نظر گرفتن اثر جوش براکت سری W به بال تیر از قید Tie استفاده شد [4]. همچنین در مدل

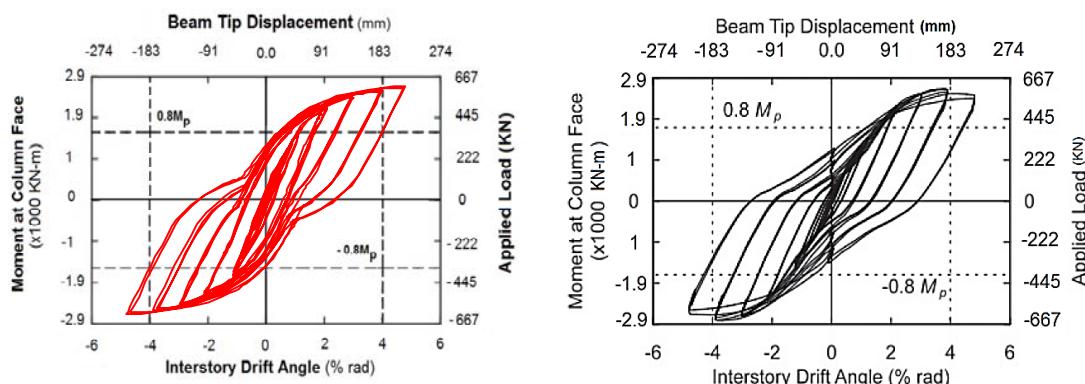
جدول ۱ مشخصات مصالح به کار رفته در مدل‌های اجزای محدود، برگرفته از نتایج آزمایشگاهی

نوع مصالح	کاربرد	(MPa)	تشن تسلیم (MPa)	کرشنهایی
ASTM A36	واشر انگشتی گوهای	250	450	0.20
ASTM A572 Gr50	تیر، نوار برشگیر جان تیر	366	462	0.25
ASTM A572 Gr50	ستون	321	453	0.25
ASTM A148 Gr80/50	براکت	510	710	0.22
A490	پیچ	900	1050	0.20



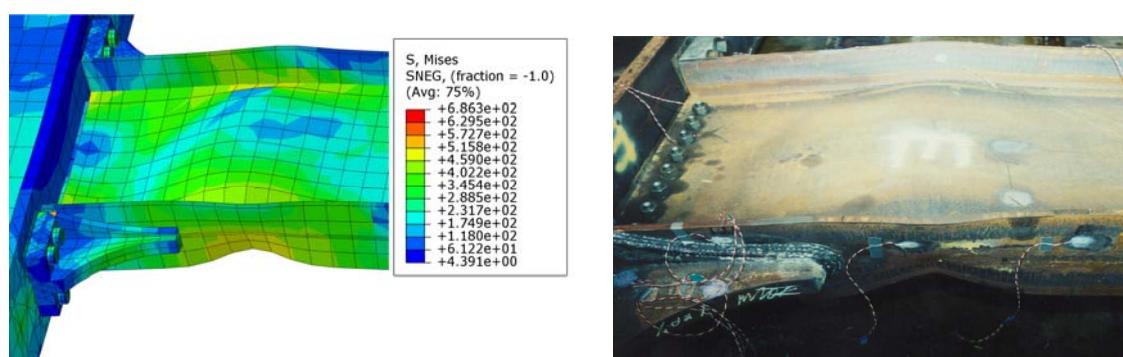
(الف) منحنی هیسترزیس انتهای تیر، مدل آزمایشگاهی، نمونه ۶ HH-8 [1,2] (ب) منحنی هیسترزیس انتهای تیر، مدل عددی، نمونه ۸ HH-8

شکل ۳ منحنی های هیسترزیس انتهای آزمایشگاهی و عددی برای اتصال سری W



(الف) منحنی هیسترزیس انتهای تیر، مدل آزمایشگاهی، نمونه ۶ HH-6 [1] (ب) منحنی هیسترزیس انتهای تیر، مدل عددی، نمونه ۶ HH-6

شکل ۴ منحنی های هیسترزیس انتهای تیر مدل های آزمایشگاهی و عددی برای اتصال سری B



(ب) تغییر شکل نمونه آزمایشگاهی ۸ HH در انتهای بارگذاری

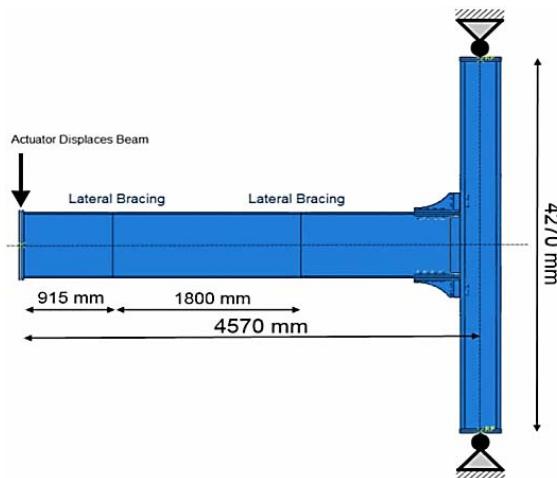
(الف) تغییر شکل نمونه آزمایشگاهی ۸ HH در انتهای بارگذاری [1,2]

شکل ۵ تغییر شکل نمونه‌های آزمایشگاهی و عددی در گام آخر بارگذاری

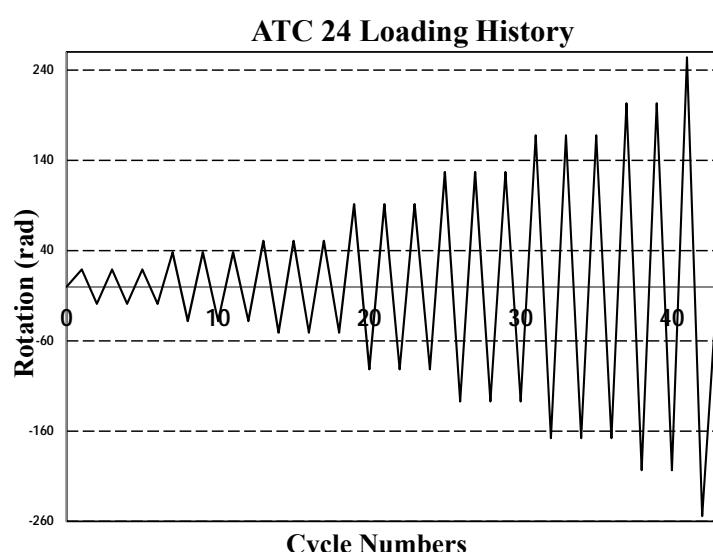
لرزه‌ای اتصال در منطقه‌ی نزدیک گسل از بارگذاری نزدیک گسل FEMA-355D استفاده گردیده است [7]. شکل (۷) و شکل (۸) نمودار بارگذاری استاندارد آیین‌نامه‌ی ATC-24 و بارگذاری نزدیک گسل FEMA-355D را که به صورت تغییر مکان در انتهای تیر اعمال شده است نشان می‌دهد.

شرایط مرزی و بارگذاری

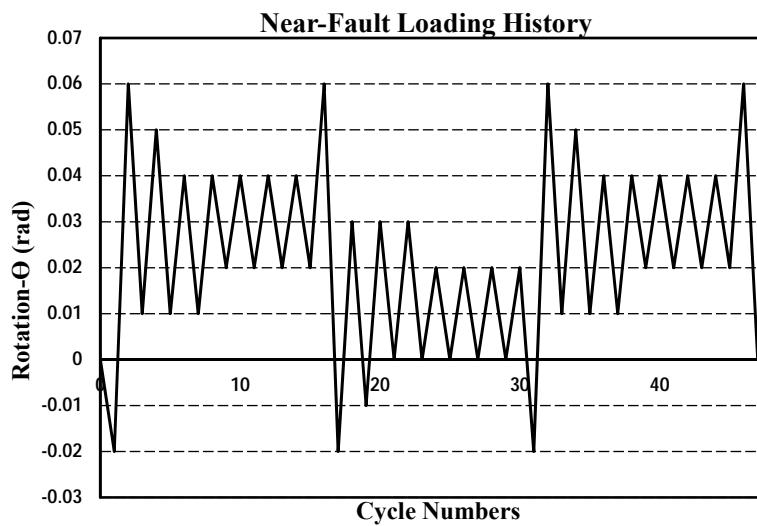
شرایط مرزی مجموعه‌ی آزمایش شامل شرایط تکیه‌گاهی دو انتهای ستون و محل قرارگیری مهارهای جانبی تیر در شکل (۶) نشان داده شده است. به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصال از بارگذاری استاندارد چرخه‌ای آیین‌نامه‌ی ATC-24 استفاده شده است [6]. هم‌چنین برای بررسی عملکرد



شکل ۶ طول تیر و ستون و شرایط تکیه‌گاهی و موقعیت مهارهای جانبی در نظر گرفته شده برای مجموعه مورد بررسی



شکل ۷ بارگذاری چرخه‌ای استاندارد، مورد استفاده در مدل آزمایشگاهی و عددی



شکل ۸ بارگذاری چرخه‌ای نزدیک گسل، مورد استفاده در مدل عددی

جدول ۲ خلاصه‌ای از مشخصات نمونه‌های مرجع

نوع مدل	ستون	تیر	براکت	اندازه‌ی پیچ ستون	اندازه‌ی پیچ تیر	ضخامت واشر انگشتی (mm)
مدل مرجع ۱	W14x233	W30x108	W2.1	1-1/2" (~M36)	-	3.2-1.6
مدل مرجع ۲	W14x233	W30x108	B2.1	1-1/2" (~M36)	1-1/8" (~M30)	3.2-1.6

تیر کم می‌باشد. این نسبت با توجه به طول دهانه، عمق تیر و نوع اتصال متفاوت می‌باشد. در اثر انحنای ایجاد شده، تیرهای عمیق کرنش‌های بزرگ‌تری نسبت به تیرهای کوتاه تجربه می‌کنند. به طور مشابه، در تیرها با نسبت دهانه به عمق کم، شب لنگر تندتری در سراسر دهانه‌ی تیر وجود دارد. نتیجه‌ی آن، کاهش طول تیر مشارکت نموده در مفصل پلاستیک، و افزایش کرنش‌ها تحت دوران‌های غیر الاستیک خواسته شده است [2]. لذا می‌توان در این مقاله نسبت دهانه به عمق کمتر از ۱۵ را تیر عمیق تعریف نمود. مشخصات هندسی براکت‌ها از آیین‌نامه‌ی AISC برداشت شده

بررسی نمونه‌های عددی

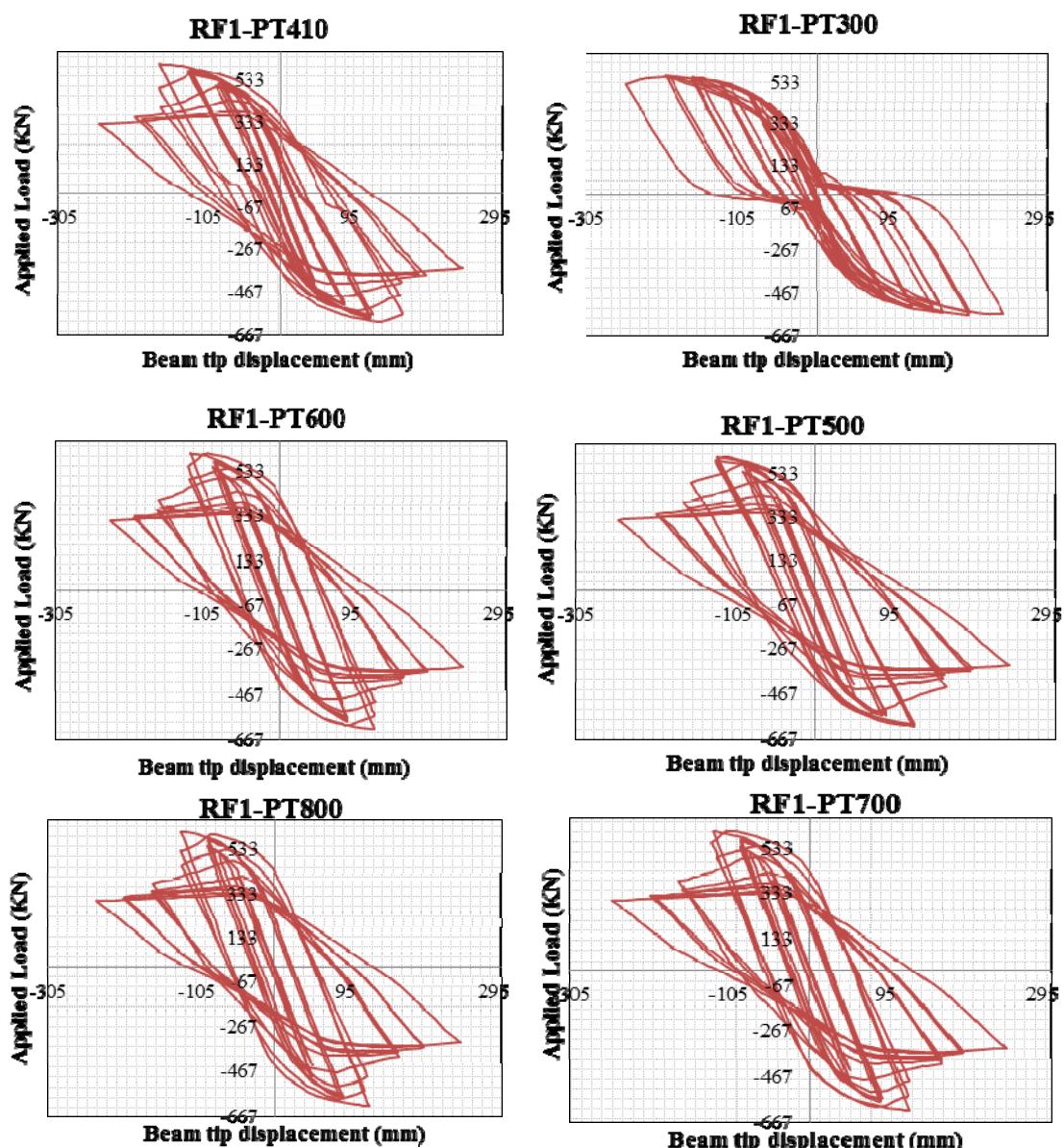
مدل‌های مرجع، مدل‌هایی هستند که برای صحبت‌سنگی از آن‌ها استفاده گردیده است. هر مدل مرجع خود شامل ده زیر مدل می‌باشد. در این زیر مدل‌ها برخی از خصوصیات نمونه‌ها مانند نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌های اتصال دهنده‌ی براکت به بال ستون و هم‌چنین ضریب اصطکاک بین براکت با ستون و تیر، تعییر نموده است. تیر مدل مرجع از نوع تیر I شکل می‌باشد [3]. عمق تیر و نسبت دهانه به عمق تیر، در رفتار اتصالات تیر به ستون مهم است. تیرهای عمیق به تیرهایی گفته می‌شود که در آن‌ها نسبت دهانه به عمق

آییننامه‌ی AISC را در خصوص نسبت تیر به ستون برآورده می‌نمایند [9]. هم‌چنین ستون ضوابط آییننامه را در خصوص عدم استفاده از ورق‌های پیوستگی تأمین می‌کند [3]. مشخصات مدل‌ها، که در آن‌ها ضربی اصطکاک و نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌های اتصال دهنده‌ی براکت به ستون، نسبت به مدل‌های مرجع تغییر کرده است در جدول (۳) آورده شده‌است. با افزایش نیروی پیش‌تنیدگی از مقدار Pinch نمودارهای هیستوزیس کاسته می‌شود، شکل (۹) این نمودارها را نشان می‌دهد.

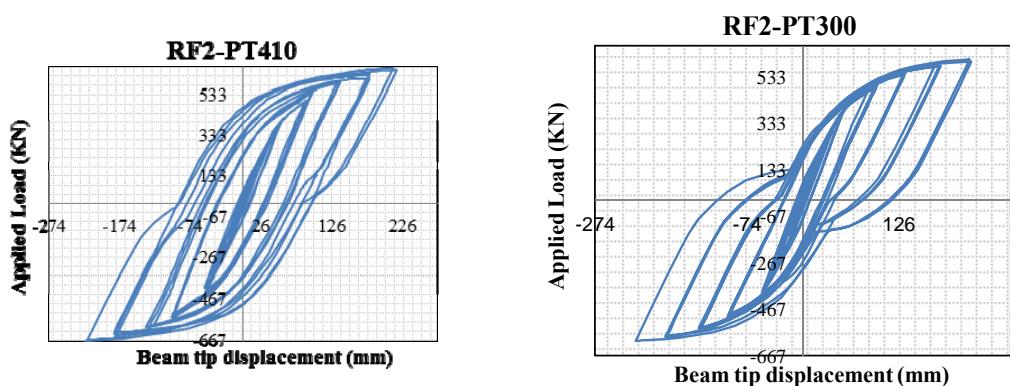
است [3]. خصوصیات هندسی پیچ‌ها و ضوابط پیش‌تنیدگی آن‌ها بر اساس ضوابط RCSC می‌باشد [8]. سایر مشخصات نمونه‌های مرجع در جدول (۲) آمده است. از آنجایی که براکت‌های مناسب برای تیرهای عمیق می‌تواند W2.1 و B2.1 باشد، به منظور درنظر گرفتن بحرانی ترین وضعیت برای اتصال، این براکت‌ها با بزرگ‌ترین تیری که قابل استفاده است به کار برد شده‌اند. هم‌چنین ماکریم ستون بال پهن قابل استفاده طبق ضوابط آییننامه‌ی AISC-358 [3] مقطع W14x233 می‌باشد. چشم‌های اتصال از نوع چشم‌ه اتصال قوی است و تیر و ستون انتخاب شده، ضوابط

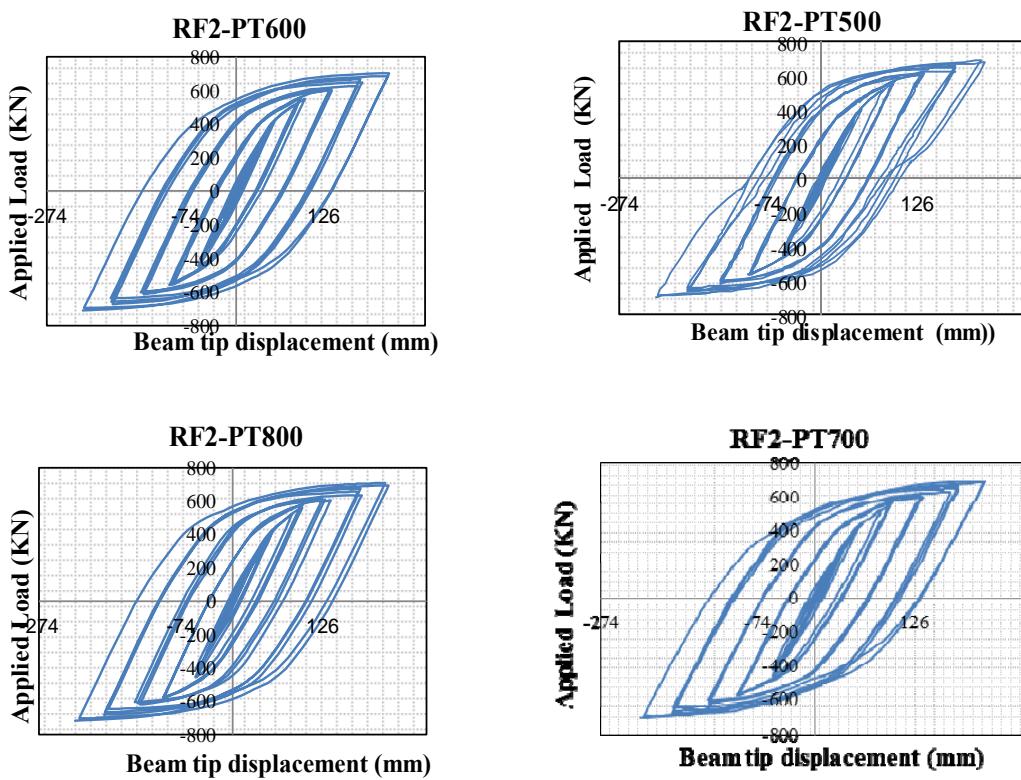
جدول ۳ مشخصات نمونه‌های عددی مورد بررسی و ماکریم انرژی کل جذب شده نمونه‌ها

گروه	نمونه‌ها	نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌های ستون (kN)	ضریب اصطکاک	ماکریم انرژی تجمعی جذب شده کل (kJ)
۱	RF1-PT300	300	0.3	914
	RF1-PT410	410	0.3	1176
	RF1-PT500	500	0.3	1240
	RF1-PT600	600	0.3	1279
	RF1-PT700	700	0.3	1307
	RF1-PT800	800	0.3	1385
	RF1-N.Shims	500	0.3	1380
	RF1-U.Shims	500	0.3	1376
	RF1-Fric0.25	450	0.25	1185
	RF1-Fric0.40	450	0.40	1224
۲	RF2-PT300	300	0.3	1202
	RF2-PT410	410	0.3	1620
	RF2-PT500	500	0.3	1711
	RF2-PT600	600	0.3	2002
	RF2-PT700	700	0.3	2065
	RF2-PT800	800	0.3	2088
	RF2-N.Shims	500	0.3	1841
	RF2-U.Shims	500	0.3	1839
	RF2-Fric0.30	450	0.3	1650
	RF2-Fric0.45	450	0.45	1641
RF1,2-N.Shims مدل مرجع ۱، ۲ بدون واشر انگشتی.				
RF1,2-U.Shims مدل مرجع ۱، ۲ دارای واشر انگشتی با ضخامت ثابت.				



(الف) منحنی های هیسترزیس نمونه های عددی، گروه مدل ۱





(ب) منحنی های هیسترزیس نمونه های عددی، گروه مدل ۲

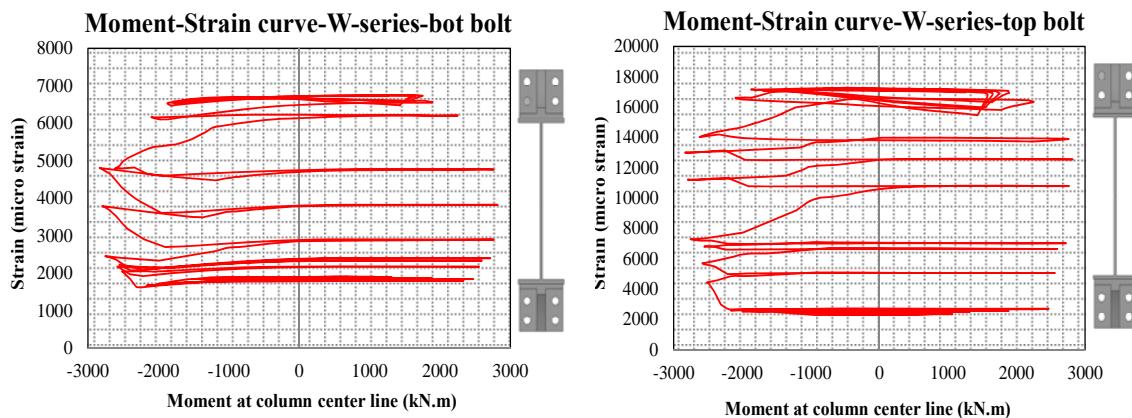
شکل ۹ منحنی های هیسترزیس انتهای تیر نمونه های عددی با نیروهای پیش تنیدگی متفاوت

می باشد. شاید یکی از دلایل آن اتلاف انرژی در اتصال سری B بدلیل وجود پیچ های بیشتر است. نمودار حساسیت اتصال، نسبت به نیروی پیش در شکل (۱۲) نشان داده شده است. با افزایش پیش تنیدگی انرژی تلف شده افزایش می یابد. اتلاف انرژی ناشی از اصطکاک در محدوده پیش تنیدگی مجاز آیین نامه حداکثر است. این موضوع می تواند یکی از مواردی باشد که جذب انرژی را در اتصال افزایش می دهد. این تفاوت به خوبی در نمودار شکل (۱۲) مشهود است. همان طور که نمودارهای هیسترزیس انتهای تیر نمونه ها در شکل (۱۳) مشخص است، این اتصال عملکرد لرزه ای مناسبی در حوزه نزدیک گسل دارد. میزان افت چرخه هیسترزیس اتصال با توجه به تغییر مکان قابل ملاحظه ای که اتصال تحمل می کند در محدوده قابل قبولی قرار دارد (کمتر از ۲۰٪). عملکرد لرزه ای

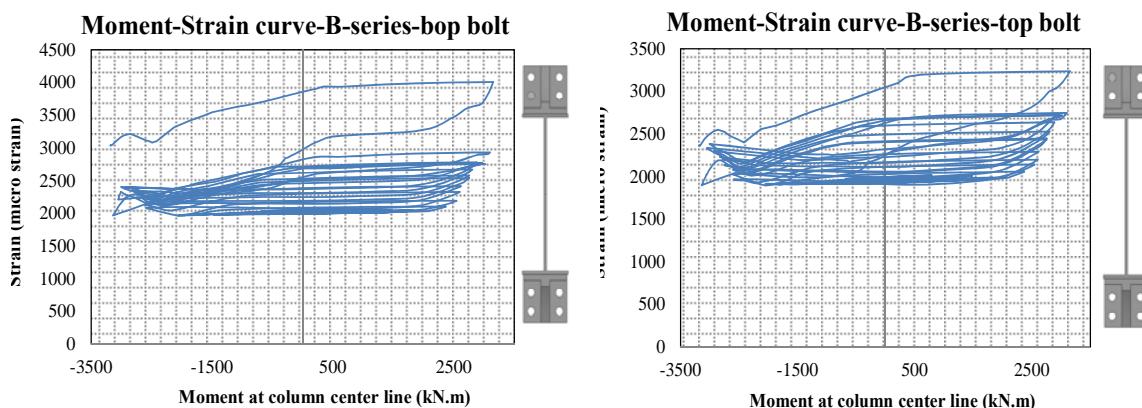
نیروی اهرمی ایجاد شده در پیچ های ردیف بالا سبب کاهش پیش تنیدگی پیچ های اتصال دهنده ای برآکت به بال ستون می گردد که این موضوع اثر وقوع Pinch را تشدید می نماید (شکل (۱۰) را ببینید). شکل (۱۱) تفاوت جذب انرژی کل، در اتصال را برای مقادیر متفاوت پیش تنیدگی نشان می دهد. با افزایش نیروی پیش تنیدگی تا حد اکثر مقدار الاستیک می توان افزایش جذب انرژی را افزایش داد. به گونه ای که با افزایش نیروی پیش تنیدگی افزایش اتلاف انرژی از ۹۲۰ تا ۱۳۰۶ kJ برای اتصال سری W، و از ۱۲۱۰ تا ۲۱۰۰ kJ برای اتصال سری B تغییر می کند. از نتایج به دست آمده می توان به راحتی دریافت که اتصال KBB سری B از توانایی بیشتری در جذب انرژی نسبت به اتصال سری W برخوردار است. این مقدار برای حداقل پیش تنیدگی مجاز آیین نامه در حدود ۳۸٪

شده در شکل (۱۴) قابل مشاهده است. میزان افت نیروی پیش‌تنیدگی ناشی از واشر انگشتی گوهای با توجه به نیروی پیش‌تنیدگی از ۱۰٪ تا ۲۰٪ متفاوت است. همان‌طور که شکل (۱۵) نشان می‌دهد، عملکرد لرزه‌ای این اتصال تحت بارگذاری چرخه‌ای با افزایش نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها و هم‌چنین حذف و یا استفاده از واشر انگشتی غیرگوهای بهبود می‌یابد.

نزدیک گسل این اتصال در اولین نیمه‌ی بارگذاری آن، که مشابه بارگذاری یکنواخت (monotonic) است [۱۰,۱۱]، مناسب می‌باشد و بر طبق معیار گسیختگی Vonmises در تیر و براکت‌ها گسیختگی اتفاق نمی‌افتد. در این اتصال استفاده از واشر انگشتی گوهای نیروی پیش‌تنیدگی را کاهش می‌دهد. به‌گونه‌ای که با کاهش نیروی پیش‌تنیدگی اثر کاهش دهنده‌ی واشر گوهای افزایش می‌یابد. نمونه‌ای از واشر گوهای استفاده

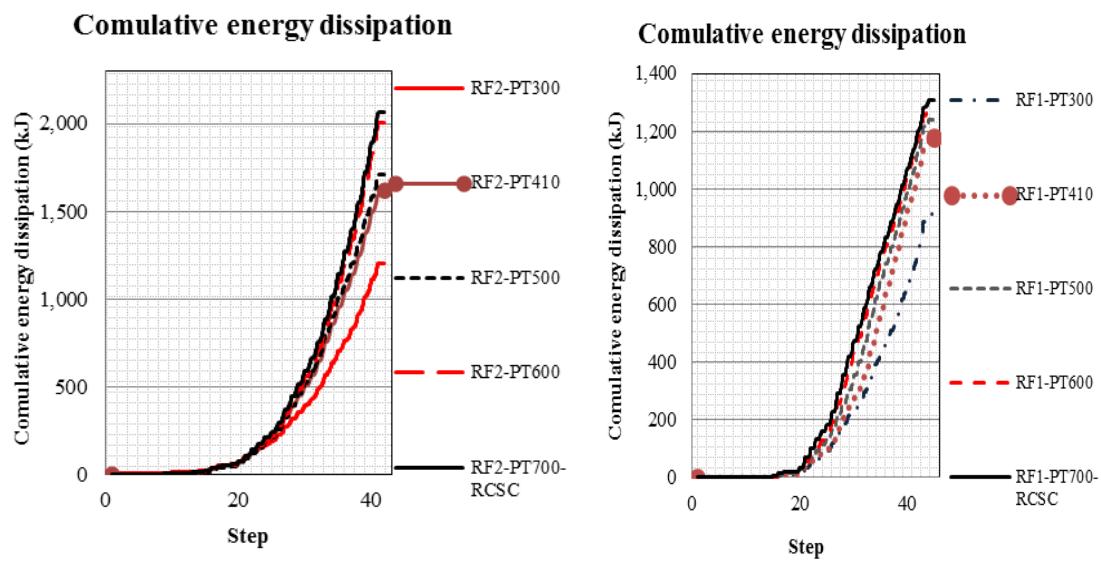


(الف) منحنی‌های کرنش-لنگر، پیچ‌های اتصال مدل مرجع ۱

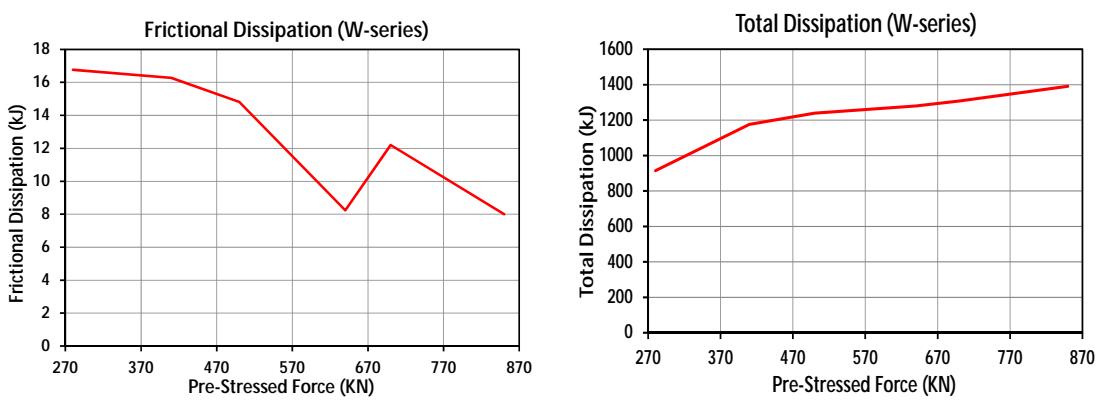


(ب) منحنی‌های کرنش-لنگر، پیچ‌های اتصال، مدل مرجع ۲

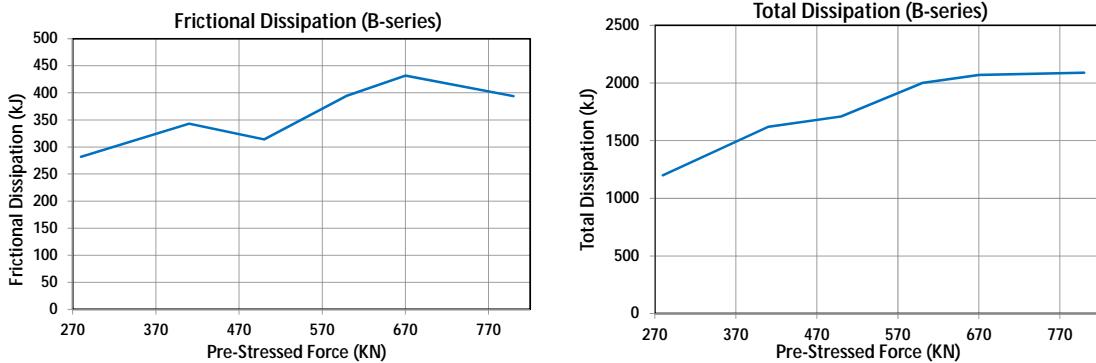
شکل ۱۰ منحنی‌های کرنش-لنگر، پیچ‌های اتصالات مدل‌های مرجع ۱ و ۲



شکل ۱۱ نمودارهای جذب انرژی تجمعی کل برای مقادیر متفاوت پیش‌تیدگی، نمونه‌های عددی

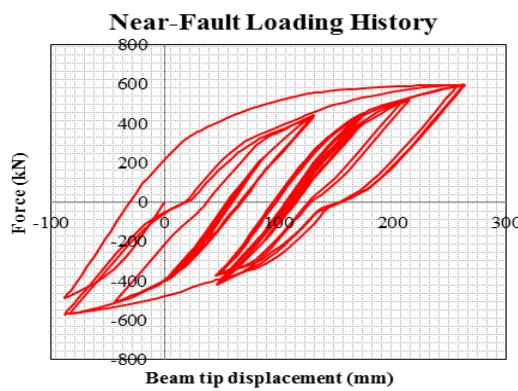


(الف) نمودار حساسیت اتصال نسبت به نیروی پیش‌تیدگی برای اتصال سری-W

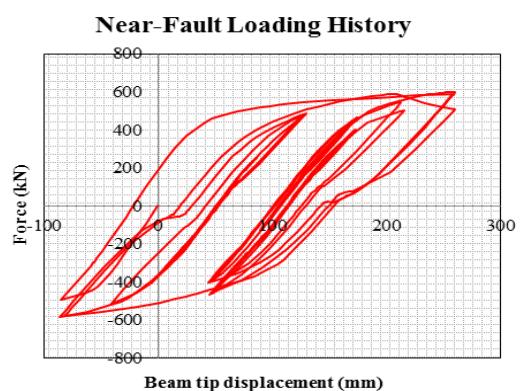


(ب) نمودار حساسیت اتصال نسبت به نیروی پیش‌تیدگی برای اتصال سری-B

شکل ۱۲ نمودار حساسیت به میزان نیروی پیش‌تیدگی اتصال

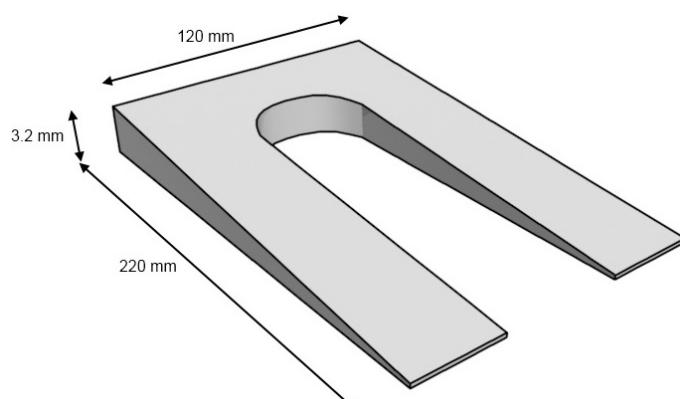


(ب) منحنی هیسترزیس نزدیک گسل مدل مرجع ۲

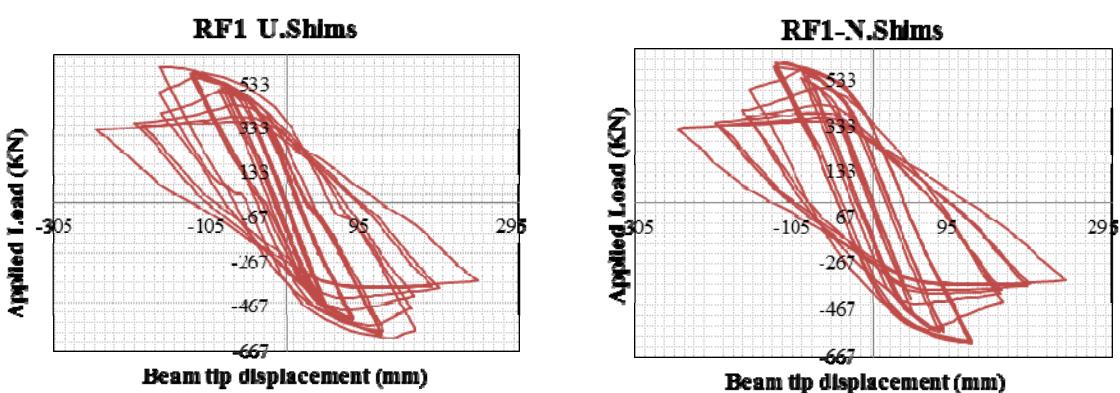


(الف) منحنی هیسترزیس نزدیک گسل مدل مرجع ۱

شکل ۱۳ منحنی های هیسترزیس انتهای تیر مدل های مرجع، تحت بارگذاری نزدیک گسل

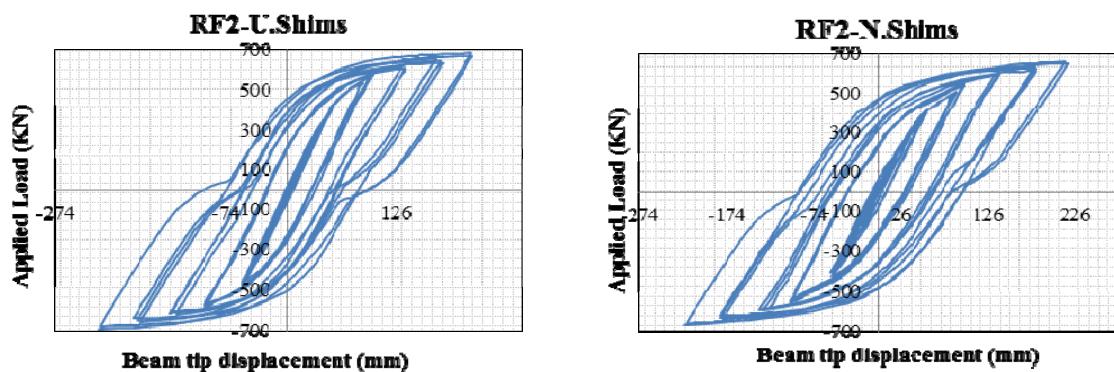


شکل ۱۴ نمونه ای از واشر انگشتی گوهای



(ب) منحنی هیسترزیس مدل مرجع ۱ دارای واشر انگشتی با ضخامت ثابت

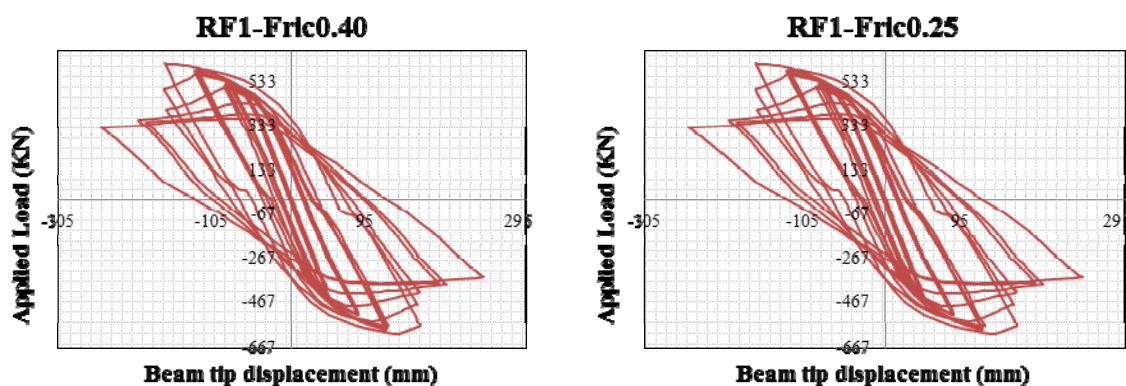
(الف) منحنی هیسترزیس مدل مرجع ۱ بدون واشر انگشتی



(د) منحنی هیسترزیس مدل مرجع ۲ دارای واشر انگشتی با ضخامت ثابت

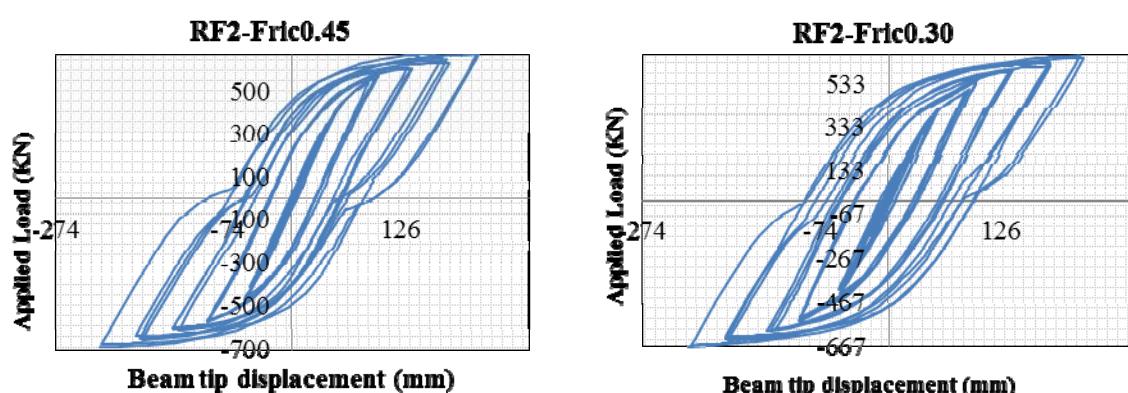
(ج) منحنی هیسترزیس مدل مرجع ۲ بدون واشر انگشتی

شکل ۱۵ اثر واشر انگشتی بر منحنی‌های هیسترزیس نمونه‌های عددی



(ب) مدل مرجع ۱ با ضریب اصطکاک $0/40$

(الف) مدل مرجع ۱ با ضریب اصطکاک $0/25$



(د) مدل مرجع ۲ با ضریب اصطکاک $0/45$

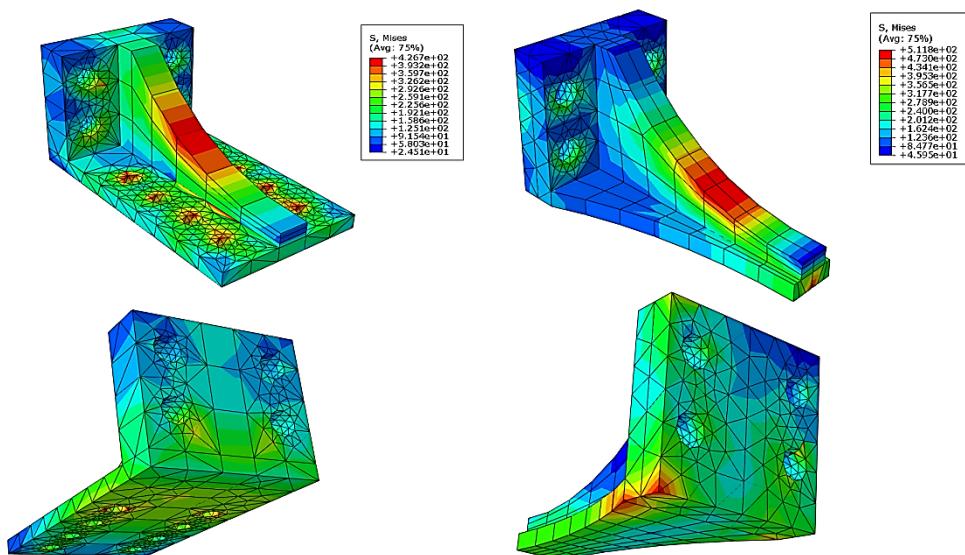
(ج) مدل مرجع ۲ با ضریب اصطکاک $0/30$

شکل ۱۷ اثر تغییر ضریب اصطکاک در منحنی هیسترزیس نمونه‌ها

در محل تماس با ستون قرار دارد و صفحه‌ی زیر سخت‌کننده دارای تنش کمی می‌باشد که نشان‌دهنده‌ی دست بالا بودن برخی از اجزای براكت می‌باشد. این تنش‌ها در تمام طول بارگذاری حدود ۸۰ الی ۱۵۰ مگاپاسکال تا تش تسلیم فاصله دارند. در طول فرآیند آزمایش تیغه‌ی براكت وارد مرحله‌ی پلاستیک می‌گردد. این پلاستیسیته شدن در عملکرد اتصال تأثیرگذار نمی‌باشد. در تمامی مدل‌های مورد بررسی تحت برگذاری چرخه‌ای استاندارد و بارگذاری چرخه‌ای نزدیک گسل، هیچ یک از اجزای براكت دچار گسیختگی نگردیدند. از این‌رو این اتصال به‌علت تأمین گیرداری کافی و حذف جوشکاری در کارگاه اتصال مناسبی برای سازه‌های بلند می‌باشد. هم‌چنین این اتصال می‌تواند به عنوان یک اتصال مناسب برای قاب خمی و پیزه SMRF در منطقه‌ی نزدیک گسل به کار برد شود.

برای بررسی اثر اصطکاک در میزان جذب انرژی و تغییر میزان Pinch در نمودار هیسترزیس، ضربی اصطکاک در نمونه‌ی سری W از ۰.۲۵ تا ۰.۴۰ و برای اتصال سری B از ۰.۳ تا ۰.۴۵ تغییر داده شد. با افزایش ضربی اصطکاک جذب انرژی کل اتصال سری W تقریباً ثابت مانده ولی جذب انرژی کل اتصال سری B اندکی افزایش داشته است (چیزی در حدود ۱۲%). این موضوع می‌تواند به‌دلیل افزایش تغییر شکل پلاستیک تیغ، در محل مفصل به‌علت کاهش لغزش برacket‌ها در بال تیر باشد. شکل (۱۶)، تفاوت در جذب انرژی را برای هر دو سری اتصال نشان می‌دهد. همان‌گونه که شکل (۱۷) نشان می‌دهد، افزایش ضربی اصطکاک تأثیر چندانی در میزان Pinch نمودارهای هیسترزیس نمونه‌ها نداشته است.

در این اتصال بیشترین مقدار تنش در محل تیغه‌ی برacket و پاشنه‌ی آن ایجاد می‌گردد (شکل ۱۸). در تمامی بررسی‌های صورت گرفته ورق پشتی برacket که



(ب) کانتور تنش ون میسز در مدل مرجع ۲

(الف) کانتور تنش ون میسز در مدل مرجع ۱

شکل ۱۸ توزیع تنش ون میسز در مدل‌های مرجع

ستون می‌گردد.

- ۴- جذب انرژی اتصال KBB سری B بیش از اتصال سری W است. همچنین با افزایش نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌ها تا حداقل مقدار الاستیک آن، علاوه بر افزایش قابلیت جذب انرژی در اتصال، اثر Pinch در نمودار هیسترزیس این نوع اتصال کاهش می‌یابد.
- ۵- با افزایش ضریب اصطکاک بین سطوح برآکت با بال تیر و بال ستون، در اتصال KBB سری W جذب انرژی کل تغییر چندانی نمی‌کند. در حالی که با افزایش ضریب اصطکاک جذب انرژی کل اتصال KBB سری B در حدود ۱۲٪ افزایش می‌یابد. همچنین افزایش ضریب اصطکاک تأثیر چندانی در میزان Pinch نمودار هیسترزیس نمونه‌ها نداشته است.
- ۶- طراحی برآکتها ای اتصال KBB اندکی محافظه‌کارانه است زیرا تنش ایجاد شده در قسمت‌های بالایی صفحه‌ی انتهایی و صفحه‌ی زیر سخت‌کننده در تمامی مدت بارگذاری فاصله‌ی زیادی با تنش تسلیم دارد (در حدود ۸۰-۱۵۰ مگاپاسکال).

نتیجه‌گیری

در این تحقیق پس از مدل‌سازی عددی و سپس مقایسه‌ی آن با نتایج آزمایشگاهی، به بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال خمshi KBB تحت بارگذاری چرخه‌ای استاندارد و نزدیک گسل پرداخته شد. و برخی از عوامل دخیل در وقوع Pinch در نمودار هیسترزیس و جذب انرژی این نوع اتصال مورد بررسی قرار گرفت، که نتایج زیر را در پی داشت.

۱- عملکرد لرزه‌ای این اتصال در منطقه نزدیک گسل، قابل قبول می‌باشد. از این‌رو اتصال خمshi کاپزیر اتصال مناسبی برای استفاده در سیستم قاب خمshi ویژه (SMRF) در مناطق نزدیک گسل می‌باشد.

۲- برای تیرهای عمیق به علت زیاد بودن ارتفاع و صلیبت بالای برآکت‌ها، نیروی اهرمی به وجود آمده زیاد است که این موضوع سبب کاهش نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌های ردیف بالای برآکت در محل اتصال به ستون می‌گردد.

۳- استفاده از واشر انگشتی گوهای (Tapered Wedge Shims) وقوع اثر Pinch را تشدید می‌کند و سبب کاهش ۱۰-۲۰٪ نیروی پیش‌تنیدگی پیچ‌های اتصال دهنده‌ی برآکت به بال

مراجع

1. Scott M. Adan, William Gibb, "Experimental Evaluation of Kaiser Bolted Bracket Steel Moment-Resisting Connections", *Engineering Journal*, third quarter, pp. 181-196, (2009).
2. ANSI/AISC 358-10S11, "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", *ANSI/AISC*, Chicago, (2011).
3. Scott M. Adan, William Gibb. "Test Report 98-05-Specimen HH-8", *ICF Kaiser Engineers*, January 20, (1998).
4. ABAQUS version 6.10.1, "Manual of ABAQUS version 6.10.1", *Hibbit Carlson & Sorensen Inc*, (2010).
5. AISC, "Manual of steel construction-Load and resistance factor design", *American Institute of Steel Construction*, Chicago (IL), (1995).

6. ATC-24, "Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures", *Applied technology council*, (1992).
7. FEMA-355D, "State of the art report on connection performance", *Federal Emergency Management Agency*, September, (2000).
8. RCSC, "Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts", *Research Council on Structural Connections*, December, (2009).
9. ANSI/AISC 360-05, "Specification for Structural Steel Buildings", *American Institute of Steel Construction*, Chicago, March, (2005).
10. SAC/BD-97/02 Version 1.1, "Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connection Tests and Other Experimental Specimens", *SAC report*, (2002).
11. H. Krawinkler, A. Gupta, R. Medina, N. Luco, "Development of Loading Histories for Testing of Steel Beam-to-Column Assemblies", *SAC report*, August, (2000).

بررسی اثر اندرکنش تونل-سازه بر نشست ساختمان‌های سطحی به روش عددی*

وهاب بشارت^(۱)محمد داودی^(۲)محمد کاظم جعفری^(۳)

چکیده امروزه با توجه به توسعه‌ی محیط‌های شهری و افزایش روزافزون جمعیت و مشکلات ترافیکی شهرهای بزرگ، همواره ساخت فضاهای زیرزمینی به عنوان یک راهکار ملنظر می‌باشد. ساخت این گونه سازه‌ها در محیط شهری و با وجود ساختمان‌های مسکونی بلند مرتبه، مستلزم تحلیل‌های دقیق اندرکنشی خاک و سازه خواهد بود. تحقیقات قبلی محققان بیانگر تفاوت نتایج ناشی از تحلیل‌های روش‌های حل بسته و روش‌های عددی اندرکنشی می‌باشد. در این تحقیق تونل نیایش-صدرا در شمال تهران به دهانه‌ی حفاری حدود ۱۴ متر که به روش حفاری مرحله‌ای در حال حفاری و ساخت می‌باشد مورد بررسی قرار گرفته است. تونل مورد بررسی در منطقی از شهر، از مجاورت سازه‌های سطحی بلند عبور می‌کند که روش حفاری تعییرمکان در این سازه‌های سطحی خواهد شد. در بررسی حاضر به روش عددی و با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود 2D PLAXIS، به بررسی اثر اندرکنش تونل و سازه‌ی سطحی پرداخته شده است و عوامل مؤثر بر این اندرکنش نظیر وزن سازه‌ی سطحی، سختی فونداسیون مورد بررسی دقیق‌تر قرار گرفته است. در روش عددی استفاده شده، از مدل رفتاری موهر-کولمب برای خاک و مدل ارجاعی خطی برای مصالح بتن تونل و سازه استفاده گردیده است. نتایج نشان دهنده‌ی افزایش نشست‌ها تا حدود ۱۵٪ با در نظر گرفتن این عوامل می‌باشد. با توجه به تنوع سازه‌ها از نظر نوع، موقعیت قرارگیری و نیز فاصله‌ی عمودی آن‌ها با تونل، امکان اختصاص یک مدل خاص برای کل سازه‌های موجود در مسیر وجود ندارد. هم‌چنین معیارهای ارزیابی رفتار سازه‌های سطحی در برابر نشست‌های ناشی از تونل سازی نیز تنوع زیادی داشته است که نتایج یکسانی نیز از این روش‌ها به دست نمی‌آید. در این تحقیق ضمن ارائه یک راهکار مناسب برای کنترل رفتار سازه برپایه‌ی نتایج تحلیل، طی یک مطالعه‌ی موردنی به بررسی موقعیت قرارگیری سازه‌ها در برابر تونل نیز پرداخته شده است.

واژه‌های کلیدی تونل، روش حفاری مرحله‌ای، اندرکنش، سازه‌ی سطحی، روش عددی اجزای محدود، نشست.

An Investigation on Tunnel-Structure Interaction on Settlement of Surface Buildings with Numerical Method

V. Besharat

M. Davoodi

M.K. Jafari

Abstract The construction of underground tunnel plays a more and more important role in the development of big cities. One of the most important problems caused by the construction of the tunnel is that underground excavation will cause large settlement of the ground and buildings. Previous studies showed the difference between numerical and experimental results. In this study the case study of Niyayesh-Sadr tunnel is selected and the conditions of this project were applied. This tunnel is located at north of Tehran with a span of 14 meters which is constructed with the multi drift method. During construction, this tunnel should pass near some buildings near Mahyar Street then the settlement of surface should be considered. Numerical methods in this study were performed with the finite element code with PLAXIS 2D and the effect of tunnel-adjacent interaction is investigated. In addition the effect of foundation stiffness and weight of the structure is considered in these analyses and the results are compared to the emphasis on tunnel surface structure interaction. Results show that the settlements of foundations are increased 15% due to interaction analysis respect to green field one. Varieties of structures along the tunnel in surface, different overburden depth of the tunnel and also location of building respect to the axis of the tunnel need several numerical models in one project. In this study, one simple approach is suggested to control structures against settlement and prevent using several models.

Keywords Tunnel, Multi Drift Method, Interaction, Surface Structure, Finite Element, Settlement.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۱/۰۴/۲۲ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۰۲/۱۵ می‌باشد.

(۱) نویسنده‌ی مسئول، دانشجوی دکتری ژئوتکنیک، دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات، تهران.

(۲) استادیار پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران.

(۳) استاد پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران.

و مشاهدات عملی موجود متفاوت می‌باشد. این موضوع را Burd و همکاران [8] در تحقیق خود در خصوص اثر حفاری بر روی سازه‌هایی با مصالح بنایی ارائه کرده‌اند. محققان در رویکردی سختی نسبی را معرفی کردند که در آن سختی سازه‌ی سطحی به منظور اثر بر روی تغییر مکان سطح زمین ناشی از حفاری لحاظ گردیده است [9]. نقص موجود در این رویکرد این است که در این روش خصوصیات فونداسیون سازه و نیز پارامترهای حفاری لحاظ نگردیده است [10]. اثر اندرکنش تونل-خاک-سازه به روش کترول تغییرمکان نیز با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS برای بررسی یک ساختمان ۵ طبقه در مجاورت حفاری تونل‌های دوکلو مورد بررسی قرار گرفته است [11]. نتایج این تحقیق که به صورت سه‌بعدی کامل و پیوسته صورت گرفت نیز نشان از کاهش تغییر مکان‌های سطح ناشی از به کارگیری این روش در حضور سازه دارد و این تغییر مکان‌ها در اثر حفاری تونل‌های دوکلو در مجاورت فونداسیون‌ها به شدت افزایش یافته است. در سال ۲۰۱۰ نیز محققان به بررسی اندرکنش تونل سازه به روش مستقیم و آزادسازی پرداختند. در این روش به مهندس طراح اجازه داده می‌شود تا با مسئله‌ی ژئوتکنیکی و سازه‌ای به طور مجزا بروخورد کند و سپس به تشکیل ماتریس نسبتاً کوچکی که می‌توان آن را به صورت مستقیم نیز حل کرد، پردازد [12].

به طور کلی می‌توان تحلیل‌های صورت گرفته در موضوع ایجاد نشت و تغییرمکان سطح و سازه‌های روزگاری را در اثر حفاری و ساخت تونل به دو بخش تحلیل‌ها با کمک روابط حل بسته برای حالت زمین بکر و نیز تحلیل‌های عددی به صورت‌های دو بعدی و سه‌بعدی با لحاظ کردن اثرات مختلف ژئوتکنیکی و سازه‌ای تقسیم کرد. با توجه به این‌که در روش‌های عددی امکان مدل‌سازی شرایط واقعی بهتر امکان‌پذیر می‌باشد لذا استفاده از این روش‌ها با نیم‌نگاهی به نتایج روش‌های حل بسته می‌تواند نتایج قابل قبول‌تر و

مقدمه

اجرای تونل در زمین‌های نرم باعث تغییر در تعادل اولیه، تغییر میدان تنش و تغییر شکل در توده‌ی خاک میزبان می‌گردد و محیط اطراف محل بازشدگی دچار تغییر شکل می‌شود. در مناطق شهری، این تغییر شکل‌ها اهمیت ویژه‌ای می‌یابد چرا که بر روی ساختمان‌های موجود، سازه‌های زیرزمینی مجاور و تأسیسات شهری مجاور تأثیرگذار خواهد بود. به این ترتیب، پیش‌بینی مقادیر تغییر شکل‌های حاصل از عملیات تونل‌سازی در مناطق شهری و ارزیابی اثرات آن بر روی سازه‌های موجود، یکی از مراحل بسیار مهم در روند برنامه‌ریزی شهری، تحلیل و طراحی سازه می‌باشد. با وجود این‌که حضور سازه‌های موجود در سطح زمین که وابسته به فاصله‌ی سازه تا تونل هستند، توسعه‌ی حرکات زمین را اصلاح می‌کنند، دانستن و درک نحوه‌ی توسعه‌ی این تغییر شکل‌ها و نشت‌های سطح زمین بدون درنظر گرفتن سازه و قبل از اضافه کردن پیچیدگی وجود سازه در حالت زمین بکر مهم می‌باشد. مسئله‌ی نشت‌های ناشی از عملیات تونل‌سازی در ۴۰ سال اخیر بسیار مورد علاقه‌ی محققان بوده است [1-5]. اکثر محققان در این مطالعات با تمرکز بر عواملی از قبیل نوع خاک، خصوصیات زمین‌شناسی، شرایط تنش اولیه، تأثیر فشار جانبی، روش تونل‌سازی و ناهمانی خاک تلاش کرده‌اند تا ارزیابی دقیقی از نشت سطح زمین و مقدار آسیب‌های احتمالی بر سازه‌های سطحی ارائه دهند.

رویکرد موجود در تحلیل اندرکنش تونل-سازه محاسبه‌ی نشت‌های حالت میدان آزاد و ارزیابی پارامترهای تغییر شکل سازه مانند تغییر شکل نسبی، کرنش افقی و نشت‌های تفاضلی بر اساس موقعیت سازه و تونل می‌باشد که بر اساس آن‌ها خسارات وارد به سازه تخمين زده می‌شود [6-7]. در این رویکردها حضور سازه و پارامترهای حفاری تونل در نظر گرفته نمی‌شود. بر همین اساس نشت‌های همواره متقاضی ارزیابی می‌شود و پتانسیل خسارت ارزیابی شده با نتایج

یک خط پیاده‌روی یک‌مترا در دو طرف می‌باشد؛ بدین معنی که در قسمت‌های سه‌خطه، تونلی با عرض تقریبی ۱۷ متر و در قسمت‌های دو‌خطه، تونلی با عرض تقریبی ۱۴ متر احداث خواهد شد. این تونل‌ها به صورت رفت و برگشت در دو تونل مجزای شمالی و جنوبی، انتهایی بزرگراه کردستان را به ابتدای بزرگراه صدر متصل می‌کنند [۱۳]. شکل (۱) موقعیت تقریبی پروژه به همراه مسیر یاد شده را نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود تونل در بخش میانی خود از دو خیابان مهیار و ناهید با بافت مسکونی عبور می‌کند. با توجه به پلان و پروفیل مسیر، این تونل در مناطقی با روباره و فاصله‌ی کم از مجاورت ساختمان‌های مسکونی چندطبقه عبور می‌کند. در این تحقیق برای بررسی وضعیت سازه‌های سطحی در مجاورت تونل یک ساختمان ۷ طبقه در خیابان مهیار که در سمت جنوبی تونل شمالی قرار گرفته است، به عنوان مورد مینا انتخاب گردیده است. شکل (۲) موقعیت دقیق این ساختمان را در پلان مسیر نشان می‌دهد.

مشخصات سازه‌ای و اجرایی تونل

این تونل به روش حفاری مرحله‌ای و در چندین مرحله حفاری و اجرا می‌گردد. شکل هندسی مقطع این تونل دوخطه که از نوع چندقوسی است به همراه مراحل حفاری آن در شکل (۲) و شکل (۳) نشان داده شده است. به منظور حفاری و ساخت این تونل ابتدا مرحله‌ی یک حفاری می‌شود و سپس پوشش موقت آن اجرا می‌گردد. در مرحله‌ی بعدی، بخش دو از تونل برای تکمیل حفاری بخش فوقانی حفاری می‌گردد و پوشیده می‌شود. به همین ترتیب مراحل سوم و چهارم نیز بعد از جمع‌آوری پایه‌های میانی اجرا شده در بخش‌های قبلی، حفاری و اجرا می‌گردد تا تمام مقطع تونل به طور کامل حفاری و آماده‌ی اجرای بتون پوشش نهایی گردد.

واقع‌بینانه‌تری ارائه دهد. در این روش‌ها استفاده از مدل‌های سه‌بعدی نیاز به صرف زمان و هزینه‌ی بیشتری دارد و نیز امکان مدل‌سازی تمامی ساخت و سازه‌های موجود در مسیر با توجه به تنوع آن‌ها وجود ندارد در حالی که می‌توان با لحاظ کردن فرضیات منطقی، اثرات سه‌بعدی را در مدل‌های دو‌بعدی دید. در تحقیق حاضر اثرات اندرکنشی بین تونل و سازه‌های مجاور روزمینی با در نظر گرفتن سختی فونداسیون سازه‌ی سطحی و نیز اثرات وزن سازه‌ی احداث شده در سطح قبل از احداث تونل، بر مقدار این نشست‌ها مورد بررسی قرار خواهد گرفت. برای انجام این بررسی‌ها یک مطالعه‌ی موردنی بر روی تونل نیایش-صدر که در قسمت شمالی شهر تهران واقع شده است با استفاده از نرم‌افزار PLAXIS 2D V 8.2 که بر پایه‌ی روش اجزای محدود می‌باشد، انجام خواهد شد.

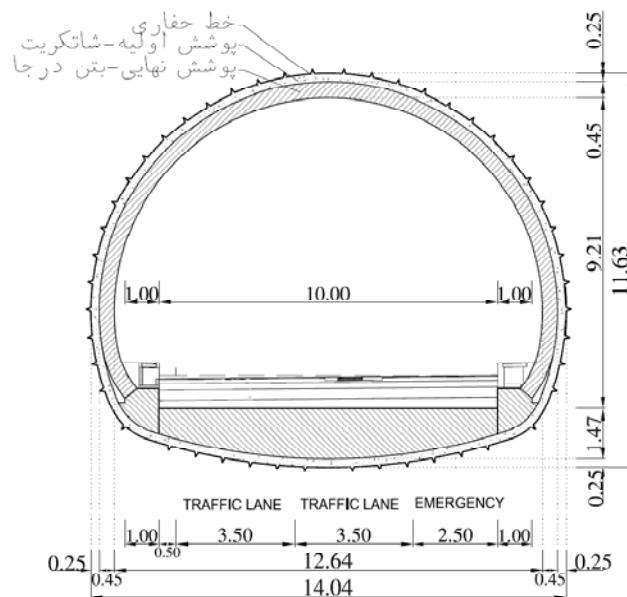
با دقت در معیارهای ارزیابی و تقسیم‌بندی خسارات مشاهده می‌شود که روش‌های بسیار متعددی برای ارزیابی ارائه شده است. در عمدۀ این روش‌ها ارزیابی خسارت بر پایه‌ی دو عامل حداقل نشست قائم و نیز اعوجاج زاویه‌ای می‌باشد. با توجه به تنوع انواع روش‌های ارائه شده و نتایج متفاوت به دست آمده در هر روش امکان تصمیم‌گیری قطعی در این خصوص در پروژه‌های عملی وجود ندارد. در این تحقیق تلاش شده تا در مطالعه‌ی موردنی یادشده روشی ساده و کاربردی برای کنترل نشست‌های مجاز در طول پروژه با درنظر گرفتن تمامی عوامل محیطی ارائه گردد.

معرفی مطالعه‌ی موردنی

به منظور اتصال بزرگراه نیایش به بزرگراه صدر در شهر تهران، احداث دو تونل، هر کدام به طول تقریبی ۳ کیلومتر پیش‌بینی شده است. هر یک از تونل‌ها در بعضی از قسمت‌ها شامل ۳ خط ترافیکی و در بعضی از قسمت‌ها شامل ۲ خط ترافیکی هر کدام به عرض ۳/۵ متر، یک خط ترافیک ضروری به عرض ۲/۵ متر و

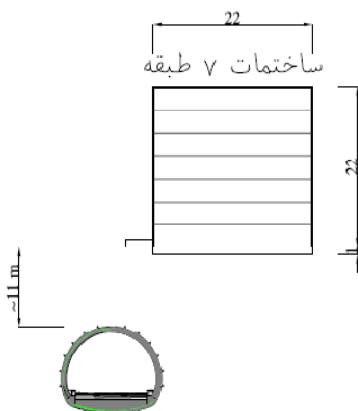


شکل ۱ موقعیت مطالعه‌ی موردی



شکل ۲ مقطع عرضی تونل مورد بررسی؛ ابعاد به متر [۱۳]

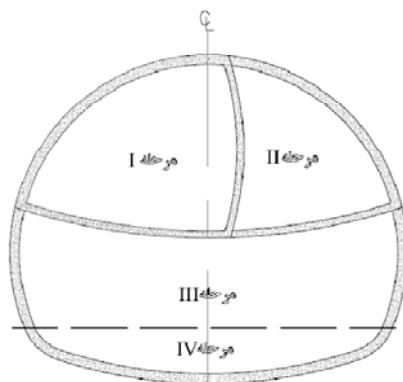
عملیات حفاری و ساخت تونل با ساختمان‌های مسکونی آن منطقه که عمدتاً آپارتمان‌های سه طبقه به بالا می‌باشند تلاقي خواهد داشت. با توجه به روش اجرای این تونل‌ها که روش حفاری مرحله‌ای می‌باشد ایجاد تغییر مکان در توده‌ی خاک و در نتیجه نشست در سطح زمین در مجاورت سازه‌های سطحی امری غیر قابل اجتناب خواهد بود. با این وجود، باید با توجه به ظرفیت و تحمل سازه‌های سطحی در برابر نشست، روش اجرا و گام‌های حفاری کنترل شده انجام گردد. در این پژوهه تونل شمالی با عبور از خیابان مهیار با روباره‌ی تقریبی ۱۱ متر از زیر ساختمان ۷ طبقه‌ای عبور خواهد کرد. شکل (۴) موقعیت تقریبی این تونل و ساختمان سطحی را که به عنوان نمونه از شرایط واقعی مطالعه‌ی موردنی انتخاب شده است نشان می‌دهد.



شکل ۴ موقعیت ساختمان مسکونی نسبت به تونل [۱۳]

مشخصات ژئوتکنیکی منطقه

به طور کلی خاک منطقه از شن ماسه‌ای متراکم و ماسه‌های متراکم تشکیل شده است که هر دوی آن‌ها دارای مقداری سیلت و رس هستند (GC, GM, SC, SM). این خاک‌ها حاوی مقادیر مختلفی (۵ تا ۵۰ درصد) از مصالح ریزدانه می‌باشند. به علاوه میان لایه‌های سیلتی و رسی نیز در برخی مناطق گمانه‌ها

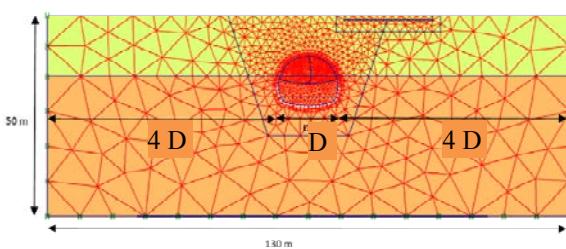


شکل ۳ مراحل اجرا و حفاری تونل

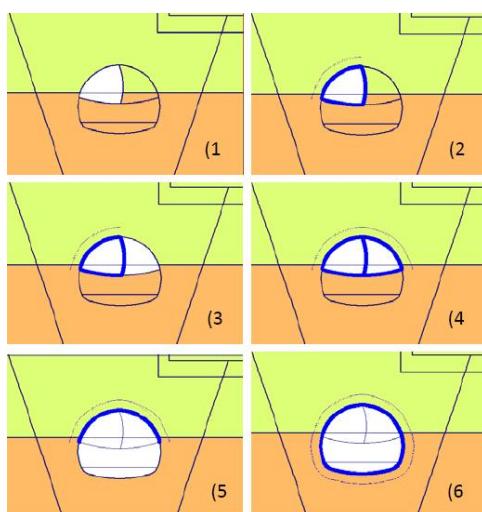
سازه‌ی تونل شامل پوشش موقت و پوشش نهایی می‌باشد. ضخامت شاتکریت که به همراه شبکه و قاب‌های میلگردی به عنوان سازه‌ی موقت تونل به کار می‌رود، ۲۵ سانتی‌متر است که در تحلیل از خصوصیات شاتکریت تر که مربوط به شاتکریت با عمر حدود یک روز می‌باشد استفاده شده است. حداقل تغییر شکل‌های زمین، در هنگام حفاری و اجرای این سازه و تا قبل از اجرای سازه‌ی نهایی اتفاق خواهد افتاد لذا خصوصیات این مصالح در بررسی مقدار تغییر شکل‌ها تاثیرگذار خواهد بود. سازه‌ی نهایی تونل نیز پوشش بتون در درجای ۴۵ سانتی‌متری است که بر روی دو تیر طولی که در طرفین دال کف قرار گرفته است ساخته می‌شود. جدول (۱) خصوصیات سازه‌ای را که در تحلیل‌ها برای سازه‌ی موقت و ساختمان موجود استفاده شده است نشان می‌دهد.

جدول ۱ خصوصیات و پارامترهای سازه‌ای تونل و ساختمان

پارامترها	مقادیر
ضخامت پوشش اولیه	۲۵ Cm
مدول ارتجاعی شاتکریت	۱۵ Gpa
مدول ارتجاعی بتون ساختمان	۲۵ Gpa
ابعاد ستون‌های ساختمان	۸۰x۸۰ Cm
ابعاد تیرهای ساختمان	۵۰x۵۰ Cm
ضخامت فونداسیون ساختمان	۱۰۰Cm



شکل ۵ مدل عددی زمین بکر قبل از حفر تونل به همراه مشبندی



شکل ۶ نحوه مدل‌سازی مراحل اجرای تونل

نحوه اعمال بارها و آزادسازی تنش در شکل (۷) نشان داده شده است. مقدار β یک داده‌ی تجربی است که کاملاً وابسته به طول پایدار نشده‌ی حفاری و قطر حفاری و شعاع معادل حفاری می‌باشد. در مدل موجود، این مقدار بر اساس کنترل سیکل‌های تحلیل و هم‌گرایی مدل صورت گرفته است. در این خصوص از منحنی پانه برای تعیین نسبت تغییر مکان به تغییر مکان کل با توجه به گام حفاری کمک گرفته شده است [۱۵]. برای این امر با توجه به نسبت طول حفاری به شعاع، نسبت تغییر مکان سینه‌ی حفاری به کل تغییر مکان برابر $5/0$ به دست آمده است. بر این اساس مقدار آزادسازی تنش برای مراحل مختلف $\beta=0.5$ انتخاب شده است. بدین معنی که نصف تنش‌ها قبل از نصب پوشش آزاد می‌شود.

مشاهده شده است. با توجه به مطالعات ژئوتکنیک انجام شده، تراز آب پایین‌تر از تراز عملیاتی می‌باشد و پارامترهای ارائه شده در جدول (۲) برای انجام تحلیل‌های عددی استفاده شده است.

جدول ۲ خصوصیات ژئوتکنیکی خاک محل [۱۴]

زاویه‌ی اصطکاک deg	چسبندگی kN/m ²	مدول ارتجاعی MN/m ²	وزن مخصوص kN/m ³	ارتفاع	
۳۴	۳۰	۸۰/۷	۱۸	۱۵۰	لایه ۱
۳۶	۴۰	۹۴/۲۰	۱۸	۱۵	لایه ۲

مدل عددی و روش تحلیل

مدل عددی. در این تحقیق به منظور بررسی رفتار ساختمان‌های سطحی در حین حفاری و ساخت تونل‌های زیرزمینی با توجه به مشخصات ارائه شده برای تونل نیایش-صدر، از نرم‌افزار اجزای محدود PLAXIS 2D استفاده شده است. در این نرم افزار تونل و محیط اطراف آن با توجه به مشخصات ارائه شده در قسمت قبل در ابعاد 130×50 متر مدل شد و مشبندی آن به گونه‌ای انجام گرفت تا در محل‌هایی که دارای حساسیت بالایی از نظر تحلیل می‌باشند ابعاد مش‌ها کوچک‌تر باشد. در مدل عددی برای مشبندی از المان‌های مثلثی ۱۶ گره‌ای استفاده شده است. مرزهای افقی برای عدم تأثیر بر نتایج تحلیل در محدوده‌ی تونل در فاصله‌ی $4D$ از دیواره‌ی تونل قرار گرفته‌اند. شکل (۵) هندسه‌ی مدل ایجاد شده برای تحلیل را نشان می‌دهد.

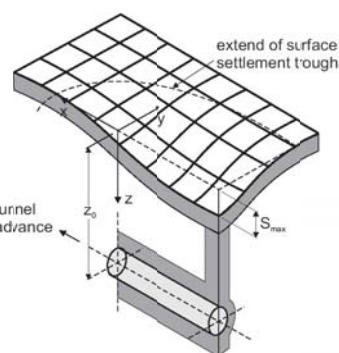
نحوه اعمال مراحل اجرای تونل به مدل با توجه به شکل (۳) در شکل (۶) نشان داده شده است. در مدل ساخته شده، به منظور لحاظ کردن اثرات سه‌بعدی حفاری در مدل دو بعدی، از روش آزادسازی تنش β (Stress relaxation) استفاده شده است. بدین معنی که در مرحله‌ی حفاری هر بخش $(1-\beta)$ برابر کل فشار وارد شده و مابقی (β) به مدل بعد از ساخت سازه‌ی موقت اعمال می‌شود.

ارزیابی نشست در حالت زمین آزاد با روابط حل بسته

در حالت مدل پایه یعنی مدل زمین بکر علاوه بر تحلیل‌های عددی، پروفیل نشست سطح زمین در مقطع عرضی با استفاده از روابط نیمه‌تجربی برای مقایسه با نتایج مدل عددی به دست می‌آید. در این روش محققانی چون Peck و سایرین نشان می‌دهند که می‌توان منحنی نشست سطح زمین در اثر اجرای تونل را به وسیله‌ی منحنی توزیع گوسی (Gaussian Distribution Curve) مطابق زیر نمایش داد:

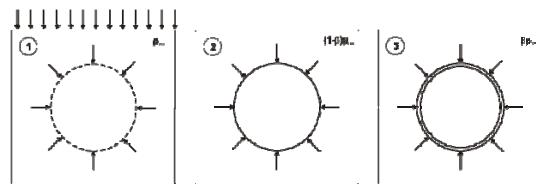
$$S_v = s_{\max} \exp\left(-\frac{y^2}{2i^2}\right) \quad (1)$$

که در آن S_v نشست قائم در فاصله‌ای مشخص نسبت به محور تونل، s_{\max} حداکثر نشست قائم روی محور تونل، y فاصله‌ی افقی از محور تونل و i فاصله‌ی افقی از محور تونل تا نقطه‌ی عطف منحنی کاسه نشست می‌باشد. شکل (۹) نحوه‌ی تغییر شکل سطح زمین را در هنگام عبور تونل از زیر آن و هم‌چنین محل ایجاد حداکثر تغییرمکان را نشان می‌دهد. کاهش حجم مقطع تونل در اثر تغییرمکان خاک و هم‌چنین تغییرشکل مقطع عرضی تونل نیز در شکل (۱۰) ارائه شده است.

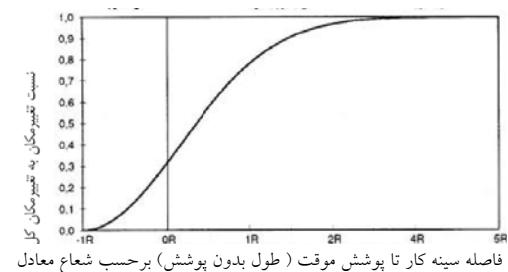


شکل ۹ کاسه نشست در سطح زمین در اثر اجرای تونل [۵]

برای محاسبه‌ی حداکثر نشست روابط زیر ارائه گردیده است [۵]



شکل ۷ مراحل اعمال بار و نحوه‌ی مدل‌سازی آزادسازی نشست

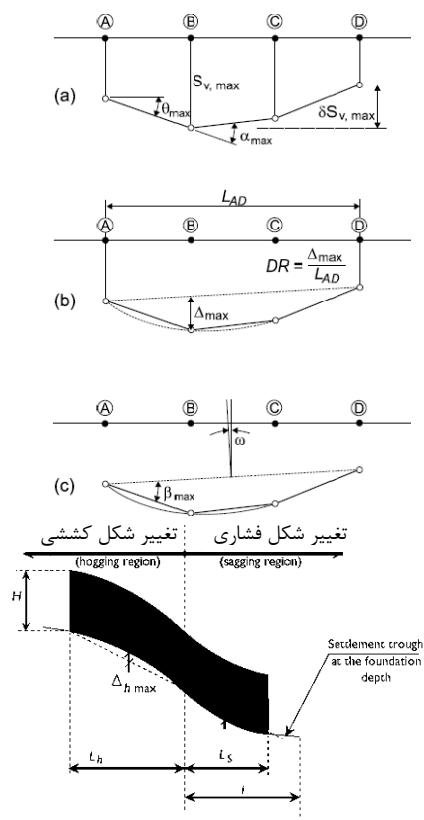


شکل ۸ منحنی پانه برای محاسبه‌ی نسبت تغییرمکان [۱۵]

در تمامی مدل‌های عددی، مدل ساختاری مصالح خاک، مدل موهر - کولمب و رفتار اجزای سازه‌ای مانند شاتکریت، تیر، ستون و فونداسیون ساختمان به صورت ارجاعی خطی اختیار شده است. پارامترهای مورد استفاده برای مدل‌های رفتاری در جداول (۱) و (۲) ارائه گردیده است. هم‌چنین برای لحاظ کردن اثر اندرکنشی بین شاتکریت و خاک، از المان فصل مشترک در اطراف شاتکریت در سمت خاک استفاده شده است. این المان فصل مشترک در شکل (۶) به صورت خط‌چین در تمامی مراحل نمایش داده شده است.

هدف اصلی این تحقیق یافتن درجه‌ی اهمیت لحاظ کردن اندرکنش تونل و سازه‌ی سطحی در پروژه‌ی تونل نیایش - صدر می‌باشد. بدین منظور انجام تحلیل‌های اندرکنشی به مدل زمین بکر، فونداسیون نواری به ارتفاع و عرض ۱ متر و به طول ۲۲ متر در موقعیت ساختمان ۷ طبقه اضافه شده است. در این خصوص نواهای فونداسیون عمود بر محور تونل اند و در راستای دیگر با شناور به یکدیگر متصل هستند. در این حالت اثر سختی فونداسیون بر پروفیل نشست سطح و نیز تغییرشکل فونداسیون مورد بررسی قرار می‌گیرد.

نسبت به هم می‌باشد. شکل (۱۱) نحوه محاسبه این مقادیر را نشان می‌دهد. در این شکل پارامترهای α و θ اعوچاج زاویه‌ای نقطه‌به‌نقطه‌ی فونداسیون را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که نحوه تغییرشکل فونداسیون به موقعیت قرارگیری آن در برابر تونل وابسته است که می‌تواند در صورت قرارگیری در زیر تونل در منطقه‌ی فرونشستگی (Sagging) و یا در صورت قرارگیری در کنار تونل در منطقه‌ی تغییرشکل تحدبی (Hogging) قرار داشته باشد. در منطقه‌ی فرونشستی تراز قرارگیری فونداسیون بر روی خاک به فشار و در منطقه‌ی تحدبی به کشش می‌باشد. شکل (۱۱) نحوه تغییرشکل یک فونداسیون را در اثر حفاری تونل نشان می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود با توجه به موقعیت فونداسیون نسبت به مرکز تونل مناطق فرونشستی و تحدبی مشخص گردیده است. از آنجا که در پروژه‌ی حاضر ساختمان در مجاورت تونل در سطح می‌باشد، لذا شرایط تحدبی ملاک است.

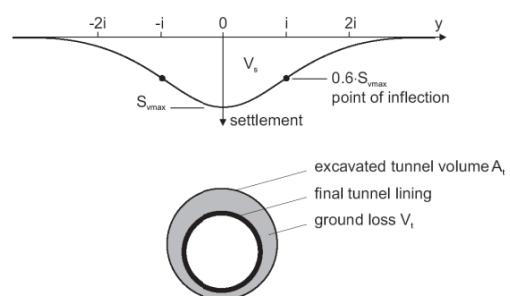


شکل ۱۱ نحوه تغییرشکل فونداسیون و نحوه محاسبه اعوچاج [۵]

$$S_{\max} = V_s / i \sqrt{2\pi} \quad (2)$$

$$V_s = V_l \frac{\pi D^2}{4} \quad (3)$$

در این روابط V_s حجم کاسه نشست پدیدآمده در سطح زمین در واحد متر تونل می‌باشد که در شکل (۱۰) نشان داده شده است. این مقدار به ضریب کاهش حجم تونل در اثر حفاری وابسته می‌باشد.



شکل ۱۰ مقطع عرضی نشست در زمین در اثر اجرای تونل [۵]

ارزیابی مقادیر مجاز تغییرمکان در حین حفاری
حفاری تونل‌ها در محیط شهری به روش حفاری مرحله‌ای همراه با ایجاد تغییرشکل در اطراف تونل و سطح زمین همراه است. این تغییرشکل‌ها زمانی که در مجاورت سازه‌های سطحی و یا تأسیسات زیرزمینی ایجاد می‌گردد، می‌تواند در صورت تجاوز از مقدار مشخصی باعث ایجاد خسارت گردد. در پروژه‌ی حاضر با توجه به عبور تونل از نزدیکی ساختمان‌های مسکونی، باید با ارزیابی مقدار نشست‌های تحملی به سطح زمین و در نتیجه به ساختمان، مقدار اهمیت و خسارت‌پذیری این ساختمان‌ها مشخص گردد. به‌منظور ارزیابی نشست‌های مجاز روش‌های متنوعی توسط محققان مختلف ارائه شده است. در این میان می‌توان به روش‌های ارائه شده در آئینه‌نامه‌ی طراحی و ساخت تونل‌های راه FHWA [۱۶] اشاره کرد. در این آئینه نامه دو معیار اعوچاج زاویه‌ای و نیز حداکثر نشست ساختمان برای ارزیابی وضعیت ارائه شده است. جدول (۳) این معیارها را بیان می‌کند. در این جدول S_{\max} اعوچاج حداکثر ایجادشده در فونداسیون و β_{\max} نیز حداکثر تغییرمکان نسبی دو نقطه از فونداسیون

حالات زمین بکر و اثر سازه برای ارزیابی وضعیت خسارات ارائه گردیده است. در انتهای، نتایج آنالیز حساسیت بر روی ضریب آزادشده‌گی تنفس ارائه خواهد شد.

از آنجا که مدل‌های پایه همه براساس شرایط واقعی مورد اشاره شده در تونل نیايش-صدر انتخاب شده‌اند، در آنالیز‌های حساسیت نیز تلاش شده است تا متغیرهای موجود در طول این تونل در سایر مقاطع مورد بررسی قرار گیرد.

نتایج تحلیل‌ها

تحلیل‌های عددی انجام گرفته در این تحقیق شامل مدل‌های مبنای اندرکنشی و مدل‌های آنالیز حساسیت می‌باشد. در ابتدا مدل زمین بکر به همراه فونداسیون، بار و سازه مورد تحلیل قرار خواهند گرفت. سپس برای مشخص شدن اثر موقعیت قرارگیری ساختمان، مدل با بار و فونداسیون در فواصل مختلف نسبت به محور تونل تحلیل و نتایج ارائه می‌گردد. سپس با توجه به تغییرشکل‌های ایجادشده در زمین تأثیر حفاری در

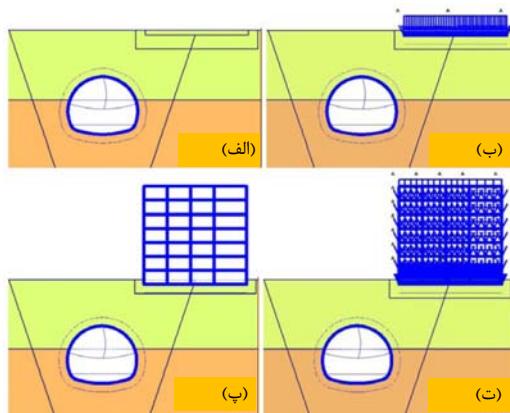
جدول ۳ مقادیر اعوجاج زاویه‌ای مجاز در ساختمان‌ها به همراه مقادیر نشست مجاز و نحوه‌ی خسارت [16]

اعوجاج زاویه‌ای	تقسیم‌بندی پتانسیل خسارت
۱/۷۵۰	خطر برای ماشین‌آلات حساس به نشست
۱/۶۰۰	خطر برای قاب‌ها با اعضای قطری
۱/۵۰۰	حد اطمینان برای عدم ترک‌خوردگی ساختمان
۱/۳۰۰	ایجاد اولین ترک‌های دیوارهای پانلی
۱/۳۰۰	ایجاد مشکل برای جرثقیل‌های با بار زیاد
۱/۲۵۰	کچشیدگی قابل مشاهده ساختمان‌های صلب
۱/۱۵۰	ترک‌های قابل ملاحظه در دیوارهای پانلی و آجری
۱/۱۵۰	خطر خسارات سازه‌ای به ساختمان‌های عمومی
۱/۱۵۰	حد اطمینان برای دیوارهای آجری منعطف

سطح خطر	تقسیم‌بندی خطر	درجه شدت	توزيع خسارات معمول	پارامترهای کنترلی	
				β_{\max}	S _{max} (mm)
۱	ظاهری	ناچیز	خسارات غیرمحتمل سطحی	<۱/۵۰۰	<۱۰
۲	ظاهری	سبک	خسارات محتمل سطحی که منجر به خسارات سازه‌ای نمی‌شود	۱/۵۰۰-۱/۲۰۰	۱۰-۵۰
۳	پایه‌ای	معمولی	خسارات سطحی مورد انتظار و آسیب به ساختمان و خطوط لوله‌ی صلب	۱/۲۰۰-۱/۵۰	۵۰-۷۵
۴	ساختماری و بهره‌برداری	زیاد	خسارات سازه‌ای مورد انتظار و آسیب به سایر خطوط لوله	>۱/۵۰	>۷۵

شده است.

تحلیل مدل عددی زمین بکر به این دلیل انجام می‌گردد تا در مرحله اول مشخص گردد که روش حفاری و مراحل اجرای تونل باعث ایجاد چه تغییراتی در سطح زمین می‌گردند.



شکل ۱۲ انواع مدل‌های پایه

یکی از روش‌های ارزیابی مقدار خسارت‌های وارد شده بر سازه‌های سطحی ناشی از عملیات حفاری تونل، برآورد نحوه خسارت و صدمات وارد شده به سازه بر اساس نشستهای پیش‌بینی شده از تحلیل‌های زمین بکر می‌باشد. این نوع تحلیل‌ها مستقل از نوع سازه و شرایط سطح زمین می‌باشند لذا برای تخمین اولیه بسیار کارآمد می‌باشند. روش معمول در این گونه تحلیل‌ها به این صورت است که نشستهای به دست آمده از تحلیل زمین بکر در مدلی مجزا به سازه اعمال می‌شود و ظرفیت سازه در برابر این نشست‌ها ارزیابی می‌گردد. نتایج عمومی تحلیل مدل برای حالت زمین بکر به روش عددی و با کمک روابط حل بسته (روابط نیمه‌تجربی) برای مطالعه‌ی موردنی عنوان شده در ادامه ارائه شده است.

به منظور به دست آوردن پروفیل تغییرشکل زمین با استفاده از روابط نیمه‌تجربی باید مطابق روابط (۲) و (۳) مقادیر قطر معادل تونل (D)، فاصله افقی از محور تونل تا نقطه‌ی عطف منحنی نشست (i) و هم‌چنین

نتایج تحلیل مدل‌های پایه در مدل‌های پایه در

چهار گروه زیر انجام گردیده است:

۱- تحلیل اندرکنشی تونل فونداسیون سازه با در نظر گرفتن اثرات وزن سازه. در این تحلیل علاوه بر لحاظ کردن سختی فونداسیون، وزن سازه‌ی سطحی قبل از انجام تحلیل‌های حفاری تونل به فونداسیون اعمال شده و سپس پروفیل‌های نشست سطح زمین محاسبه شده است. با توجه به شرایط واقعی مطالعه‌ی موردنی، سختی فونداسیون‌ها به صورت نواری در تحلیل‌ها وارد شده است. این فونداسیون‌ها دارای عرض ۱۲۰ سانتی‌متر هستند که در فواصل ۵ متری از هم قرار دارند و به صورت مقطع معادل در مدل اعمال گردیده‌اند Tunnel (شکل ۱۲-ب). نتایج این مدل، با عنوان Tunnel-Foundation-Load ارائه شده است.

۲- تحلیل اندرکنشی تونل- فونداسیون و سازه سطحی. در این تحلیل، سازه‌ی هفت طبقه با خصوصیات موجود در پروژه به مدل قبلی اضافه شده است. در این قسمت به منظور ارزیابی میزان تأثیر سختی سازه، اثر وزن لحاظ نگردیده است Tunnel (شکل ۱۲-پ). نتایج این مدل با عنوان Tunnel-Structure ارائه شده است.

۳- تحلیل اندرکنشی تونل- فونداسیون و سازه‌ی سطحی با در نظر گرفتن وزن سازه. در این تحلیل علاوه بر مدل کردن خود سازه، بار بهره‌برداری آن نیز به مدل برای درنظر گرفتن همه‌ی پارامترهای تأثیرگذار اضافه شده است. این مدل کامل‌ترین مدل در بخش مدل‌های پایه خواهد بود. شکل زیر انواع مدل‌های پایه‌ی به کار رفته در تحلیل را نشان می‌دهد (شکل ۱۲-ت). نتایج این Tunnel-Foundation-Load مدل با عنوان Tunnel-Structure ارائه شده است.

جهت مدل کردن اجزای ساختمان از المان‌های تیری (beam) استفاده شده است که در محل تماس آن‌ها با خاک مانند فونداسیون، المان فصل مشترک نیز با توجه به خصوصیات اصطکاکی بتن و خاک استفاده

در شکل (۱۴) پروفیل نشت سطح زمین در تمامی مدل‌های پایه نشان داده شده است. نتایج مدل را می‌توان در دو ناحیه‌ی حداکثر نشت سطح زمین و نیز نشت زیر موقعیت فونداسیون‌ها مورد بررسی قرار داد. جدول (۴) مقدار تغییر مکان محاسبه شده را به همراه اختلاف حداکثر تغییر مکان هر مدل با مدل زمین بکر در تحلیل عددی (Green Field) نشان داده است.

جدول ۴ مقادیر نشت‌های قائم در تحلیل‌های پایه

مدل‌ها	$U_{y_{\max}}$	اختلاف %
Green field	۰/۰۲۴۲	۰/۰
Tunnel-Foundation-Load	۰/۰۲۵۱	۳/۸
Tunnel-Foumdation-Structure	۰/۰۲۴۳	۰/۴
Tunnel-Foundatoin-Load-Structure	۰/۰۲۵۳	۴/۰

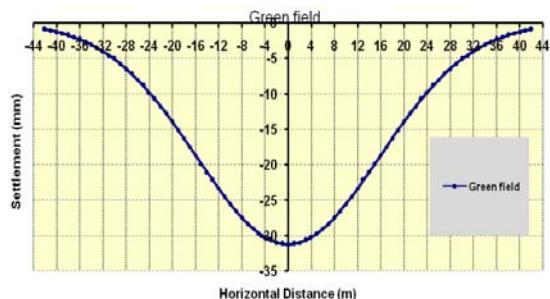
اختلاف بین نشت‌ها با مدل زمین بکر در حالتی که بار، فونداسیون و هم‌چنین سازه به مدل اضافه شده‌اند همواره بیشتر شده است و بیانگر آن است که همواره لحاظ کردن اثر سختی فونداسیون، سختی سازه و نیز وزن ساختمان باعث افزایش مقدار نشت‌های حداکثر در محور تونل می‌شود. هم‌چنین در موردی که فقط اثر سختی‌های فونداسیون و سازه دیده می‌شود و اثر وزن لحاظ نشده است، اختلاف نشت‌ها با حالت زمین بکر بسیار اندک است. از آنجا که همواره بیشترین تأثیرات در خصوص نشت‌ها متوجه فونداسیون و سازه می‌باشد لذا بررسی رفتار دقیق‌تر نشت‌ها در محدوده‌ی فونداسیون انجام پذیرفته است. شکل (۱۵) نحوه تغییر‌شکل قائم فونداسیون در شرایط متفاوت تحلیل مدل‌های مبنای و جدول (۵) مقادیر این نشت‌ها را نشان می‌دهد. به منظور بررسی دقیق‌تر این موضوع، اثر مدل‌های مختلف پایه در نتایج تحلیل به صورت موردنی بررسی می‌شود.

مقدار ضریب کاهش حجم تونل (VI) در اثر حفاری که وابسته به جنس زمین است، مشخص باشد. با توجه به قطر حفاری حدود ۱۴ متری تونل، کیفیت حفاری و نیز نوع خاک موجود در پرروژه، موارد زیر برای پیشنهاد شده است [۵].

$$i = 2.5 \times D \times 0.45 = 15.75$$

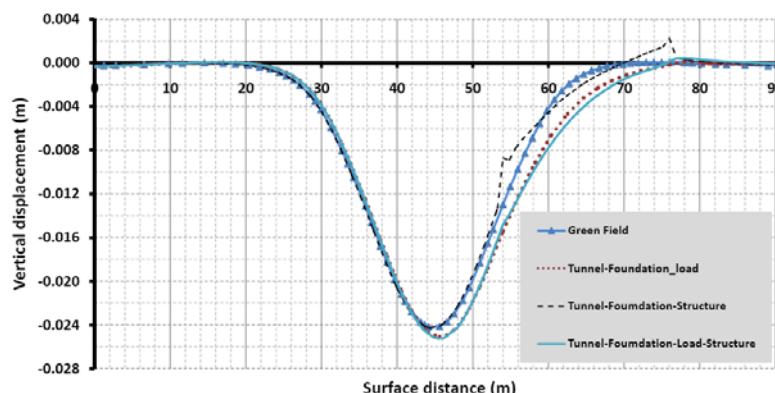
با توجه به رابطه (۲) و (۳) مشخص می‌شود که حداکثر نشت سطح به حجم کاسه نشت و این حجم نیز به ضریب کاهش حجم (VI) وابسته است.

با توجه به حداکثر نشت به دست آمده و نیز رابطه (۱)، می‌توان پروفیل نشت سطح زمین را در فواصل مختلف از مرکز تونل ترسیم نمود. شکل (۱۳)، پروفیل نشت را که از روابط نیمه‌تجربی به دست آمده است نشان می‌دهد.

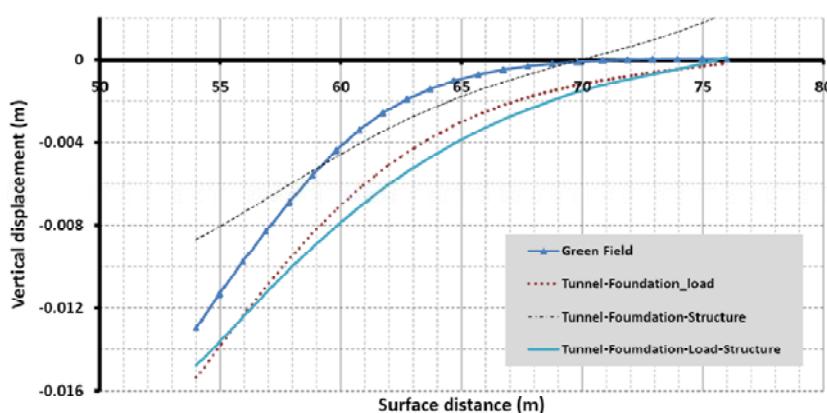


شکل ۱۳ پروفیل نشت کلی در سطح در تحلیل نیمه‌تجربی

ملحوظه می‌شود که مقدار حداکثر نشت پیش‌بینی شده توسط روابط نیمه‌تجربی برابر ۳۱ میلی‌متر و حدود ۱۵ درصد بیشتر از مقادیر محاسبه شده توسط روش عددی است (شکل ۱۴). باید اشاره کرد که علت این اختلاف را می‌توان در فرضیات روش‌های نیمه‌تجربی یافت. اما نکته‌ی قابل اهمیت در مقایسه‌ی این دو روش در این است که روش نیمه‌تجربی همواره نتایج محافظه‌کارانه‌تری ارائه خواهد داد.



شکل ۱۴ پروفیل نشست کلی در سطح زمین در تحلیل‌ها



شکل ۱۵ پروفیل نشست در موقعیت فونداسیون در تمام تحلیل‌ها

جدول ۵ مقادیر نشست‌های قائم و اعوجاج در زیر فونداسیون در تحلیل‌های پایه

مدل‌ها	نشت (mm)	اختلاف	اعوجاج	اختلاف
Green field	۱۳/۰	۰/۰	۵/۹E-۴	۰/۰
Tunnel-Foundation-Load	۱۵/۴	۱۸/۵	۵/۲E-۴	-۱۱/۴
Tunnel-Foundation-Structure	۸/۷	-۳۲/۹	۱/۴E-۴	-۷۷/۹
Tunnel-Foundation-Load-Structure	۱۴/۸	۱۴/۰	۴/۱E-۴	-۳۰/۷۰

شده مشخص می‌گردد که با اعمال وزن ساختمان به همراه سختی فونداسیون مقادیر نشست به $15/4$ میلی‌متر افزایش یافته به طوری که نسبت به حالت زمین بکر $18/5\%$ بیشتر شده است. این وضعیت در خصوص مدل با لحاظ کردن سختی فونداسیون، سازه و نیز وزن ساختمان نیز به‌طور مشابه دیده می‌شود که نشان می‌دهد نتایج نشست در مدل با شرایط ایده‌آل (مدل با در نظر گرفتن اثر وزن، فنداسیون و سازه) همواره از

در این جدول، ستون نشست‌ها مربوط به حداکثر نشست سطح در زیر فونداسیون است و ستون اختلاف‌ها، به ترتیب مربوط به اختلاف نشست حداکثر با مدل زمین بکر (Green field) و اختلاف اعوجاج زاویه‌ای (β) با همین مدل می‌باشد. مقادیر اعوجاج زاویه‌ای مطابق نحوه ارائه شده در شکل (۱۱) محاسبه شده است.

با دقت در نتایج حداکثر تغییر مکان قائم ایجاد

لحاظ کردن سختی‌های سازه و فونداسیون و نیز بار ساختمان نمی‌توان در نظر گرفت. باید عنوان کرد که همواره نتایج تحلیل مدل‌های واقعی‌تر اندرکنشی با نتایج مدل زمین بکر متفاوت است که این تفاوت در نشست‌ها با افزایش مقدار و در اعوجاج زاویه‌ای با کاهش مقادیر اثر گذاشته است. بدین معنی که در شرایطی که نشست در محدوده‌ی بحرانی است همواره لحاظ کردن اثر سختی‌ها و بار باعث می‌شود تا نتایج مدل زمین بکر خلاف جهت اطمینان باشد اما در شرایطی که مقدار اعوجاج زاویه‌ای فونداسیون حاکم باشد باید دریافت که همواره نتایج زمین بکر محافظه‌کارانه خواهد بود. به عبارتی بهتر است از مدل‌های زمین بکر صرفاً در جهت ارزیابی مقدار اعوجاج فونداسیون استفاده شود نه برای تغییرمکان حداقل آن. این موضوع به محل قرارگیری فونداسیون نسبت به تونل وابسته خواهد بود که در ادامه به بررسی آن پرداخته خواهد شد. اما نکته‌ی دارای اهمیت این است که بر پایه‌ی نتایج تحلیل‌ها نمی‌توان یکی از معیارهای نشست و اعوجاج را به تنها برای ارزیابی استفاده کرد و یا یک قانون کلی برآسas یکی از معیارها برای تمامی ساختمان‌های مسیر ارائه داد ولی این گونه به نظر می‌رسد که لحاظ کردن اثرات سختی سازه و فونداسیون و نیز اثر وزن ساختمان باعث افزایش نتایج نشست‌ها و کاهش مقدار اعوجاج فونداسیون خواهد شد.

بررسی اثر موقعیت قرارگیری ساختمان

با توجه به این که موقعیت ساختمان بر رفتار آن در برابر نشست‌های ناشی از تونل‌سازی تأثیر گذار خواهد بود، در این قسمت اثر فاصله‌ی استقرار فونداسیون از مرکز تونل بررسی خواهد شد. در این بررسی طول فونداسیون ثابت و مطابق مطالعه‌ی موردی برابر ۲۲ متر فرض گردیده است. فونداسیون فرض شده نواری در راستای عمود بر محور تونل می‌باشد که با شنازهای

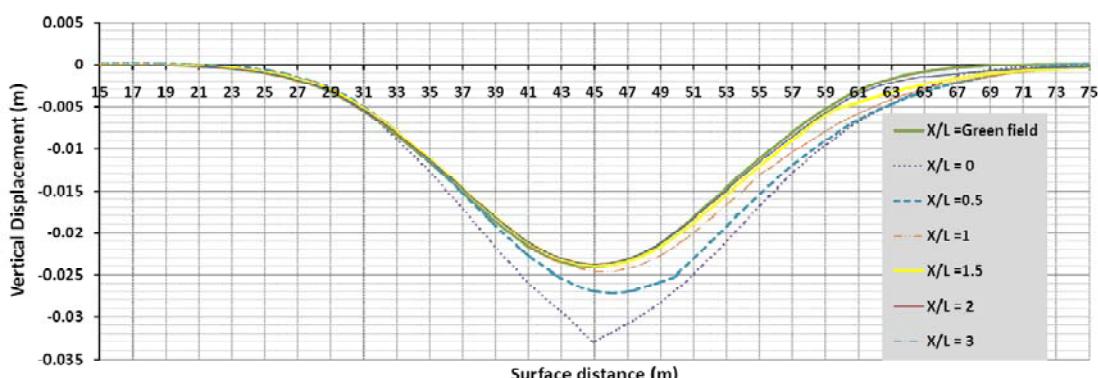
مقادیر نشست زمین بکر که عموماً معیاری برای ارزیابی اولیه می‌باشد بیشتر است. در تحلیلی دیگر سختی فونداسیون و سازه بدون اثر وزن ساختمان لحاظ گردیده است که نشان از کاهش ۳۳ درصدی نشست‌ها در مقایسه با حالت زمین بکر دارد. این تحلیل صرفاً برای مشخص کردن اثر سختی سازه و فونداسیون ارائه گردیده است و نشان می‌دهد که لحاظ کردن اثر سختی سازه و فونداسیون می‌تواند نتایج تغییرمکان‌ها را به مقدار زیادی کاهش دهد. هم‌چنین با مقایسه‌ی نتایج مدل‌هایی که اثر وزن ساختمان در آن‌ها دیده شده است می‌توان دریافت که همواره اثر وزن است که باعث افزایش مقادیر نشست می‌گردد. این موضوع باعث می‌گردد که مدل‌های زمین بکر جواب‌هایی خلاف جهت اطمینان در این خصوص ارائه دهن. بدین معنی که لحاظ کردن اثر وزن باعث افزایش نشست‌ها و درنظر گرفتن سختی فونداسیون و سازه باعث کاهش نشست‌های فونداسیون خواهد شد. با بررسی این دو مدل می‌توان گفت همواره اثر افزایشی وزن ساختمان تأثیر بیشتری از اثرات اندرکنشی سازه و فونداسیون دارد و به همین دلیل مدل نهایی نیز که شامل تمامی موارد است همواره افزایش نشست حدود ۱۵٪ را نشان می‌دهد.

هم‌چنین مشاهده می‌شود که در تمامی مدل‌های اندرکنشی مقادیر اعوجاج زاویه‌ای نسبت به زمین بکر کاهش یافته است به‌طوری که لحاظ کردن اثر بار ساختمان به همراه سختی سازه و فونداسیون باعث کاهش ۳۰٪ مقادیر اعوجاج گردیده است. در این حالت عدم اعمال بار به مدل‌های اندرکنشی باعث اختلاف بسیار زیاد نتایج با حالت زمین بکر می‌گردد، به طوری که در مدلی که فقط سختی‌های فونداسیون و سازه لحاظ گردیده است مقدار اعوجاج، نسبت به حالت زمین بکر کاهش ۷۷٪ داشته است. با بررسی نحوه‌ی تغییرات دو پارامتر نشست قائم و نیز اعوجاج زاویه‌ای مشخص می‌گردد که روند یکسانی برای اثر

فونداسیون از نظر نشست قائم، اعوجاج زاویه‌ای و نهایتاً مقایسه‌ی آن‌ها با مدل زمین بکر نشان می‌دهد. همان‌طور که عنوان شد مقدار نشست‌های قائم سطح در محور تونل و نیز در زیر فونداسیون از نسبت ابعادی $1/5$ به بعد تقریباً ثابت است و با اختلاف کمتر از 5% می‌توان آن را برابر نتایج تحلیل زمین بکر دانست. بدین معنی که اگر تونل در شرایط مسیر در مطالعه‌ی موردی یاد شده از مجاورت ساختمانی با فاصله‌ی بیشتر از $1/5$ برابر روباره‌ی خود عبور کرد می‌توان اطمینان حاصل نمود که حفاری‌ها تغییری در وضعیت نشست‌های ساختمان نخواهد داشت. برای مشاهده‌ی دقیق‌تر وضعیت فونداسیون‌ها شکل (۱۷) نحوی تغییرشکل قائم آن‌ها را در یک موقعیت نشان می‌دهد تا امکان مقایسه‌ی وضعیت اعوجاج آن‌ها فراهم باشد.

عرضی در راستای دیگر بهم متصل شده‌اند. در این بررسی با توجه به روباره‌ی 10 متری تونل در مقطع مورد نظر فواصل بین فونداسیون و مرکز تونل برابر $X/L = 0, 0.5, 1, 1.5, 2, 3$ انتخاب گردیده است که در آن X فاصله‌ی گوشی پی تا محور تونل و L مقدار روباره تونل می‌باشد. شکل (۱۶) نحوه‌ی تغییرشکل سطح زمین در شش وضعیت قرارگیری ساختمان نسبت به مرکز تونل را نشان می‌دهد.

همان‌طور که مشخص است مقدار تغییرشکل‌های قائم در محور تونل با افزایش نسبت فاصله به عمق افزایش می‌باید. این افزایش در خصوص نسبت صفر کاملاً مشهود است به طوری‌که حضور فونداسیون در سمت راست تونل بر پروفیل نشست سطح زمین در سمت چپ نیز تأثیرگذار بوده است. جدول (۶) نتایج تحلیل‌ها را برای موقعیت‌های مکانی متفاوت



شکل ۱۶ پروفیل نشست سطح زمین در تحلیل‌ها با موقعیت‌های متفاوت ساختمان

جدول ۶ مقادیر نشست‌های قائم و اعوجاج در زیر فونداسیون در تحلیل‌ها با موقعیت‌های متفاوت ساختمان نسبت به مرکز تونل

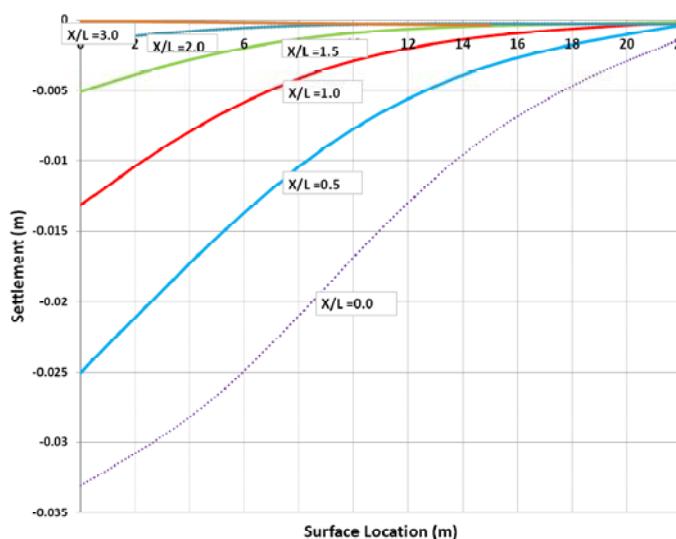
مدل‌ها	سطح (mm)	نشست سطح (mm)	اختلاف %	نشست حداقل پی (mm)	اختلاف %	اعوجاج	اختلاف %
Green field	۲۴/۲						
$X/L = 0$	۳۳/۰	۳۷	۳۷	۳۳/۰	۳۶/۸	$5/9E-4$	-۲۱/۳
$X/L = 0.5$	۲۷/۲	۱۳	۱۳	۲۵/۱	۲۷/۱	$7/5E-4$	-۸/۵
$X/L = 1$	۲۴/۷	۲	۲	۱۳/۱	۱۸/۱	$5/0E-4$	۰/۰
$X/L = 1.5$	۲۴/۰	-۱	-۱	۵/۱	۲۶/۴	$2/0E-4$	۱۱/۱
$X/L = 2$	۲۳/۸	-۲	-۲	۱/۵	۷۸/۸	$7/8E-5$	۵۱/۱
$X/L = 3$	۲۳/۵	-۲	-۲	۰/۴	۸۷/۱	۰	۰

قرارگیری فونداسیون‌ها را نسبت به محور عبوری از نقطه‌ی عطف در حالت زمین بکر نشان می‌دهد. در این نمودارها در حالت $X/L=0.5$ فاصله‌ی مرکز محور منطبق بر مرکز فونداسیون با محور عبوری از نقطه‌ی عطف کمترین مقدار ($2/5$ متر) می‌باشد که بیشترین اعوجاج را داشته است.

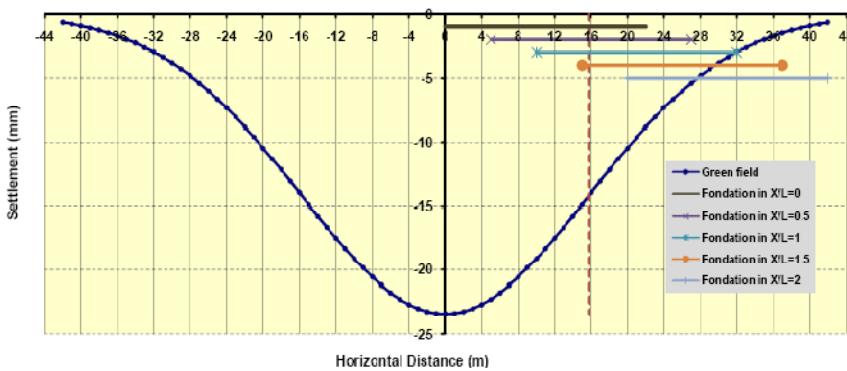
از آنجا که همواره در محاسبات اولیه تلاش می‌شود تا ارزیابی اولیه‌ی مقدار خسارت با تحلیل‌های زمین بکر صورت گیرد لذا در این قسمت مقدار اختلاف اعوجاج محاسباتی در مدل فونداسیون و باز با حالت زمین بکر بررسی می‌گردد. در جدول (۶) مقادیر این اختلاف ارائه گردیده است. مشاهده می‌شود که در ۳ مدل ابتدایی همواره مقادیر محاسباتی در تحلیل‌های اندرکنتری اعوجاج‌های کمتری را نسبت به زمین بکر نشان می‌دهند؛ بدین معنی که در صورت استفاده از نتایج روابط زمین بکر جواب‌ها از حاشیه‌ی اطمینان برخوردار خواهد بود. در مدل‌های انتهایی نتیجه عکس می‌باشد؛ بدین معنی که استفاده از روابط حل بسته در محدوده‌هایی از قرارگیری فونداسیون، منجر به جواب‌هایی خلاف جهت اطمینان خواهد شد؛ اگرچه که مقادیر اعوجاج کم است و اهمیت کمتری خواهند داشت.

با دقت در جدول (۶) مشخص می‌شود که در حالت $X/L=0$ که کمترین فاصله را با محور تونل دارد و فونداسیون آن در معرض بیشترین تغییرمکان قرار دارد، بیشترین اعوجاج زاویه‌ای دیده نمی‌شود، بلکه بیشترین اعوجاج مربوط به حالت $X/L=0.5$ می‌باشد. روند تغییرات نیز نشان می‌دهد که تا فاصله‌ی $X/L=0.5$ مقدار اعوجاج در حال افزایش است و بعد از آن از مقدار اعوجاج با دور شدن از محور تونل کاسته می‌شود. به نظر می‌رسد علت این تغییرات را بتوان در نحوه‌ی تغییرشکل زمین و نیز طول فونداسیون یافت.

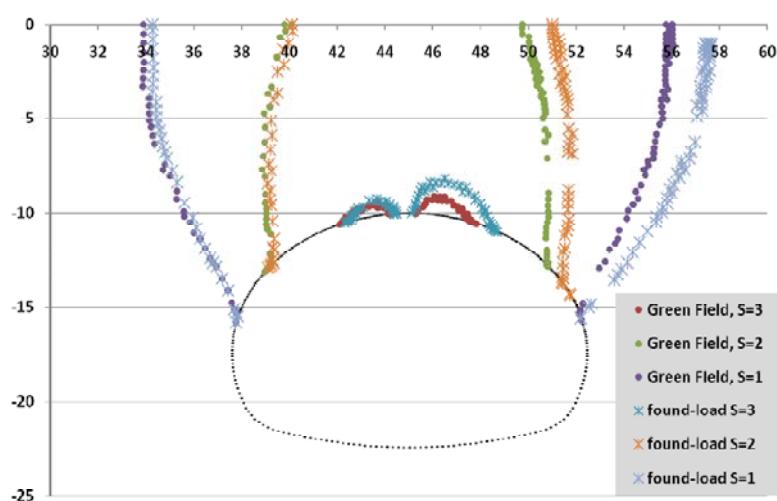
همان‌طور که در قسمت قبلی بیان شد زمین بکر تحت حفاری تونل نشستی مطابق منحنی گوسی خواهد داشت که این منحنی دارای یک نقطه‌ی عطف می‌باشد. فاصله‌ی این نقطه عطف در روابط با آنشنان داده شده است. بررسی‌های انجام شده بر روی نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که مقدار اعوجاج زاویه‌ای فونداسیون به موقعیت آن در مقابل نقطه‌ی عطف (i) بستگی دارد به‌طوری‌که اگر محور وسط فونداسیون بر محور عبوری از نقطه عطف منحنی در حالت زمین بکر منطبق گردد بیشترین مقدار اعوجاج زاویه‌ای در فونداسیون اتفاق خواهد افتاد. شکل (۱۸) موقعیت



شکل ۱۷ پروفیل نشست فونداسیون در موقعیت یکسان



شکل ۱۸ موقعیت قرارگیری فونداسیون‌ها در برابر نقطه‌ی عطف و نیز منحنی نشست زمین بکر



شکل ۱۹ حوزه‌ی تأثیر حفاری تونل در عمق ۱۰ متری و اثر لحاظ کردن اندرکنش

نتایج به دست آمده در دو حوزه قابل بررسی می‌باشد:

موردن اول تغییرات حوزه‌ی تأثیر با درنظر گرفتن اثر حضور سازه می‌باشد. در مدل با عمق دفن ۱۰ متر به علت درنظر گرفتن اثرات حضور سازه کتورهای نشست‌های قائم در هر دو سمت تونل تغییر یافته است که مقدار این تغییرات در سمت قرارگیری ساختمان بیشتر است به طوری که لحاظ کردن این اثرات موجب افزایش ۱ متری در کتورهای ۲ سانتی‌متر نشست و ۲ متری در کتورهای ۱ سانتی‌متر نشست شده است. در این شرایط کتورهای ۳ سانتی‌متر به سطح زمین نرسیده و فقط منطقه‌ی بالای تونل را پوشش داده‌اند که البته حضور سازه باعث افزایش منطقه‌ی تأثیر آن‌ها نیز شده است. به طور کلی به نظر می‌رسد با یک حاشیه‌ی

بررسی حوزه‌ی تأثیر حفاری

حفاری تونل در محیط‌های شهری و در مجاورت سازه‌ها همواره باعث ایجاد تغییر‌شکل‌هایی در سطح زمین و ساختمان‌ها خواهد شد. مقدار این تأثیرات به مقادیر جابه‌جایی‌های ناشی از عملیات حفاری در محیط اطراف بستگی دارد. در این قسمت با تکیه بر حوزه‌ی تأثیر تونل سازی در مطالعه‌ی موردی، اثر لحاظ کردن سختی فونداسیون و بار ساختمان بر شعاع تأثیر نیز دیده شده است. جهت بررسی شعاع تأثیر، خطوط تأثیر حفاری تونل در عمق‌های متفاوت برای تغییر مکان‌های ۱، ۲ و ۳ سانتی‌متر برای دو حالت زمین بکر و نیز برای حالت با اثرات حضور سازه در شکل (۱۹) ترسیم شده است.

می باشد. با این تحلیل می توان بیان نمود که روند نتایج به دست آمده مستقل از مقدار ضریب آزادشدنی تنش می باشد، بدین معنی که افزایش یا کاهش مقادیر ضریب آزادشدنی تنش، تأثیری در حالت کلی نتایج مدل های اندرکنشی نخواهد داشت.

جدول ۷ مقادیر اختلاف نشست با حالت زمین بکر در ضرایب آزادسازی مختلف

مدل ها	R=0.4	R=0.5	R=0.6
Tunnel-Foundation-Load	۲۱/۵	۱۸/۵	۱۶/۸
Tunnel-Foumdation-Structure	-۴۷/۲	-۳۲/۹	-۴۳/۳
Tunnel-Foumdation-Load-Structure	۱۶/۸	۱۴/۰	۱۰/۲

راهکارهای پیشنهادی تحقیق

با توجه به نتایج به دست آمده از تحلیل های انجام شده در این تحقیق و نیز لزوم ارائه یک راهکار عملی و ساده برای ارزیابی ساختمان های موجود در مسیر ساخت تونل های شهری در خصوص آسیب پذیری و میزان نشست آنها می توان موارد زیر را بر پایه ی شرایط و مفروضات تحقیق بیان نمود.

در پروژه های بزرگ نظری تونل نیایش-صدر امکان بررسی و تحلیل تمامی ساختمان های موجود در اطراف مسیر نیست و در صورت نیاز به انجام آن نمی توان برای هر مقطع از مسیر تمهیدات جداگانه ای اختیار کرد. برای سهولت در عملیات اجرا و عدم ایجاد پیچیدگی در مقاطع مختلف بر پایه ی مطالب فوق می توان روش زیر را برای پروژه های مشابه پیشنهاد کرد.

- ۱- تحلیل زمین بکر برای اعمق دفن مختلف تونل (گام های ۵ متری توصیه می گردد) صورت پذیرد.
- ۲- حوزه ای تأثیر حفاری تونل برای نشست مجاز مورد نظر پروژه ترسیم می گردد.
- ۳- تحلیل های مختلف نشان می دهد که همواره لحاظ

اطمینان بتوان عنوان نمود که لحاظ کردن اثرات سازه منجر به افزایش حدود ۲ متری حوزه ای تأثیر تونل سازی در مقایسه با حالت زمین بکر در این مورد خواهد شد.

مورود دوم حوزه ای تأثیر تونل سازی در یک نشست مجاز مشخص می باشد. به طور مثال اگر نشست ۲ سانتی متر برای پروژه نشست مجاز و حداقل تعریف گردد می توان بیان نمود که در صورت عمق دفن ۱۰ متری تونل حوزه ای تأثیر آن در سطح زمین برابر ۱۰ متر خواهد بود؛ بدین معنی که در یک محدوده ۱۰ متری در بالای تونل نباید ساخت و ساز صورت گرفته باشد و به عبارت دیگر محدوده خطر برای ساخت و ساز خواهد بود.

بررسی تغییرات مقدار ضریب آزادشدنی تنش یکی از پارامترهایی که بر نتایج تحلیل تونل ها تأثیر گذار می باشد ضریب آزادشدنی تنش است. این ضریب که در حقیقت بیانگر نحوه اعمالیات اجرا و نیز گام های حفاری می باشد بر مقدار نیروهای وارد بر پوشش و هم چنین تغییر مکان های ایجاد شده مؤثر می باشد. مقدار ضریب آزادشدنی تنش در تحلیل ها برای هر قسمت حفاری $0/5$ در نظر گرفته شده است. با توجه به این که در این تحقیق مدل سازی سه بعدی صورت نگرفته است و مقدار این ضریب از روابط تجربی به دست آمده است حساسیت نتایج مربوط به لحاظ کردن اثرات سختی سازه و فونداسیون بر روی این پارامتر بررسی می شود. مقادیر $0/4$ و $0/6$ علاوه بر ضریب $0/5$ که در تحلیل های پایه به کار رفته در آنالیز حساسیت استفاده شده است. نتایج مربوط به افزایش نشست های فونداسیون نسبت به حالت زمین بکر در جدول (۷) بر حسب ضریب آزادشدنی تنش ارائه شده است.

مشاهده می شود هرچه ضریب آزادشدنی تنش افزایش یافته است اختلاف نتایج مدل های اندرکنشی با مدل زمین بکر کمتر شده است. این مقدار برای حداقل ضریب ممکن یعنی $0/6$ برای مدل نهایی حدود 10%

ارائه‌ی معیار کترلی

اگرچه ساخت مدل‌های پیچیده‌ی اندرکنشی با اعمال تمامی جزئیات، نتایج قابل قبولی برای ارزیابی مقدار نشست ساختمان‌ها در یک پروژه خواهد داد ولی وجود ساختمان‌ها با شرایط هندسی مختلف و نیز قرارگیری در مکان‌های مختلف نسبت به تونل و همچنین شرایط زئوتکنیکی و هندسی متفاوتی که تونل در طول مسیر خود دارد، انجام تحلیل‌های متعدد و زیاد را غیرممکن می‌نماید. به منظور مشاهده‌ی دقیق‌تر وضعیت فونداسیون‌ها شکل (۱۷) نحوه تغییرشکل قائم آن‌ها را در یک موقعیت نشان می‌دهد تا امکان مقایسه‌ی وضعیت اعوجاج آن‌ها فراهم باشد.

با توجه به تمامی موارد عنوان شده در خصوص نتایج تحلیل می‌توان پیشنهاد نمود که برای ارزیابی وضعیت ساختمان‌های موجود در مجاورت تونل موارد زیر مدنظر قرار گرفته شود تا بتوان بدون صرف زمان و هزینه‌ی زیاد در خصوص مدل کردن سازه‌های خاص در پروژه رویکردی یکسان در تمامی مسیر ارائه نمود.

تحلیل زمین بکر برای شرایط مختلف ارتفاعی تونل انجام شود و نتایج تغییر مکان‌های به دست آمده از مدل زمین بکر ۲۰٪ افزایش یابد و با معیارهای کترلی و مقادیر مجاز نشست کترل گردد.

هم‌زمان با این کترل به طور توأم از نتایج اولیه‌ی زمین بکر، مقادیر اعوجاج برای پی‌های معمول استخراج شود و اگر نسبت فاصله به ارتفاع روباره از گوشی‌ی پی تا مرکز تونل از ۱ کمتر بود، از این مقادیر به عنوان مقادیر نهایی اعوجاج استفاده شود و در غیر این صورت مقادیر اعوجاج نیز ۲۰٪ افزایش یابد و سپس با معیارهای کترلی آیین‌نامه مقایسه گردد.

کردن اثر سختی سازه و فونداسیون و نیز اثر وزن سازه منجر به افزایش ۲ تا ۳ متری محدوده‌ی نشست غیرمجاز در سطح زمین خواهد شد. این موضوع در شکل (۱۹) نیز مشخص می‌باشد. در این شکل منحنی تراز مربوط به نشست در حالت تحلیل زمین بکر (Grenn Field, S=2) در سطح زمین، با منحنی تراز متناظر با نشست یکسان در حالت فونداسیون و بار (Found-Load, S=2) (Found-Load, S=2) تا ۳ متر اختلاف دارند. لذا با این فرض منحنی تراز

جدید برای این محدوده ترسیم می‌گردد.

۴- سه ناحیه با رنگ‌های قرمز (ناحیه‌ی A)، نارنجی (ناحیه‌ی B) و سبز (ناحیه‌ی C) در حد فاصل این کترورها مشخص می‌گردد.

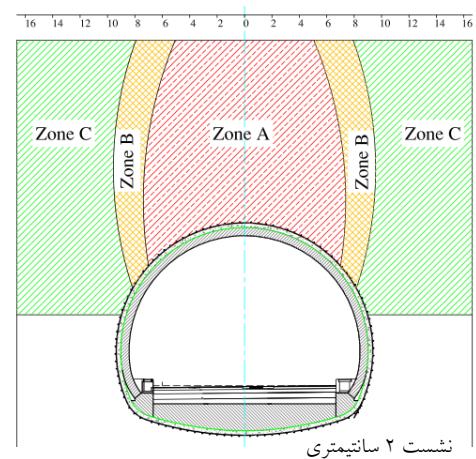
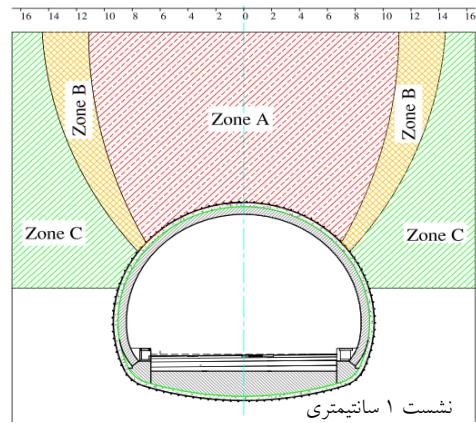
شکل (۲۰) این تقسیم‌بندی را برای تونل نیایش-صدر در عمق دفن ۱۰ متری در مجاورت ساختمان با فونداسیون نواری نشان می‌دهد. این شکل بر مبنای نتایج تحلیل‌های انجام گرفته و با ایده از شکل (۱۹) ترسیم شده است. با توجه به شکل (۲۰) می‌توان این گونه بیان نمود که در قسمت‌هایی از مسیر که عمق دفن تونل ۱۰ متر می‌باشد در صورتی که فونداسیون نواری سازه‌ی سطحی در قسمت قرمز رنگ قرار بگیرد سازه در معرض خطر قرار دارد و باید از روش‌های دیگر جلوی تغییر شکل فونداسیون را گرفت و یا این که مسیر تونل منحرف گردد. این ناحیه مربوط به نشست‌های بیشتر از نشست مجاز است که فرارگیری ساختمان در آن قطعاً منجر به ایجاد خسارت خواهد شد. در صورتی که در ناحیه‌ی نارنجی رنگ قرار گیرد باید تحلیل‌های دقیق‌تر با درنظر گرفتن اثر سختی سازه، فونداسیون و اثر بار صورت گیرد تا وضعیت نهایی مشخص گردد. این ناحیه مربوط به نشست‌هایی است که در حالت زمین بکر کمتر از حد مجاز می‌باشد ولی در صورت احداث سازه، منجز به افزایش نشست‌ها و تجاوز آن از حد مجاز خواهد شد. اگر فونداسیون در ناحیه‌ی سبز رنگ قرار گیرد نگرانی خاصی از نظر مقدار نشست سازه نخواهد بود و می‌توان تحلیل‌های زمین بکر را مینا قرار داد.

نشست در محدوده‌ی بحرانی است همواره لحاظ کردن اثر سختی‌ها و بار باعث می‌شود تا نتایج مدل زمین بکر خلاف جهت اطمینان باشد اما در شرایطی که مقدار اعوجاج زاویه‌ای فونداسیون حاکم باشد باید دریافت که همواره نتایج زمین بکر محافظه‌کارانه خواهد بود.

۲- در پروژه‌های بزرگ تونل‌های ترافیکی شهری امکان بررسی و تحلیل تمامی ساختمان‌های موجود در اطراف مسیر نیست. همچنین معیارهای کترول این ساختمان‌ها در برابر نتایج ایجاد شده نیز متفاوت می‌باشد. بهمنظور برطرف کردن این نقص روشی کاربردی و ساده برای برآورد وضعیت این ساختمان‌ها در پروژه تونل‌سازی ارائه گردیده است. در این روش که به طور کامل در بخش راهکارهای پیشنهادی تحقیق بیان شد، ابتدا تحلیل زمین بکر به عنوان تحلیل پایه انجام شد و بر این اساس پروفیل نشست سطح به همراه مقادیر اعوجاج زمین استخراج گردید. سپس منحنی ترازهای تعریف شده در خصوص نواحی A و B بر اساس نتایج بدست آمده از این تحقیق ترسیم شد و در اطراف تونل برای اعماق دفن متفاوت ترسیم و موقعیت ساختمان‌های موجود در پروژه بر روی آن‌ها قرار گرفت. براساس این که هر ساختمان در کدامیک از نواحی قرمز، نارنجی و سبز قرار گیرد می‌توان اطمینان حاصل کرد که ساختمان دارای پتانسیل خطر است یا نیاز به تحلیل‌های دقیق‌تر اندرکشی دارد و یا در حاشیه‌ی اطمینان قرار دارد. همچنین مقادیر اعوجاج نیز بایستی براساس نتایج زمین بکر اصلاح و تصمیم نهایی در خصوص وضعیت ساختمان اخذ شود.

تشکر و قدردانی

در اینجا نویسنده‌گان از سازمان فنی و مشاور شهرداری تهران به جهت اجازه‌ی استفاده از اطلاعات کلی تونل در راستای همکاری مشترک نویسنده با آن سازمان در پروژه‌ی مزبور، تشکر و قدردانی می‌نمایند.



شکل ۲۰ ناحیه‌بندی مناطق برای ایمنی ساختمان در مجاورت تونل برای نشستهای ۱ و ۲ سانتی‌متر

نتیجه‌گیری

در تحقیق حاضر اثرات لحاظ کردن اندرکش تونل با اینیه‌ی روزمینی مجاور در تحلیل‌های نشست مربوط به سطح زمین و فونداسیون سازه مورد بررسی قرار گرفته است. در این تحقیق تونل نیايش- صدر و ساختمان هفت طبقه‌ی موجود در مسیر این تونل در خیابان مهیار به عنوان مطالعه‌ی موردي انتخاب گردیده است. تحلیل‌های عددی در مدل‌های زمین بکر، تونل- فونداسیون- بار، تونل- فونداسیون- سازه و تونل- فونداسیون- سازه- بار انجام شد که نتایج بدست آمده در ادامه ارائه گردیده است.

۱- با توجه به استفاده از نتایج مدل زمین بکر در برآوردهای اولیه می‌توان بیان نمود در شرایطی که

مراجع

1. Peck, R., "Deep Excavation and tunneling in soft ground", state of art., 7th ICSMFE, pp. 226-290, (1996).
2. Mair, R., Taylor, R., Burland, J., "prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to board tunneling", Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Balkema, Rotterdam, pp. 713-718, (1996).
3. Mair, R., Taylor, R., O Reilly, M., "Subsurface settlement above tunnels in clay", *J. Geotechnical*, 43: 315-320, (1996).
4. Attewell, P.B., Yeates, J., Selby, A.R., "Soil Movements Induced by Tunnelling and Their Effects on Pipelines and Structures", Blackie and Son Ltd., London. (1986).
5. Attewell, P.B., Woodman, J.P., "Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunneling in soil", *J. Ground Engineering*. 15 (8), 36. (1982)
6. Burland, J.B., Wroth, C.P., "Settlement of Building and Associated Damage. Settlement of Structures", *BGS Conf.*, Cambridge, pp. 611–651, (1974).
7. Boscardin, M.D., Cording, E.J., "Building response to excavation induced settlement", *J. of Geotechnical Engineering*, ASCE 115 (1), 1–21, (1989).
8. Burd, H.J., Houlsby, G.T., Augarde, C.E., Liu, G., "Modeling tunneling-induced settlement of masonry building", Proceeding of the Institution of Civil Engineers and Geotechnical Engineering, 143, 17–29, (2000).
9. Potts, D.M., Addenbrooke, T.I., "A structure's influence on tunnelling induced ground movements", Proc. Inst. Civ. Eng. Geotech. Eng. 125 (2), pp. 109–125, (1997).
10. Mroueh, H., Shahrour, I., "Three-dimensional finite element analysis of the interaction between tunneling and pile foundations". *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*, 26, pp. 217–230, (2002).
11. Keshuna, M., Lieyun, D., "Finite element analysis of tunnel–soil–building interaction using displacement controlled model", *7th WSEAS Int. Conf. on APPLIED COMPUTER & APPLIED COMPUTATIONAL SCIENCE (ACACOS '08)*, Hangzhou, China, (2008).
12. Klar, M., Elkayam, I., "Direct and relaxation methods for soil-structure interaction due to tunneling", Zhejiang Univ-Sci A (Appl Phys & Eng), 11(1), pp. 9-17, (2010).
13. سازمان مشاور شهرداری تهران، گزارش مطالعات فاز یک سازه‌ی پروژه‌ی تونل نیایش - صدر، (۱۳۸۹).
14. سازمان مشاور شهرداری تهران، گزارش مطالعات فاز یک رئوتکنیک تونل نیایش - صدر، (۱۳۸۹).
15. Panet, M., Guellec, P. "Contribution à l' étude du soutènement derrière le front de taille". *Proc. 3rd cong. Int. Soc. Rock mechanics*. Vol 2 , part B, denver. (1974).
16. Federal Highway Administration, "FHWA Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels- Civil Elelemts", Office of Technology Applications, Publication No. FHWA-NHI-09-010. (2009).

بارگذاری انفجار و ارزیابی پاسخ غیرخطی سازه‌های ساختمانی در مقابل آن*

(یادداشت پژوهشی)

احمد فراهانی^(۱)

محمد علی هادیان فرد^(۲)

چکیده در شرایطی که حملات تروریستی به اماکن و تأسیسات غیرنظامی رونایی افزایشی پیدا کرده است، توجه به طراحی ساختمان‌ها در مقابل بارهای ضربه‌ای ناشی از انفجار، از اهمیت بیشتری برخوردار است و توجهات و ملاحظات ویژه‌ای را می‌طلبند. شناسایی ماهیت بارهای انفجاری و نحوه اعمال آن بر سازه یکی از مسائل مهمی است که باید مورد مطالعه و توجه قرار گیرد. انفجار آزاد شدن ناگهانی و سریع حجم بسیار زیادی از انرژی است که تولید نور، گرمای، صدا و موج ضربه‌ای می‌نماید. این موج شامل هوای بسیار متراکمی است که به صورت شعاعی و کروی با سرعتی در حدود سرعت صوت از منبع انفجار به سمت خارج حرکت می‌کند. اعمال این بارهای انفجاری بسیار باعث ایجاد تغییرشکل‌های زیادی در محدوده‌ی غیرخطی و خرابی قسمت‌هایی از سازه می‌گردد که انجام تحلیل‌های غیرخطی را ضروری می‌سازد. در این مقاله بارهای انفجاری و پارامترهای مهم انفجار معرفی شده‌اند و روابط و مدل‌های مختلف بارگذاری انفجاری مورد مطالعه و مقایسه قرار گرفته‌اند و مناسب‌ترین مدل برای محاسبه و اعمال این بارهای سازه‌های ساختمانی شناسایی و مورد استفاده قرار گرفته است. سپس با به کارگیری نرم‌افزارهای تحلیل سازه، پاسخ غیرخطی قاب‌های مختلف ساختمانی در مقابل بارهای ضربه‌ای ناشی از انفجار محاسبه و مورد ارزیابی قرار گرفته است. هم‌چنین با مقایسه‌ی رفتار غیرخطی قاب‌های ساختمانی با تعداد دهانه‌ها و طبقات مختلف، عوامل تأثیرگذار بر پاسخ سازه شناسایی و معرفی گردیده‌اند.

واژه‌های کلیدی تحلیل دینامیکی سازه، موج انفجار، سازه‌های ساختمانی، بارگذاری انفجاری، بارهای ضربه‌ای.

Blast Loading and Evaluation of Nonlinear Response of Structural Buildings

A. Farahani

M. A. Hadianfard

Abstract In the conditions in which terrorist attacks on facilities and civilian places increase more and more attention to design of structures against impact loads of explosion is more important and needs special considerations. Study of nature of blast loads and methods of applying it on the structure is one of the important problems. Explosion is a sudden and rapid release of a great amount of energy that produces light, heat, voice and shock wave. This wave contains dense air that moves outward radially and spherically, with velocity about the sound speed. Applying this huge load on structure leads to nonlinear deformations and failure in some elements. Then using of nonlinear analysis is necessary. In this paper blast loads and its parameters have been introduced, and different formulas and models for blast loading have been studied and compared, and the most suitable model for calculating and applying this load on the structural buildings has been recognized and used. Then by using structural analysis softwares, nonlinear response of different structural frames against blast loading, have been calculated and evaluated. Also with comparison of nonlinear behavior of structural frames with different stories and bays effective parameters on response of structures, have been recognized and introduced.

Key Words Structural Dynamic Analysis, Blast Wave, Structural Buildings, Blast Loading, Impact Loads.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۲/۱۱ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۲/۱۰ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری سازه، عضو هیئت علمی دانشگاه صنعتی خاتم الانبیاء (ص)، بهبهان.

(۲) نویسنده‌ی مسؤول: دانشیار، دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی شیراز.

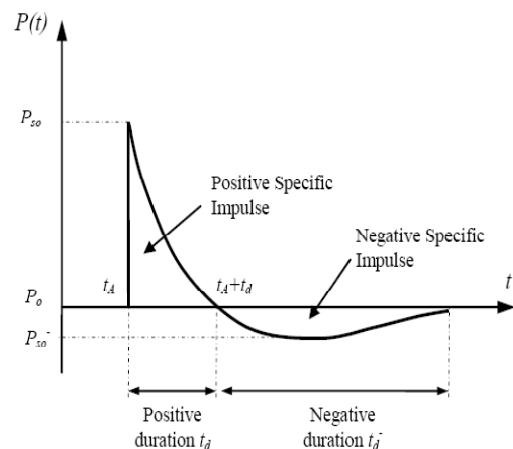
در بررسی‌های مربوط به انفجار، گام اول محاسبه و پیش‌بینی بار ناشی از انفجار بر روی ساختمان می‌باشد. برای نیل به این هدف آزمایش‌های میدانی زیادی صورت گرفته است که نتایج آن‌ها در مراجع متعددی آورده شده است [4,5]. هم‌چنین در این زمینه نرم‌افزارهایی نظیر نرم‌افزار ConWep که به وسیله‌ی اداره‌ی مهندسی ارتش ایالات متحده توسعه یافته است [4] و یا نرم‌افزار A.T.-Blast که توسط شرکت ARA تهیه شده است [6] موجود می‌باشد. برای محاسبه بار ناشی از انفجار روش‌های دیگری نیز ارائه شده است که اکثر آن‌ها بر فرمولهای تجربی استوار هستند. نخستین بار، بیشینه فشار انفجار، توسط براد (Brode) در سال ۱۹۵۵ ارائه گردید [7]. پس از آن روابط دیگری توسط سایر محققان نظیر نیومارک و هنسن [8] و هم‌چنین میلز [9] ارائه گردید. برای به دست آوردن زمان تداوم بارگذاری انفجار نیز روابط مختلفی توسط محققان ارائه گردیده است که از آن جمله می‌توان به روابط ارائه شده توسط مایز و اسمیت در سال ۱۹۹۵، لم و همکاران در سال ۲۰۰۴ و ایزدی فرد و ماهری در سال ۲۰۱۰ اشاره نمود [10,11,12].

هم‌چنین در سال‌های اخیر محققانی نظیر لم و همکاران تلاش‌هایی برای دست‌یابی به روش‌های طیفی و تهیه‌ی طیف طراحی در مورد بارگذاری انفجاری انجام داده‌اند [11]. در زمینه‌ی اثر انفجار بر سازه‌های مختلف و رفتار ساختمان‌ها در مقابل این بارگذاری مطالعات زیادی توسط محققان صورت گرفته است [13,14]. نتایج این بررسی‌ها بیانگر این مسئله است که نتایج حاصل از روش‌های تحلیلی اجزای محدود و نیز روش‌های تحلیلی که از روابط عددی استفاده می‌کنند، هم‌خوانی خوبی با نتایج آزمایشگاهی و میدانی دارند. در سال ۲۰۰۹ لی و همکاران اثر بار انفجار را بر ستون‌های فولادی با مقاطع مختلف بررسی نمودند [15]. در سال ۲۰۱۲ هادیان فرد و فراهانی تعداد مقاطع بیشتری از ستون‌ها را مورد ارزیابی قرار دادند و رفتار غیرخطی آن‌ها را

مقدمه

حادثه تخریب ساختمان دولتی فدرال امریکا در ایالت اوکلاهما در سال ۱۹۹۵، که ناشی از انفجار ۱۸۱۴ کیلوگرم TNT در فاصله ۴/۷۵ متری بود [1]، موجب شد که بررسی انفجار و آثار مخرب آن بر ساختمان، مورد توجه ویژه قرار گیرد و متنج به چاپ مقالات و آیین‌نامه‌هایی در زمینه‌ی طراحی ساختمان‌ها و فضاهای شهری در مقابل انفجار گردید [2,3]. ولی آنچه در این آیین‌نامه‌ها به‌وضوح دیده می‌شود نویسندگان و در حقیقت ضعف این آیین‌نامه‌ها در پاره‌ای از موارد، از جمله نحوه‌ی اعمال این بار بر سازه و موارد دیگری از این دست است.

در ضربه‌ی ناشی از انفجار زمان بارگذاری بسیار کوتاه است. همان‌طور که در شکل (۱) مشاهده می‌شود، در طول چند صدهزار ثانیه، فشار از فشار اتمسفر (P_0)، به فشار بیشینه (P_{s0}^+) می‌رسد و سپس در طول چند صدم ثانیه دوباره به فشار اتمسفر بازمی‌گردد، و در ادامه در طول چند دهم ثانیه فشار منفی (P_{s0}^-) ایجاد می‌شود. فشار بیشینه‌ی ناشی از انفجار (P_{s0}^+ ، با دور شدن از مرکز انفجار به نحو چشم‌گیری کاهش می‌یابد، ولی برخلاف آن، دوره‌ی بارگذاری (زمان اثر بار ناشی از انفجار بر سازه) با دور شدن از مرکز انفجار افزایش می‌یابد [4].



شکل ۱ تصویر شماتیک تاریخچه زمانی فشار ناشی از انفجار [4]

$$P_{so} = \frac{108}{Z} - \frac{114}{Z^2} + \frac{1772}{Z^3} \text{ kPa} \quad (4)$$

اگر موج انفجار در مسیر خود به مانع برخورد کند، پدیده‌ی انعکاس موج، پیش‌خواهد آمد که میزان این انعکاس، متناسب با زاویه‌ی برخورد موج، متفاوت خواهد بود. در صورتی که زاویه‌ی برخورد صفر باشد (مانع موجود در مسیر)، بر مسیر حرکت موج عمود باشد)، میزان انعکاس ایجاد شده، از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود [13]:

$$P_r = 200P_{so} \left[\frac{7 + 4P_{so}}{7 + P_{so}} \right] \text{ kPa} \quad (5)$$

زمان بارگذاری t_d توسط لم و همکاران به صورت رابطه‌ی لگاریتمی زیر پیشنهاد گردیده است [11]:

$$\log_{10} \left(\frac{t_d}{W^{1/3}} \right) \approx -2.75 + 0.27 \log_{10} \left(\frac{R}{W^{1/3}} \right) \quad (Z \geq 1/0) \quad (6)$$

$$\log_{10} \left(\frac{t_d}{W^{1/3}} \right) \approx -2.75 + 1.95 \log_{10} \left(\frac{R}{W^{1/3}} \right) \quad (Z \leq 1/0) \quad (7)$$

هم‌چنین رابطه‌ی جدیدتر ارائه شده توسط ایزدی‌فرد و ماهری مطابق زیر می‌باشد [12]:

$$\log_{10} \left(\frac{t_d}{W^{1/3}} \right) \approx 0.28 + 0.31 \log_{10} \left(\frac{R}{W^{1/3}} \right) \quad (Z \geq 1/0) \quad (8)$$

$$\log_{10} \left(\frac{t_d}{W^{1/3}} \right) \approx 0.28 + 2.5 \log_{10} \left(\frac{R}{W^{1/3}} \right) \quad (Z \leq 1/0) \quad (9)$$

تاریخچه زمانی فشار ناشی از انفجار که در شکل (۱) نمایش داده شده است، توسط رابطه نمایی فرایدلندر (Friedlander) (مطابق رابطه‌ی (۸) بیان می‌شود [17]):

$$P_s(t) = P_{so} \left(1 - \frac{t-t_a}{t_d} \right) \exp \left(-b \frac{t-t_a}{t_d} \right) \quad (10)$$

مطالعه نمودند [16]. با توجه به استفاده‌ی روزافزون از نرم‌افزارها برای تحلیل ساختمان‌ها در مقابل انفجار، لازم است روش‌های مناسب برای برآورد بارهای ناشی از انفجار و نحوه‌ی اعمال آن بر سازه شناسایی گردد و دقیق‌تر روش مورد ارزیابی قرار گیرد. این امر یکی از اهداف اصلی مقاله حاضر می‌باشد.

محاسبه‌ی مشخصات مربوط به بارهای ناشی از انفجار

برای محاسبه‌ی بار ناشی از انفجار روش‌های زیادی ارائه شده‌است، در واقع همه‌ی پارامترهای مربوط به انفجار وابسته به دو پارامتر مستقل هستند: یکی میزان مواد منفجره که با معادل‌سازی بر حسب وزن TNT معادل بیان می‌شود (W) و دیگری فاصله‌ی بین مرکز انفجار تا محل اثر موج انفجار (R). حاصل این دو کمیت، به صورت پارامتر Z (فاصله مقياس شده)، به شرح زیر بیان می‌شود:

$$Z = \frac{R}{W^{1/3}}$$

در رابطه‌ی بالا R بر حسب متر و W بر حسب

کیلوگرم به کار می‌روند [13]

رابطه‌ی پیشنهادی براد (Brode) برای برآورد فشار بیشینه‌ی ناشی از انفجار به صورت زیر می‌باشد [7]:

$$P_{so} = \frac{97.5}{Z} + \frac{145.5}{Z^2} + \frac{585}{Z^3} - 1.9 \text{ kPa} \quad (1) \\ (10 \text{ kPa} < P_{so} < 1000 \text{ kPa})$$

$$P_{so} = \frac{670}{Z^3} + 100 \text{ kPa} \quad (P_{so} > 1000 \text{ kPa}) \quad (2)$$

هم‌چنین رابطه‌های پیشنهادی توسط نیومارک [8] و میلز [9] به ترتیب در روابط (۳) و (۴) نشان داده شده است.

$$P_{so} = 678400 \frac{W}{R^3} + 930 \left(\frac{W}{R^3} \right)^{\frac{1}{2}} \text{ kPa} \quad (3)$$

نحوه مدل‌سازی و تحلیل سازه‌های ساختمانی مختلف در نرم‌افزار

بارهای انفجاری به دلیل داشتن طبیعتی ضربه‌ای، در زمان بسیار کوتاهی به سازه اعمال می‌شوند و به همین دلیل با بارهای جانبی دیگر نظیر باد و زلزله متفاوت می‌باشند. در این مقاله برای بررسی بارهای ناشی از انفجار، ابتدا برای حدود پنج هزار موقعیت متفاوت در فواصل ۲ تا ۸۵ متری و حجم مواد منفجره از ۱۰ تا ۲۰۰۰ کیلوگرمی، فرمول‌های تجربی ذکر شده در بخش قبلی مقاله، محاسبه شده و نتایج حاصل از آن‌ها با نتایج حاصله از نرم‌افزار A.T.-Blast مقایسه گردیده است.

در مرحله‌ی بعد، سازه‌هایی که به صورت کامل و با رعایت تمامی ضوابط آییننامه‌ای و برای بارهای لرزه‌ای طراحی گردیده‌اند، مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. بدین منظور، قاب‌های سازه به صورت مجزا تحت بار ناشی از انفجار قرار داده شده‌اند و با بررسی نتایج، نکاتی درباره این نوع بارگذاری بیان گردیده است. سازه‌های ساختمانی مورد مطالعه، در شش حالت متفاوت، در دو، پنج و هشت طبقه و هر کدام یک‌بار با سدهانه و یک‌بار با شش‌دهانه انتخاب شده‌اند. این ساختمان‌ها با اهمیت زیاد و در منطقه‌ای با خطر زلزله‌ی بسیار زیاد، قرار داشته و با استفاده از فولاد نرم ساختمانی با تنش جاری شدن $f_y = 235 \text{ MPa}$ ، ضریب $E=200 \text{ GPa}$ و پواسون $\mu=0.3$ مدلول الاستیسیته به صورت قاب خمی ویژه فولادی طراحی گردیده‌اند. در شکل (۳) تصویر شماتیک قاب‌ها نشان داده شده است.

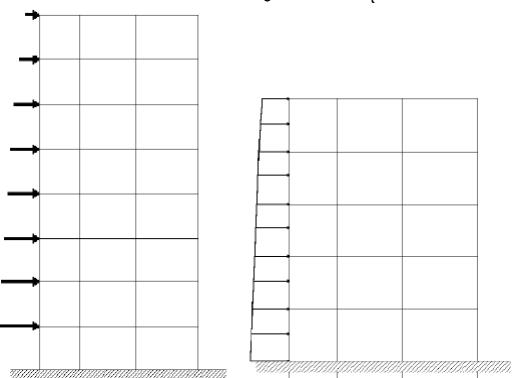
فرضیات به کار گرفته شده در تحلیل‌ها عبارتند از:

- بار ناشی از انفجار در سه حالت متفاوت به سازه‌ها اعمال شده است؛ در حالت اول، بارگذاری با توزیع گستردگی بر روی وجه ساختمان (وجه ستون) و از نظر تاریخچه زمانی مطابق با شرایط واقعی در نظر گرفته شده است. در حالت دیگر، بار انفجاری

که در آن t_a زمان رسیدن موج انفجار به سازه، t_d زمان بارگذاری و b ضریب کاهندگی است. فاکتور ضربه به صورت سطح زیر نمودار فشار- زمان می‌باشد (سطح زیر منحنی شکل (۱) در مدت زمان t_d)، که رابطه‌ی انگرالی آن به قرار زیر است:

$$i_r = \int_{t_a}^{t_a+t_d} P_s(t) dt \quad (11)$$

در بسیاری از موارد، برای سهولت، نمودار $P_s(t)$ به صورت مثلثی فرض می‌شود (به عبارت دیگر تغییرات فشار با زمان خطی فرض می‌شود)، که در آن فشار اولیه‌ی P_{s0} در مدت زمان t_d به صفر می‌رسد. بار انفجار به صورت باری گستردگی بر نمای خارجی ساختمان اعمال می‌شود که مقدار آن با دور شدن از منبع انفجار کاهش می‌یابد. عموماً توزیع این بار به صورت گستردگی فرض می‌شود که در ارتفاع ساختمان به صورت خطی تغییر می‌کند. البته در برخی از تحقیقات این بار به صورت بارهای متتمرکز در تراز هر طبقه قرار داده شده است. در شکل (۲) توزیع خطی و متتمرکز بار در ارتفاع ساختمان نمایش داده شده است. در این مقاله، ابتدا برای انفجارهای مختلف و در فواصل متفاوت، بیشینه فشار و بیشینه فشار انعکاسی به وسیله‌ی نرم‌افزار A.T.-Blast و روابط بالا محاسبه شده و با هم مقایسه گردیده‌اند. پس از آن قاب‌های متفاوتی، هر کدام یک‌بار با بارهای متتمرکز، و یک‌بار با بارهای گستردگی خطی، با توزیع خطی در طول زمان، و یک‌بار با توزیع غیرخطی در طول زمان، تحلیل شده‌اند و نتایج مقایسه گردیده‌اند.



شکل ۲ انواع بارگذاری به صورت خطی و متتمرکز

آن محاسبه شده است که عبارت است از مجموع نصف فاصله آن قاب تا قاب های کناری. همچنانی فرض شده است تمام بار ناشی از انفجار از طریق دیوارها به سازه منتقل گردیده است.

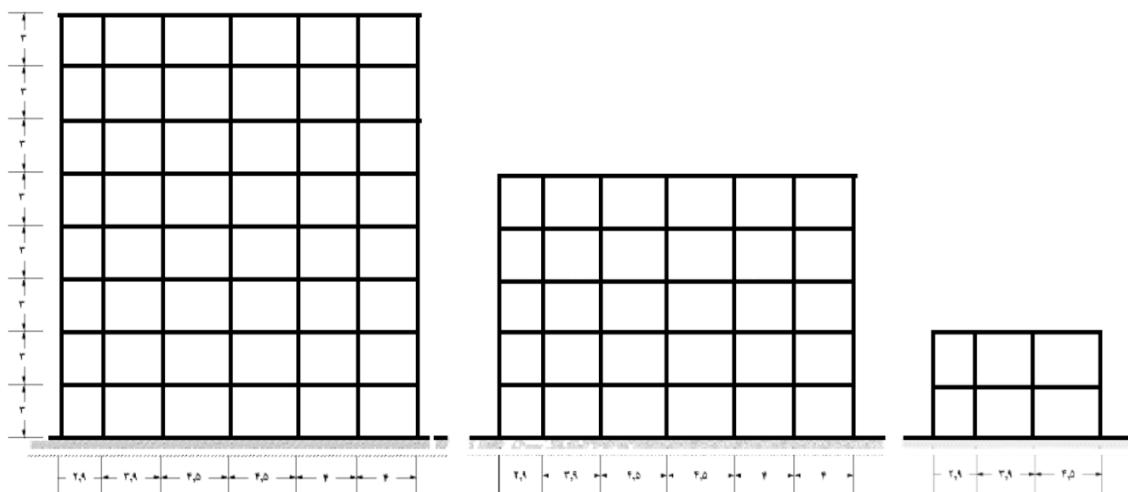
۳- نرم افزار مورد استفاده برای تحلیل قاب ها، نرم افزار ANSYS می باشد و تحلیل های صورت پذیرفته در آن به صورت دینامیکی تاریخچه زمانی و با در نظر گرفتن رفتار ارجاعی- خمیری کامل برای فولاد و با استفاده از جعبه ای Explicit این نرم افزار انجام گرفته است.

۴- المان مورد استفاده در تحلیل BEAM189 می باشد که المانی با امکان رفتار غیر خطی، درجه دو و با شش درجه آزادی در هر گره به صورت سه درجه آزادی جابه جایی و سه درجه آزادی دورانی است [19].

۵- مقاطع مورد استفاده در ستون ها برای قاب دوطبقه: IPB200، برای قاب پنج طبقه: طبقات اول و دوم IPB 360 و طبقات دیگر 200 IPB و برای قاب هشت طبقه: طبقات اول تا سوم 500 IPB، طبقات چهارم تا ششم 360 IPB و دو طبقه آخر 200 IPB است. همچنانی مقاطع تیرها شامل 270 IPE و 300 IPE می باشند.

به صورت گسترده بر روی وجه ساختمان ولی با توزیع مثلثی در طول زمان و در حالت سوم، به صورت بار متراکز از نظر تاریخچه زمانی مطابق با شرایط واقعی در تراز طبقات در نظر گرفته شده است. با توجه به جدول موجود در FEMA428 مواد منفجره یک خودرو سواری در حدود ۳۵ تا ۸۰ کیلوگرم خواهد بود که این بار در فاصله ای در حدود ۱۵ متر، باعث تخریب ستون های ساختمان خواهد شد [18]. در مدل سازی های صورت گرفته ای اولیه این نتیجه تأیید شد و برای مواد منفجره در فواصل کمتر از ۳۰ متر، ستون های بیرونی کاملاً تخریب گردیدند. با توجه به این نکته و برای این که بتوان اثر نحوه اعمال بار ناشی از انفجار بر سازه را بررسی نمود و نیز به منظور بررسی رفتار غیر خطی سازه قبل از خرابی، در این مقاله بار مبنای طراحی، بار ناشی از انفجار یک خودرو با ۵۵ کیلوگرم TNT در فاصله ۴۰ متری در نظر گرفته شده است. نتایج حاصل از این تحلیل برای سازه های تحت اثر انفجار های با فاصله ای متوسط از ساختمان (در حدود ۳۰ تا ۵۰ متر) دارای کاربرد می باشد.

۲- بار مؤثر بر هر قاب، با توجه به عرض بار بر جانبی



شکل ۳ تصویر شماتیک قاب های ساختمانی مورد تحلیل (اعداد بر حسب متر می باشند)

زیاد (بیش از ۱۰۰۰ کیلوگرم) و نیز در فواصل بین ۱۰ تا ۳۰ متر از دقت بهتری نسبت به رابطه‌ی ایزدی‌فرد و ماهری برخوردار است ولی در فواصلی غیر از این، میزان خطای این رابطه به مرتب نسبت به خطای رابطه‌ی ایزدی‌فرد و ماهری بیشتر خواهد بود. همین موضوعات، یعنی خطای کمتر در غالب فواصل و وزن‌های معمول مواد منفجره، همچنین محدود بودن میزان خطای رابطه‌ی ایزدی‌فرد و ماهری به کمتر از ۵ درصد، باعث ایجاد اطمینان بیشتری به این رابطه نسبت به رابطه‌ی لم می‌شود.

در مجموعه شکل‌های شماره‌ی (۵)، نتایج حاصل از مقایسه‌ی بیشینه فشار واقع P_{so} برای حجم‌های 40 kg , 560 kg , 1100 kg و 2000 kg مواد منفجره TNT بین نتایج حاصل از فرمول‌های تجربی پیشنهادی براد و میلز با نتایج حاصل از نرم‌افزار A.T.-Blast مشاهده می‌شود.

چنانچه از این شکل‌ها پیداست، رابطه‌ی مربوط به براد در غالب فاصله‌ها و با غالب میزان خرج‌های انفجاری، خطایی کمتر از ۵ درصد ایجاد می‌کند. همچنین کاملاً مشاهده می‌گردد که در فواصل بیش از حدود ۸ متر، درصد خطای این رابطه بسیار کم (کمتر از $0/5$ درصد) خواهد بود و در فواصل بیشتر به صفر نزدیک می‌گردد. ولی درباره‌ی رابطه‌ی مربوط به میلز باید گفت که این رابطه در فواصل کمتر از حدود ۸ متر دارای درصد خطایی حتی تا حدود ۱۹ درصد می‌باشد که این میزان خطای نسبتاً زیاد است و لذا در این محدوده، این رابطه دارای دقت مناسبی نمی‌باشد. ولی همین رابطه در غالب وزن‌های مواد منفجره، در فواصل بیش از ۱۰ متر از دقت به مرتب بهتری نسبت به رابطه‌ی براد برخوردار است (خطایی کمتر از $0/3$ درصد). در مجموع و با دقت به همه‌ی این شرایط، یعنی خطای کمتر در مورد هر میزان فاصله (با تأکید بر فاصله‌ی بیش از ۱۰ متر) و هر حجم مواد منفجره، استفاده از رابطه‌ی میلز نسبت به رابطه‌ی براد از دقت بهتری برخوردار است ولی در فواصل کمتر از ۸ متر استفاده از رابطه‌ی براد نتایج دقیق‌تری به همراه خواهد

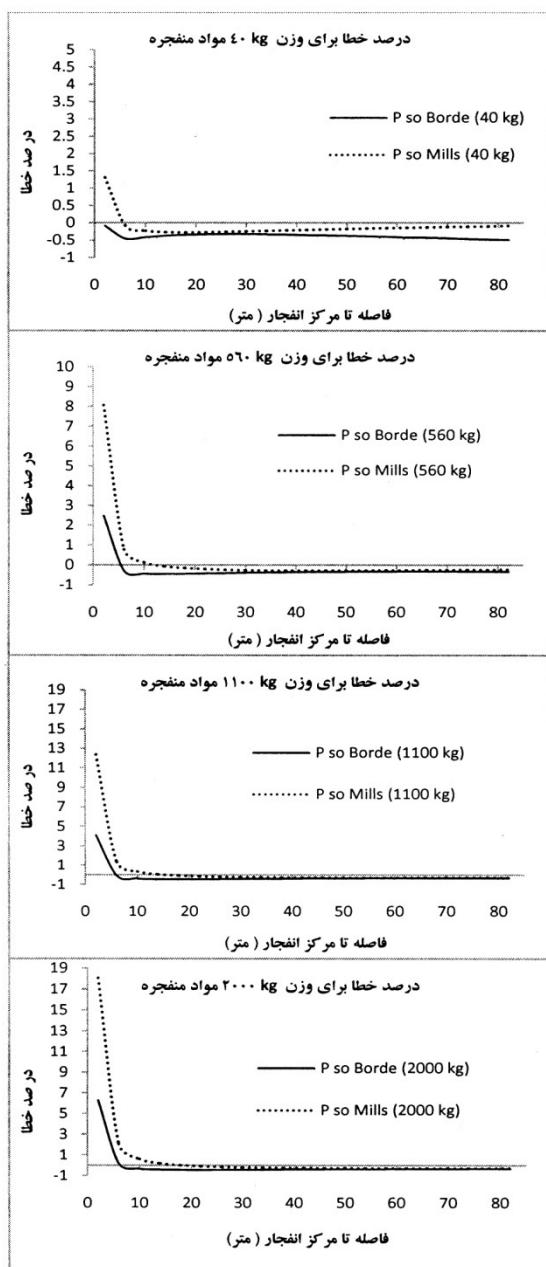
نتایج حاصل از روش‌های محاسبه‌ی بار انفجار و مقایسه‌ی آنها

با توجه به این‌که نتایج نرم‌افزار A.T.-Blast در حقیقت حاصل از داده‌های میدانی و آزمایشگاهی می‌باشد و مورد تأیید مراجع معتبر علمی و نظامی است، در بسیاری از مقالات به عنوان معیاری برای کنترل و بررسی نتایج محاسبات مربوط به میزان بار انفجاری مورد استفاده قرار گرفته است [15]. به همین دلیل در این بررسی نیز از نتایج حاصل از این نرم‌افزار برای کنترل دقت روابط تجربی استفاده شده است. در ابتدا بارهای انفجاری حاصل از مواد منفجره با وزن‌های مابین ۱۰ تا ۲۰۰۰ کیلوگرم TNT ($10, 20, 30, \dots, 2000$ کیلوگرم) و فواصل مختلفی بین ۲ تا ۸۵ متر ($2, 3, 4, \dots, 85$ متر)، توسط نرم‌افزار A.T.-Blast فرمول‌های تجربی نیز محاسبه گردیده‌اند و این نتایج با هم مقایسه شده‌اند.

در مجموعه شکل‌های شماره‌ی (۴)، نتایج حاصل از محاسبه‌ی زمان تداوم بارگذاری، برای وزن‌های 40 kg , 560 kg , 1100 kg و 2000 kg مواد منفجره TNT، که از فرمول‌های تجربی پیشنهادی توسط ایزدی‌فرد و ماهری (I & M) (Lam) محاسبه شده‌اند، با نتایج حاصل از نرم‌افزار A.T.-Blast مقایسه و میزان خطای نمایش داده شده است.

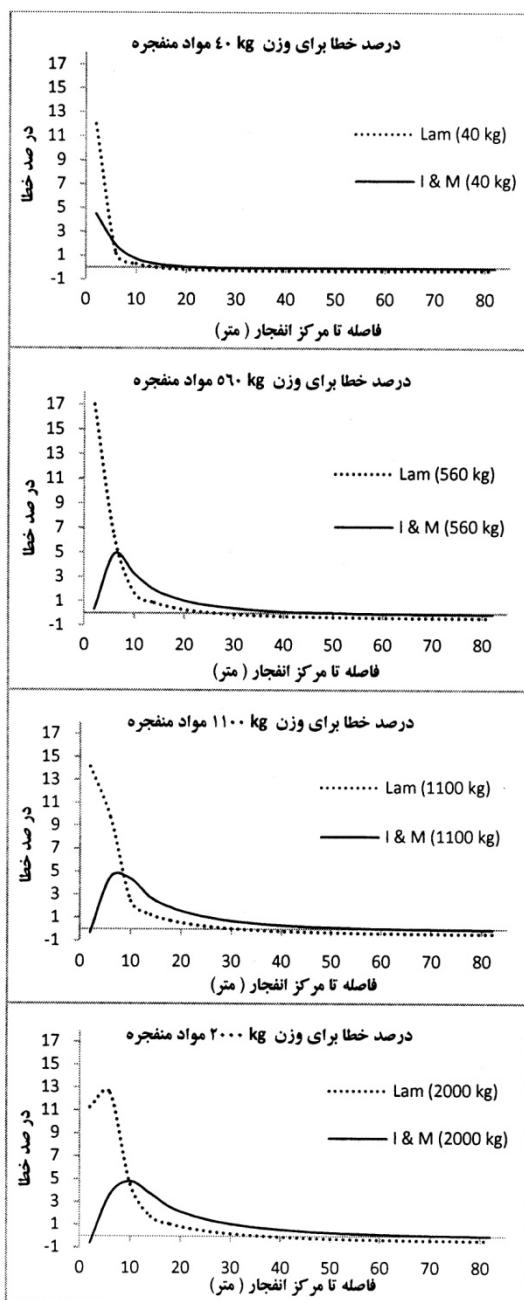
چنانچه از این شکل‌ها پیداست، رابطه‌ی مربوط به ایزدی‌فرد و ماهری در هیچ فاصله و با هیچ میزان خرج انفجاری، خطایی بیش از ۵ درصد ایجاد نمی‌کند. همچنین کاملاً مشاهده می‌گردد که در فواصل بیش از حدود ۳۰ متر و برای وزن‌های مواد منفجره کمتر از ۱۰۰۰ کیلوگرم TNT، درصد خطای این رابطه بسیار کم خواهد بود تا جایی که در فواصل بیشتر به صفر نزدیک می‌گردد. ولی درباره‌ی رابطه‌ی مربوط به لم باید گفت که این رابطه در فواصلی کمتر از حدود ۱۰ متر دارای دقت مناسبی نمی‌باشد و درصد خطای آن تا حدود ۱۵ درصد هم می‌رسد که این میزان خطای نسبتاً زیاد است. ولی این رابطه در حجم‌های مواد منفجره‌ی

منفجره TNT بین نتایج حاصل از فرمول های تجربی A.T.-Blast پیشنهادی براد و میلز با نتایج حاصل از نرم افزار Blast مشاهده می شود.



شکل ۵ درصد خطای موجود در مقایسه‌ی روش‌های براد و میلز با A.T.-Blast برای محاسبه‌ی بیشینه فشار انعکاسی دوره‌ی

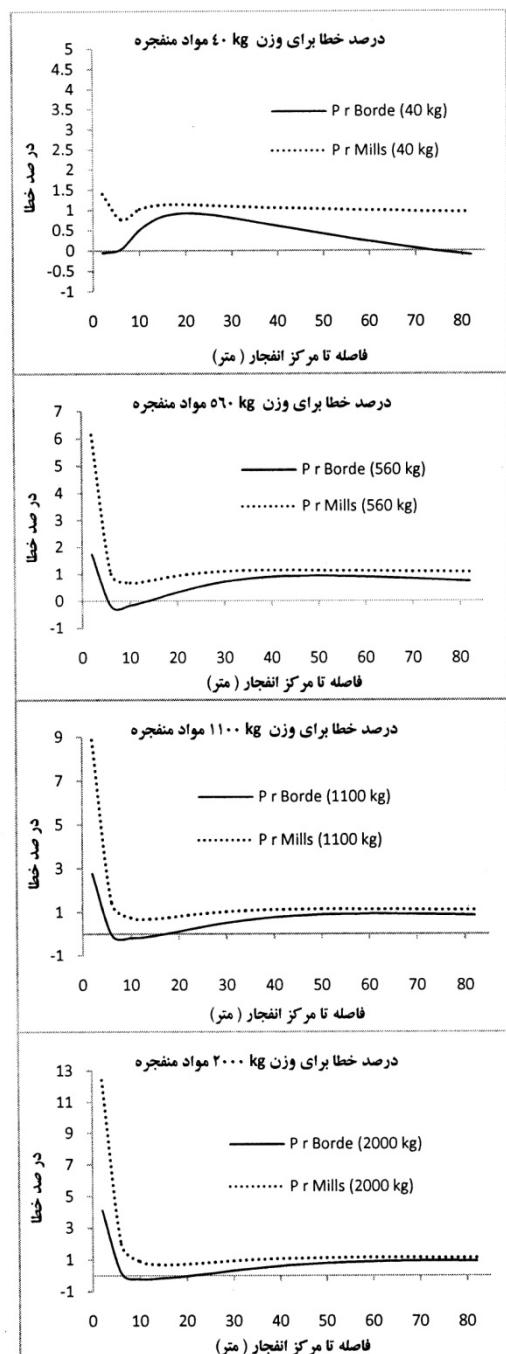
داشت. در مجموعه شکل‌های شماره‌ی (۶)، نتایج حاصل از مقایسه‌ی بیشینه فشار انعکاسی P_r برای حجم‌های ۴۰ kg، ۵۶۰ kg، ۱۱۰۰ kg و ۲۰۰۰ kg مواد



شکل ۶ درصد خطای موجود در مقایسه‌ی روابط آلم (Lam) و ایزدی‌فرد و ماهری (I & M) با A.T.-Blast برای محاسبه‌ی دوره‌ی بارگذاری t_d

باید گفت که این رابطه دارای خطای زیادی در فواصل کمتر از حدود ۸ متر است که این خطای تا حدود ۱۳ درصد می‌باشد. همچنین این رابطه در همه وزن‌های مواد منفجره، در همه فواصل از دقیق بودن برای مراتب کمتری نسبت به رابطه‌ی براد برخوردار است. در مجموع، برخلاف نتایج حاصل از مقایسه‌ی بیشینه فشار P_{so} برای محاسبه‌ی بیشینه فشار انعکاسی P_r ، با توجه به خطای کمتر، استفاده از رابطه‌ی براد نسبت به رابطه‌ی میلز از دقیق بودن برخوردار است.

محاسبه و مقایسه‌ی پاسخ قاب‌ها به بار انفجاری
در بخش قبل روابط موجود برای محاسبه‌ی میزان بار و زمان اعمال آن بر سازه مورد بررسی قرار گرفتند. در این بخش به بررسی نحوه اعمال این بار بر سازه می‌پردازیم. نکته‌ی قابل توجه این است که با وجودی که دیوارهای ساختمان پس از برخورد موج انفجار تخریب می‌شوند، ولی با توجه به دوره‌ی بسیار کوتاه بارگذاری، این بار عملاً قبل از تخریب دیوارها به عناصر باربر سازه منتقل خواهد شد. لذا در این مقاله با وجود این که دیوارها مدل نشده‌اند، ولی بر این اساس محاسبه و اعمال بار انفجاری مؤثر بر ساختمان از نتایج بیشینه بار انعکاسی مربوط به نرمافزار A.T.-Blast استفاده شده‌است. نمودار بارهای وارد بر سازه در این مقاله، در شکل (۷) مشاهده می‌گردد. برای این که بتوان توزیع بار در زمان را به صورت خطی فرض کرد، این نمودار باید به گونه‌ای در نظر گرفته شود که فاکتور ضربه برای این حالت با نمودار اصلی مساوی باشد. چنان‌که در نمودار بارگذاری (شکل شماره ۷) مشاهده می‌شود، زمان رسیدن موج انفجاری به سازه $0/07397$ ثانیه است که در هنگام تحلیل سازه‌ها، این زمان به عنوان مبدأ زمانی، (زمان صفر) فرض گردیده است. در شکل شماره (۸) و جدول شماره (۱)، بیشینه جابه‌جایی مرکز جرم بام در حالت‌های مختلف بارگذاری با هم مقایسه گردیده است. نتایج نشان

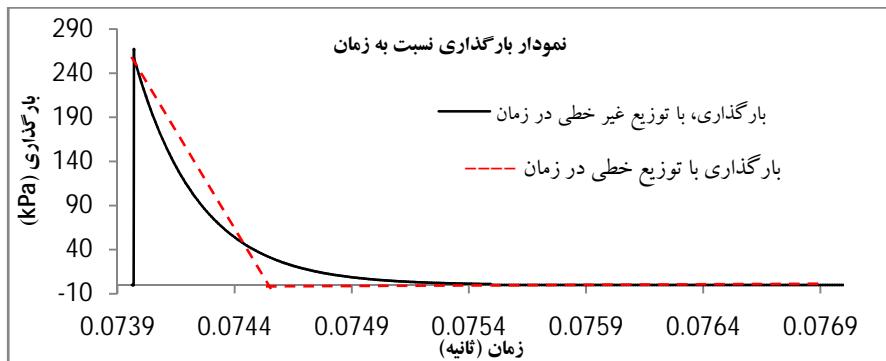


شکل ۶ درصد خطای موجود در مقایسه‌ی روش‌های براد و میلز با A.T.-Blast برای محاسبه‌ی بیشینه فشار انعکاسی P_r

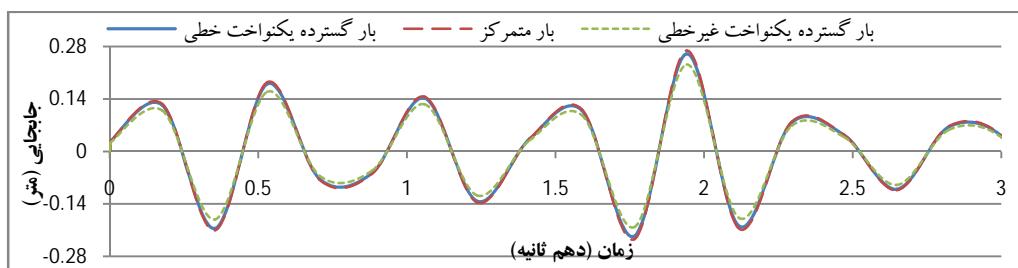
رابطه‌ی مربوط به براد در بیشتر فاصله‌ها و با میزان خروج‌های انفجاری مختلف، کمتر از ۴ درصد خطای ایجاد می‌کند. در فواصل بیش از حدود ۸ متر، درصد خطای این رابطه بسیار کم (کمتر از یک درصد) خواهد بود. درحالی که در باره‌ی رابطه‌ی مربوط به میلز

نتایج ناشی از بارگذاری گستردۀ، مشابهت زیادی با نتایج حاصل از بارگذاری به صورت متتمرکز در تراز طبقات دارد. اما این مطابقت با افزایش تعداد طبقات، کمتر می‌شود.

می‌دهد که می‌توان با تقریب خوبی که کاملاً محافظه‌کارانه است، به جای بارگذاری انفجراری با توزیع غیرخطی نسبت به زمان، از بارگذاری انفجراری با توزیع خطی نسبت به زمان استفاده نمود. همچنین



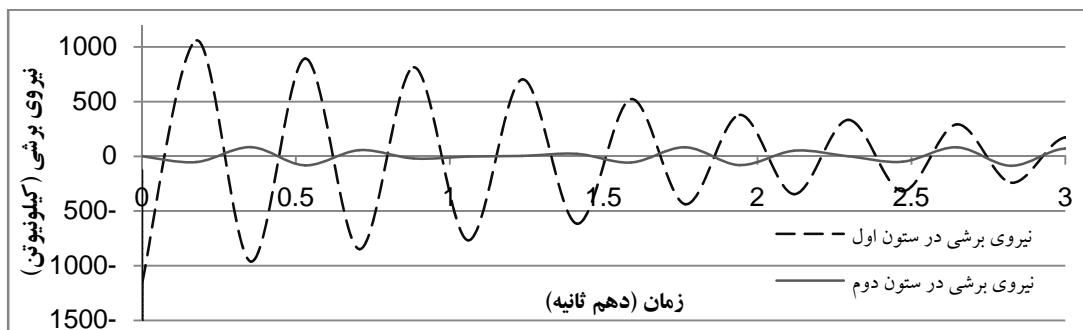
شکل ۷ نمودار بارگذاری‌های مورد استفاده در این مقاله



شکل ۸ مقایسه جابه‌جایی تراز بام در ساختمان ۵ طبقه با توجه به شرایط بارگذاری‌های متفاوت

جدول ۱ بیشینه جابه‌جایی مرکز جرم بام در قاب‌ها، تحت اثر بارهای متفاوت (cm)

بار متمرکز، با توزیع خطی در زمان	بار گستردۀ، با توزیع خطی در زمان	بار گستردۀ، با توزیع غیر خطی در زمان	
۸/۶۹	۸/۶۸	۸/۰۰	قاب ۲ طبقه
۲۶/۴۱	۲۶/۰۰	۲۳/۱۷	قاب ۵ طبقه
۳۲/۹۴	۳۱/۰۰	۳۰/۲۱	قاب ۸ طبقه



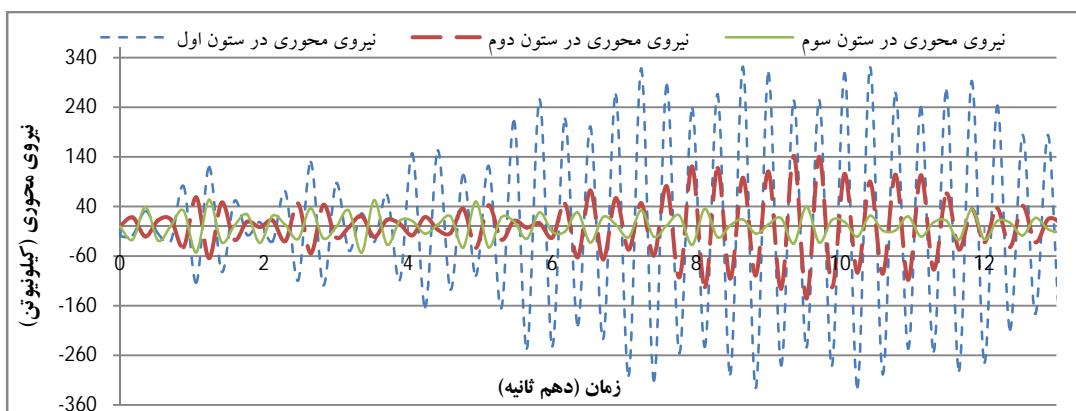
شکل ۹ مقایسه نیروی برشی در ستون‌های ردیف اول و دوم قاب ۵ طبقه

با توجه به این‌که این بیشینه نیروی برشی، در همان زمان‌های اولیه (حدود ۰/۰۰۵ تا ۰/۰۰۵) ثانیه آغازین بارگذاری رخ می‌دهد و هنوز کلیت سازه پاسخی به بارگذاری نداده است، مشاهده می‌شود که این میزان بیشینه در ستون طبقه‌ی اول، با افزایش تعداد طبقات ساختمان افزایش چشم‌گیری نمی‌یابد. هم‌چنین مشاهده می‌شود که بیشینه نیروی برشی در دیگر ستون‌ها باهم برابر است.

در شکل شماره‌ی (۱۱) جابه‌جایی مرکز جرم بام برای قاب ۸ طبقه در دو حالت سدهانه و شش‌دهانه با هم مقایسه شده‌اند. نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشان می‌دهد که قاب‌هایی که تعداد دهانه‌های بیشتری دارند، جابه‌جایی کلی کمتری نسبت به قاب‌های با دهانه‌های کمتر دارند که این مسئله می‌تواند به‌دلیل سختی بیشتر جانبی این قاب‌ها باشد. به عبارت دیگر با افزایش تعداد دهانه‌ها (تعداد ستون‌ها در یک قاب عمود بر جهت انفجار) می‌توان جابه‌جایی‌های ناشی از انفجار را در ساختمان کاهش داد.

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های صورت گرفته، به‌طور قطع می‌توان گفت که بیشترین تنش در ستون‌های اول سازه (نژدیک‌ترین ستون‌ها به محل انفجار) رخ می‌دهد. این تنش‌ها شامل تنش‌های فشاری، کششی و برشی هستند. هم‌چنان که در شکل‌های شماره‌ی (۹) و (۱۰) مشخص است، بحرانی‌ترین و بزرگ‌ترین نیروی وارد بر ستون‌ها، نیروی برشی است. تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی برای بارهای انفجار بسیار مشابه با بارهای زلزله می‌باشد، فقط با توجه به کم بودن زمان تداوم بار لازم است که طول گام‌های زمانی بسیار کوچک انتخاب گردد و در ضمن با توجه به آهنگ سریع کرنش لازم است که مقاومت مواد در ضرب افزاینده ضرب گردد [۲۰].

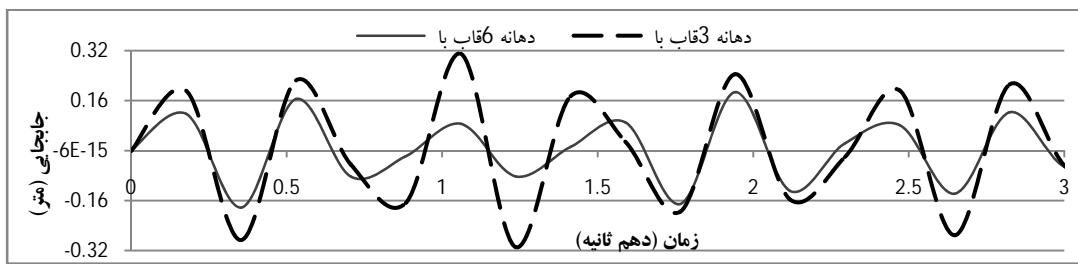
در جدول شماره‌ی (۲) حداکثر نیروی برشی در ستون‌های طبقه‌ی اول قاب‌های مختلف ارائه گردیده است. نکته‌ی مهم این است که میزان حداکثر نیروی برشی ستون اول (نژدیک‌ترین ستون به محل انفجار) با افزایش تعداد دهانه‌ها تغییر چندانی نمی‌یابد.



شکل ۱۰ مقایسه‌ی نیروی محوری در ستون‌های ردیف اول، دوم و سوم از قاب ۲ طبقه، ۳ دهانه

جدول ۲ حداکثر نیروی برشی ستون‌های طبقه‌ی اول، در قاب‌های مقاوت (کیلونیون)

نوع قاب	ستون ردیف اول	ستون ردیف دوم	ستون ردیف سوم	دهانه	دهانه	دهانه	دهانه
ستون ردیف اول	۱۵۲۵	۱۰۴	۱۰۴	۶	۳	۳	۸
ستون ردیف دوم	۱۵۲۶	۶۳	۹۸	۳	۶	۵	۸
ستون ردیف سوم	۱۵۲۷	۱۰۴	۱۰۴	۲	۳	۳	۸



شکل ۱۱ مقایسه جابه‌جایی مرکز جرم با موقت قاب ۸ طبقه، در دو حالت ۳ دهانه و ۶ دهانه

سازه، استفاده از بارهای متمرکز در تراز طبقات با توزیع خطی نسبت به زمان، دارای دقت کافی است و میزان خطای آن نسبت به حالت بارگذاری با توزیع غیرخطی نسبت به زمان، ناچیز می‌باشد.
 ۲- بارهای ناشی از انفجار در ستون‌های نزدیک به محل انفجار، ایجاد نیروی برشی نسبتاً زیادی می‌کند که این نیرو در ستون‌های ردیف‌های بعد بهشت کاهش می‌یابد.

۳- افزایش تعداد دهانه‌های قاب تأثیر چندانی بر نیروهای ایجاد شده در ستون‌های ردیف اول نزدیک به محل انفجار) ندارد، اما باعث کاهش تعییرمکان جانبی کلی قاب می‌گردد. از طرف دیگر با افزایش تعداد طبقات ساختمان، نیروهای ایجاد شده در ستون‌های طبقه‌ی پایین ساختمان افزایش چندانی نمی‌یابد، بنابراین ساختمان‌های کوتاه بهدلیل بالا بودن نیروهای ناشی از انفجار در آن‌ها نسبت به نیروهای طراحی معمولی سازه، در مقایسه با ساختمان‌های بلند دارای آسیب‌پذیری بیشتری در مقابل بارهای ناشی از انفجار خارج از ساختمان می‌باشند. البته در این مورد نیاز به بررسی‌های بیشتر و بر روی تعداد قاب‌های بیشتری می‌باشد تا بتوان به طور قطعی اظهار نظر نمود.

نتیجه‌گیری

برای محاسبه‌ی فشار ناشی از انفجار روابط متعددی توسط محققان ارائه شده‌است. از میان این روابط، می‌توان به روابط ایزدی‌فرد و ماهری و λ_m برای محاسبه‌ی دوره بارگذاری و روابط براد و میلز برای محاسبه‌ی بیشینه فشار اشاره نمود. با توجه به بررسی‌های انجام شده در این مقاله، موارد زیر به دست آمده است:

- ۱- روابط ایزدی‌فرد و ماهری به‌طور کلی نسبت به روابط λ_m دقت بیشتری دارند. خطای این روابط حداقل به ۵ درصد محدود می‌شود.
 - ۲- در فواصل کم از محل انفجار درصد خطای روابط λ_m زیاد است.
 - ۳- در مورد روابط مربوط به بیشینه فشار P_{so} ، در مجموع استفاده از رابطه‌ی میلز دقت بهتری نشان می‌دهند.
 - ۴- در مورد روابط مربوط به بیشینه فشار انعکاسی P_r ، بر خلاف روابط مربوط به بیشینه فشار P_{so} ، استفاده از رابطه‌ی براد، در مجموع دقت بیشتری را نشان می‌دهد.
- پس از مدل‌سازی سازه و بارگذاری انفجاری بر روی آن در نرم‌افزار، نتایج زیر قابل ذکر است:
- ۱- برای مدل کردن بارهای ناشی از انفجار بر روی

مراجع

1. Longinow, A. and Mniszewski, K.R., "Protecting Buildings against Vehicle Bomb Attacks", Practice Periodical on Structural Design and Construction, Vol. 1, 1, pp. 51-54, (1996).
2. U.S. Department of Homeland Security, "Reference Manual to Mitigate Potential Terrorist Attacks Against Buildings", Federal Emergency Management Agency, FEMA 426, (2003).

3. U.S. Department of Homeland Security, "Primer for Design of Commercial Buildings to Mitigate Terrorist Attacks", Federal Emergency Management Agency, FEMA 427, (2003).
4. TM5-855-1, "Fundamentals of Protective Design for Conventional Weapons", U.S. Department of the Army, Washington D.C., (1990).
5. TM 5-1300, "Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions", Joint Departments of the Army, Air Force and Navy, Washington D.C., (1990).
6. Applied Research Associates (ARA), Inc., "A.T.-Blast program", Protective Glazing Council, (2007).
<http://www.protectiveglazing.org>
7. Brode, H.L., "Numerical solutions of spherical blast waves", *Journal of Applied Physics*, Vol.26, Issue: 6, pp. 766-775, (1955).
8. Newmark, N.M. and Hansen, R.J., "Design of Blast Resistant Structures", Shock and Vibration Handbook, Vol. 3, Eds. Harris and Crede, McGraw-Hill, New York, USA, (1961).
9. Mills, C.A., "The Design of Concrete Structure to Resist Explosions and Weapon Effects", *Proceedings of the 1st Int. Conference on concrete for hazard protections*, Edinburgh, UK, pp. 61-73, (1987).
10. Mays, G.C. and Smith, P.D., "Blast Effects on Buildings", Thomas Telford Service Ltd, London, E14 4JD. 121pp., (1995).
11. Lam, N., Mendis, P. and Ngo, T., "Response Spectrum Solutions for Blast Loading", *Electronic Journal of Structural Engineering*, Vol. 4, pp. 28-44, (2004).
12. Izadifard, R.A. and Mahrei, M.R., "Application of DBD Method to Assess the Level of Structural Damage Due to Blast Loads", *Journal of Mechanical Science and Technology*, (2008).
13. Ngo, T., Mendis, P., Gupta, A. and Ramsay, J., "Blast Loading and Blast Effects on Structures – An Overview", *Electronic Journal of Structural Engineering*, (2007).
14. Zhu, F. and Lu, G., "A Review of Blast and Impact of Metallic and Sandwich Structures", *Electronic Journal of Structural Engineering*, (2007).
15. Lee, K., Kim, T. and Kim J., "Local Response of W-Shaped Steel Columns Under Blast Loading", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 31. No.1, pp. 25-38, (2009).
16. Hadianfard, M.A., Farahani, A. and Jahromi A.B., "On the effect of steel columns cross sectional properties on the behaviours when subjected to blast loading", *Journal of Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 44, No. 4, pp. 449-463, (2012).
17. Baker, W.E., "Explosions in Air", University of Texas Press, Austin, TX, (1973).
18. Federal Emergency Management Agency, "Primer for Design Safe School Projects In Case Of Terrorist Attacks", FEMA 428, (2003).
19. ANSYS 11. , "Reference Manual. Element Reference", Element Library.
- 20 .Soroushian, P. and Choi, K.B., "Steel Mechanical Properties at Different Strain Rates", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 4, pp. 663-672, (1987).

**بهینه‌سازی موقعیت‌های فشارسنجی در شبکه توزیع آب به منظور به کارگیری در کالبیراسیون با
اعمال نشت‌های گره‌ای فرضی***

(یادداشت پژوهشی)

علی نصیریان^(۱)

محمود غفور مغربی^(۲)

چکیده مکان‌یابی طرح نمونه‌گیری بدون شک یکی از مهم‌ترین موضوعات در اقتصاد پایش شبکه‌های توزیع آب می‌باشد. هدف از ارائه روش مکان‌یابی طرح نمونه‌گیری در مقاله حاضر، ارائه روشنی کاربردی برای یافتن بهترین نقاط برای فشارسنجی و هم‌چنین مشخص نمودن تعداد بهینه فشارسنج‌ها در شبکه می‌باشد. این روش بر پایه ایجاد نشت فرضی و یافتن این نشت توسط نقاط مختلف فشارسنجی با کمک دو حلقه بهینه‌یابی مجزا بر روشن کلونی مورچه‌ها می‌باشد. این روش در مطالعه موردنی شبکه معروف به انیتون (Anytown) اعمال گردید و به مقایسه نتایج با پژوهش‌های قبلی پرداخته شد که در نهایت جواب‌های قابل قبولی به دست آمد. با کمک این روش قبل از عملیات فشارسنجی و نصب فشارسنج‌ها، می‌توان با انجام چند تحلیل بر روی مدل هیدرولیکی شبکه به راحتی نقاط مناسب و هم‌چنین تعداد بهینه فشارسنج‌ها را به دست آورد.

واژه‌های کلیدی طرح نمونه‌گیری، فشارسنج، بهینه‌یابی، شبکه‌های توزیع آب.

Calibration of a WDN using Optimization Techniques in Localization of Pressure Measurements by Applying Artificial Nodal Leaks

A. Nasirian M.F. Maghrebi

Abstract Undoubtedly, sampling design is an important issue in monitoring of a Water Distribution Network (WDN). The aim of the current paper which focuses on the localization of samplings, is to present a practical method for optimization of the position and number of the pressure measurements. This method works based on the assumption of some leakages in a network and searching for them by nodal pressure readings with the aid of two optimization loops using Ant Colony Optimization technique. The method is applied to the anytown network and the obtained results are compared with the previous works. The results are in good agreement with each other. Prior to field works of the installation of the pressure gages on the network, by analyzing the hydraulic model of the network, one can easily propose the best as well as the least nodes of the pressure measurements.

Key Words Sampling design; Pressure measurement; Optimization; WDN.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۰/۲/۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۲/۵/۲۱ می‌باشد.

(۱) دانشجوی دکتری عمران آب، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) نویسنده مسئول: استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

تعداد مشاهدات کم باشد ناچار به تعریف بارگذاری های مختلف می باشد. به عنوان مثال اگر در شبکه ای ۵ پارامتر مجهول زیری تعریف شود و لازم باشد که موقعیت بهینه یک نقطه فشارسنجی تعیین شود، باید حداقل ۵ حالت بارگذاری شبکه مورد مطالعه قرار گیرد.

اخیراً نشت یابی شبکه های توزیع به کمک کالیبراسیون فشارهای گرهی مورد توجه محققان زیادی قرار گرفته است. اغلب این تحقیقات بر پایه روش و و سیج [7] استوار است. در این روش به کمک کالیبراسیون شبکه توزیع به روش بهینه یابی الگوریتم ژنتیک و داده های میدانی، موقعیت نقاط مشکوک به نشت را شناسایی می کنند. از نکات حائز اهمیت در نشت یابی شبکه ها براساس کالیبراسیون فشارهای گرهی این واقعیت است که در زمانی که هدف از اندازه گیری فشار، نشت یابی باشد امکان گروه بندی گستردگی در شبکه تا حدی که تعداد پارامتر ها با تعداد مشاهدات برابر شود، وجود ندارد و استفاده از روش هایی نظیر ماتریس ژاکوبین که نیاز به شرایط ایجاد دستگاه معادلات معین دارند با محدودیت همراه خواهد بود. در این تحقیق روشی کاربردی برای یافتن بهترین موقعیت فشارسنجی و نیز تعداد بهینه فشارسنج ها ارائه شده است. پارامتر تنظیمی در این تحقیق مصارف گرهی می باشد. روش کار بدنی صورت است که نخست تعداد مشاهدات برای برنامه تعیین می شود. سپس یک نشت فرضی در هر یک از گره های شبکه ایجاد می شود و با تغییر موقعیت فشارسنجی، هر بار با استفاده از روش بهینه یابی کلونی مورچه ها سعی در یافتن موقعیت نشت و بهترین موقعیت فشارسنجی برای یافتن این نشت می شود. تعداد دفعات رسیدن به جواب نسبت به کل جابه جایی های فشارسنج ها به عنوان دقت روش با آن تعداد فشارسنج لحاظ می شود. هم چنین موقعیت هایی که بیشترین تکرار را در بین موقعیت های بهینه دارند

مقدمه

مدل های هیدرولیکی شبکه های توزیع به گستردگی توسط طراحان، کارشناسان بهره بردار از شبکه، مشاوران و ... برای آنالیز، طراحی، بهره برداری و بررسی عملکرد و قابلیت اطمینان شبکه مورد استفاده قرار می گیرد. برای اینکه مدل قابل استفاده باشد باید نخست کالیبره شود [1]. این امر با تعیین برخی پارامترهای دارای خطا در شبکه تا ایجاد یک هماهنگی قابل قبول بین مشاهدات فشار در شبکه و نتایج پیش بینی مدل انجام می شود [2]. با توجه به هزینه بودن اندازه گیری ها، برای هر چه مؤثر تر بودن اندازه گیری ها، معمولاً نخست طرح نمونه گیری بهینه (Optimal Sampling Design) برای شبکه انجام می شود. با توجه به نوع کالیبراسیون، این مسئله می تواند شامل کالیبراسیون هیدرولیکی شبکه برای اطلاع از وضعیت مصارف و فشار و سایر پارامترهای هیدرولیکی [3,4,5] و یا اهداف کیفی برای شناسایی هر چه سریع تر و با ریسک کمتر آلودگی [6] باشد.

به طور کلی فرآیند طرح نمونه گیری بهینه در کالیبراسیون شبکه های توزیع برای پاسخگویی به سوالات زیر هدف گذاری می شود: ۱- کدام پارامتر شبکه (فشار، جریان و ...) باید مشاهده شود؟ ۲- کجا مشاهدات انجام شود؟ ۳- چه دوره زمانی و با چه فرکانسی مشاهدات انجام شود؟ ۴- تحت چه شرایطی مشاهدات انجام شود (شرایط مصارف، پمپ و ...)

[4]? اکثر تحقیقات پیشین از تحلیل ماتریس ژاکوبین (Jacobian Matrix) برای این منظور استفاده کرده اند. در این روش ماتریسی به نام ماتریس ژاکوبین تشکیل می شود که درایه های آن، نسبت تغییرات مقادیر اندازه گیری شده به تغییر یکی از پارامترهای مجهول در شبکه است. از ویژگی های این روش لزوم برابر یا بیشتر بودن تعداد معادلات از تعداد مجهولات می باشد و به عبارتی مسئله باید معین یا بیش معین باشد. از همین رو برای بهینه یابی مقدار پارامتر مجهول وقتی

در رابطه فوق، \hat{z} تفاوت بین مقادیر به دست آمده در مدل و مقدار واقعی یا مشاهداتی پارامتر λ ام می باشد که عموماً فشارسنجی در برخی گره ها و یا دبی سنجی در برخی لوله ها می باشد. \hat{y} مقادیر مشاهداتی و (a) مقادیر محاسباتی متناظر فشار با دبی و a بردار N پارامتر مجھول در شبکه می باشد.

N تعداد پارامتر های مجھول که عموماً زیری لوله ها و مصارف گرهی شبکه می باشند که در کالیبراسیون باید تعیین شود. مسئله کالیبراسیون باید با قیود ضمنی که همان معادلات حاکم بر شبکه و قیود صریح که بازه های تغییرات پارامتر های مجھول می باشد، باید تحلیل شود. لازم به ذکر است که این تابع هدف، در برنامه کالیبراسیون فشارهای گرهی برای نشت یابی استفاده می شود و برای بهینه یابی موقعیت فشارسنجی در ادامه تابع هدف مربوط ارائه خواهد شد.

پارامترها و محاسبه عدم تعیین. در بهینه یابی موقعیت فشارسنجی با روش حاضر دو مسئله مهم وجود دارد. ۱- میزان دقت مورد انتظار به ازای تعداد مختلف فشارسنجی ۲- بهترین نقاط فشارسنجی برای یک تعداد مشخص فشارسنج. همان گونه که بیان شد در ابتدا روش های بهینه یابی موقعیت فشارسنجی در شبکه با این فرض انجام می شد که همواره تعداد SN نقطه فشارسنجی بهینه شامل مجموعه $1- SN$ نقطه قبلی بوده و یافتن تنها یک نقطه جدید برای یک مجموعه SN فشارسنج لازم است. بعداً مشخص شد که چنین نیست و ممکن است SN فشارسنج بهینه، موقعیت های متفاوتی نسبت به مجموعه $1- SN$ قبلی خود باشد [13]. در روش حاضر نیز مجموعه SN نقطه بهینه فشارسنجی مستقل از مجموعه $1- SN$ بررسی شده است. برای بررسی بهترین موقعیت فشارسنجی نشتی در گره زام فرض می شود و بهترین نقاط فشارسنجی (مجموعه SN نقطه) برای یافتن این نشت در بین $m-Tek$ حالت جابجایی فشارسنج ها، شناسایی می شود. این عمل با فرض وجود نشت در کلیه موقعیت های محتمل نشت نیز انجام

به عنوان موقعیت بهینه شناسایی می شوند. برای این منظور کد برنامه در نرم افزار متلب ۷. [8] نوشته شده است و تحلیل های هیدرولیکی نیز با استفاده از نرم افزار ایپانت ۲. [9] صورت می گیرد. سپس با اتصال این دو نرم افزار به یکدیگر، تحلیل ها به صورت پیوسته انجام می شود.

مقاله حاضر بر پایه روشی آماری- احتمالاتی استوار است و بر خلاف روش های قبلی که پایه ریاضیاتی- احتمالاتی داشته اند، عملاً هیچ گونه محدودیتی در انتخاب تعداد پارامتر های مجھول شبکه ندارد و این تعداد می تواند از تعداد اندازه گیری ها نیز فرونی باید. هم چنین در این تحقیق از روش کلونی مورچه ها برای بهینه یابی استفاده شده است. بر اساس مراجع [10,11] این روش در کالیبراسیون شبکه و طراحی بهینه آن دارای قابلیت های برتری نسبت به الگوریتم ژنتیک می باشد.

روش شناسی

روابط کالیبراسیون. تحلیل مسئله نمونه گیری بهینه، نوعی مسئله بهینه یابی است و در ارتباط با کالیبراسیون شبکه های توزیع آب قابل تحلیل است. کالیبراسیون شبکه لوله ها شامل تعیین پارامتر های متعدد است و هنگامی که به مدل هیدرولیکی شبکه به عنوان ورودی داده شود، مقادیر به دست آمده از مدل با مقادیر مشاهداتی فشار و دبی از شبکه واقعی برابر می شود [12]. تابع هدف کالیبراسیون شبکه توزیع که در واقع یک مسئله با حداقل مربعات خطأ است، چنین ارائه می شود:

$$\text{Minimize } E = r^T W r \quad (1)$$

که در آن E تابع هدف اسکالر است که باید کمینه شود و W ماتریسی وزنی است که ارزش هر یک از مشاهدات نسبت به یکدیگر را اگر متفاوت باشند وارد مسئله می کند. r بردار N باقی مانده (خطا) می باشد که از رابطه (۲) محاسبه می شود و N تعداد مشاهدات است که می تواند در مکان ها و بارگذاری های مختلف انجام شود.

$$r_i = y_i^* - y_i \quad (a) \quad (2)$$

می دهد و F_k ماتریسی با LN سطر و NN ستون می باشد و در صورتی که گره i در بارگذاری n ام جزء گره های بهینه فشارسنجی باشد، مقدار آن 1 و در غیر این صورت صفر خواهد بود. برای بررسی دقت نشت یابی با یک تعداد فشارسنج ثابت رابطه زیر محاسبه می شود:

$$F_k = \frac{NCR}{NA} \quad (5)$$

که در آن F_k دقت روش را نشان می دهد و بین صفر تا 1 متغیر است، k تعداد فشارسنج انتخابی، NCR تعداد دفعاتی که موقعیت نشت صحیح شناسایی شده است و NA تعداد کل آنالیزهای انجام شده است که از روابط زیر محاسبه می شود:

$$NCR = \sum_{i=1}^{LN} \sum_{j=1}^{Tek_m} CR_{ij} \quad (6)$$

$$CR_{ij} = \begin{cases} 1 & \sum_{l=1}^{NN} |D_l^* - D_l| < e_m \\ 0 & \text{else} \end{cases} \quad (7)$$

که در این روابط CR_{ij} در صورت شناسایی صحیح موقعیت نشت در بارگذاری n ام و جابه جایی فشارسنج j ام، 1 و در غیر این صورت صفر خواهد بود. Tek_m تعداد حالت های تغییر موقعیت فشارسنج ها، LN تعداد دفعات جابه جایی نشت (تعداد بارگذاری ها)، e_m مقدار خطای مجاز است که با توجه به دامنه های انتخابی مصارف برای هر شبکه توسط طراح تعیین می شود. به عنوان مثال اگر مقدار نشت 2 لیتر بر ثانیه و بازه جستجو بین 0 و 5 با فواصل 1 لیتر بر ثانیه باشد، در صورت انتخاب صحیح مقدار مصارف برای کلیه گره ها، پارامتر $\sum_{l=1}^{NN} |D_l^* - D_l|$ برابر صفر خواهد بود. با توجه به اینکه مقادیر نشت فرضی در شبکه های تحلیل شده در این مقاله همواره جزء دامنه جستجو می باشند، e_m برابر 0.0001 فرض شده است. فلوچارت برنامه در شکل (۱) نمایش داده شده است. در این فلوچارت 2 حلقه وجود دارد. در حلقه بزرگتر به ازای تعداد تکرار از قبل مشخص شده ای موقعیت فشارسنج ها تغییر می کند. و حلقه داخلی در هر موقعیت نصب فشارسنج برای LN حالت بارگذاری

می شود و هر مرتبه یک مجموعه جدید SN نقطه بهینه فشارسنجی به دست می آید. تعداد دفعاتی که یک گره به عنوان بهترین نقطه فشارسنجی انتخاب شود، نشان می دهد که برای نشت یابی در حالت کلی، آن گره تا چه حد مناسب است. برای این منظور تابع هدفی که باید کمینه شود مطابق رابطه (۳) می باشد.

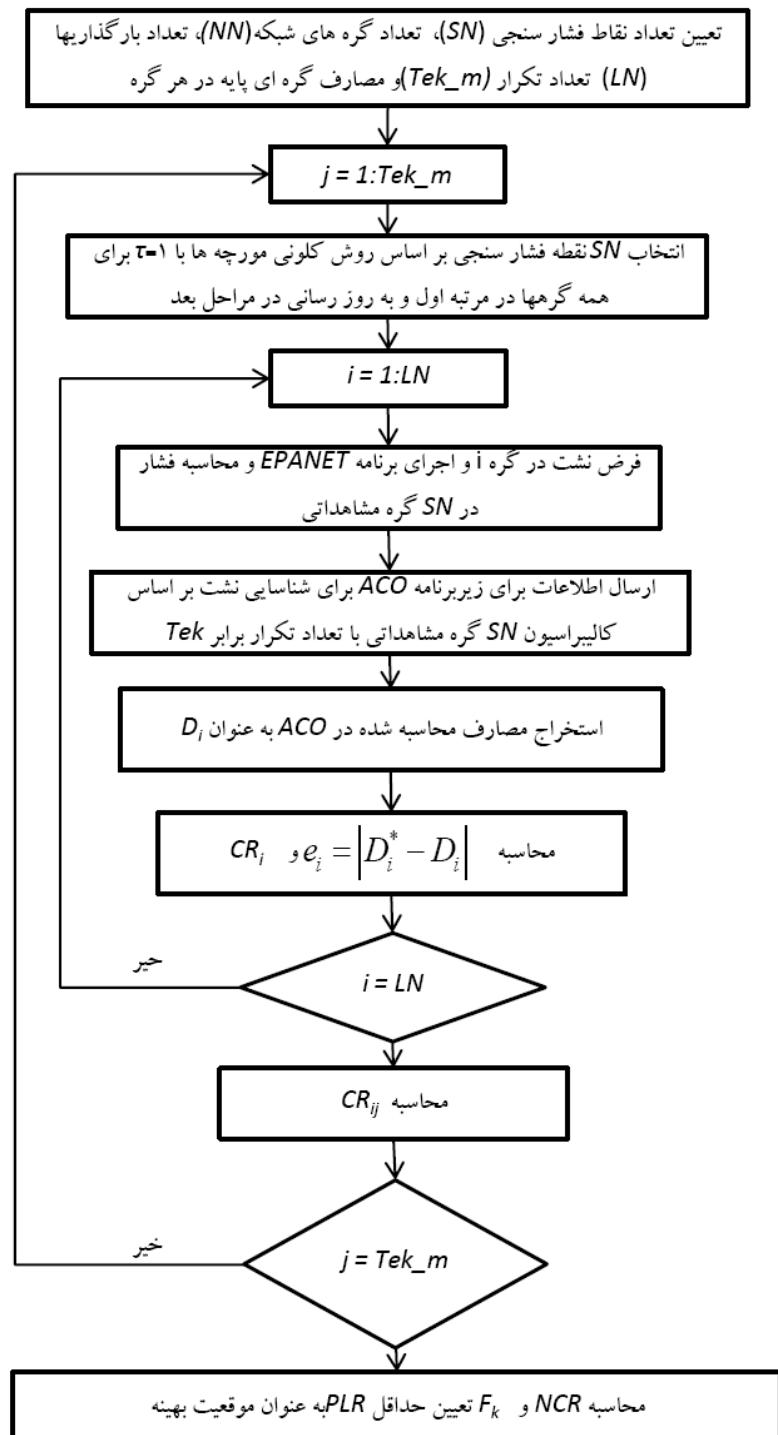
$$\text{Minimize} \left| \sum_{l=1}^{NN} |D_l^* - D_l| + Tek \right| \quad (3)$$

که در آن D_l^* مقدار صحیح مصرف در زمان فرض نشت در گره i ، D_l مقدار مصرف محاسبه شده در زمان فرض نشت در گره i ، NN تعداد گره های شبکه و 1 شمارنده گره ها است. Tek تعداد تکرارها در حلقة دوم برنامه کلونی مورچه ها است و نشان می دهد در صورت عدم رسیدن برنامه به پاسخ با دقت مطلوب، تحلیل ها در چه تکراری متوقف خواهد شد. مقداری که باید کمینه شود، مجموع تعداد تکرارها در برنامه کلونی مورچه ها و تفاضل قدر مطلق خطاهای برای هر یک از $Tek-m$ جابه جایی فشارسنج است. در طی برنامه کلونی مورچه ها اگر طی تکرارها نتیجه به دقت مطلوب بررسد طبق رابطه فوق به دلیل ناچیز شدن خطأ، تعداد تکرارها (Tek) در انتخاب بهترین موقعیت فشارسنجی تعیین کننده می باشد و در صورت عدم رسیدن به جواب با دقت مورد نظر، تحلیل ها در تکرار ثابتی متوقف خواهد شد و عملاً مقدار خطای باقیمانده سرنوشت بهترین پاسخ را مشخص خواهد کرد. پس از مشخص شدن موقعیت بهترین نقاط برای فشارسنجی در LN بارگذاری مختلف، گره هایی که بیشترین تکرار را در بین گره های بهینه فشارسنجی دارا باشند، به عنوان بهترین نقاط فشارسنجی در حالت کلی معرفی خواهند شد. رابطه (۴) محاسبه این پارامتر را نشان می دهد.

$$PLR_i = \sum_{l=1}^{LN} PL_{il} \quad (4)$$

که در آن PLR_i تعداد دفعاتی را که نقطه i ام به عنوان بهترین موقعیت فشارسنجی انتخاب شده نشان

پس از اتمام تکرارهای پیش‌بینی شده، پارامترهای مختلف مقدار و موقعیت نشت را شناسایی کرده و سپس با استفاده از رابطه $(V)_{ij}$ CR_{ij} را محاسبه می‌کند.



شکل ۱ فلوچارت برنامه

نتایج بهینه یابی موقعیت فشارسنجی در این مدل

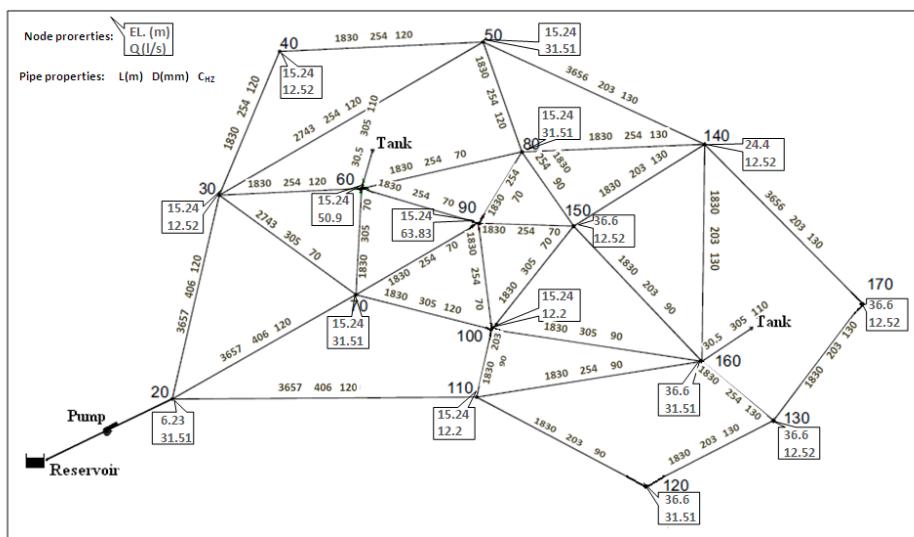
با چهار فشارسنج در تحقیقات مختلف در جدول (۲) درج شده است [۴, ۵, ۱۴]. همچنین تعداد بهینه فشارسنجی بر اساس آنالیز حساسیت و هزینه در تحقیقات کاپلان و همکاران ۷ مورد [۱۴]، بهزادیان و همکاران [۵]، ۶ مورد پیشنهاد شده است. در تحلیل این شبکه پارامتر حداقل تعداد تکرار برای یافتن بهترین نقاط فشارسنجی (Tek_m) برابر با ۲۶، تعداد تکرار (Tek) در ACO برای کالیبراسیون ۵۰۰، پارامتر فرومون در ابتدای هر مرحله برای کلیه نقاط ۱ و راهنمای کاوشی برای گره های پیشنهادی روش والسکی، ۱۰ و برای سایر نقاط ۱ در نظر گرفته شد.

جدول ۱ مشخصات پمپ ها

منحنی QH		گره پایین دست	گره بالا دست	شماره پمپ
$Q(l/s)$	$H(m)$			
۰	۹۱/۴	۲۰	۵۰۰	۳ و ۲، ۱
۲۵۲/۵	۸۲/۳			
۵۰۴/۷	۵۵/۲			

مطالعه موردی

شبکه انتخابی در مقالات با عنوان مدل اینیتون شناخته می شود که توسط والسکی و همکاران در سال ۱۹۸۷ مورد استفاده قرار گرفت و تاکنون در حل مسائل مختلف در زمینه مهندسی آب از آن استفاده شده است و بررسی های زیادی برای بهینه یابی موقعیت فشارسنجی بر روی آن انجام شده است [۳, ۴, ۵]. شبکه اینیتون که در شکل (۲) نمایش داده شده است، دارای ۱۶ گره، ۳۴ لوله، ۳ پمپ موازنی، ۱ مخزن با ارتفاع ۱۶/۴ متر و ۲ تانک با ارتفاع ۷۱/۶ متر می باشد. مشخصات گره های شبکه و لوله ها در شکل (۲) و مشخصات پمپ ها در جدول (۱) درج شده است. برای استفاده از روش حاضر، ابتدا شبکه مورد نظر با استفاده از اطلاعات ارائه شده در جدول (۱) و شکل (۲) در نرم افزار ایانت ۲. مدل و فایل خروجی آن با پسوند inp ذخیره می شود. سپس تعداد گره های شبکه، تعداد فشارسنج مورد نظر و میزان مصارف گرهی برای هر گره به برنامه نوشته شده در متلب معرفی می شود و با برقراری ارتباطی پویا بین دو نرم افزار اطلاعات تحلیل های هیدرولیکی به نرم افزار متلب ارسال می گردد.



شکل ۲ شبکه مورد مطالعه اینیتون [۴]

فشارسنج، این موضوع روشی می‌شود که بیشترین جهش در رسیدن به جواب بین ۵ و ۶ عدد فشارسنج می‌باشد، یعنی تعداد ۶ فشارسنج می‌تواند از نظر اقتصادی به صرفه باشد که نظر بهزادیان و همکاران [5] را مورد تأیید قرار می‌دهد. باید توجه نمود که تعداد فشارسنجی برای رسیدن به یک سطح اعتماد مشخص به پارامترهای متعددی بستگی دارد. در روش ژاکوبین، تعداد واریانس خطای پارامترها تأثیر مستقیم بر روی این دقت دارد و در روش حاضر نیز تعداد و مقدار نشت، دامنه تغییرات و فوائل گسترش‌سازی پارامترها تعیین‌کننده است لذا نمی‌توان تعداد فشارسنجی ثابتی را به عنوان حالت بهینه برای کلیه موارد ذکر نمود و باید متناسب با هدف و روش بهینه‌یابی و دقت مورد انتظار این تعداد تعیین شود.

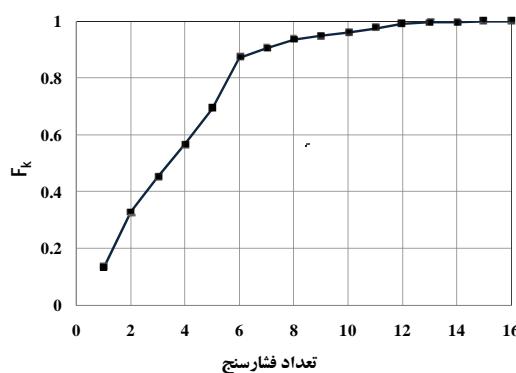
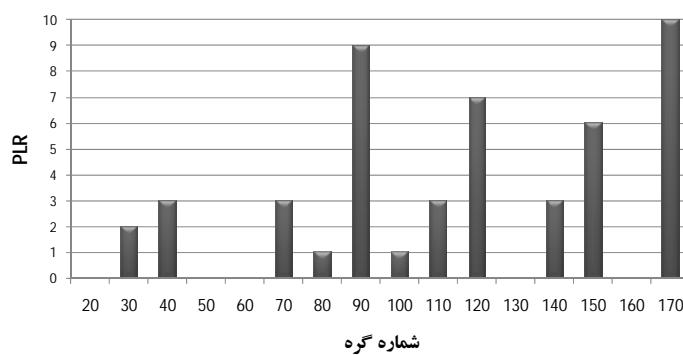
از آنجا که تعداد گره‌ها برابر با ۱۶ و نیز حداقل تعداد تکرار برای یافتن بهترین نقاط فشارسنجی در هر نشت فرضی (Tek_m) برابر با ۲۶ در نظر گرفته شده است، در هر بار تحلیل تعداد کل حالت‌ها برابر با ۴۱۶ حالت می‌باشد. با توجه به شکل (۳)، اگر تها از یک فشارسنج استفاده شود، از بین ۲۵۶ حالت امتحان شده ۳۴ بارگذاری و ۱۶ تغییر موقعیت فشارسنج در (۴) میزان دقت نسبی ۰/۱۳ به دست می‌دهد و با به کار بردن تعداد ۲ فشارسنج، از بین ۴۱۶ حالت امتحان شده ۱۶ بارگذاری و ۲۶ تغییر موقعیت فشارسنج (۱۳۶ بار جواب به دست می‌آید که دقت نسبی ۰/۳۳ می‌گردد. به همین ترتیب با افزایش تعداد نقاط فشارسنجی، تعداد دفعات رسیدن به جواب نیز افزایش پیدا می‌کند. با مقایسه تعداد دفعات رسیدن به جواب و تعداد

جدول ۲ موقعیت‌های فشارسنجی بهینه برای ۴ فشارسنج در تحقیقات مختلف و کار حاضر

ردیف	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲	۱۳	۱۴	۱۵	۱۶
۱				۱	۱	۱							[5]	MOGA-ANN model	۱	
۲				۱		۱		۱					[5]	MCS-based model	۲	
۳					۱	۱	۱						[14]	MOGA-Poreto optimal front CAO1	۳	
۴	۱	۱	۱	۱									[14]	MOGA-Poreto optimal front CAO2	۴	
۵					۱	۱	۱						[14]	MOGA-Poreto optimal front CAO3	۵	
۶						۱	۱	۱					[4]		GA	۶
۷							۱	۱	۱				[4]	MOGA-Poreto optimal front	۷	
۸	۱	۱	۱	۱									کار حاضر		ACO	۸



شکل ۳ تعداد موقعیت‌های صحیح شناسائی نشت (NCR) به صورت تابعی از تعداد فشارسنج

شکل ۴ بررسی دقیق روش به ازای تعداد فشارسنج های مختلف (F_k)شکل ۵ موقعیت بهترین مکان فشارسنجی، PLR

در مقایسه روش حاضر با روش استفاده از ماتریس ژاکوبین این نکته نیز باید مد نظر قرار گیرد که این روش پایه احتمالاتی و آماری دارد و تحلیل شبکه برای یافتن نقاط بهینه در این روش نسبت به روش های قبلی زمانبرتر می باشد ولی با توجه به توسعه کامپیوترها و این که این تحلیل برای هر شبکه فقط یک بار انجام می شود این مسئله مشکل چندانی در استفاده از این روش در شبکه های بزرگ ایجاد نمی کند ضمن اینکه تهیه ماتریس ژاکوبین که در روش های پیشین مورد نیاز است خود عملیاتی زمانبر می باشد.

نتیجه گیری

در این مقاله مسئله طرح نمونه گیری با هدف شناسایی بهترین موقعیت برای نصب فشارسنج و تعداد آن ها در شبکه توزیع آب به منظور نشت یابی مورد بررسی قرار گرفت. روش ارائه شده در این مقاله، روشی کاربردی

بهترین موقعیت فشارسنج ها برای تعداد ۴ نقطه فشارسنجی با این روش و استفاده از رابطه (۴)، براساس جدول (۲) با نتایج سایر تحقیقات انطباق نسبتاً خوبی دارد. همچنین تعداد تکرار انتخاب گره های مختلف برای انتخاب ۴ گره به عنوان بهترین نقاط فشارسنجی در شکل (۵) نشان داده شده است. همان گونه که مشاهده می شود بهترین نقاط فشارسنجی، گره های ۹۰، ۱۲۰، ۱۵۰ و ۱۷۰ می باشند. همچنین با توجه به این نمودار، گره های ۲۰، ۵۰، ۶۰، ۱۳۰ و ۱۶۰ هیچ گاه در بین ۴ فشارسنج بهینه نبوده اند و با مراجعه به جدول (۲) مشاهده می شود که با نتایج سایر تحقیقات انطباق خوبی دارد. همچنین گره ۱۷۰ ده بار، گره ۹۰ نه بار، گره ۱۲۰ هفت بار و گره ۱۵۰ شش بار به عنوان بهترین موقعیت فشارسنجی انتخاب شده اند. گره های ۴۰، ۷۰، ۱۱۰ و ۱۴۰ نیز هر کدام ۳ مرتبه جزو گره های بهینه برای نشت یابی قرار گرفته اند.

این مقاله ۱۶ پارامتر مجهول وجود دارد. استفاده از این روش در این شبکه و مقایسه با نتایج ارائه شده در دیگر مقالات انتباط خوبی از نظر تعداد فشارسنج بهینه و هم‌چنین موقعیت بهینه فشارسنج‌ها نشان داد. بر این اساس روش ارائه شده در این مقاله ضمن ارائه روشی نوین که برای بهینه‌یابی موقعیت‌های فشارسنجی همراه بوده و دقت مناسب در مقایسه با روش‌های پیشین کاملاً منحصر بفرد است، پیشین نتایج خوبی را در شرایط واقعی از خود نشان می‌دهد.

با دقت مناسب است که برخلاف روش‌های قبلی نیاز به تشکیل دستگاه معادلات معین ندارد و به لحاظ کاربردی، محدودیت‌های کمتری دارد. این روش در شبکه‌ای که در مقالات متعدد به منظور انجام کالیبراسیون و طرح نمونه‌گیری مورد استفاده قرار گرفته، مورد ارزیابی قرار گرفت. در تحلیل این شبکه، پارامترهای مجهول مصارف گره‌ای بدون انجام گروه بندی لحاظ گردید که از نظر نوع و تعداد پارامترهای مجهول، مسئله بهینه‌یابی را نسبت به دیگر تحقیقات دشوارتر نموده بود. بررسی مصرف به عنوان پارامتر متغیر نسبت به زبری پیچیده‌تر می‌باشد. هم‌چنین در

مراجع

- Shamir, U., and Howard, C. D. D. "Water Distribution Systems Analysis." *J. Hydraul. Div., Am. Soc. Civ. Eng.*, 94(1), 219–234, (1968).
- Walski, T. M., "Technique for Calibrating Network Models." *Journal of Water Resources Planning and Management.*, 109(4), pp. 360–372, (1983).
- Kapelan, Z. S., Savic, D. A. and Walters, G. A. "Multiobjective Sampling Design for Water Distribution Model Calibration." *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, 129(6), pp. 466-479, (2003).
- Kapelan, Z. S. and Savic, D. A. "Optimal Sampling Design Methodologies for Water Distribution Model Calibration." *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 131(3), pp. 190-200, (2005).
- Behzadian, K., Kapelan, Z., Savic, D. and Ardestir, A. "Stochastic Sampling Design Using a Multi-objective Genetic Algorithm and Adaptive Neural Networks." *Environmental Modeling & Software*, Vol. 24, pp. 530–541, (2009).
- Isovitsch, S. L. and VanBriesen, J. M., "Sensor Placement and Optimization Criteria Dependencies in a Water Distribution System." *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, 134:(2), pp. 186-196, (2008).
- Wu, Z. Y. and Sage, P., "Water Loss Detection Via Genetic Algorithm Optimization-Based Model Calibration." ASCE 8th Annual International Symposium on Water Distribution System Analysis, Cincinnati, Ohio, (2006).
- Karris, S. T., "Numerical Analysis Using MATLAB and Excel." Third Edition, Orchard Publications, (2007).
- Rossman L. A., "EPANET.2 Users Manual." Water Supply and Water Resources Division National Risk Management Research Laboratory Cincinnati, OH 45268, (2000).
- Ostfeld. A., and Tubaltzev, A., "Ant Colony Optimization for Least-Cost Design and Operation of Pumping

- Water Distribution Systems.” *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 134, No. 2, pp. 107-118, (2008).
11. Maier, H. R., Simpson, A. R., Zecchin, A. C., Foong, W. K., Phang, K. Y., Seah, H. Y. and Tan, C. L., “Ant Colony Optimization for Design of Water Distribution Systems.” *Journal of Water Resources Planning and Management*, Vol. 129, No. 3, pp.200-209, (2003).
12. Cheung, P. B., Abe, N. and Propato, M., “Night Flow Analysis and Modeling for Leakage Estimation in a Water Distribution System.” *Integrating Water Systems –Maksimović*, Taylor & Francis Group, pp. 509-513, (2010).
13. Kang, D. S., and Lansey, K. “Real-time State Estimation and Confidence Limit Analysis for Water Distribution Systems.” *J. Hydraul. Eng.*, 135(10), 825–837, (2009).
14. Kapelan, Z., Savic, D.A., Walters and G.A., “Multiobjective Design of Water Distribution Systems under Uncertainty”, *Water Resources Research* 41 (11), W11407, doi:10.1029/2004WR003787, (2005).

CONTENTS

Experimental and Analytical Investigation of Behavior of RC Beams Strengthened by Prestressed CFRP Straps using NSM Method	A. Hajihashemi - D. Mostofinejad M. Azhari	1
Study on Influence Increase Effective Length on the Hydraulic Characteristic and Discharge Coefficient in Side Weirs	H. Zahedi khameneh - S. R Khodashenas M. R. Akbarzadeh - K. Esmaili	25
Experimental Study on Parameters Affecting on Pile Tension Capacity in Sand	I. Shooshpasha - M. Sharafkhah	39
Design and Development of an Apparatus for Internal Erosion and Suffusion Testing in Soils	P. Tabatabaie Shourijeh - A. Soroush	49
Investigation on Nonlinear Dynamic Behavior of Thin Steel Plate Shear Walls with Rigid Beam to Column Connections under Far and Near Fault Earthquakes	M. Gholhaki - H. Asghari Takdam	63
Influential Factors in Pinch Effect and Energy Dissipation of the Kaiser Bolted Bracket Moment Connection	F.Shahidi - F.Nateghi Allahi M.S.Razzaghi - F.Shahidi	85
An Investigation on Tunnel-Structure Interaction on Settlement of Surface Buildings with Numerical Method	V. Besharat - M. Davoodi - M.K. Jafari	101
Blast Loading and Evaluation of Nonlinear Response of Structural Buildings	A. Farahani - M. A. Hadianfard	121
Calibration of a WDN using Optimization Techniques in Localization of Pressure Measurements by Applying Artificial Nodal Leaks	A. Nasirian - M.F. Maghrebi	133



JOURNAL OF
CIVIL ENGINEERING
FERDOWSI UNIVERSITY OF MASHHAD

Ferdowsi University of Mashhad

ISSN 2008-7454

General Director: F.Irani

Editor-Chief : M. Reza Esfahani

Published: Ferdowsi University of Mashhad

Editorial Board:

M. Azhari	Professor	Isfahan University of Technology
M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. R. Jafarzade	professor	Ferdowsi University of Mashhad
A. A. kheiradin	professor	Semnan University
A. Soroush	Associate professor	AmirKabir University of Technology
F. Shahabian Moghadam	professor	Ferdowsi University of Mashhad
R. Atarnejad	Associate professor	University of Tehran
M. Ghafoori	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Faghfour Maghrebi	professor	Ferdowsi University of Mashhad
Gh. R. Ghodrati Amiri	Professor	Iran University of Science & Technology
D. Mostofinejad	Professor	Isfahan University of Technology

Text Editor : A. Dehghn

Administrative Director: T. Hooshmand

Typist: F. Ali Akbari - A. Noie

Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad,

P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN

Tel: +98 513 8763307 ; Fax: +98 511 8806024 ; Email: ejour@um.ac.ir

Web site : <http://jm.um.ac.ir>



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

(Journal of School of Engineering)

Experimental and Analytical Investigation of Behavior of RC Beams Strengthened by Prestressed CFRP Straps using NSM Method	1
A. Hajihashemi - D. Mostofinejad M. Azhari	
Study on Influence Increase Effective Length on the Hydraulic Characteristic and Discharge Coefficient in Side Weirs	25
H. Zahedi khameneh - S. R Khodashenas M. R. Akbarzadeh - K. Esmaili	
Experimental Study on Parameters Affecting on Pile Tension Capacity in Sand	39
I. Shooshpasha -M. Sharafkhah	
Design and Development of an Apparatus for Internal Erosion and Suffusion Testing in Soils	49
P. Tabatabae Shourijeh - A. Soroush	
Investigation on Nonlinear Dynamic Behavior of Thin Steel Plate Shear Walls with Rigid Beam to Column Connections under Far and Near Fault Earthquakes	63
M. Gholhaki - H. Asghari Takdam	
Influential Factors in Pinch Effect and Energy Dissipation of the Kaiser Bolted Bracket Moment Connection	85
F.Shahidi - F.Nateghi Allahi - M.S.Razzaghi - F.Shahidi	
An Investigation on Tunnel-Structure Interaction on Settlement of Surface Buildings with Numerical Method	101
V. Besharat - M. Davoodi - M.K. Jafari	
Blast Loading and Evaluation of Nonlinear Response of Structural Buildings	121
A. Farahani - M. A. Hadianfard	
Calibration of a WDN using Optimization Techniques in Localization of Pressure Measurements by Applying Artificial Nodal Leaks	133
A. Nasirian - M.F. Maghrebi	