

ISSN 2008-7454



نشریه مهندسی عمران فردوسی

(نشریه دانشکده مهندسی)

فصلنامه (علمی - پژوهشی)

شماره پیاپی ۱۵

سال ۲۸، شماره ۱
پاییز ، ۱۳۹۵

- ۱ بروزی رفتار خوشی خاک رس در شرایط آزمایشگاهی
علیرضا نگهدار - شیما یادگاری - سیاب هوشمندی
- ۱۳ بروزی آسب-پذیری لوزه-ای قاب-های خمی فولادی
طراحی شده بر مبنای مبحث دهم با استفاده از
منحنی-های شکنندگی
حسین تاجیر ریاحی - سید مصطفی امی زاده
- ۲۹ بروزی پارامتری بار شکست گنبدهای آجری ایرانی تقویت-شده
با ورق-های FRP تحت بارهای متumer کریکنو
مهرداد حجازی - مهرداد قمری - حمید بهشتی
- ۴۹ بروزی اثرات لایه-میانی در محصورشدن گنبدهای ستون-های بتن آرمه
تقویت شده با ورقه-های CFRP
حمید کربیمی-زاده - محمد رضا افتخار
- ۶۵ بروزی تغییر مکان افقی شمعهای بلند تحت اثر بار جانی در
خاک ماسه-ای
جواد کشاورز - مجفر بلوری بزار
- ۸۱ مدل سازی عددی دیوار خاک مسلح به روش محیط دوفازی و
مدل رفتاری هذلولی
سیاوش هنری - سید احسان سیدی حسینی نیا



نشریه مهندسی عمران فردوسی

ISSN : 2008-7454

علمی-پژوهشی

سردییر : محمدرضا اصفهانی

مدیر مسؤول: 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 جعفر بلوری بزار

استاد، دانشگاه فردوسی مشهد، گروه مهندسی عمران

دکتر سید محمود حسینی

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

استاد، 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 فغفور 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

مسؤول دفتر نشریه : تکتم هوشمند

ویراستار ادبی : الهام دهقان

ویرایش و صفحه آرایی : سید عاطفه نوعی باغبان-تکتم هوشمند

این نشریه در کتابخانه منطقه‌ای علوم و تکنولوژی شیراز (ISC) نمایه می‌شود. <http://www.srlst.com>

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

سخن سردبیر

نشریه علمی-پژوهشی دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد از سال ۱۳۶۸ توانسته است دستاوردهای علمی-پژوهشی پژوهشگران کشور را به نحو شایسته‌ای در اختیار علاقه مندان به امر پژوهش قرار دهد. در سال ۱۳۸۸ بر اساس مصوبه شماره ۸۵۹/۱۱/۳ وزارت علوم تحقیقات و فناوری در مورد تخصصی شدن نشریات علمی-پژوهشی کشور، نشریه دانشکده مهندسی مجاز انتشار پنج نشریه را در رشته‌های عمران، مکانیک، متالورژی-مواد و شیمی و برق دریافت نمود. نشریه عمران که تا اکنون بصورت دو فصل نامه به چاپ رسیده است، با توجه به تعداد زیاد مقاله‌های دریافتی و پس از دریافت مجوزهای لازم، از این شماره بصورت فصل نامه منتشر خواهد شد. به منظور تسهیل در دریافت مقاله‌ها و انجام داوری، نویسنده‌گان محترم مقاله‌های خود را از طریق وب سایت نشریه به شرح زیر ارسال کنند.

وب سایت: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

با تشکر: محمد رضا اصفهانی

سردبیر نشریه عمران دانشگاه فردوسی

فهرست مطالب

- | | | |
|----|---|---|
| ۱ | علیرضا نگهدار - شیما یادگاری - سیاب هوشمندی | بررسی رفتار خزشی خاک رس در شرایط آزمایشگاهی |
| ۱۳ | حسین تاجمیر ریاحی - سید مصطفی امی زاده | بررسی آسیب پذیری لرزه‌ای قاب‌های خمی فولادی
طراحی شده بر مبنای مبحث دهم با استفاده از
منحنی‌های شکنندگی |
| ۲۹ | مهرداد حجازی - مهرداد قمری - حمید بهشتی | بررسی پارامتری بار شکست گنبدهای آجری ایرانی تقویت شده
با ورق‌های FRP تحت بارهای متغیر کز یکنوا |
| ۴۹ | حمید کربیمی‌زاده - محمدرضا افتخار | بررسی اثرات لایه میانی در محصور شدن ستون‌های بتن آرمه
تقویت شده با ورقه‌های CFRP |
| ۶۵ | جواد کشاورز - جعفر بلوری بزار | بررسی تغییر مکان افقی شمع‌های بلند تحت اثر بار جانبی در
خاک ماسه‌ای |
| ۸۱ | سیاوش هنری - سید احسان سیدی حسینی نیا | مدل سازی عددی دیوار خاک مسلح به روش محیط دوفازی و
مدل رفتاری هذلولی |

★ بررسی رفتار خزشی خاک رس در شرایط آزمایشگاهی *

علیرضا نگهدار^(۱) شیما یادگاری^(۲) سیاب هوشمندی^(۳)

چکیده مکانیسم‌ها و فاکتورهای تأثیرگذار بر رفتار خزشی خاک‌های رسی به دلیل ساختار پیچیده این نوع خاک‌ها هنوز به درستی شناخته نشده است. در این مقاله به منظور بررسی پارامترهای تأثیرگذار بر رفتار خزشی خاک‌های رسی از جمله سطوح تنفس، فشار بیش تحکیمی و تأثیر آب‌حفره‌ای، آزمایش‌های تحکیم (ادئومتر) در حالت‌های تک مرحله‌ای، چند مرحله‌ای و بارگذاری-باربرداری انجام شده و مکانیسم خزشی با در نظر گرفتن لغزش و تغییر شکل ذرات شرح داده شده است. چون انجام برخی آزمایش‌های خزشی ممکن است ماه‌ها طول بکشد، بنابراین پیش‌بینی روشی جدید برای سرعت بخشیدن به آزمایش کمتر از آزمایش تک مرحله‌ای می‌باشد و این فرآیند باعث تسريع در خزش می‌شود.

واژه‌های کلیدی خزش؛ تحکیم ادئومتر؛ آزمایش تک مرحله‌ای؛ آزمایش چند مرحله‌ای؛ آزمایش بارگذاری - باربرداری .

Investigation of Creep Behavior of the Clay Soil in the Laboratory Condition

A. Negahdar Sh. Yadegari S. Houshmandi

Abstract Mechanism and factors influencing on creep behavior of clay soil have not been understood yet due to its complex structure. In this paper, to investigate the affecting parameters on the creep behavior of the clay soils such as stress level, over consolidated pressure and water pressure, oedometr test are performed in states of single stage, stepwise and overloaded-unloaded and the creep mechanism are explained with considering the effect of sliding of clay particles at their contacts and deformation of particles. Since the conducting of some creep tests may last for months, therefore the prediction of a new method to accelerate the creep tests is necessary. The results show that in overloaded-unloaded test, the time required to reach the specified porosity is lower than the single stage, and this process accelerates the creep.

Keywords Creep, Consolidation Oedometer Test, Multi-Stage Creep Test, Loading and Unloading Test.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۲/۱۷ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۱۰/۱۳ می‌باشد

(۱) نویسنده مسئول: استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل. negahdar@uma.ac.ir

(۲) دانش آموخته کارشناسی ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل.

(۳) دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل.

مقدمه

بیش تحکیمی، مدلی را که در آن تحکیم اولیه و تراکم ثانویه به صورت کوپل رفتار می‌کند، ارائه نمود. Lambe [3]، خروج و استهلاک مایع منفذی از منافذ ریز را از جمله دلایل تراکم ثانویه معرفی نمود. [4] و Berry [5] Alonso و Navarro Poskitt که انتقال آب از منافذ کوچک به بزرگ دلیل تراکم ثانویه می‌باشد و در تنש‌های مؤثر ثابت، طی مرحله خزشی، متوسط برخورد ذرات بایستی ثابت باشد.

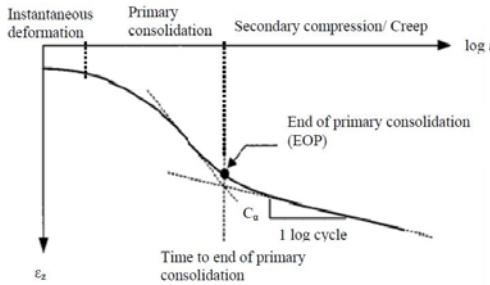
رس شامل ذرات ریز کوچک‌تر از ۲ میکرون می‌باشد که بارهای منفی سطح آن را پوشانده است. به دلیل ماهیت رس، ذرات مستعد فرایندهای فیزیکی و شیمیایی می‌باشد. در حالت خشک، ذرات رس کاتیون‌ها را جذب کرده و زمانی که در معرض آب قرار می‌گیرد بهمنظور رسیدن به حالت تعادل، کاتیون‌ها از هم جدا می‌شوند. همانند شکل (۲)، بارهای منفی سطح رس و بارهای پراکنده شده تشکیل لایه آب مضاعف را می‌دهند [6]. در شرایطی که رس در مجاورت مایع منفذی شامل مولکول‌های قطبی قرار گیرد، منافذ کوچک و بزرگ شکل می‌گیرند. منافذ کوچک ناشی از جذب آب سطحی و منافذ بزرگ براثر آب آزاد تشکیل می‌شوند. مکانیسم درگیر در رفتار خزشی خاک‌های رسی را می‌توان ناشی از لغزش، تماس، تغییر شکل Griffiths and Joshi [7-8] و تراکم منافذ دانست [9]. رنج آزمایش‌های خزشی در سطح میکروسکوپیک بر نمونه‌های رسی کائولونیتی موربد رسی قراردادند و این محدوده را ۱۰۰-۱۰۰۰ نانومتر بیان کردند نتایج آزمایش Mercury-intrusion porosimetry (MIP) انجام شده توسط Wang [10] بر روی نمونه کائولونیت نشان می‌دهد که طی خزش، تغییرات حجمی در منافذ بزرگ ASTM D4284-12 بهمنظور بررسی رفتار خاک در سطح میکروسکوپیک، از جمله اندازه‌گیری اندازه منافذ، حجم، تخلخل، چگالی و سایر ویژگی‌های مربوط به مصالح

رفتار تراکم‌پذیری خاک‌ها به نگرانی مهمی در مهندسی ژئوتکنیک تبدیل شده است. با اجرای ساختمان‌ها، خاک‌ریزها و جاده‌ها بر روی خاک‌های رسی، اغلب نشستهای قابل توجهی رخ می‌دهد. این نشستهای رخصوصاً زمانی می‌توان مهمنمود که فونداسیون سازه متشكل از لایه‌های عمیق رسی باشد. از آنجایی که نشستهای درازمدت فونداسیون سازه‌ها در اثر خزش اتفاق می‌افتد، محاسبه و پیش‌بینی نشستهای درازمدت اهمیت زیادی دارد.

زمانی که خاک تحت بارگذاری ثابتی قرار می‌گیرد، تغییر شکل‌های را باگذشت زمان تجربه می‌کند که با عنوان تراکم ثانویه و یا خزش شناخته می‌شود. تغییر شکل‌های وابسته به زمان، به خصوص زمانی که تغییر شکل‌های درازمدت مطرح می‌شود در مهندسی ژئوتکنیک اهمیت زیادی دارد. از جمله این تغییر شکل‌ها به نشست سازه بر روی زمین‌های تراکم پذیر، حرکات شیب‌های طبیعی و یا گودبرداری شده، فشرده شدن زمین‌های نرم اطراف تونل و... می‌توان اشاره کرد.

تاریخچه بررسی رفتار خزشی خاک‌های رسی به قرن ۱۹ بر می‌گردد. اولین تحقیقات در زمینه ضرب تراکم ثانویه حدود یک دهه بعد از تئوری ترزاقدی در سال ۱۹۲۵ به عمل آمد که بیانگر تراکم خاک‌های رسی در اثر زایل شدن فشار آب حفره‌ای بود، علاوه بر آن مطالعات آزمایشگاهی انجام شده توسط Buisman Taylor به طور واضح، تأثیر زمان بر تراکم‌پذیری رس را بیان می‌کند. [1] Buisman برای خاک‌های رسی، رابطه نشست-لگاریتم زمان را تحت تنش ثابت به صورت خطی بیان نمود. [2] Taylor برای اولین بار مدل وابسته به زمان را بهمنظور تشریح رفتار خزشی خاک‌های رسی، که در آن تحکیم اولیه و تراکم ثانویه به عنوان دو فرآیند مجزا در نظر گرفته می‌شوند ارائه نمود. Bjereum به منظور تشریح رفتار خزشی و تأثیرات ناشی از فشار

e : نسبت تخلخل، e_0 : تخلخل اولیه، σ : تنש،
 σ_0 : تنش اولیه (۱ کیلو پاسکال) می‌باشد.



شکل ۱ ارتباط کرنش-زمان در آزمایش تحکیم یکبعدی

تغییرشکل‌های خاک در پایان تحکیم اولیه را می‌توان با

رابطه (۲) بیان نمود [۲].

$$e = e_{EOP} - C_a \log \frac{t}{t_{100}} \quad (2)$$

در این رابطه: e نسبت تخلخل، e_{EOP} تخلخل در پایان تحکیم اولیه، t_{100} زمان پایان تحکیم اولیه، C_a ضریب تراکم ثانویه می‌باشد.

ضریب تراکم ثانویه (C_a) پارامتر مهمی برای شرح رفتار خزشی و تراکم ثانویه می‌باشد. این ضریب را به روش‌های مختلفی می‌توان تعیین نمود. معادله (۳) کاربرد گسترده‌ای دارد [۱۲].

$$C_a = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (3)$$

در این رابطه Δe تغییرات نسبت تخلخل در طول تحکیم ثانویه، t زمان می‌باشد.

ترکیبات معدنی (مواد معدنی موجود در رس) سطوح تنش، فشار بیش تحکیمی، مایع منفذی، شرایط زمکشی و ساختار خاک به عنوان پارامترهای تأثیرگذار بر رفتار خزشی در نظر گرفته می‌شود [۱۳]. اگرچه تأثیر این پارامترها به طور کامل مشخص نشده است، بنابراین شناسایی و مطالعه تأثیرات آنها بر رفتار خزشی ضروری به نظر می‌رسد. در این مطالعه با استفاده از نتایج آزمایشگاهی تأثیر سطوح تنش، فشار بیش تحکیمی و آب حفره‌ای مورد مطالعه قرار گرفته و مکانیسم خزشی

صورت می‌گیرد.

Mitchell [11] و Soga تراکم ثانویه را ناشی از آرایش مجدد ذرات، تماس و لغزش ذرات و خروج مایع منفذی از منافذ ریز تحت تنش‌های ثابت بیان کردند. مکانیسم‌ها و فاکتورهای تأثیرگذار بر تراکم ثانویه، توسط محققان زیادی مورد مطالعه قرار گرفته و اغلب بر این باورند که تغییرشکل‌ها براثر لغزش و آرایش مجدد ذرات در تنش‌های ثابت اتفاق می‌افتد و مکانیسم‌های خزشی ناشی از تغییر شکل، برخورد، لغزش ذرات بر روی هم و تراکم منفذ می‌باشد.

خاک‌های تحت آن تنش تغییرشکل‌های را به طور پیوسته در طول مدت زمان، تجربه می‌کنند. خرزش در واقع به تغییرشکل‌های برشی و یا حجمی وابسته به زمان تحت نیرو یا تنش ثابت اطلاق می‌شود. معمولاً خرزش در یک نرخ ثابت و یا متغیر با زمان اتفاق می‌افتد. در مطالعات آزمایشگاهی خزشی، نمونه تا آن تنش ثابت مشخصی بارگذاری می‌شود و تغییرشکل‌های آن بررسی می‌گردد. ارتباط کرنش متغیر با زمان در آزمایش تحکیم یکبعدی در شکل (۱) آورده شده است. مرحله اول نشان‌دهنده تغییرشکل‌های الاستیک ذرات می‌باشد. مرحله دوم تحکیم اولیه نام دارد که در آن یک سری تغییرشکل‌ها بر اثر زایل شدن فشار آب حفره‌ای در طول بارگذاری پله‌ای اتفاق می‌افتد، به طوری که سرعت تحکیم اولیه از طریق سرعت خروج آب از درون منفذ خاک کنترل می‌شود. مرحله سوم تحکیم ثانویه یا خرزش نام دارد که در آن تغییرشکل‌های حجمی تحت یک تنش ثابت اتفاق می‌افتد. سرعت تحکیم ثانویه از طریق مقاومت ویسکوز ساختار خاک کنترل می‌شود. مطابق با شکل (۱)، ارتباط کرنش‌های خزشی و لگاریتم زمان ممکن است خطی، انحنا رو به بالا و یا رو به پایین باشد.

منحنی تحکیم اولیه را می‌توان به صورت زیر با رابطه (۱) بیان کرد:

$$e = e_0 - C_c \log \frac{\sigma}{\sigma_0} \quad (1)$$

در این رابطه:

اساس استاندارد ASTM D422-63 نشان می‌دهد.

جدول ۱ مشخصات خاک رس مورد استفاده در آزمایش

چگالی نسبی (GS) g/cm ³	حد روانی (LL)	حد خمیری (PL)	نشانه خمیری (PI)
۲/۴۷	۵۷	۳۳/۶۶	۳۳/۳۴

روند آزمایش

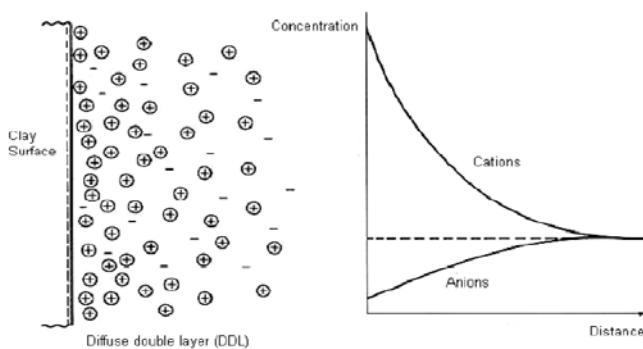
آزمایش‌ها به وسیله دستگاه استاندارد تحکیم یک بعدی و تحت کترل تنش، مطابق با استاندارد ASTM D2435M-11 می‌باشد. در حالت‌های تک مرحله‌ای، چند مرحله‌ای و بارگذاری-باربرداری بر روی نمونه‌های خشک و اشباع شده با آب انجام شده است. آزمایش در یک تحکیم سنج که ادومتر نامیده می‌شود، انجام شده است. دستگاه تحکیم ادومتر متشکل از سنگ متخلخل، محفظه تحکیم، صفحه بارگذاری و قالب به قطر ۶ و ارتفاع ۲ سانتی‌متر می‌باشد. در این آزمایش زهکشی به صورت قائم و یک طرفه در نظر گرفته شده است. در نمونه‌های اشباع به منظور حفظ شرایط اشباع، داخل محفظه در طول انجام آزمایش با آب پر شده است. دستگاه آزمایش تحکیم در شکل (۴) نشان داده شده است.

با در نظر گرفتن لغزش، برخورد و تغییر شکل قائم ذرات، شرح داده شده است.

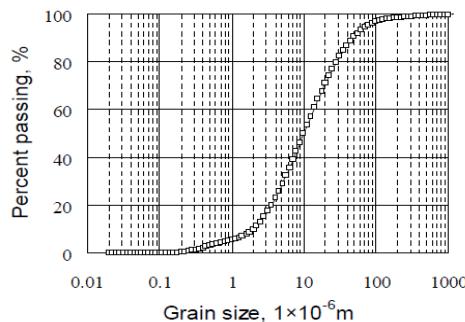
بررسی‌های آزمایشگاهی

مصالح مورد استفاده در آزمایش خاک رس مورد استفاده در این آزمایش رس کائولونیت می‌باشد. کائولونیت از جمله خاک‌های رسی معدنی کریستاله می‌باشد که از ورقه‌های آلومینا و سیلیکا تشکیل شده است و ضخامت هر لایه آن حدود ۰/۷۲ نانومتر می‌باشد. ذرات معدنی کائولونیت، سطوح ویژه بزرگی دارند. سطوح ویژه این ذرات حدود ۱۰-۲۰ متر مربع در هر گرم می‌باشد. سطح این ذرات از آنیون می‌باشد. زمانی که در آب غوطه‌ور می‌شوند، یک لایه نازک از آب روی سطح آن‌ها به وجود می‌آید که لایه آب مضاعف نامیده می‌شود که ساختار این لایه، رفتار خاک رس را تحت تأثیر قرار می‌دهد. شکل (۲) ساختار لایه آب مضاعف را نشان می‌دهد.

به منظور تعیین خصوصیات فیزیکی و مکانیکی نمونه خاک یک سری آزمایش‌های شاخص انجام گرفته شده است. مشخصات خاک رس استفاده شده در جدول (۱) آورده شده است. بر اساس نمودار حدود اتریبرگ، خاک رس در محلوده رس آلتی قرار دارد. شکل (۳) منحنی توزیع دانه‌بندی نمونه کائولونیتی را بر



شکل ۲ لایه آب مضاعف تشکیل شده در سطح رس



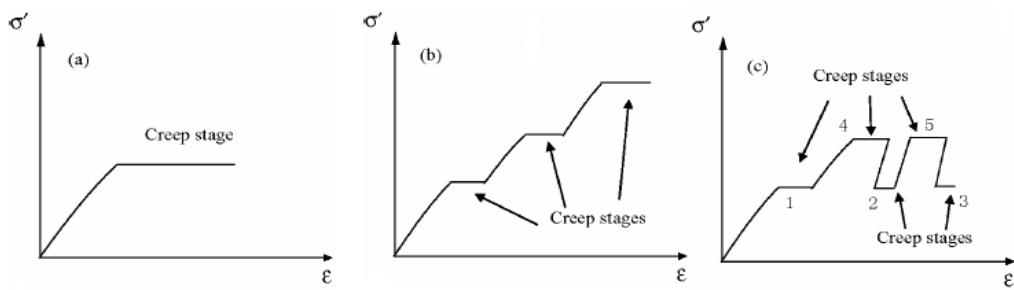
شکل ۳ منحنی دانه‌بندی خاک رس



شکل ۴ دستگاه آزمایش تحکیم یکبعدی

در شکل(۵) نحوه انجام آزمایش‌ها نشان داده شده است. در حالت تک مرحله‌ای نمونه خاک تا تنش مؤثر مشخصی بارگذاری می‌شود و در همان سطح از تنش، رفتار خزشی بررسی می‌شود (single-stage). در حالت چندمرحله‌ای نمونه تحت تنش‌های مؤثر متفاوتی از مقدار کم تا زیاد، قرار (step-wise). در حالت بارگذاری-باربرداری، نمونه خاک تا تنش بیش تحکیمی ($\sigma_{overloaded}$) پیدا کند، سپس نمونه تا تنش خزشی موردنظر بارگذاری شده و اجازه داده می‌شود که تحت این تنش تحکیم پیدا کند، سپس نمونه تا تنش خزشی قرار می‌گیرد باربرداری شده و تحت بررسی قرار می‌گیرد [۱۵].

در آزمایش‌های خزشی فرض بر این است که تغییرشکل‌های خزشی در پایان تحکیم اولیه، زمانی که فشار آب منفذی به‌طور کامل مستهلك شده، شروع می‌شوند. آزمایش‌ها در دو حالت خشک و اشباع انجام شده است. در نمونه خشک، تنش کل برابر با تنش مؤثر می‌باشد، بنابراین نمونه خشک، رفتار خزشی درستی بعد از اعمال تنش‌های کل از خود نشان می‌دهد ولی در خاک‌های اشباع دقیق رفتار خزشی وابسته به نحوه بارگذاری دارد، به طوری که با کترل بار، خاک‌های اشباع بعد از زایل شدن فشار آب حفره‌ای، رفتار خزشی درستی از خود نشان می‌دهند. بنابراین زمان لازم جهت زایل شدن فشار آب منفذی برای خاک‌های اشباع t_{100} در نظر گرفته شده است [14].



شکل ۵-مراحل انجام آزمایش (a) تک مرحله‌ای، (b) بارگذاری-باربرداری

آزمایش خزشی چندمرحله‌ای در حالت خشک و اشباع با اعمال تنש‌های ۵۰، ۲۰۰، ۵۰۰ و ۸۰۰ کیلو پاسکال به فاصله زمانی ۵ روز، انجام شده است.

در آزمایش خزشی بارگذاری - باربرداری ابتدا نمونه‌ها در تنش‌های ۲۲۵ و ۵۲۵ کیلوپاسکال بارگذاری می‌شوند و به مدت ۲۰ دقیقه اجازه داده می‌شود که تحکیم پیدا کنند. بلافاصله بعد از پایان تحکیم اولیه، تا تنش خزشی ۲۰۰ و ۵۰۰ کیلو پاسکال باربرداری شده و به هر نمونه اجازه داده می‌شود که به مدت ۵ روز در همین سطح از تنش تحت خرمش قرار گیرد. سپس نمونه‌ها تا تنش‌های ۲۵۰ و ۵۵۰ کیلو پاسکال بارگذاری شده و پس از ۲۰ دقیقه تحکیم اولیه، تا تنش‌های ۲۰۰ و ۵۰۰ کیلو پاسکال باربرداری شده و به مدت ۵ روز رفتار خزشی آن‌ها بررسی می‌شوند. بارگذاری از تنش ۰ تا ۲۲۵ و ۵۲۵ کیلو پاسکال به صورت پله‌ای به منظور استهلاک کامل فشار آب حفره‌ای اضافی، اعمال می‌شود.

در آغاز هر آزمایش، نسبت تخلخل نمونه‌های کائولوئنیتی با خشک کردن نمونه در گرمخانه با دمای ۱۰۰ سانتی گراد به مدت ۲۴ ساعت و با تعیین درصد رطوبت، بدست می‌آیند. تغییر شکل‌های محوری ناشی از تحکیم اولیه و خرمش با استفاده از گیج با دقت ۰/۰۱ میلی متر ثبت می‌شوند. نتایج آزمایش‌ها بر اساس

مراحل انجام آزمایش. هدف از این مطالعه، بیان تأثیر سطوح تنش و فشار بیش تحکیمی و تأثیر آب حفره‌ای بر رفتار خزشی خاک‌های رسی می‌باشد. آزمایش خزشی تک مرحله‌ای و چند مرحله‌ای بر نمونه‌های کائولوئنیتی خشک شده در هوای اشباع شده با آب به منظور بررسی تأثیر سطوح تنش و آب منفذی و آزمایش بارگذاری - باربرداری به منظور بررسی تأثیر فشار بیش تحکیمی بر رفتار خزشی انجام گرفته است. بارگذاری براساس استاندارد (ASTM D2435M-11) کیلو پاسکال به صورت پله‌ای در محدوده (۰-۸۰) کیلو پاسکال با فاصله زمانی ۲۰ دقیقه به منظور استهلاک کامل فشار آب حفره‌ای اضافی اعمال می‌شود [16]. این مدت زمان اعمال بار، براساس نتایج آزمایش تحکیم یک‌بعدی انجام شده بر روی نمونه‌های کائولوئنیتی اشباع شده با آب، انتخاب شده است. مطابق با منحنی کاساگرانده، نمونه رس کائولوئنیتی با ضخامت ۲۰ میلی متری به منظور کامل شدن تحکیم اولیه تحت شرایط زهکشی قائم، به ۲۰ دقیقه زمان نیاز دارد.

آزمایش‌های خزشی تک مرحله‌ای بر روی نمونه‌های کائولوئنیتی خشک و اشباع در تنش ۲۰۰ و ۵۰۰ کیلو پاسکال انجام شده است. نمونه‌های اشباع به مدت ۲۰ روز و نمونه‌های خشک به مدت ۵ روز تحت تنش قرار گرفته است.

پلهای، مراحل تحکیم اولیه و تراکم ثانویه نشان داده شده است.

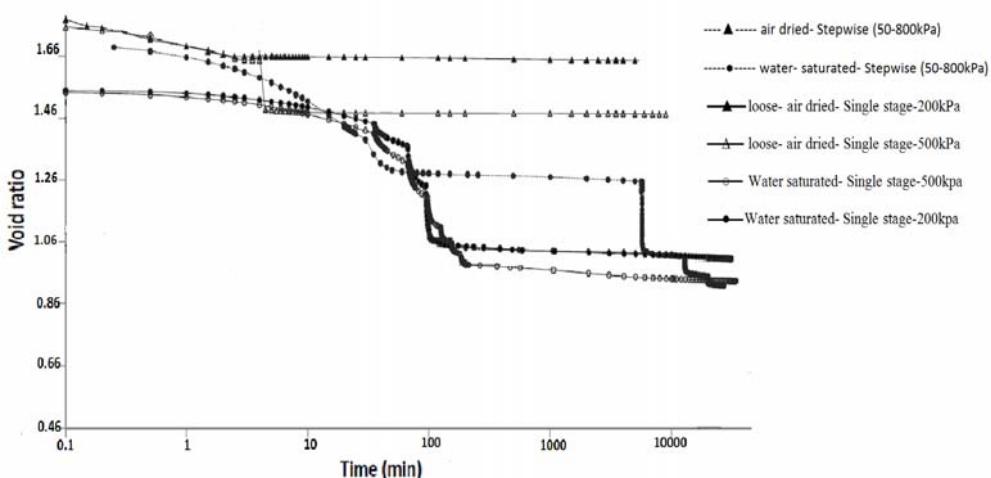
همچنین در آزمایش خزشی بارگذاری - باربرداری ارتباط نسبت تخلخل با زمان بر روی نمونه‌های کانولونیتی اشیاع شده با آب در تنش‌های ۲۰۰ و ۵۰۰ کیلو پاسکال در شکل‌های (۷) و (۸) نشان داده شده است. در آزمایش خزشی تک مرحله‌ای زمان زیادی برای رسیدن به یک تخلخل معین در طول خزش لازم است در حالی که در آزمایش بارگذاری - باربرداری رسیدن به همان نسبت تخلخل زمان کوتاه‌تری لازم دارد. در این آزمایش، با اعمال تنش‌های بیش تحکیمی، لغزش، برخورد ذرات و تراکم منافذ کوچک، با زایل شدن فشار آب حفره‌ای اتفاق می‌افتد. بلا فاصله پس از زایل شدن کامل فشار آب حفره‌ای، با باربرداری و اعمال تنش خزشی σ_{creep} ، آرایش مجدد ذرات در آن‌ها رخ می‌دهد. در حالی که در فرآیند خزش، لغزش و آرایش مجدد ذرات در مدت زمان طولانی اتفاق می‌افتد. بنابراین می‌توان به این نتیجه رسید که این آزمایش در پیش‌بینی سریع تغییرشکل‌های خزشی مؤثر است.

ارتباط شاخص تراکم ثانویه و تخلخل شرح داده شده است.

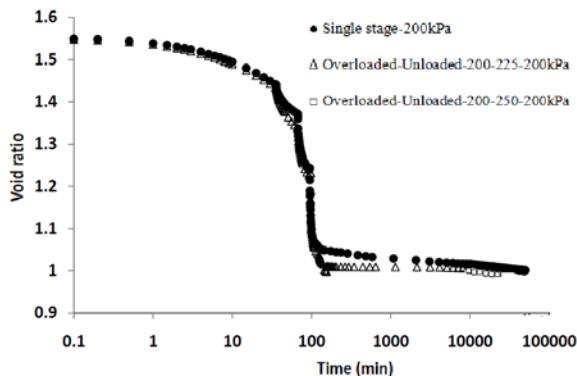
ارائه و تفسیر نتایج

در این تحقیق، رفتار خزشی خاک رسی با استفاده از ضریب تراکم ثانویه (C_a) در آزمایش تحکیم یک‌بعدی مورد بررسی قرار گرفته است. از منحنی کاساگرانده به منظور تعیین زمان موردنیاز به منظور کامل شدن تحکیم اولیه (t_{100})، ضریب تراکم ثانویه (C_a) و تخلخل در پایان تحکیم اولیه (e_{EOP}) استفاده شده است. آزمایش تحکیم در حالت‌های تک مرحله‌ای، چند مرحله‌ای و بارگذاری - باربرداری بر روی نمونه‌های خاک رس انجام شده است. تأثیر سطوح تنش، فشار بیش تحکیمی و آب حفره‌ای بر تغییرشکل‌های خزشی مورد مطالعه قرار گرفته شده است.

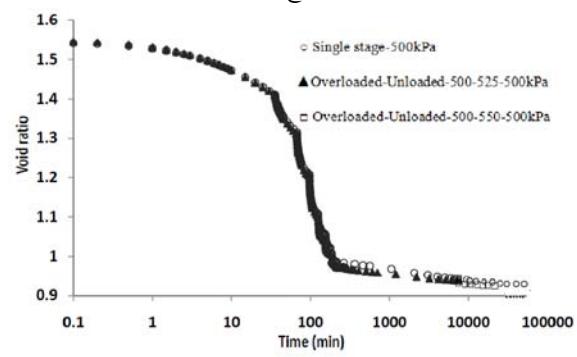
شکل (۶) ارتباط نسبت تخلخل با زمان را در آزمایش‌های تک مرحله‌ای و چند مرحله‌ای بر روی نمونه‌های رسی نشان می‌دهد. در شکل بارگذاری



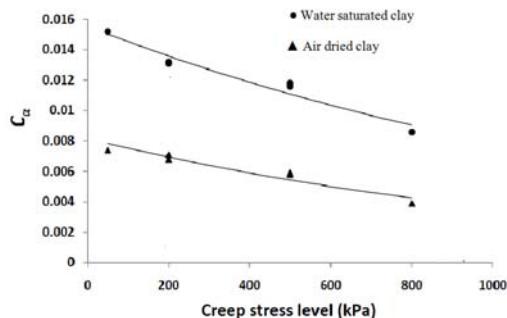
شکل ۶ ارتباط نسبت تخلخل- زمان در نمونه رس کانولونیتی در آزمایش تک مرحله‌ای و چند مرحله‌ای در تنش‌های ۵۰، ۲۰۰، ۵۰۰، ۸۰۰ کیلو پاسکال



شکل ۷ نمودار تخلخل-لگاریتم زمان آزمایش خزشی تک مرحله‌ای و بارگذاری-باربرداری بر نمونه‌های کائولونیتی اشباع در تنش ۲۰۰ کیلو پاسکال



شکل ۸ نمودار تخلخل-لگاریتم زمان آزمایش خزشی تک مرحله‌ای و بارگذاری-باربرداری بر نمونه‌های کائولونیتی اشباع در تنش ۵۰۰ کیلو پاسکال



شکل ۹ ارتباط بین ضریب تراکم ثانویه (C_a) و تنش خزشی نمونه‌های کائولونیتی به دست آمده از آزمایش تک مرحله‌ای و چند مرحله‌ای در شکل (۹) آورده شده است.

در آزمایش‌های خزشی، لغزش و جهت‌گیری ذرات در طول آزمایش ساختار اولیه خاک را تغییر می‌دهد. تخلخل اولیه نمونه (e_0) در تنش ۱ کیلو پاسکال و تخلخل در پایان تحکیم اولیه (e_{EOP}) برای نمونه‌های

ارتباط بین ضریب تراکم ثانویه (C_a) و تنش خزشی نمونه‌های کائولونیتی به دست آمده از آزمایش تک مرحله‌ای و چند مرحله‌ای در شکل (۹) آورده شده است. می‌توان مشاهده کرد که یک ارتباط تقریباً خطی بین ضریب تراکم ثانویه و تنش خزشی وجود دارد. مقادیر (C_a) با افزایش تنش خزشی کاهش می‌یابد. در نمونه‌های اشباع به دلیل توانایی لغزش بالا و اصطکاک پایین، ذرات به آسانی بر روی هم می‌لغزند، بنابراین با افزایش تنش خزشی و برخورد ذرات، نمونه متراکم‌تر و میانگین نیروهای داخلی کوچک‌تر می‌شود. بنابراین ساختار خاک پایدارتر و تغییر شکل‌های خزشی کمتری در سطوح تنش‌های بالاتر اتفاق می‌افتد. مقادیر ضریب تراکم ثانویه رس‌های کائولونیتی در تنش‌های مختلف در جدول (۲) آمده است.

تأثیر مایع منفذی ویژگی‌های سطحی ذرات تغییر پیدا می‌کند به طوری که تخلخل در پایان تحکیم اولیه کاهش پیدا می‌کند. در نمونه‌های خشک شده در هوا نسبت منافذ کوچک به بزرگ قابل صرف‌نظر می‌باشد. در نمونه‌های اشباع شده، آب به دلیل دارا بودن مولکول‌های قطبی باعث ایجاد لایه آب مضاعف در ساختار رس را می‌شود. اگرچه لایه آب مضاعف باعث ایجاد تورم در نمونه‌های اشباع شده می‌شود، اما نسبت تخلخل پایینی در مقایسه با نمونه‌های خشک دارد.

خشک شده در هوا و اشباع شده با آب در جدول (۲) آورده شده است. تخلخل اولیه وابسته به ویژگی‌های مایع منفذی و نمونه خاک در مرحله آماده‌سازی نمونه‌ها می‌باشد. از جمله پارامترهای تأثیرگذار بر تخلخل در پایان تحکیم اولیه، تماس ذرات، ویژگی‌های سطحی و تأثیر لایه آب مضاعف بر سطح رس می‌باشد. علاوه بر این نسبت منافذ کوچک به منافذ بزرگ به ویژگی‌های مایع منفذی نیز بستگی دارد (برای مثال حجم منافذ کوچک در نمونه‌های قرار گرفته در مایع منفذی قطبی بزرگ‌تر از مایع منفذی غیر قطبی می‌باشد)[17]. تحت

جدول ۲ نتایج آزمایش‌های خرسنی انجام شده بر نمونه‌های رسی

نوع آزمایش	نوع مایع منفذی	نمونه	تش (کیلو پاسکال)	مراحل بارگذاری	مدت اعمال بار(روز)	e_0	e_{EOP}	C_a
Single stage	Water	SS-WS-۲۰۰	۲۰۰	۳۰-۵۰-۸۰-۱۰۰-۲۰۰	۲۰	۱/۰۵۱	۱/۰۶۱	۰/۰۱۳۱
		SS-WS-۵۰۰	۵۰۰	-۵۰-۸۰-۱۰۰-۲۰۰-۵۰۰	۲۰	۱/۰۵۳	۰/۹۸۳	۰/۰۱۱۶
	Dry air	SS-AD Loose-۲۰۰	۲۰۰	۳۰-۵۰-۸۰-۲۰۰	۵	۱/۷۸۲	۱/۶۵۹	۰/۰۰۷۸
		SS-AD Loose-۵۰۰	۵۰۰	-۵۰-۸۰-۱۰۰-۲۰۰-۵۰۰	۵	۱/۷۸۵	۱/۴۸۸	۰/۰۰۵۹
Stepwise	Water	SW-WS-۰-۸۰۰	۵۰	۳۰-۵۰	۵	۱/۷۸۱	۱/۲۹۹	۰/۰۱۵۲
			۲۰۰	۳۰-۵۰-creep-۲۰۰	۵		۱/۰۵۸	۰/۰۱۳۲
			۵۰۰	۳۰-۵۰-creep-۲۰۰-creep-۵۰۰	۵		۰/۹۸۷	۰/۰۱۱۸
			۸۰۰	۳۰-۵۰-creep-۲۰۰-creep-۵۰۰-creep-۸۰۰	۵		۰/۹۴۱	۰/۰۰۸۶
	Dry air	SW-AD--۰-۸۰۰	۵۰	۳۰-۵۰	۵	۱/۷۷۲	۱/۷۴۵	۰/۰۰۷۴
			۲۰۰	۳۰-۵۰-creep-۲۰۰	۵		۱/۶۵۸	۰/۰۰۷۱
			۵۰۰	۳۰-۵۰-creep-۲۰۰-creep-۵۰۰	۵		۱/۴۸۸	۰/۰۰۵۸
			۸۰۰	۳۰-۵۰-creep-۲۰۰-creep-۵۰۰-creep-۸۰۰	۵		۱/۳۷۱	۰/۰۰۳۹
Overload ed _ Unload ed	Water	O-U-WS-۲۰۰	۲۰۰	۳۰-۵۰-۸۰-۱۰۰-۲۰۰-۲۲۵-۲۰۰	۵	۱/۰۵۱	۱/۰۱۰	۰/۰۱۳۲
			۲۰۰	۳۰-۵۰-۸۰-۱۰۰-۲۰۰-۲۲۵-۲۰۰-creep-۲۵۰-۲۰۰	۵		۱/۰۰۴	۰/۰۱۳۱
		O-U-WS-۵۰۰	۵۰۰	۳۰-۵۰-۸۰-۱۰۰-۲۰۰-۵۰۰-۵۲۵-۵۰۰	۵	۱/۰۵۱	۰/۹۷۲	۰/۰۱۱۴
			۵۰۰	۳۰-۵۰-۸۰-۱۰۰-۲۰۰-۵۰۰-۵۲۵-۵۰۰-creep-۵۵۰-۵۰۰	۵		۰/۹۳۶	۰/۰۱۱۴

SS : Single-Stage
SW: Stepwise
O-U: Overloaded-UnloadedWS: Water saturated
AD: Dried in Air
 e_0 : initial void ratio e_{EOP} : void ratio in end of primary consolidation

نتیجه‌گیری

در این تحقیق، آزمایش‌های خزشی تک مرحله‌ای، چند مرحله‌ای و بارگذاری-باربرداری، در سطوح تنفسی متفاوت در حالت خشک و اشباع به منظور بررسی تأثیر سطوح تنفس، فشار بیش تحکیمی و تأثیر آب منفذی بر رفتار خزشی نمونه خاک رس کائولوئیتی انجام شده و نتایج به دست آمده بر اساس ضریب تراکم ثانویه C_0 شرح داده شده است. نتایج به دست آمده از آزمایش‌ها نشان می‌دهند:

با افزایش تنفس (σ_{creep}) مقدار C_0 کاهش می‌یابد، چراکه برخورد و تماس ذرات باهم افزایش می‌یابد، نمونه متراکم‌تر و میانگین نیروهای داخلی کوچک‌تر می‌شود و ساختار رس پایدارتر و تغییرشکل‌های خزشی کمتری در سطوح تنفس‌های بالاتر اتفاق می‌افتد.

در تنفس‌های یکسان، مقادیر ضریب تراکم ثانویه در آزمایش‌های خزشی تک مرحله‌ای و بارگذاری-باربرداری تقریباً یکسان می‌باشد، اما در آزمایش بارگذاری-باربرداری زمان رسیدن به یک تخلخل

مراجع

1. Buisman, A. S. K. "Results of Long Duration Settlement Tests. Proceedings", *1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harvard University, Massachusetts, USA*, Vol. 1, pp. 103-106, (1936).
2. Taylor, D. W., "Research on Consolidation of Clays". Report serial No. 82, Department of Civil Engineering, *MIT, Cambridge, Massachusetts*, (1942).
3. Lambe, T. W. "The structure of compacted clay". *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 82, No. SM2, pp. 1-34, (1958).
4. Berry, P. L and Poskitt, T. J. "The Consolidation of Peat". *Geotechnique*, Vol. 22, No. 1, pp. 27-52, (1972).
5. Navarro, V. and Alonso, E. E., "Secondary Compression of Clays as a Local Dehydration Process". *Geotechnique*, Vol. 5, No. 10, pp. 859-869, (2001).
6. Mitchell, J. K and Soga, K., "Fundamental of soil behavior", 3rd ed., John Wiley and Sons, New Jersey, (2005).
7. Harvey, E. W. "Analysis of Primary and Secondary Consolidation". *Journal of Soil Mechanics and*

- Foundation Division, ASCE, Vol. 88, No. SM6, Proc. pp. 207-231, (1962).*
8. Sridharan, A. and Jayadeva, M. S. "Double Layer Theory and Compressibility of Clays", *Geotechnique*, Vol. 32, No. 2, pp. 133-144, (1982).
 9. Griffiths, J. F. and Joshi, R. C. "Change in Pore Size Distribution Owing to secondary consolidation of clays". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 28, No. 1, pp. 20- 24, (1991).
 10. Wang, Y. H. and Xu, D. "Dual porosity and secondary consolidation". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 133, No. 7, pp. 793-801, (2007).
 11. Mitchell, J. K and Soga, K. Fundamental of soil behaviour, 3rd ed., John Wiley and Sons, New Jersey, (2005).
 12. Mesri, G. "Coefficient of secondary compression". *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 99, No. SM1, Proc. Paper 9515, pp. 123-137, (2005).
 13. Zhang, Y. Xue, Y. Q., Wu, J. C., and Shi, X. Q. "Creep model of saturated sands in oedometer tests". *Geotechnical Special Publication*, (2006)..
 14. Wang, Z. "Soil creep behavior—laboratory testing and numerical modeling", University of Calgary, PhD Thesis. Calgary, (2010).
 ۱۵. محمد کاظم جعفری، همایون صنیعی و مجتبی حیدری، مطالعه آزمایشگاهی خواص تراکم پذیری خاک‌های رسی-سیلتی تهران- مجله علوم دانشگاه تهران- جلد بیست و هفتم، شماره ۱ (۱۳۸۰)، (۵۳-۶۶).
 16. "Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading". Designation: D2435/D2435M – 11.
 17. Madhav, M. R. and Sridharan, A. Discussion of, "Analysis of primary and secondary consolidation". *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 89, No. SM4, pp. 233-236, (1963).

بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده بر مبنای مبحث دهم با استفاده از منحنی‌های شکنندگی*

حسین تاجمیر ریاحی^(۱)سید مصطفی امی زاده^(۲)

چکیده با گسترش روش‌های نوین آنالیز لرزه‌ای و استفاده روز افزون از طراحی لرزه‌ای سازه‌ها براساس عملکرد، لزوم بررسی لرزه‌ای ساختمان‌های طراحی شده بر اساس آئین‌نامه‌های موجود کشور به‌چشم می‌خورد. در این پژوهش عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران مورد بررسی قرار گرفته است. قاب‌ها از نظر تعداد طبقه، بار لرزه‌ای، طول دهانه و بار ثقلی با یکدیگر متفاوت هستند. با رسم منحنی‌های شکنندگی برای قاب‌ها در سطوح عملکرد مختلف، آسیب‌پذیری لرزه‌ای آن‌ها مقایسه گردیده است. نتایج نشان می‌دهد که ارضای سطح عملکرد اینمی‌جانی، عملکرد مناسب قاب‌ها در سایر سطوح را تضمین می‌کند و همچنین وضعیت قاب‌های بلندتر نسبت به قاب‌های کوتاه‌تر بحرانی‌تر است.

واژه‌های کلیدی قاب خمشی فولادی، منحنی‌های شکنندگی، آنالیز دینامیکی فراینده، نسبت تغییر مکان نسبی طبقات، آسیب‌پذیری لرزه‌ای.

Study of the Seismic Vulnerability of Steel Moment-Resisting Frames Designed Based on the Tenth Code of the Iranian National Building Regulations Using Fragility Curves

H. Tajmir Riahi

S. M. Omizadeh

Abstract Development of new methods in seismic analysis and increasing application of performance based seismic design necessitate the study of the seismic performance of structures designed based on Iranian regulations. In this study the seismic performance of steel moment-resisting frames designed based on the tenth code of the Iranian national building regulations is investigated. Frames are different in number of stories, seismic loads, span length and gravity loads. Fragility curves of the frames are depicted for different performance objectives and their seismic vulnerabilities are examined. Results indicates that satisfying life safety performance level would ensure the proper performance of frames for other performance levels and also the performance of taller frames is more critical than shorter frames.

Key Words Steel Moment-Resisting Frames, Fragility Curves, Incremental Dynamic Analysis, Interstory Drift Ratio, Seismic Vulnerability.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۵/۲۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۳/۱/۱۵ می‌باشد

(۱) نویسنده مسئول: استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران و حمل و نقل، دانشگاه اصفهان. tajmir@eng.ui.ac.ir

(۲) کارشناس ارشد زلزله، گروه عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی شهر کرد.

منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای یکی از ابزارهای ضروری برای ارزیابی آسیب‌پذیری انواع سازه‌ها هستند و می‌توانند ارتباط احتمال خرابی را با شدت‌های مختلف زمین‌لرزه‌های محتمل برقرار نمایند [2]. این منحنی‌ها علاوه بر آن که کارایی بالایی در مقایسه‌ی سیستم‌های سازه‌ای دارند، نشان دهنده احتمال افزایش یا کاهش شرایط آسیب برای سازه‌ای هستند که در معرض تهدید زلزله قرار دارد و همچنین ابزار مناسبی برای اولویت‌بندی مقاوم سازی سازه‌ها هستند [3]. در ارزیابی آسیب‌پذیری معمولاً خسارات ناشی از تغییر مکان بین‌طبقه‌ای، چرخش مفاصل پلاستیک و مواردی از این دست مدنظر قرار می‌گیرند.

حقیقان فراوانی تاکنون بر روی رسم منحنی‌های شکنندگی برای انواع سازه‌ها اقدام کرده‌اند. شینوزاکا و همکاران با استفاده از آنالیز استاتیکی غیرخطی، فرآیند منظمی را برای تهیه منحنی‌های شکنندگی را ائمه کردند [4]. هم‌چنین شینوزاکا و همکاران در مطالعه‌ای دیگر به بررسی آماری منحنی‌های شکنندگی پرداختند [5]. برای سازه‌های غیرساختمانی نظیر بل‌ها و نیروگاه‌ها نیز، منحنی‌های شکنندگی توسط حقیقان مختلف تهیه شده و نحوه آسیب‌پذیری این سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفته است [6-10].

در سال‌های اخیر نیز استفاده از منحنی‌های شکنندگی برای بررسی خطرپذیری لرزه‌ای سازه‌ها ادامه داشته است. پجهت و دروش با بررسی حساسیت اثرات پارامترهای مدل‌سازی بر رفتار لرزه‌ای سازه، به تخمین منحنی‌های شکنندگی با در نظر گرفتن عوامل مؤثر بر آنها پرداختند [11]. سارانیک و همکاران به ارزیابی خطرپذیری لرزه‌ای یک ساختمان فولادی با اتصالات پیچی با در نظر گرفتن خرابی ناشی از پدیده خستگی پرداختند. آنها با مقایسه منحنی‌های شکنندگی دریافتند که کاهش سختی ناشی از پدیده خستگی بر روی نتایج بسیار تأثیرگذار است [12]. لنگ و همکاران به بررسی پاسخ لرزه‌ای قاب‌های فولادی سرد نوردشده پرداختند.

مقدمه

زلزله‌های شدید که در سال‌های اخیر به وقوع پیوستند باعث به وجود آمدن زیان‌های مالی شدید برای دولت‌ها و مردم شدند. بنابراین محققان مهندسی زلزله به ضرورت تخمین مناسب ریسک ناشی از مخاطرات زلزله و ارائه راهکارهای منطقی برای کاهش آن پی برداشتند. ریسک معمولاً با سه مؤلفه شناخته می‌شود: مخاطره (زلزله)، سرمایه (سازه) و رابطه بین سرمایه و مخاطره. با توجه به ماهیت تصادفی بودن زلزله‌ها و هم‌چنین پارامترهای غیرقطعی تشکیل دهنده سازه، رابطه بین رفتار سازه و زلزله همواره با عدم قطعیت و اطمینان مشخص می‌شود [1]. در هر کشوری با توجه به سطح اقتصادی و اجتماعی مردم آن کشور، معیار حد خطرپذیری قابل قبول متفاوت است. از آنجا که تعیین حد خطرپذیری سازه‌ها از یک سو باعث ارتقای سطح ایمنی جانی می‌گردد و از سوی دیگر سبب عدم اتلاف منابع اقتصادی کشور می‌شود، از این‌رو تعیین میزان مناسب آن برای کشور ایران از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در این باره آیین‌نامه‌های کشورهای مختلف رویکردهای گوناگونی دارند و مقادیر متفاوتی را به عنوان حد قابل قبول تعیین کرده‌اند. براساس اطلاعات موجود تاکنون درخصوص سطح قابل قبول میزان خطرپذیری، مطالعات جامعی در ایران انجام نشده است و این به عنوان یک چالش و پیش‌نیاز برای مطالعه آسیب‌پذیری مطرح است.

با این که اطلاعات تجربی محدودی در رابطه با سطح خرابی و سطوح شدت زمین‌لرزه وجود دارد ولی دستیابی به چنین روابطی می‌تواند کمک شایانی به تخمین خرابی ساختمان‌ها کرده و رابطه بین سرمایه و شدت زلزله را در اختیار مهندسین قرار دهد. بدین ترتیب می‌توان اصول طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد را به طرز صحیحی در مقاوم سازی سازه‌های موجود و ساخت سازه‌های جدید پیاده کرد. منحنی‌های شکنندگی یکی از ابزارهای مفید در جهت تحقیق این منظورند.

کشور را پوشش می‌دهند. نتایج نشان می‌دهد که آسیب-پذیری لرزاگی قاب‌ها در سطوح مختلف در حد قابل قبولی قرار دارد و ارضای سطح عملکرد اینمی‌جانی، عملکرد مناسب قاب‌ها در سطوح دیگر را تضمین می‌کند.

آنالیز دینامیکی فراینده

برای تهیه منحنی‌های شکنندگی از آنالیزهای لرزاگی مختلفی می‌توان استفاده کرد. با توجه به دقت بالاتر آنالیزهای دینامیکی غیرخطی نسبت به سایر آنالیزها، در این پژوهش از این آنالیز استفاده شده است. برای این‌که احتمال خسارت سازه در سطوح مختلف لرزاگی شناسایی شود، لازم است که سازه تحت این سطوح مورد بررسی قرار گیرد. بدین منظور از روش آنالیز دینامیکی فراینده برای بررسی رفتار قاب‌ها استفاده شده است. در این روش یک مجموعه مناسب از شتاب-نگاشتهای زلزله انتخاب می‌شود و ضرایب مختلفی از کوچک به بزرگ در هر یک از آنها ضرب می‌شوند و شتاب-نگاشتهایی با شدت‌های مختلف به دست می‌آید. سپس برای هر شتاب-نگاشت آنالیز دینامیکی غیرخطی انجام می‌شود تا عملکرد دینامیکی سازه به دست آید [17]. بدین ترتیب رفتار غیرخطی سازه در شدت‌های مختلف زلزله بدست می‌آید که می‌توان از آنها در تهیه منحنی‌های شکنندگی استفاده کرد.

پارامترهای تقاضای مهندسی فراوانی را می‌توان در آنالیز دینامیکی فراینده مورد بررسی قرار داد. در این تحقیق حداکثر نسبت تغییر مکان نسبی طبقات به ارتفاع طبقه، که در ادامه به اختصار حداکثر نسبت تغییر مکان نسبی طبقات نامیده می‌شود، به عنوان یکی از بهترین شاخص‌ها برای تعیین خرابی کلی سازه در نظر گرفته شده است. معیار شدت زلزله نیز در این پژوهش شتاب اوج زمین (PGA) انتخاب شده است. معیارهای شدت مختلفی را می‌توان بدین منظور به کار برد. در این بین معیارهای شدتی که به نحوی با پاسخ سازه ارتباط

آنان با انجام آنالیز دینامیکی فراینده بر روی این‌گونه سازه‌ها و رسم منحنی‌های شکنندگی، محدودیت‌هایی برای تغییر مکان به منظور جلوگیری از خرابی پیشنهاد نمودند [13]. گونیسی نیز با استفاده از منحنی‌های شکنندگی، قابلیت اعتماد قاب‌های خمثی فولادی تقویت‌شده با مهاربندی‌های کمانش تاب را مورد بررسی قرار داد و مزایای استفاده از این نوع مهاربند را در کاهش احتمال فراغذشت از یک خرابی مشخص، نشان داد [14].

در ایران نیز تحقیقاتی در زمینه ارزیابی لرزاگی سازه‌ها با استفاده از منحنی‌های شکنندگی انجام شده است. ناصر اسدی و پرویزی خطرپذیری لرزاگی دو قاب خمثی فولادی طراحی شده بر مبنای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان را مورد بررسی قرار دادند. آنها نشان دادند که احتمال خرابی قاب سه‌طبقه از هفت‌طبقه بیشتر است و هر دو قاب احتمال خرابی نسبتاً بالایی دارند [15]. حسینی و مجید نیز با استفاده از منحنی‌های شکنندگی و تحلیل دینامیکی غیرخطی به بررسی رفتار لرزاگی ساختمان‌های فولادی با مهاربند ضرب‌دری پرداختند و حدود شدت‌هایی را که موجب خرابی این گونه سازه‌ها می‌شد، به دست آوردند [۳]. فحیمی و بهفرنیا نیز به ارزیابی لرزاگی قاب‌های خمثی فولادی ویژه با نامنظمی جرمی در ارتفاع به کمک منحنی‌های شکنندگی پرداختند. قاب‌ها طبق آینین‌نامه فولاد آمریکا طراحی شده بودند و نتایج نشان داد که نامنظمی جرمی در طبقات پایین موجب افزایش احتمال فروریزش سازه می‌شود [16].

با توجه به این‌که تاکنون مطالعه جامعی در زمینه خطرپذیری لرزاگی قاب‌های خمثی فولادی متداول کشور انجام نشده است، در این پژوهش قاب‌های خمثی فولادی طراحی شده بر مبنای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان از نقطه نظر آسیب‌پذیری لرزاگی با استفاده از منحنی‌های شکنندگی ارزیابی شده‌اند. این قاب‌ها تا حدودی شرایط طراحی‌های معمول داخل

بر منحنی‌های شکنندگی، با در نظر گرفتن دو حالت بار تقلی متوسط و شدید منظور شده است. در بار تقلی متوسط، بار مرده و بار زنده به ترتیب برابر 500 و 200 کیلوگرم بر مترمربع و در بار تقلی شدید، این دو بار به ترتیب برابر 700 و 500 کیلوگرم بر متر مربع هستند. بدین ترتیب هر قاب با تعداد طبقه مشخص، چهار گونه طراحی دارد و در مجموع 16 قاب برای انجام تحلیل دینامیکی فراینده و در نهایت ترسیم منحنی‌های شکنندگی در نظر گرفته شده است. در این پژوهش قاب با دهانه 4 متر و طراحی شده برای سطح لرزه‌خیزی و بار تقلی متوسط به عنوان قاب مبنا در نظر گرفته شده است. اثر تغییرات ذکر شده در طراحی قاب‌ها با مقایسه نتایج آنالیز حالت‌های مختلف با نتایج آنالیز قاب مبنا بدست می‌آید. شایان ذکر است ضوابط مربوط به کنترل تغییرمکان جانبی طبقات مطابق آیین نامه رعایت شده است.

برای تهیه منحنی‌های شکنندگی لازم است مدل‌های مناسب غیرخطی از سازه‌های طراحی شده ساخته شود که بیانگر رفتار واقعی سازه در شدت‌های مختلف لرزه‌ای باشد. بدین منظور از نرم‌افزار Perform 3D استفاده گردیده است [21]. به کمک این نرم‌افزار و با تعریف مشخصات واقعی نیرو - تغییرمکان برای یئرها و ستون‌های قاب‌های خمشی، هرگونه رفتار سازه به صورت واقعی مدل می‌شود. در این مقاله رفتار نیرو - تغییرمکان در محدوده‌های خطی، کرنش سختی (مربوط به ناحیه سخت‌شدنگی مجدد فولاد)، پس از اوج و کاهش شدید مقاومت به صورت کامل بررسی شده است و معیار تعريف آن، آیین نامه‌های معتبر بهسازی لرزه‌ای است که در نرم‌افزار موجود است.

شتاپ‌نگاشت‌های مورد استفاده در این مطالعه
در این پژوهش از 14 شتاب‌نگاشت زلزله استفاده شده است. این 14 شتاب‌نگاشت از 20 شتاب‌نگاشت ثبت شده بر روی خاک تیپ II آیین نامه 2800 که در گزارش FEMA440 استفاده شده، انتخاب گردیده‌اند (جدول ۱) [22]. هفت شتاب‌نگاشت اول این مجموعه

مستقیم‌تری دارند، می‌توانند مؤثرتر باشند. به‌طور معمول در مطالعات لرزه‌ای از پاسخ طیفی شتاب در پریود اصلی سازه به عنوان معیار شدت استفاده می‌شود. از آنجا که حداقل شتاب زمین مفهوم ساده‌تری برای مهندسان دارد، در این مطالعه از این معیار شدت استفاده شده است. در ادامه نقاط ضعف این معیار شدت و نحوه ارتباط دادن این دو معیار نشان داده خواهد شد.

مدل‌سازی قاب‌های خمشی فولادی

همان‌گونه که پیشتر ذکر شد هدف از این پژوهش بررسی قاب‌های خمشی فولادی از نقطه نظر آسیب‌پذیری در برابر زلزله با استفاده از منحنی‌های شکنندگی است. بدین منظور باید قاب‌های مورد استفاده، طیف وسیعی از طراحی‌های معمول در کشور را پوشش دهند. بنابراین سعی شده است در طراحی قاب‌ها مواردی نظری تنواع در مشخصات هندسی قاب‌ها، خصوصیات منطقه‌ای محل احداث و میزان بارهای مرده و زنده وجود داشته باشد. هم‌چنین این گوناگونی در تعداد طبقات قاب‌ها با چهار رده مختلف ارزیابی خواهد شد.

با توجه به این که پلان سازه‌ها منظم فرض شده است، قاب‌ها به صورت دو بعدی در نظر گرفته شده‌اند و از اثرات قاب‌های جهت متعامد چشم‌پوشی شده است. در صورتی که سازه‌ها به صورت نامنظم بودند لازم بود که مدل‌های سه بعدی برای در نظر گرفتن اثرات قاب‌های جهت متعامد به خصوص در محل تقاطع دو سیستم باربر جانبی ساخته شوند. طراحی و مدل‌سازی قاب‌ها برای تعداد طبقات 3 ، 5 ، 8 و 12 و بر اساس ویرایش سوم آیین نامه 2800 ایران، مبحث ششم و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران انجام شده است [۱۸-۲۰]. ارتفاع طبقات قاب‌ها برابر با $3/2$ متر و تعداد دهانه‌ها نیز در این پژوهش برابر 3 است. به منظور در نظر گرفتن سطوح لرزه خیزی مختلف در طراحی قاب‌ها، از دو سطح لرزه خیزی متوسط ($A=0/25$) و بسیار زیاد ($A=0/35$) استفاده شده است. هم‌چنین به منظور بررسی تأثیر طول دهانه، قاب‌ها با دهانه‌های 4 و 6 متر طراحی گردیده‌اند. تأثیر بار تقلی

احتمالی مناسب نظیر نرمال برای بیان آن‌ها استفاده می‌شود. منحنی شکنندگی با توجه به رابطه زیر بیان می‌شود [23]:

$$\text{Fragility} = P[EDP > AC | IM] \quad (1)$$

در این رابطه EDP پارامتر تقاضای مهندسی مورد مطالعه، AC مقدار مجاز این پارامتر برای سطوح عملکردی مورد بررسی و IM معیار شدتی است که در آن این احتمال بررسی می‌گردد. به عبارت دیگر تابع شکنندگی احتمال فراگذشت یک پارامتر تقاضای مهندسی را از مقدار مجاز آن در یک سطح عملکردی مشخص برای یک معیار شدت مشخص، نشان می‌دهد. در این پژوهش با انجام آنالیز دینامیکی فزاینده برای مقادیر مختلف حداکثر شتاب زمین، اندازه پارامترهای تقاضای مهندسی به دست آمدۀ‌اند. مقادیر مجاز نسبت تغییر مکان نسبی طبقات با توجه به دستور العمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود برای سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، این‌منی جانی (LS) و آستانه فروبریزش (CP) به ترتیب برابر ۰/۰۲۵، ۰/۰۵ و ۰/۰۰۷ در نظر گرفته شده است [۲۴].

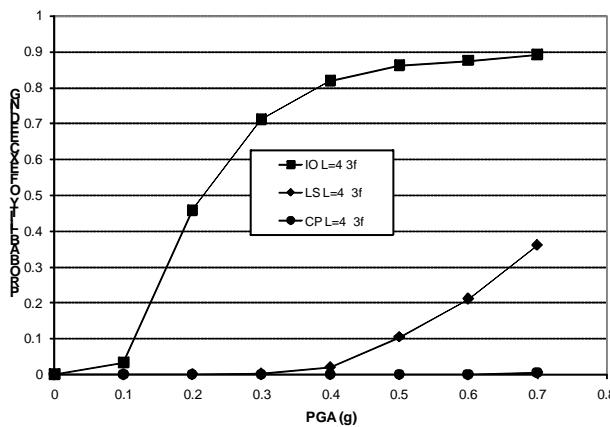
(GM1) واجد این خاصیت هستند که طیف آنها تطابق بیشتری با طیف آئین‌نامه ۲۸۰۰ دارد. در واقع ضرایب مقیاس مورد نیاز برای این مجموعه برای هماهنگی با طیف آئین‌نامه ۲۸۰۰، بیشتر در محدوده ۰/۵ تا ۲ قرار دارند. اما برای ۷ شتاب‌نگاشت دوم این مجموعه (GM2)، این موضوع صدق نمی‌کند و ضرایب مقیاس در بعضی از مواقع بسیار بزرگ می‌باشند.

تهیه منحنی شکنندگی قاب‌ها

پس از ساخت مدل‌های سازه‌ای با رفتار غیرخطی مناسب و انتخاب مجموعه شتاب‌نگاشتهای مطلوب، می‌توان آنالیز دینامیکی فراینده را انجام داد و پارامترهای تقاضای مهندسی مورد نظر را در سطوح لرزه‌ای مختلف به دست آورد. توابع شکنندگی، توزیع‌های احتمالاتی هستند که احتمال خرابی یک جزء، المان یا سیستم را برای پارامترهای تقاضای مهندسی نظیر تغییر مکان نسبی طبقات یا شتاب طبقه با یک مقدار مشخص بیان می‌کنند. با توجه به این‌که منحنی‌های شکنندگی احتمال تخریب سازه را به عنوان تابعی از معیار شدت بیان می‌کنند، معمولاً از یک توزیع

جدول ۱ شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده در این مطالعه

Date	Earthquake Name	Magnitude (Ms)	Station Number	Component (deg)	PGA (cm/s ²)
06/28/92	Landers	7.5	12149	0	167.8
10/17/89	Loma Prieta	7.1	58065	0	494.5
10/17/89	Loma Prieta	7.1	47006	67	349.1
10/17/89	Loma Prieta	7.1	58135	360	433.1
10/17/89	Loma Prieta	7.1	1652	270	239.4
04/24/84	Morgan Hill	6.1	57383	90	280.4
01/17/94	Northridge	6.8	24278	360	504.2
10/15/79	Imperial Valley	6.8	5051	315	200.2
02/09/71	San Fernando	6.5	80053	90	107.9
10/17/89	Loma Prieta	7.1	58378	0	153.0
10/17/89	Loma Prieta	7.1	57383	90	166.9
04/24/84	Morgan Hill	6.1	47006	67	95.0
07/08/86	Palmsprings	6	5069	45	129.0
01/17/94	Northridge	6.8	24271	0	84.9



شکل ۱ منحنی‌های شکنندگی قاب مبنای سه‌طبقه برای سه سطح عملکرد

مقایسه منحنی‌های شکنندگی قاب‌های مختلف

در این بخش پارامترهای تأثیرگذار بر منحنی‌های شکنندگی مورد بررسی قرار می‌گیرند. این پارامترها عبارتند از طول دهانه، تعداد طبقات، لرزه‌خیزی منطقه و بار نقلی.

شکل‌های (۲) تا (۵) منحنی‌های شکنندگی قاب‌های

۳، ۵، ۸ و ۱۲ طبقه را با تنوع پارامترهای طراحی نشان می‌دهد. در این اشکال قاب مبنای با علامت مریع مشخص شده است. احتمال فرآگذشت از سطح CP برای قاب‌های ۳ و ۵ طبقه تقریباً برابر صفر است که این موضوع به علت ارتفاع کم و تغییر مکان جانبی ناچیز آنهاست. هم‌چنین در قاب ۱۲ طبقه برای کامل‌تر شدن منحنی‌های شکنندگی، آنالیزها تا شدت‌های بالاتر لرزه‌ای نیز انجام شده‌اند.

شکل (۲) نشان می‌دهد که افزایش طول دهانه باعث افزایش احتمال آسیب‌پذیری قاب ۳ طبقه در هر سه عملکرد می‌گردد. اما این موضوع در مورد قاب‌های ۵ و ۱۲ طبقه بر عکس است و افزایش دهانه باعث کاهش احتمال آسیب‌پذیری قاب می‌شود (شکل ۳ و ۵). هم‌چنین تغییرات طول دهانه در رفتار قاب ۸ طبقه تأثیر چندانی نمی‌گذارد (شکل ۴). با توجه به این‌که در

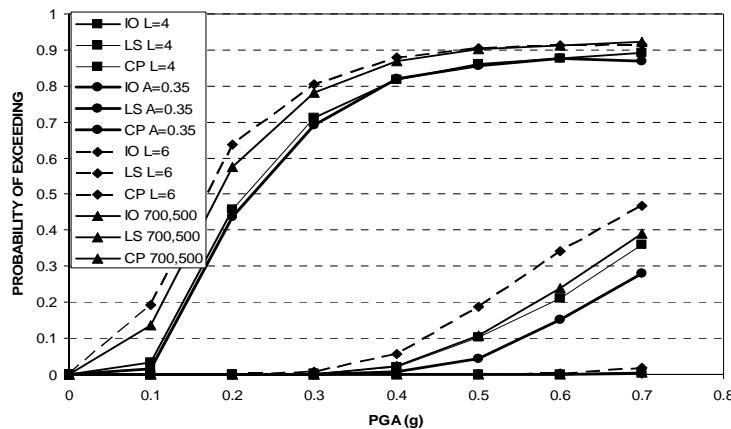
با فرض توزیع نرمال برای منحنی شکنندگی می‌توان رابطه (۱) را به صورت زیر محاسبه نمود [۳]:

$$\text{Fragility} = 1 - P[EDP < AC | IM] \\ = 1 - \phi\left(\frac{AC - \mu}{\sigma}\right) \quad (2)$$

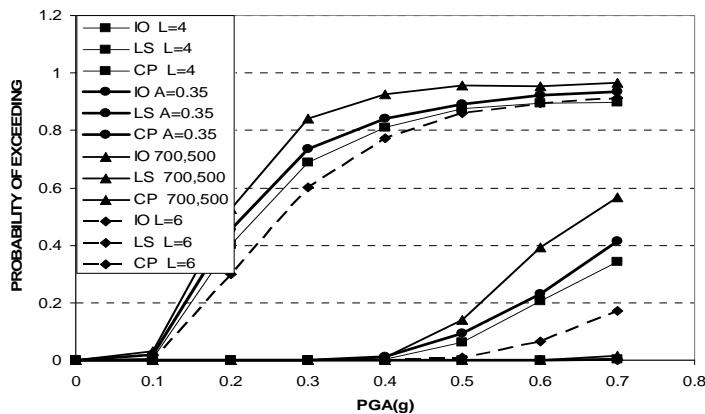
در این رابطه μ میانگین و σ انحراف معیار پارامتر تقاضای مهندسی برای مجموعه شتاب‌نگاشتها و ϕ نشانگر توزیع نرمال است. به عنوان نمونه شکل (۱) منحنی‌های شکنندگی را برای قاب مبنای سه‌طبقه در سه سطح عملکردی ذکرشده نشان می‌دهد. با توجه به شکل می‌توان گفت احتمال فرآگذشت از سطح عملکردی CP و LS برای حداکثر شتاب اوج $g = 0.5$ به ترتیب برابر $0.85/0.01$ و صفر است. احتمال فرآگذشت از سطح IO در همان سطوح پایین شدت، به سرعت افزایش می‌یابد و برای حداکثر شتاب اوج بالاتر از $g = 0.2$ این احتمال از $0.05/0.07$ عبور می‌کند. اما برای سطح LS احتمال فرآگذشت برای حداکثر شتاب اوج $g = 0.35$ عبور نمی‌کند. در سطح CP نیز حتی با حداکثر شتاب اوج $g = 0.07$ ، که تقریباً سه برابر مقدار طراحی این قاب است، احتمال فرآگذشت صفر است.

هستند. به عبارت دیگر افزایش بار نقلی تغییر چندانی در طراحی قاب مبنای ۳ و ۵ طبقه ایجاد نکرده اما باعث قوی تر شدن قاب های ۸ و ۱۲ طبقه به صورت محسوس شده است. به همین دلیل قاب های ۳ و ۵ طبقه احتمال آسیب پذیری بیشتر و قاب های ۸ و ۱۲ طبقه احتمال آسیب پذیری کمتری از خود نشان داده اند. افزایش لرزه خیزی منطقه باعث تغییر در احتمال آسیب پذیری قاب ها شده است اما این تغییر از روند خاصی تعیین نمی کند. در سطح IO این تغییرات برای تمامی قاب ها اندک و قابل اغماض است. در قاب های ۳ و ۱۲ طبقه، این افزایش باعث کاهش احتمال آسیب پذیری و در قاب های ۵ و ۸ طبقه باعث افزایش احتمال آسیب پذیری شده است. با توجه به این که افزایش ضریب A به صورت مستقیم در طراحی قاب ها مؤثر است، نتایج نشان می دهد که طراحی قاب ها با افزایش این ضریب به صورت یکنواخت تغییر نکرده است که این امر باعث تفاوت رفتاری قاب های مختلف شده است.

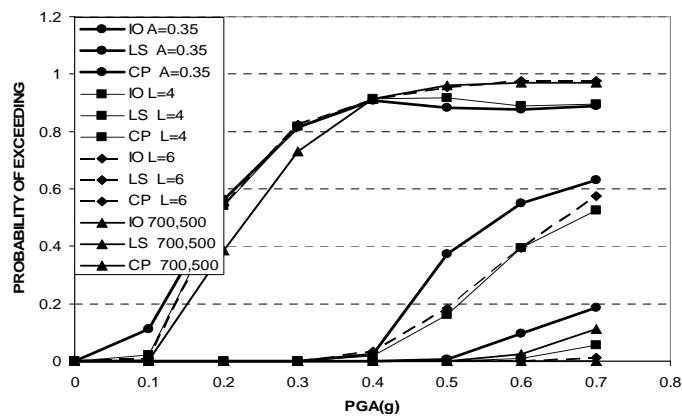
قبه های کوتاه، تغییر مکان جانبی طبقات معمولاً در طراحی به راحتی کنترل می شود، افزایش دهانه تأثیر زیادی در طراحی قاب نمی گذارد. به همین دلیل در بارگذاری های دینامیکی، قاب با دهانه بزرگ تر احتمال آسیب پذیری بیشتری از خود نشان می دهد. اما در قاب های با ارتفاع بیشتر، کنترل تغییر مکان جانبی اهمیت بیشتری پیدا می کند و افزایش طول دهانه باعث قوی تر شدن طراحی قاب می شود. به همین دلیل آسیب پذیری قاب های بلند با دهانه بزرگتر کاهش می یابد و یا حداقل نظیر قاب ۸ طبقه تغییر چندانی نمی کند. افزایش بار نقلی در قاب های ۳ و ۵ طبقه باعث افزایش احتمال آسیب پذیری می شود (شکل ۲ و ۳). اما در قاب های ۸ و ۱۲ طبقه این امر باعث کاهش احتمال آسیب پذیری می شود (شکل ۴ و ۵). افزایش بار نقلی ارتباط مستقیم با افزایش اثرات پس دلتا دارد که این اثرات نیز منجر به افزایش تغییر مکان جانبی سازه می شوند. همان گونه که پیشتر نیز بیان شد تغییر مکان جانبی طبقات در سازه های کوتاه معمولاً کنترل کننده طراحی نیستند اما در سازه های بلند بسیار کنترل کننده



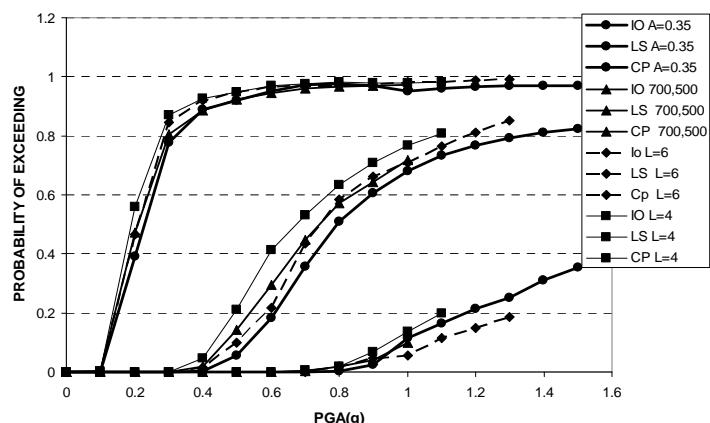
شکل ۲ منحنی های شکنندگی قاب های ۳ طبقه با تبعه پارامتر های طراحی



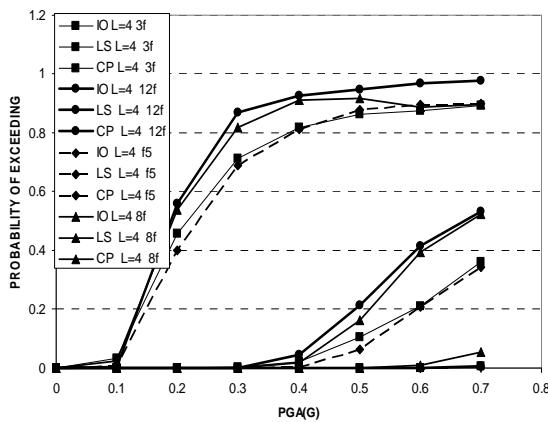
شکل ۳ منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۵ طبقه با تنوع پارامترهای طراحی



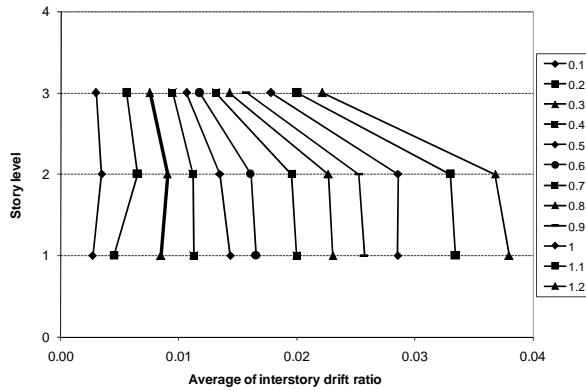
شکل ۴ منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۸ طبقه با تنوع پارامترهای طراحی



شکل ۵ منحنی‌های شکنندگی قاب‌های ۱۲ طبقه با تنوع پارامترهای طراحی



شکل ۶ مقایسه منحنی های شکنندگی قاب ها با تعداد طبقات مختلف

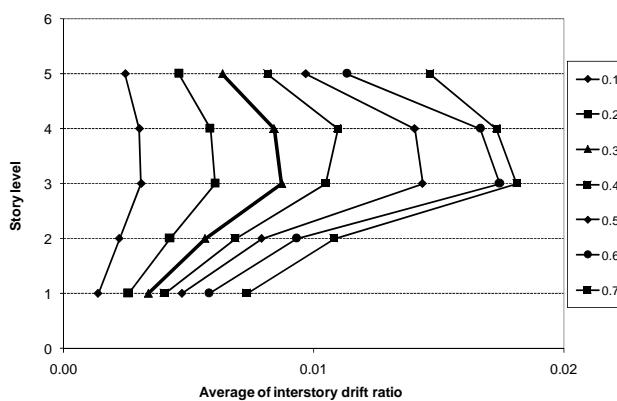


شکل ۷ تغییرات نسبت تغییر مکان جانبی طبقات در شدت های مختلف برای قاب سه طبقه مبنا

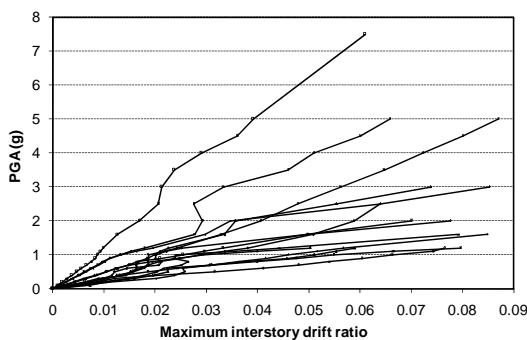
است اما با افزایش شدت، تغییر مکان جانبی طبقات اول و دوم با نرخ بیشتری نسبت به طبقه سوم افزایش می یابد. این موضوع نشان دهنده تمرکز تغییر شکل های غیر خطی در این طبقات است. در قاب ۵ طبقه، تغییر مکان جانبی طبقات در شدت های پایین نیز کاملاً یکنواخت نیست و طبقات سوم و چهارم شرایط نامناسب تری نسبت به سایر طبقات دارند. با افزایش شدت زلزله ها، تغییر مکان جانبی طبقات بالاتر به خصوص طبقات سوم و چهارم به شدت افزایش پیدا می کند. با استفاده از نتایج تحلیل دینامیکی فراینده، به راحتی می توان وضعیت قاب را در شدت های مختلف لرزه ای بررسی کرد و نقاط ضعف سازه را تشخیص داد و بهبود بخشد.

شکل (۶) اثرات افزایش تعداد طبقات را بر احتمال آسیب پذیری سازه ها نشان می دهد. همان گونه که مشخص است، افزایش تعداد طبقات منجر به بالا رفتن احتمال فرآگذشت یا آسیب پذیری قاب ها می شود. بدین صورت که در قاب های بررسی شده با ت نوع طراحی مختلف، قاب های ۸ و ۱۲ طبقه به ویژه ۱۲ طبقه بیشترین احتمال فرآگذشت و قاب های ۵ و ۳ طبقه به ویژه ۳ طبقه کمترین احتمال فرآگذشت از حدود آئین نامه ای را دارند. این موضوع اهمیت توجه به رفتار لرزه ای قاب های با ارتفاع زیاد را نشان می دهد.

شکل های (۷) و (۸) به ترتیب تغییرات تغییر مکان جانبی طبقات را در شدت های مختلف برای قاب ۳ و ۵ طبقه مبنا نشان می دهند. در قاب ۳ طبقه در شدت های پایین، تغییر مکان جانبی طبقات به صورت یکنواخت



شکل ۸ تغییرات نسبت تغییر مکان جانبی طبقات در شدت‌های مختلف برای قاب پنج طبقه مینا



شکل ۹ نتایج تحلیل دینامیکی فراینده برای قاب سه‌طبقه مینا

مختلف ایجاد کنند.

بررسی احتمال آسیب‌پذیری قاب‌ها با توجه به آیین نامه ۲۸۰۰

در بخش گذشته احتمال آسیب‌پذیری قاب‌ها تحت مجموعه زلزله انتخابی، مورد بررسی قرار گرفت. در این بخش، آسیب‌پذیری قاب‌ها با توجه به طیف آیین نامه ۲۸۰۰ مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین منظور باید ارتباط منطقی بین ستاد اوج زمین که در نمودارهای شکنندگی مورد استفاده قرار گرفته و طیف آیین نامه ۲۸۰۰ برقرار شود. شکل ۱۰ طیف میانگین شتابنگاشتها را در برابر طیف آیین نامه ۲۸۰۰ نشان می‌دهد. طیف آیین نامه در واقع حاصل ضرب ضریب بازتاب (B) در ضریب لرزه‌خیزی منطقه (A) است.

شکل (۹) نتایج آنالیز دینامیکی فراینده برای قاب ۳ طبقه مینا را نشان می‌دهد. محور افقی این نمودار بیانگر بیشینه نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقات برای هر زلزله و در تمامی شدت‌ها است. محور قائم این نمودار ستاد اوج زمین را که از $1/16g$ شروع و به $7/5g$ ختم می‌گردد، نشان می‌دهد. علت افزایش PGA تا مقدار $7/5g$ ، رفتار خطی سازه در برابر برخی از زلزله‌ها در شدت‌های پایین است. با افزایش شدت لرزه‌ای برای برخی از زلزله‌ها سازه به حد خرابی خود می‌رسد اما برای برخی دیگر، سازه هنوز رفتاری نزدیک به حالت خطی از خود نشان می‌دهد. با توجه به این مستعلمه می‌توان گفت که معیار ستاد اوج زمین، معیار شدت مناسبی نیست و معیارهایی که مبنی بر پاسخ سازه هستند، می‌توانند هماهنگی بهتری بین نتایج زلزله‌های

فرآگذشت از سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه طبق بند ۱۳-۲ آئین نامه ۲۸۰۰، شتاب اوج زمین متناظر با سطح عملکرد ایمنی جانی تقسیم بر ۶ می‌شود. برای به دست آوردن احتمال فراگذشت از سطح عملکرد آستانه فروریزش، طبق آئین نامه‌های معتبر زلزله که شدت زلزله ۴۷۵ ساله را ۱/۵ برابر زلزله ۴۷۵ ساله برآورد می‌کنند، شتاب اوج زمین متناظر سطح عملکرد ایمنی جانی، در عدد ۱/۵ ضرب می‌شود. در مرحله بعد ارقام به دست آمده روی منحنی‌های شکنندگی مشخص می‌شوند و احتمال فراگذشت از هر سطح عملکردی مشخص می‌گردد.

جدول (۳ تا ۵) مقادیر احتمال فراگذشت قاب‌ها را از سطوح عملکردی مختلف نشان می‌دهد. در سطح عملکرد LS در مقایسه با سایر سطوح عملکرد، در همه قاب‌ها احتمال آسیب‌پذیری بیشتر است. بدین معنی که اگر انتظار، برآورده شدن خواسته‌های سطح عملکرد LS باشد، سایر سطوح عملکرد ارضاء خواهند شد.

ضریب بازتاب با توجه به خاک نوع III، که مبنای طراحی قاب‌ها بوده است، بدست آمده و ضریب لرزه-خیزی منطقه برابر ۰/۲۵، که مربوط به قاب مبنای است، نظر گرفته شده است. همان‌طور که در شکل مشخص است، طیف آئین نامه ۲۸۰۰ به میزان قابل توجهی (مگر در پریودهای پایین) بالاتر از طیف میانگین قرار دارد. به منظور استفاده از منحنی‌های شکنندگی برای بررسی آئین نامه‌ای احتمال آسیب‌پذیری قاب‌ها، لازم است مقدار شتاب اوج زمین معادل آئین نامه برای هر قاب محاسبه شود. با توجه به پریود هر سازه و مقادیر طیفی مربوط به آن، می‌توان مقدار شتاب اوج زمین معادل را به دست آورد. این مقادیر در جدول (۲) برای تمامی قاب‌ها نشان داده شده است.

ذکر این نکته ضروری است که با توجه به این که طیف آئین نامه ۲۸۰۰ طیف طراحی است و دوره بازگشت آن ۴۷۵ ساله است، سطح عملکرد ایمنی جانی با آن سنجیده می‌شود. برای به دست آوردن احتمال

جدول ۲ پاسخ طیفی شتاب در پریود اصلی قاب‌های مورد بررسی براساس طیف ۲۸۰۰ و میانگین زلزله‌ها

No.	Des.	T (sec)	B (2800)	A	Sa (ave)
1	3F L=4	0.78	2.56	0.25	1.381
2	3F L=6	0.863	2.39	0.25	1.41
3	3F A=0.35	0.743	2.64	0.35	1.47
4	3F 700,500	0.829	2.46	0.25	1.392
5	5F L=4	0.89	2.34	0.25	1.345
6	5F L=6	0.813	2.49	0.25	1.369
7	5F A=0.35	0.849	2.42	0.35	1.413
8	5F 700,500	0.918	2.3	0.25	1.331
9	8F L=4	1.28	1.84	0.25	0.846
10	8F L=6	1.094	2.04	0.25	1.178
11	8F A=0.35	1.001	2.17	0.35	1.327
12	8F 700,500	1.014	2.15	0.25	1.304
13	12F L=4	1.59	1.59	0.25	0.549
14	12F L=6	1.77	1.48	0.25	0.439
15	12F A=0.35	1.489	1.66	0.35	0.615
16	12F 700,500	1.402	1.73	0.25	0.696

جدول ۳ احتمال فراغذشت قاب‌ها از سطح عملکرد LS

مشخصات قاب	شتاپ اوج زمین معادل	احتمال فراغذشت
3F L=4	0.46	0.07
3F L=6	0.42	0.08
3F A=0.35	0.63	0.19
3F 700,500	0.44	0.06
5F L=4	0.44	0.00
5F L=6	0.46	0.00
5F A=0.35	0.60	0.23
5F 700,500	0.43	0.05
8F L=4	0.54	0.26
8F L=6	0.43	0.08
8F A=0.35	0.57	0.50
8F 700,500	0.41	0.00
12F L=4	0.72	0.55
12F L=6	0.84	0.62
12F A=0.35	0.94	0.64
12F 700,500	0.62	0.33

جدول ۴ احتمال فراغذشت قاب‌ها از سطح عملکرد IO

مشخصات قاب	شتاپ اوج زمین معادل	احتمال فراغذشت
3F L=4	0.077	0.03
3F L=6	0.071	0.01
3F A=0.35	0.105	0.04
3F 700,500	0.074	0.10
5F L=4	0.072	0.01
5F L=6	0.076	0.01
5F A=0.35	0.100	0.02
5F 700,500	0.072	0.02
8F L=4	0.091	0.02
8F L=6	0.072	0.01
8F A=0.35	0.095	0.11
8F 700,500	0.007	0.00
12F L=4	0.121	0.12
12F L=6	0.140	0.19
12F A=0.35	0.160	0.24
12F 700,500	0.103	0.14

جدول ۵ احتمال فراغذشت قاب‌ها از سطح عملکرد CP

مشخصات قاب	شتاب اوج زمین معادل	احتمال فراغذشت
3F L=4	0.69	0.01
3F L=6	0.63	0.01
3F A=0.35	0.94	0.00
3F 700,500	0.66	0.00
5F L=4	0.65	0.00
5F L=6	0.68	0.00
5F A=0.35	0.9	0.01
5F 700,500	0.65	0.02
8F L=4	0.81	0.11
8F L=6	0.65	0.10
8F A=0.35	0.89	0.31
8F 700,500	0.62	0.12
12F L=4	1.09	0.19
12F L=6	1.26	0.17
12F A=0.35	1.42	0.32
12F 700,500	0.93	0.06

می‌توان گفت طراحی‌های بر مبنای مبحث دهم و آئین نامه ۲۸۰۰ برای ساختمان‌های تا ۸ طبقه احتمال آسیب‌پذیری کمتری دارد و می‌تواند قابل اعتمادتر باشد. محدودیت دامنه و کاربرد آئین نامه ۲۸۰۰، کاربرد آن در ساختمان‌های با ارتفاع متوسط را بیشتر مشخص می‌نماید.

در آئین نامه ۲۸۰۰ ایران به نظر می‌رسد که اهمیت رعایت سطح عملکرد LS از سایر سطوح عملکرد بیشتر است و با رعایت این سطح عملکرد، وضعیت قاب‌ها در سطوح عملکرد دیگر نیز مناسب خواهد بود. این موضوع تا حدودی به طراحان اطمینان می‌دهد که طراحی براساس آئین نامه که معمولاً این سطح عملکرد را ملاک قرار می‌دهد، می‌تواند وضعیت مناسب سازه را در سطوح عملکرد دیگر نیز تضمین نماید. معیار شتاب اوج زمین با توجه به این که با پاسخ سازه مرتبط نیست، نمی‌تواند برای تمامی قاب‌ها معیار

احتمال آسیب‌پذیری قاب‌های ۳ و ۵ طبقه در سطح عملکرد LS بسیار رضایت بخش است به‌طوری که احتمال آسیب‌پذیری برای اکثر این قاب‌ها زیر ۱۰ درصد می‌باشد ولی برای قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه این احتمال افزایش یافته و برای قاب ۱۲ طبقه تا حد ۶۴ درصد نیز می‌رسد.

بحث و نتیجه‌گیری

با بررسی منحنی‌های شکنندگی و جداول احتمال فراغذشت برای سه سطح عملکرد LS، IO و CP ملاحظه می‌شود که با افزایش تعداد طبقات احتمال آسیب‌پذیری قاب‌ها بیشتر می‌شود. این احتمال برای قاب‌های ۱۲ طبقه حادتر است و به عنوان نمونه احتمال فراغذشت از سطح عملکرد LS تا حد ۶۴ درصد نیز می‌رسد. ولی برای قاب‌های ۳ و ۵ و تا حدودی ۸ طبقه، احتمال آسیب‌پذیری لرزه‌ای قابل قبول است.

عملکردی در شدت‌های مختلف به خصوص شدت‌های بالا را مشکل می‌سازد. بنابراین استفاده از آنالیز تاریخچه زمانی غیر خطی در این موارد ضروری است.

مناسبی باشد و استفاده از معیارهای شدت مرتبط با پاسخ سازه به مراتب مفیدتر است.

توزیع خرابی در سازه‌ها در شدت‌های مختلف ممکن است متفاوت باشد که این امر ارضای سطوح

مراجع

1. Tantala, M.W. and Deodatis, G., "Development of Seismic Fragility Curves for Tall Buildings", *15th ASCE engineering mechanics conference*, New York, (2002).
2. Padgett, J.E. and DesRoches, R., "Methodology for the Development of Analytical Fragility Curves for Retrofitted Bridges", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 37, pp. 1157–1174, (2008).
3. حسینی، م. و مجلد، م، "تهییه منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های فولادی منظم با قاب‌های دارای مهاربندی ضربه‌بری به کمک تحلیل دینامیکی غیر خطی" مهندسی عمران شریف، دوره ۲۷-۲، شماره ۱، ص. ۱۳۹۰ (۱۳۹۰).
4. Shinozuka, M., Feng, M.Q., Kim, H.K. and Kim, S.H., "Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development", *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 126(12), pp. 1287–95, (2000).
5. Shinozuka, M., Feng, M.Q., Lee, J. and Naganuma, T., "Statistical Analysis of Fragility Curves", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 126(12), pp. 1224–31, (2000).
6. Hwang, H., Jernigan, J.B. and Lin, Y.W. "Evaluation of Seismic Damage to Memphis Bridges and Highway Systems". *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 5, pp. 322–330, (2000).
7. Jernigan, J.B. and Hwang, H., "Development of Bridge Fragility Curves". *Seventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Boston, MA, (2002).
8. Iervolino, I., Fabbrocino, G. and Manfredi, G. "Fragility of Standard Industrial Structures by a Response Surface Based Method." *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8(6), pp. 927–946, (2004).
9. Berahman, F. and Behnamfar, F. "Seismic Fragility Curves for Un-Anchored On-Grade Steel Storage Tanks: Bayesian Approach", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 11, pp. 166–192, (2007).
10. Nielson, B.G. and DesRoches, R., "Seismic Fragility Methodology for Highway Bridges Using a Component Level Approach", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 36, pp. 823–839, (2007).
11. Padgett, J.E. and DesRoches, R., "Sensitivity of Seismic Response and Fragility to Parameter Uncertainty", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133(12), pp. 1710–1718, (2007).
12. Saranik, M., Jezequel, L. and Lenoir, D. "Comparison the Results of Seismic Vulnerability of Steel Structures with and Without the Integration of Low Cycle Fatigue Damage", *11th International Conference on Recent Advances in Structural Dynamics*, Italy (2013).

13. Leng, J., Schafer, B.W. and Buonopane, S.G. "Modeling the Seismic Response of Cold-Formed Steel Framed Buildings: Model Development for the CFS-NEES Building", Proceedings of the Annual Stability Conference, Missouri (2013).
14. Güneyisi, E.M. "Seismic Reliability of Steel Moment Resisting Framed Buildings Retrofitted with Buckling Restrained Braces", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 41, pp. 853–874, (2012).
۱۵. ناصر اسدی، ک. و پرویزی، م، "ارزیابی سطح خطرپذیری لردهای قابهای خمشی فولادی طراحی شده با ویرایش سوم آینه ایران" پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، ایران (۱۳۸۹).
۱۶. فخیمی، ا. و بهفرنیا، ک، "ارزیابی منحنی شکنندگی لردهای قابهای خمشی فولادی ویژه با نامنظمی جرمی در ارتفاع" هفتمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشکده مهندسی شهید نیکبخت، ایران (۱۳۹۲).
17. Vamvatsikos, D. and Cornell A.C., "Incremental Dynamic Analysis." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31(3), pp. 491–514, (2002).
۱۸. مقررات ملی ساختمان، "طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی – مبحث دهم"، وزارت مسکن و شهرسازی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۷).
۱۹. مقررات ملی ساختمان، "بارهای وارد بر ساختمان – مبحث ششم"، وزارت مسکن و شهرسازی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۵).
۲۰. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، "آینه ایرانی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰"، کمیته دائمی بازنگری آینه ایران طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، (۱۳۸۴).
21. Powell, G.H. "Ram Perform 3D User Guide (Nonlinear Dynamic Analysis)", (2008).
22. FEMA-440, "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", *Federal Emergency Management Agency*, Washington DC, (2005).
23. Huo, J.R. and Hwang, H. "Fragility of Memphis Buildings", *11th World Conference on Earthquake Engineering*, Mexico (1996).
۲۴. دستورالعمل بهسازی لردهای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰)، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، دفتر امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، (۱۳۸۵).

بررسی پارامتری بار شکست گنبدهای آجری ایرانی تقویت شده با ورق‌های FRP تحت بارهای متمرکز یکنوا*

مهرداد حجازی^(۱) حمید بهشتی^(۲) مهرداد قمری^(۳)

چکیده بهمنظور بررسی رفتار سازه‌ای گنبدهای آجری ایرانی، سه نوع گنبد نیم‌دایره، پنج‌اوهفت و شاخبزی که دو نمونه گنبد پنج‌اوهفت و شاخبزی هر کدام در سه حالت کنار، معمولی و تناد می‌باشند، مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. تحلیل غیر خطی با استفاده از روش المان محابود سه‌بعدی و با استفاده از نرم‌افزار ANSYS انجام گرفته است. گنبدهای مورد مطالعه شامل زیرمجموعه‌هایی از نمونه‌هایی با خصامت‌ها و دهانه‌های گوناگون می‌باشند. گنبدهای تحت اثر بارهای متمرکز یکنوا که تا زمان شکست موضوعی نمونه‌ها ادامه یافته‌اند، قرار گرفته‌اند. پس از مشخص شدن نواحی دارای ضعف، این نواحی توسط ورق‌های FRP تقویت شده و مجددً تحت اثر بارهای متمرکز یکنوا قرار گرفته‌اند. ورق‌های FRP با ابعاد و الگوهای قرارگیری مختلف، مورد بررسی قرار گرفته‌اند. مکان قرارگیری ورق‌ها یک مرتبه در محدوده دوسوم و یک مرتبه در محدوده یک‌سوم از ارتفاع گنبد، انتخاب شده است. بهمنظور پیش‌بینی شکست موضوعی از معیارهای شکست مناسب برای آجر و استفاده گردیده است. در این مقاله نتایج حاصل شامل اندازه بارهای شکست گنبد، تأثیر ابعاد و الگوهای ورق‌های FRP و تأثیر شکل و دهانه گنبد بر بار شکست ارائه می‌گردد.

واژه‌های کلیدی بار شکست، گنبدهای آجری ایرانی، ورق‌های FRP، تقویت شده، بار یکنوا.

Parametric Study of Failure Load of Persian Brick Masonry Domes Stiffened by FRP Strips under Concentrated Monotonic Loads

M.Hejazi M.Ghamari H.Beheshti

Abstract In order to investigate the structural behaviour of Persian brick masonry domes, three types of semi-circular, (drop, ordinary and raised) four-centred and (drop, ordinary and raised) pointed domes have been studied. The three-dimensional non-linear finite element method using the ANSYS code has been used for analysis. Domes with different thicknesses and spans have been subjected to monotonic concentrated loads up to local failure. Vulnerable zones have been stiffened by FRP strips. Stiffened domes have been again subjected to monotonic loads until local failure. FRP strips with different dimensions and patterns have been used. They have been placed at the one-third and two-third of dome height. Appropriate failure criteria have been used for prediction of brick and FRP failure. In this paper, obtained results including failure loads of domes, the effect of dimensions and patterns of FRP strips, and that of the shape and span of domes on failure load are presented.

Key Words Non-Linear Structural Analysis, Persian Brick Masonry Domes, FRP Strips, Stiffened, Monotonic Load.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۰۱/۲۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۰۴/۲۱ می‌باشد.

(۱) نویسنده مسئول، دانشیار، دانشکده مهندسی عمران و حمل و نقل، دانشگاه اصفهان. m.hejazi@eng.ui.ac.ir

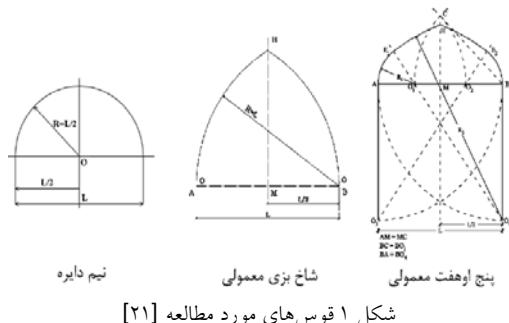
(۲) دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران و حمل و نقل، دانشگاه اصفهان.

(۳) دانشیار، گروه مکانیک، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه اصفهان.

سازه می‌شود. میلانی و همکاران [18] در سال ۲۰۰۹ با ارائه یک مدل تحلیل حدی برای طاقهای تقویت شده با نوارهای FRP بار شکست آنها را پیش‌بینی نمود. ماهینی و همکاران [19] در سال ۲۰۱۲ به بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی اثر تقویت طاقهای آجری با نوارهای FRP پرداختند و نشان دادند که این نوع تقویت ظرفیت باربری را به مقدار زیادی افزایش می‌دهد. قمری [۲۰] در سال ۱۳۹۲ نشان داد که استفاده از ورقهای FRP باعث افزایش قابل ملاحظه نیروی شکست گنبدهای آجری ایرانی تحت بار متغیر می‌شود.

مدل‌های مورد مطالعه

در این تحقیق برای بررسی سازه‌ای گنبدهای آجری ایرانی، از سه گنبد با شکل هندسی متفاوت، استفاده شده است. گنبدهای نیم‌دایره، پنج‌اوهفت و شاخ‌بزی از نمونه‌های مد نظر این تحقیق هستند، که دو نمونهٔ پنج‌اوهفت و شاخ‌بزی هرکدام در سه حالت کند، معمولی و تند مورد بررسی قرار گرفته‌اند (شکل ۱). مشخصات ابعادی گنبدهای مورد مطالعه شامل دهانه و ضخامت پاکار براساس مشخصات گنبدهای متداول اجرا شده و موجود در ایران که از مطالعات میدانی به‌دست آمده‌اند، انتخاب شده‌اند. این گنبدها دارای دهانه‌های ۱۲m، ۱۵m و ۱۸m می‌باشند. به‌منظور تعیین ضخامت راس، از نسبت‌های بهینهٔ ضخامت رأس به ضخامت پاکار حاصل از نتایج تحقیق حجازی [۲۲] استفاده شده است. این مشخصات در جدول (۱) آورده شده است.



مقدمه

در سال‌های اخیر توجه محققان به بررسی رفتار سازه‌ای عناصر معماری سنتی ایران شامل گنبد جلب شده است. حجازی اولین کسی بود که بناهای تاریخی ایران را از دیدگاه سازه مورد بررسی قرار داد. وی در فاصله سال‌های ۱۹۹۷ - ۲۰۱۴ مجموعه کاملی از اطلاعات در این زمینه را تهیه نمود [۱-۴]. وی مطالعات جامعی بر روی رفتار سازه‌ای گنبدهای آجری تاریخی ایران تحت اثر وزن، برف، باد، حرارت و زلزله از سال ۱۳۶۹ آنجام داده است و نتیجه گرفته است که در اغلب موارد گنبدها رفتار رضایت‌بخشی دارند [۹] و [۸] و [۵-۷]. فرشاد [۱۰] در سال ۱۹۷۷ با استفاده از تئوری پوسته‌ها شکل و تغییرات ضخامت مربوط به گنبدهای با مصالح بنایی را که در آنها تحت بار وزن ممان خمی و تنش کششی وجود ندارد به‌دست آورد و آن را با یکی از گنبدهای ایرانی مطابقت داد. در ادامه کار فرشاد، حجازی [۱۱] در سال ۲۰۰۵ نشان داد با استفاده از تنسیبات هندسی خاص در طراحی شکل گنبد می‌توان رفتار سازه‌ای آن را کنترل نمود. زهراei و اکبر [۱۲] در سال‌های ۱۳۶۸ و ۱۳۶۹ سیستم سازه‌ای قوس‌ها و گنبدهای ایرانی را مطالعه کردند. شاسانو [۱۳] در سال ۱۹۹۶ بر روی شکل و تعادل گنبدهای ایرانی تحت اثر بارهای استاتیکی و دینامیکی تحقیق نمود.

اخیراً از پلیمرهای تقویت شده با الیاف (FRP) برای مقاوم‌سازی یا مرمت سازه‌های با مصالح بنایی به‌منظور افزایش مقاومت و یا شکل‌پذیری استفاده می‌شود. فورابوشی [۱۶] در سال ۲۰۰۴ به مطالعه قوس‌ها و طاقهای بنایی تقویت شده با نوارهای FRP پرداخت و نشان داد که بدین وسیله می‌توان از شکست آنها به‌دلیل ایجاد مفصل پلاستیک جلوگیری کرد. دلورنژیس و همکاران [۱۷] در سال ۲۰۰۷ نشان دادند که تقویت طاق‌ها با استفاده از ورقهای FRP منجر به کاهش رانش جانبی طاق و بالا رفتن ظرفیت باربری

خصوصیات مکانیکی مصالح به کار رفته

خصوصیات مکانیکی مصالح بنایی آجری (ترکیب ملات و آجر) مورد استفاده در تحلیل‌ها در جدول (۲) نشان داده شده است. این خصوصیات مکانیکی حاصل تحقیق حجازی و مهدیزاده [۴] می‌باشد.

جدول ۲ خصوصیات مکانیکی مصالح تشکیل‌دهنده گنبدها [۴]

ترکیب ملات و آجر	ملات	آجر	خصوصیات مصالح
۱۵۳۰	۱۶۰۰	۱۳۳۰	جرم حجمی (kg/m^3)
۲۷۳۰	۱۲۰۰	۵۳۰۰	مدول الاستیسیته (MPa)
۰/۱۷	۰/۱۷	۰/۱۷	ضریب پواسون
۰/۲۷	۰/۲۵	۰/۰۳	مقاومت کششی (MPa)
۲/۷۳	۱	۵/۳	مقاومت فشاری (MPa)
۰/۶	۰/۶	۰/۶	ضریب انبساط حرارتی ($\text{m/m}^{\circ}\text{C}$) $\times 10^{-5}$

براساس نتایج تجربی حاصل شده در مطالعات بیندا و همکاران [23] می‌توان رابطه تنش-کرنش برای ترکیب آجر و ملات را به صورت یک نمودار خطی-سهمی بر اساس روابط (۱) و (۲) بیان نمود.

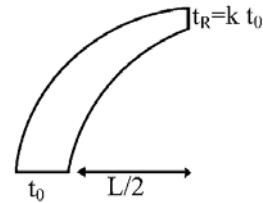
$$\sigma = E \varepsilon_e, \quad \varepsilon \leq \varepsilon_e \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \sigma &= (f_k / 4)[7(\varepsilon / \varepsilon_e) - 2(\varepsilon / \varepsilon_e)^2 - 2] \\ \varepsilon_e &\leq \varepsilon \leq 2\varepsilon_e \\ \varepsilon_e &= 0.75 f_k / E \end{aligned} \quad (2)$$

که در آن f_k مقاومت فشاری و E مدول الاستیسیته مصالح ترکیبی آجر و ملات می‌باشند. برای مصالح موجود در گنبدهای مورد مطالعه، با قراردادن مقادیر جدول (۲) در روابط (۱) و (۲)، رابطه تنش-کرنش به صورت روابط (۳) و (۴) درمی‌آید که در شکل (۳) نشان داده شده است.

$$\varepsilon_e = 0.75 f_k / E = 0.75 \times 2.73 / 2370 = 7.5 \times 10^{-4} \quad (3)$$

در شکل (۲) یک مقطع از گنبد مورد مطالعه مشاهده می‌شود. در این شکل ضخامت پاکار قوس با علامت t_0 ، ضخامت رأس قوس با علامت t_R ، طول دهانه داخلی قوس با علامت L و نسبت ضخامت رأس به ضخامت پاکار قوس با علامت k نشان داده شده است.



شکل ۲ مقطع قائم گنبد مورد مطالعه

جدول ۱ ابعاد بهینه بدست آمده برای قوس گنبدها

k [۲۲]	t_R (m)	t_0 (m)	L (m)	نمونه
۰/۱۹	۰/۱۵۹۶	۰/۸۴	۱۲	نمی‌دایره
۰/۱۹	۰/۱۹۹۵	۱/۰۵	۱۵	
۰/۲	۰/۲۵۲	۱/۲۶	۱۸	
۰/۶	۰/۸۴	۱/۴۰	۱۲	
۰/۶	۰/۹	۱/۵۰	۱۵	شاخ‌بزی کند
۰/۶	۰/۹۸۴	۱/۶۴	۱۸	
۰/۷۵	۱/۰۸	۱/۴۴	۱۲	
۰/۷۵	۱/۱۲۵	۱/۵۰	۱۵	شاخ‌بزی معمولی
۰/۷۵	۱/۱۴	۱/۵۲	۱۸	
۰/۸	۱/۰۶	۱/۳۲	۱۲	
۰/۸	۱/۲	۱/۵۰	۱۵	شاخ‌بزی تند
۰/۸	۱/۲۸۸	۱/۶۱	۱۸	
۰/۳۸	۰/۴۲۱۸	۱/۱۱	۱۲	پنج او هفت
۰/۴۰	۰/۶	۱/۵۰	۱۵	
۰/۴۲	۰/۶۳۸	۱/۵۲	۱۸	
۰/۵۵	۰/۸۹	۱/۶۲	۱۲	
۰/۶۰	۰/۹	۱/۵۰	۱۵	پنج او هفت معمولی
۰/۶۵	۰/۹۶۸۵	۱/۴۹	۱۸	
۰/۵۵	۰/۷۹۷۵	۱/۴۵	۱۲	
۰/۵۵	۰/۸۲۵	۱/۵۰	۱۵	پنج او هفت تند
۰/۵۵	۰/۸۸۵۵	۱/۶۱	۱۸	

معیار شکست

متداول‌ترین معیار شکست مورد استفاده در روش المان محدود برای مدل کردن مصالح ترد و شکننده مانند مصالح بنایی معیار شکست ویلام-وارنک است [25]. این معیار هر دو مود شکست شامل شکست خوردنگی در کشش و خردشیدگی یا الهیدگی در فشار را در محاسبات وارد می‌کند. پارامترهای این معیار شکست برای ترکیب مصالح آجر و ملات به منظور استفاده در نرم‌افزار براساس روابط (۵) تا (۹) [26]، رابطه (۱۰) [27] و رابطه (۱۱) [28] محاسبه و در جدول (۴) نشان داده شده‌اند.

$$f_{cb} = 1.2f_c = 1.2 \times 2.73 = 3.276 \text{ MPa} \quad (5)$$

$$f_l = 1.45f_c = 1.45 \times 2.73 = 3.96 \text{ MPa} \quad (6)$$

$$f_2 = 1.725f_c = 1.725 \times 2.73 = 4.71 \text{ MPa} \quad (7)$$

$$|\sigma_h^a| \leq 3^{1/2} f_c = 4.73 \text{ MPa} \quad (8)$$

اگر $TFC = 1 \text{ MPa}$, باید محاسبه گردد =

$$TFC = 0.6 \quad , \quad f_l \neq 1 \text{ MPa} \quad (9)$$

$$\beta_t = 0.15 \quad (10)$$

$$\beta_c = 0.75 \quad (11)$$

در این روابط f_t , f_c , f_{cb} , f_2 , f_l , $|\sigma_h^a|$, β_t , β_c , TFC به ترتیب مقاومت کششی تک محوری، مقاومت فشاری تک محوری، مقاومت فشاری دو محوری، مقاومت فشاری برای حالتی از فشار دو محوری که بر روی تنش هیدرواستاتیک قرار داده می‌شود، مقاومت فشاری برای حالتی از فشار تک محوری که بر روی تنش هیدرواستاتیک قرار داده می‌شود، مقاومت هیدرواستاتیک، ضریب افزایش سختی ترک در کشش، ضریب جابه‌جایی بر شی ترک باز و ضریب جابه‌جایی بر شی ترک بسته می‌باشند.

معیار شکست مورد استفاده برای ورق‌های FRP تئوری تنش تسای-وو بوده است که به صورت وسیعی برای مواد مرکب غیر ایزوتروپیک که دارای مقاومت‌های مختلف کششی و فشاری هستند از جمله

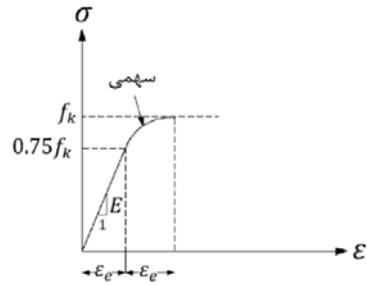
$$\sigma = (f_k / 4)[7(\varepsilon / \varepsilon_c) - 2(\varepsilon / \varepsilon_c)^2 - 2]$$

$$\sigma = (2.73/4)[7(\varepsilon / 7.5 \times 10^{-4}) - 2(\varepsilon / 7.5 \times 10^{-4})^2 - 2]$$

$$7.5 \times 10^{-4} \leq \varepsilon \leq 15 \times 10^{-4} \quad (4)$$

به منظور جلوگیری از تمرکز تنش در زیر بار متمنک از ورق‌های فولادی استفاده شده است که برای آنها تنش تسليم برابر 240 MPa ، مدول الاستیسیته مساوی 200 GPa ، ضریب پواسون برابر 0.3 و جرم حجمی مساوی 7850 kg/m^3 می‌باشد.

ورق‌های FRP مورد استفاده در تقویت گنبدها دارای الیاف از جنس شیشه‌اند که خصوصیات مکانیکی آنها در جدول (۳) ارائه شده است [24]. از پنج لایه ورق FRP به ضخامت کل 10 mm برای تقویت استفاده شده است.



شکل ۳ نمودار مربوط به رابطه پیشنهادی تنش-کرنش برای مصالح ترکیبی آجر و ملات [23]

جدول ۳ خصوصیات ورق‌های FRP [24]

۱۶۶۰			جرم حجمی (kg/m³)
$E_1 = 127/5$	$E_2 = 7/3$	$E_3 = 7/3$	مدول الاستیسیته (GPa)
$G_{12} = 4/2$	$G_{23} = 4/7$	$G_{13} = 4/2$	مدول برشی (GPa)
$\sigma_{11} = 250$	$\sigma_{22} = 10/5$	$\sigma_{33} = 1000$	مقاومت کششی (MPa)
$\sigma_{12} = -200$	$\sigma_{23} = -10$	$\sigma_{31} = -1000$	مقاومت فشاری (MPa)
$\tau_{12} = 8$	$\tau_{23} = 100$	$\tau_{31} = 100$	مقاومت برشی (MPa)
۶۲			مقاومت برشی در صفحه (MPa)

ورق‌های فولاد) و تئوری شکست تسای-وو (برای ورق‌های FRP) می‌باشد. برای مدل‌سازی تماس بین سطح ورق فولادی (برای انتقال بار مرکز) و سطح گنبد آجری و نیز تماس بین ورق FRP و مصالح بنایی از المان‌های حجمی 173 contact و 170 target استفاده شده است. این دو نوع المان که به المان‌های سطح به سطح نیز معروف هستند دارای خصوصیات هندسی مشابه سطوحی هستند که قرار است در تماس با یکدیگر قرار گیرند و در آنها اصطکاک کولمب و تنش برشی قابل تعریف است. شرایط تکیه‌گاهی بدین گونه بوده است که کلیه جابه‌جایی‌های گره‌های در تکیه‌گاه (قاعده) گنبد مقید شده‌اند. به‌منظور حصول اطمینان از همگرایی، تحلیل‌های مختلفی با تعداد المان‌های متفاوت انجام گرفته و بر آن مبنای تعداد لازم المان‌ها برای همگرایی بین ۳۵۰۰۰ تا ۴۰۰۰۰ به‌دست آمده است.

صحت‌سنگی

برای صحت‌سنگی از تحقیق انجام شده توسط ماهینی و همکاران [19] استفاده شده است. این تحقیق بر روی یک طاق آجری با دهانه $6/47\text{m}$ و ضخامت $0/2\text{m}$ که بر روی ستون‌هایی با ارتفاع $3/17\text{m}$ و ضخامت $0/9\text{m}$ قرار گرفته است، انجام شده است (شکل ۴-الف). مصالح طاق آجری و مصالح ستون‌ها خشتشی است. به‌منظور صحت‌سنگی، تحلیل برای دو حالت طاق، یکی مقاوم نشده و دیگری مقاوم شده با ورق FRP با عرض 20cm ، انجام شده است. ورق‌های FRP که دارای الیاف از جنس کربن هستند از پایی ستون تا بالای آن و از آنجا از یک طرف طاق به طرف دیگر و از آنجا از بالای ستون دیگر تا پایین آن ادامه یافته‌اند و در زیر و روی طاق و در دو طرف ستون در مقابل هم قرار گرفته‌اند. طاق تحت اثر وزن و یک بار جانبی یکنوا (افزاینده) که به صورت یکنواخت از پایین تا بالا بر همه قسمت‌های ستون‌ها و طاق وارد می‌شود، قرار داشته است. سایر جزئیات و اطلاعات در مرجع [19] قابل دسترسی است. در شکل‌های (۴-ب) و (۴-پ) نمودارهای بار جانبی

برای مواد مرکب ارتوتروپیک استفاده می‌شود [29]. مشخصات مکانیکی مورد نیاز برای تحلیل این ورق‌ها در جدول (۳) ارائه شده است.

از معیار شکست فون میزز برای ورق‌های فولادی استفاده شده است.

جدول ۴ پارامترهای معیار شکست ویلام-وارنک به منظور آنالیز ترک برای ترکیب مصالح ملات و آجر [27]

β_t	β_c	$f_t (\text{MPa})$	$f_c (\text{MPa})$	$f_{cb} (\text{MPa})$
۰/۱۵	۰/۷۵	۰/۲۷	۲/۷۳	۳/۷۷۶
$\sigma_h^a (\text{MPa})$	$f_t (\text{MPa})$	$f_c (\text{MPa})$	TCF	
۴/۷۳	۳/۹۶	۴/۷۱	۰/۶	

روش آنالیز

برای آنالیز از روش المان محدود غیرخطی و نرم‌افزار ANSYS [30] استفاده شده است. رفتار مصالح غیر خطی در نظر گرفته شده و از روش مدل‌سازی ماکرو استفاده گردیده است. آنالیز تحت اعمال همزمان باز وزن و بار مرکزی انجام شده است. بار مرکزی به تدریج افزایش داده شده است تا براساس معیار شکست ویلام-وارنک به دلیل ازدیاد تنش در مصالح آجری شکست ایجاد گردد. این بار به عنوان نیروی شکست انتخاب شده است.

المان مورد استفاده برای مدل‌سازی مصالح بنایی آجری المان solid65 است. این المان برای مدل‌سازی مصالح ترد، مانند آجر، برای تحلیل ترک خورده‌گی در کشش و یا لهشده‌گی در فشار به کار می‌رود و قابلیت تعریف معیار شکست ویلام-وارنک مورد استفاده در این تحقیق را دارد. این المان چهار وجهی دارای چهار گره می‌باشد و در هر گره سه درجه آزادی جابه‌جایی وجود دارد. برای ورق فولادی و برای ورق FRP از المان چهار وجهی solid45 استفاده شده است که دارای چهار گره و در هر گره سه درجه آزادی جابه‌جایی جا به جایی است. این المان دارای قابلیت مدل‌سازی مواد مرکب الیافی و تعریف معیار شکست فون میزز (برای

بررسی پارامتری بار شکست گنبدهای آجری ایرانی تقویت شده با ...

به منظور تعیین مناسب‌ترین ابعاد ورق، سه نوع ورق مربعی با ضلع 20 cm , 30 cm , 40 cm انتخاب گردیدند و سپس برای هر نوع ورق ضخامت‌های 5 mm , 10 mm , 15 mm و 20 mm در نظر گرفته شدند. پس از انجام چندین تحلیل مشخص شد که ضخامت 10 mm مناسب‌ترین ضخامت است. هم‌چنین ورق‌های مربعی با اضلاع 20 cm , 30 cm و 40 cm به ترتیب برای گنبدهای با دهانه‌های 12 m , 15 m و 18 m انتخاب شدند.

برای تعیین تعداد و چگونگی اعمال بارهای متتمرکز وارد بر گنبد در این تحقیق، هشت حالت اعمال بار متتمرکز شامل یک، دو، سه، چهار، شش و هشت بار متتمرکز مساوی به صورت متقارن یا غیر متقارن در محدوده یک سوم بالایی ارتفاع گنبد براساس شکل (۵-الف) به همراه بار وزن برای گنبد نیم دایره با دهانه 12 m بررسی شد و نیروی شکست هر حالت محاسبه گردید (جدول ۵). بدلیل این‌که نیروی شکست حالت ۲ که در آن دو بار متتمرکز متقارن به گنبد وارد می‌شود (شکل‌های ۵-الف، ب و پ) دارای کمترین مقدار می‌باشد، این حالت به عنوان حالت بحرانی انتخاب شد و در بررسی کلیه گنبدهای مورد مطالعه در ادامه تحقیق مورد استفاده قرار گرفت. مکان قرار گیری دو ورق فولادی یک مرتبه در یک سوم بالایی ارتفاع گنبد (در ناحیه نزدیک به زاویه 51° تا 57° نسبت به خط افقی پایه (شکل ۵-پ) و یک مرتبه در یک سوم پایینی ارتفاع گنبد می‌باشد.

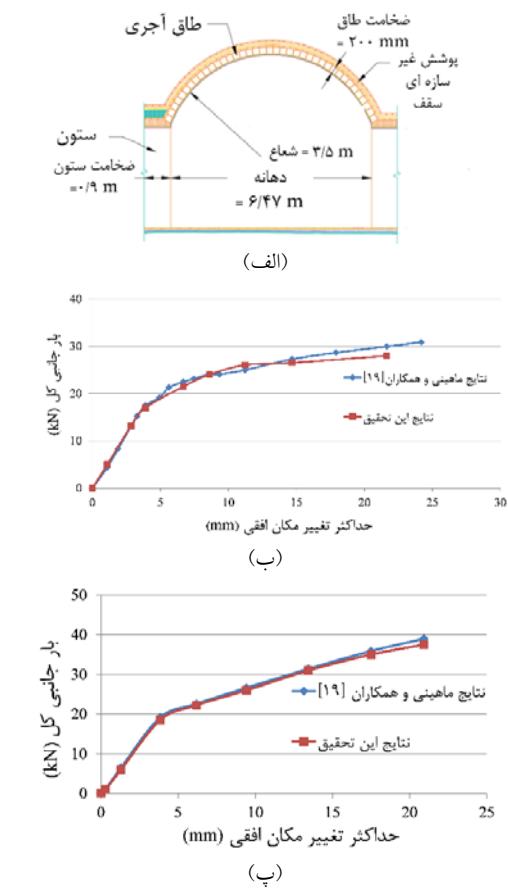
چیدمان و ابعاد ورق‌های FRP

از نظر چیدمان، ورق‌های FRP در سه گروه اصلی طبقه‌بندی شده‌اند: ۱) ورق‌های FRP در بالا و پایین ورق فولادی (به صورت افقی)، ۲) ورق‌های FRP در چپ و راست ورق فولادی (به صورت قائم)، و ۳) ورق‌های FRP در دور تا دور ورق فولادی.

کل در برابر حداقل تغییر مکان افقی نشان داده شده‌اند. نتایج حاصل حاکی از تطابق مناسب مدل‌سازی در این تحقیق با نتایج آزمایشگاهی می‌باشد به طوری حداقل اختلاف در حدود 3% است.

انتخاب ابعاد ورق فولادی در محل بار متتمرکز و تعداد بارهای متتمرکز

در زیر بار متتمرکز یک ورق فولادی قرار داده شده است تا انتقال نیرو به پوسته گنبد به صورت یکنواخت و بدون ایجاد متتمرکز تشن انجام گیرد.



شکل ۴ طاق مورد استفاده برای صحبت‌سنگی و نمودارهای بار جانبی کل در برابر حداقل تغییر مکان جانبی: (الف) ابعاد [۱۹]، (ب) طاق بدون ورق FRP، (پ) طاق دارای ورق FRP به عرض 20 cm

بار متتمرکز به صورت یک بار گسترش دهنده یکنواخت معادل عمود بر سطح ورق فولادی اعمال می‌گردد.

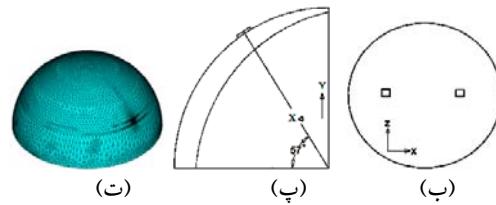
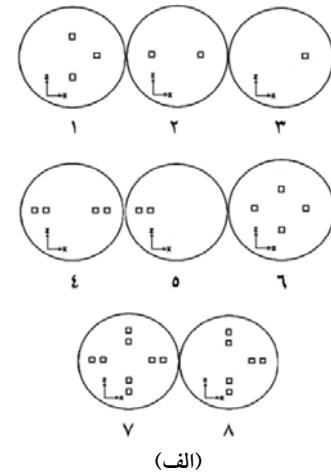
شد که در این سه الگو فاصله بین دو ورق به ترتیب برابر 0cm ، 10cm و 20cm می‌باشد. در گروه ۲ (شکل ۷)، از سه نوع ابعاد مختلف برای ورق FRP استفاده شده است که در دو حالت، ورق‌های FRP دارای عرض ۱ برابر و طول‌های به ترتیب ۲ برابر (ورق مستطیلی نوع ۱) و ۳ برابر (ورق مستطیلی نوع ۲) ضلع ورق فولادی هستند و در یک حالت ورق FRP دارای شکل مریع با ابعاد مساوی ورق فولادی (ورق مربعی) می‌باشد. در این گروه نیز سه الگوی فاصله 0cm ، 10cm و 20cm بین ورق و FRP و ورق فولادی در نظر گرفته شده است.

در گروه ۳ (شکل ۸)، ورق FRP به گونه‌ای در دور تا دور ورق فولادی مریع شکل قرار می‌گیرد که یک مریع محیطی را تشکیل می‌دهد که در حالت اول ضلع این مریع محیطی ۳ برابر و در حالت دوم ضلع این مریع ۴ برابر ضلع ورق مربعی شکل فولادی است.

اعمال بار متتمرکز در یک سوم بالایی ارتفاع گنبد
در این تحقیق اعمال بار متتمرکز یک مرتبه در یک سوم بالایی ارتفاع گنبد (شکل ۵-پ) و یک مرتبه در یک سوم پایینی ارتفاع گنبدی‌های مورد مطالعه انجام می‌گیرد. آنالیزها تحت اعمال همزمان بار متتمرکز و وزن گنبد انجام می‌شود. در ابتدا نتایج حاصل از اعمال بار در یک سوم بالایی ارائه می‌گردد.

گنبدی‌های با مقطع نیم دایره

کلیه حالت‌های قرارگیری ورق‌های تقویتی FRP نشان داده شده در شکل‌های (۶)، (۷) و (۸) برای گنبدی‌های با مقطع نیم دایره در سه دهانه 12m ، 15m و 18m تحت بارگذاری حالت ۲ که در آن دو بار متتمرکز متقاضی به گنبد وارد می‌شود (شکل ۵-ب) مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

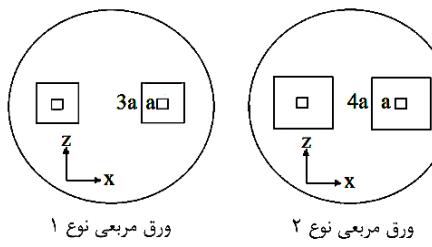


شکل ۵ (الف) نمای بالایی حالت‌های اعمال بار متتمرکز، (ب) نمای بالایی اعمال بار انتخاب شده، (پ) محل قرارگیری ورق فولادی در یک سوم بالایی ارتفاع گنبد، (ت) نمای سه‌بعدی حالت انتخاب شده

جدول ۵ نیروهای شکست بدست آمده برای هشت حالت اعمال بار متتمرکز بر گنبد نیم‌دایره با دهانه 12m

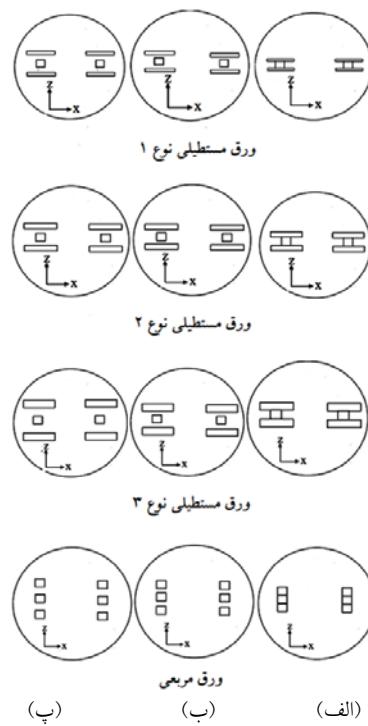
شماره حالت	۴	۳	۲	۱	نیروی شکست (MN)
نیروی شکست	۷/۵	۱۱/۵	۳/۲۵	۷/۵	
شماره حالت	۸	۷	۶	۵	
نیروی شکست (MN)	۱۳/۵	۱۱/۵	۱۱	۶	

در گروه ۱ (شکل ۶)، از چهار اندازه متفاوت از ورق FRP استفاده شده است که در سه حالت، ورق‌های FRP دارای طول ۳ برابر و عرض‌های به ترتیب $0/2$ برابر (ورق مستطیلی نوع ۱)، $0/4$ برابر (ورق مستطیلی نوع ۲) و 1 برابر (ورق مستطیلی نوع ۳) ضلع ورق فولادی هستند و در یک حالت ورق FRP به شکل مریع با ابعاد مساوی ورق فولادی (ورق مربعی) می‌باشد. به منظور بررسی اثر پارامتر فاصله قرارگیری ورق FRP از ورق فولادی از سه الگو استفاده

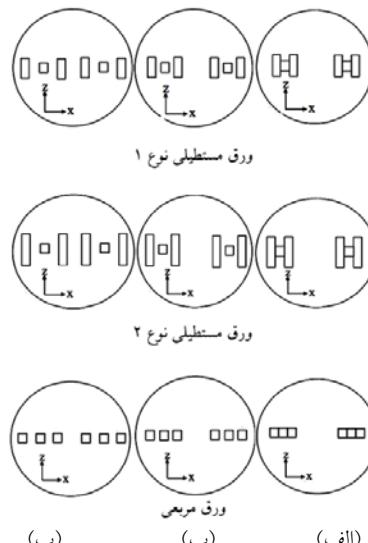


شکل ۸ نمای بالا از گروه ۳ چیدمان ورق‌های FRP در حالت دور تا دور ورق فولادی در دو حالت با ابعاد ۳ و ۴ برابر ابعاد ورق فولادی

نتایج مربوط به گروه ۱ چیدمان ورق‌های FRP (در بالا و پایین ورق فولادی (شکل ۶) در شکل (۹) نشان داده شده است. بزرگ‌ترین نیروی شکست به ترتیب مربوط به ورق مستطیلی نوع ۳، ورق مستطیلی نوع ۲، ورق مربعی، و ورق مستطیلی نوع ۱ است. از دیدگاه فاصله بین ورق FRP و ورق فولادی، بزرگ‌ترین نیروی شکست مربوط به حالت بدون فاصله است و با افزایش فاصله، اندازه نیروی شکست کاهش می‌یابد. بر اساس اندازه دهانه گنبد، با افزایش دهانه گنبد کاهش نیروی شکست اتفاق می‌افتد. به عنوان مثال، در گنبد نیم دایره با دهانه ۱۲m، برای حالت بدون فاصله بین ورق‌ها، نیروهای شکست مربوط به ورق مستطیلی نوع ۱ (ضعیف‌ترین حالت) و ورق مستطیلی نوع ۳ (قوی‌ترین حالت) به ترتیب برابر $3/28\text{MN}$ و $11/5\text{MN}$ می‌باشند که با تغییر نوع ورق افزایش $251/20$ % در نیروی شکست مشاهده می‌شود. برای همین دهانه گنبد، برای حالت ورق مستطیلی نوع ۳، که بیشترین نیروی شکست را دارد، نیروهای شکست مربوط به فاصله ورق‌ها برابر 0cm و 20cm به ترتیب مساوی $11/5\text{MN}$ و 9MN می‌باشند که برای حالت دوم یک کاهش 22% دیده می‌شود. برای حالت بدون فاصله بین ورق‌ها و ورق مستطیلی نوع ۳ که بیشترین نیروی شکست را ایجاد می‌کنند، نیروهای شکست مربوط به گنبدهای نیم دایره با دهانه‌های 12m



شکل ۶ نمای بالا از گروه ۱ چیدمان ورق‌های FRP در حالت بالا و پایین ورق فولادی: (الف) با فاصله 0cm از ورق فولادی، (ب) با فاصله 10cm از ورق فولادی، (پ) با فاصله 20cm از ورق فولادی

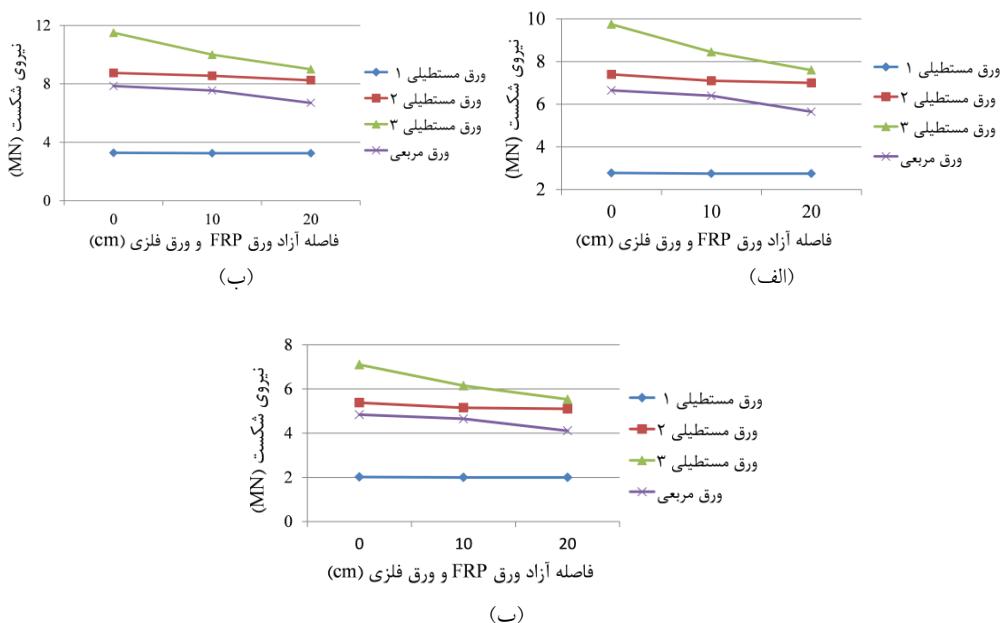


شکل ۷ نمای بالا از گروه ۲ چیدمان ورق‌های FRP در حالت در چپ و راست ورق فولادی: (الف) با فاصله 0cm از ورق فولادی، (ب) با فاصله 10cm از ورق فولادی، (پ) با فاصله 20cm از ورق فولادی

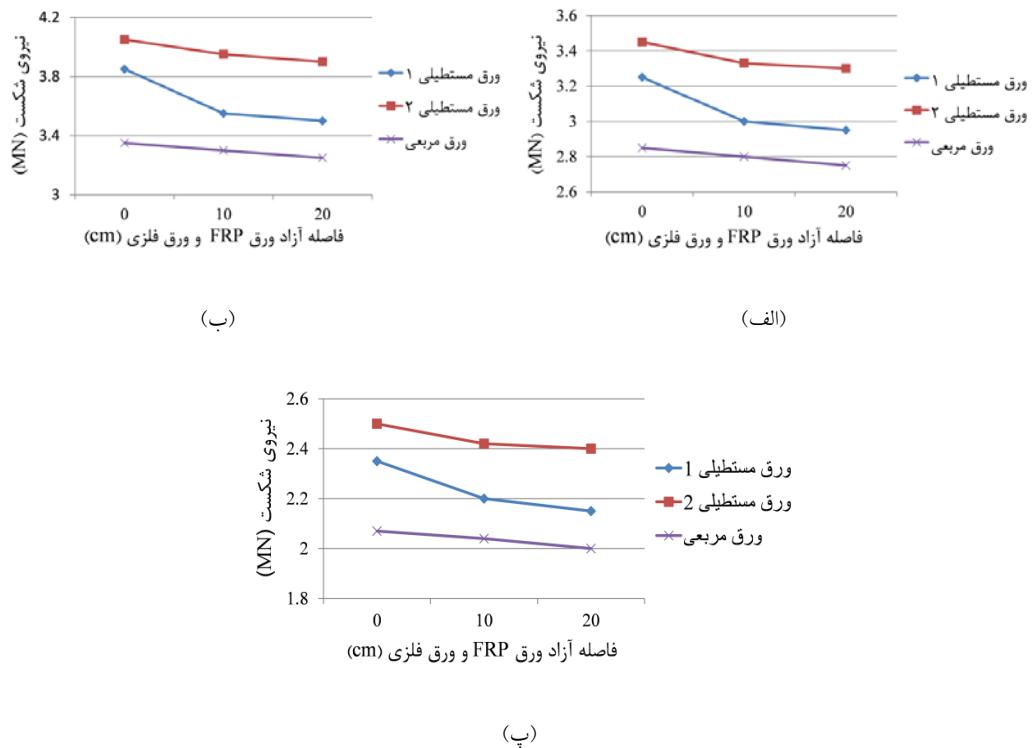
۳/۳۵MN هستند که حالت‌های دوم و سوم نسبت به حالت اول کاهش های 5% و 13% را نشان می‌دهند. در همین دهانه گنبد، برای حالت ورق مستطیلی نوع ۲ که دارای بیشترین نیروی شکست است، نیروهای شکست مربوط به فاصله ورق‌ها برابر 0cm ، 10cm و 20cm به $4/05\text{MN}$ ، $3/95\text{MN}$ و $3/9\text{MN}$ هستند که فواصل دوم و سوم نسبت به فاصله اول به ترتیب کاهش های 2% و 1% را نشان می‌دهد. برای حالت بدون فاصله بین ورق‌ها و ورق مستطیلی نوع ۲ که باعث ایجاد بیشترین نیروی شکست می‌شوند، نیروهای شکست متعلق به گنبدی‌های نیم دایره با دهانه‌های 12m ، 15m و 18m به ترتیب برابر $4/05\text{MN}$ ، $3/45\text{MN}$ و $2/5\text{MN}$ هستند که دهانه‌های دوم و سوم نسبت به دهانه اول به ترتیب دارای کاهش‌های 15% و 28% می‌باشند.

15m و 18m به ترتیب برابر $11/5\text{MN}$ ، $9/75\text{MN}$ و $7/1\text{MN}$ هستند که برای دهانه‌های دوم و سوم نسبت به دهانه اول به ترتیب کاهش های 15% و 27% مشاهده می‌گردد.

نتایج حاصل از تحلیل گروه ۲ چیدمان ورق‌های FRP (در چپ و راست ورق فولادی (شکل (۷)) در شکل (۱۰) ارائه شده است. نیروی شکست گنبد به ترتیب از ورق مستطیلی نوع ۲ به ورق مستطیلی نوع ۱ و از آن به ورق مربعی (یعنی با کاهش طول ورق FRP) کاهش می‌یابد. با افزایش فاصله بین ورق FRP و ورق فولادی نیروی شکست گنبد با افزایش دهانه به صورت کاهشی است. به طور مثال، در گنبد نیم دایره با دهانه 12m ، در حالت بدون فاصله بین ورق‌ها نیروهای شکست ورق مستطیلی نوع ۲، ورق مستطیلی نوع ۱ و ورق مربعی به ترتیب برابر $4/05\text{MN}$ ، $3/85\text{MN}$ و $3/8\text{MN}$ هستند.



شکل ۹ نمودارهای تغییرات نیروی شکست در برابر فاصله بین ورق FRP و ورق فولادی در گروه ۱ چیدمان ورق FRP (در بالا و پایین ورق فولادی) در گنبد نیم دایره: (الف) دهانه 12m ، (ب) دهانه 15m ، (پ) دهانه 18m



شکل ۱۰ نمودارهای تغییرات نیروی شکست در برابر فاصله بین ورق FRP و ورق فولادی در گروه ۲ چیدمان ورق FRP (در چپ و راست ورق فولادی) در گنبد نیم دایره: (الف) دهانه ۱۲ m، (ب) دهانه ۱۵ m، (پ) دهانه ۱۸ m

اندازه معینی تأثیر چندانی در افزایش نیروی شکست نخواهد داشت.

جدول ۶ نیروی شکست برای گنبد نیم دایره در گروه ۳ چیدمان ورق FRP (دور تا دور ورق فولادی) (MN)

نیروی شکست (MN)			نمونه
۱۸m	۱۵m	۱۲m	دهانه
۲	۲/۷۵	۳/۲۵	بدون ورق (تقویت نشده)
۱۰/۵	۷/۶۵	۱۲/۵	ورق مربعی نوع ۱
۱۲	۸/۷۳	۱۴/۵	ورق مربعی نوع ۲

نامگذاری نمونه های انتخابی برای ادامه آنالیزها. با آنالیز گنبد های نیم دایره مشخص شد که تعدادی از حالت های تقویت ورق های FRP مناسب تر از تعدادی

نتایج مربوط به گروه ۳ چیدمان ورق های FRP دور تا دور ورق فولادی (شکل ۸) در جدول (۶) نشان داده شده است. روشن است که با افزایش ابعاد ورق FRP نیروی شکست افزایش می باید. به طور مثال برای گنبد نیم دایره با دهانه ۱۲m، مقادیر نیروی شکست برای حالت بدون ورق، ورق مربعی نوع ۱ و ورق مربعی نوع ۲ به ترتیب برابر $12/5\text{ MN}$ ، $3/25\text{ MN}$ و $14/5\text{ MN}$ هستند. افزایش نیروی شکست حالت ورق مربعی نوع ۱ نسبت به حالت بدون ورق برابر 284% و حالت ورق مربعی نوع ۲ نسبت به حالت ورق مربعی نوع ۱ مساوی 16% است. این در حالی است که افزایش مقدار ورق FRP مصرفی حالت ورق مربعی نوع ۲ نسبت به حالت ورق مربعی نوع ۱ برابر $87/5\%$ است. این مقایسه نشان می دهد که افزایش مقدار ورق FRP از

پایین افقی)), چیدمان ۲ (ورق FRP در چپ و راست قائم) و چیدمان ۳ (ورق FRP دور تا دور) هستند. اعداد ۱۲، ۱۵ و ۱۸ به ترتیب معرف دهانه‌های ۱۲m، ۱۵m و ۱۸m می‌باشند. ابعاد ورق فولادی و ورق‌های FRP نیز در جدول (۸) ارائه شده‌اند.

گنبدهای با مقطع نیم دایره، پنج او هفت و شاخ بزی

نتایج حاصل از آنالیز گنبدهای با مقطع نیم دایره، پنج او هفت (کند، معمولی و تند) و شاخ بزی (کند، معمولی و تند) با دهانه‌های ۱۲m، ۱۵m و ۱۸m به صورت تقویت نشده و تقویت شده بر اساس نمونه‌های انتخابی نوع تقویت در بخش قبل تحت دو بار متتمرکز متقارن در یک سوم بالایی کنبد (شکل‌های ۸-ب) و ۸-پ) به صورت نمودارهای نیروی شکست در برابر حالت قرار گرفتن ورق FRP در شکل‌های (۱۴) و (۱۵) نشان داده شده است. بازه‌های مقدار افزایش نیروی شکست سه حالت استفاده از ورق FRP نسبت به حالت بدون ورق FRP برای هفت نوع گنبد در جدول (۹) ارائه شده است. حالت ورق FRP دور تا دور ورق فولادی دارای بیشترین نیروی شکست در همه نمونه‌ها است.

دیگر می‌باشد. به همین دلیل مناسب‌ترین حالات‌ها از چیدمان‌های مختلف ورق‌های FRP به عنوان نمونه‌های انتخابی برای ادامه آنالیزها در نظر گرفته شده‌اند. این حالات‌های مناسب عبارتند از:

۱) در همه حالات‌ها: ورق FRP و ورق فولادی بدون فاصله.

۲) در گروه ۱ چیدمان (ورق‌های FRP در بالا و پایین ورق فولادی (به صورت افقی، H، شکل ۶): ورق مستطیلی نوع ۳ (طول و عرض ورق FRP به ترتیب ۳ برابر و ۱ برابر ضلع ورق فولادی).

۳) در گروه ۲ چیدمان (ورق‌های FRP در چپ و راست ورق فولادی (به صورت قائم، V، شکل ۷): ورق مستطیلی نوع ۲ (طول و عرض ورق FRP به ترتیب ۳ برابر و ۱ برابر ضلع ورق فولادی).

۴) در گروه ۳ چیدمان (ورق FRP دور تا دور ورق فولادی، A، شکل ۸): ورق مربعی نوع ۱ (ضلع مربع محیطی ۳ برابر ضلع ورق مربعی شکل فولادی).

نام گذاری نمونه‌ها برای گروه‌های مختلف چیدمان ورق‌های FRP به صورت جدول (۷) می‌باشد. در این جدول حروف P، H، V و A به ترتیب مربوط به حالت بدون ورق FRP، چیدمان ۱ (ورق FRP در بالا و

جدول ۷ نام‌گذاری نمونه‌ها در حالات‌های مختلف قرارگیری ورق FRP

نام نمونه	حالات قرارگرفتن ورق FRP
P18 ,P15, P12	بدون ورق
H18 ,H15, H12	چیدمان ۱ (بالا و پایین (افقی))
V18, V15, V12	چیدمان ۲ (چپ و راست (عمودی))
A18, A15,A12	چیدمان ۳ (دور تا دور)

جدول ۸ ابعاد ورق‌های فولادی و ورق‌های FRP نمونه‌های جدول (۷)

(m) ابعاد ورق FRP				ابعاد ورق فولادی (m)				نمونه	
ضخامت	عرض	طول	ضخامت	عرض	طول	ضخامت	عرض		
-	-	-	۰/۰۱	۰/۲	۰/۲	P12	P	P	P
-	-	-	۰/۰۱	۰/۳	۰/۳	P15			
-	-	-	۰/۰۱	۰/۴	۰/۴	P18			
۰/۰۱	۰/۲	۰/۶	۰/۰۱	۰/۲	۰/۲	H12			
۰/۰۱	۰/۳	۰/۹	۰/۰۱	۰/۳	۰/۳	H15			
۰/۰۱	۰/۴	۱/۲	۰/۰۱	۰/۴	۰/۴	H18			
۰/۰۱	۰/۶	۰/۲	۰/۰۱	۰/۲	۰/۲	V12			
۰/۰۱	۰/۹	۰/۳	۰/۰۱	۰/۳	۰/۳	V15			
۰/۰۱	۱/۲	۰/۴	۰/۰۱	۰/۴	۰/۴	V18			
۰/۰۱	۰/۶	۰/۶	۰/۰۱	۰/۲	۰/۲	A12			
۰/۰۱	۰/۹	۰/۹	۰/۰۱	۰/۳	۰/۳	A15			
۰/۰۱	۱/۲	۱/۲	۰/۰۱	۰/۴	۰/۴	A18			

(۱۱-ب)، ۱۰٪ مربوطه به گنبد پنج اووهفت کند با دهانه ۱۲m (شکل ۱۱-ب)) و ۵۳٪ مربوط به گنبد پنج اووهفت تند با دهانه ۱۵m (شکل ۱۱-ب)) می باشد. در گنبد پنج اووهفت کند، نیروی شکست با کاهش دهانه افزایش می یابد. در گنبد پنج اووهفت معمولی، نیروهای شکست مربوط به دهانه های ۱۲m و ۱۵m تقریباً مساوی و نیروی شکست دهانه ۱۸m همواره بزرگتر است. در گنبد پنج اووهفت تند، همواره بزرگترین و کوچکترین نیروهای شکست به ترتیب مربوط به دهانه های ۱۸m و ۱۲m می باشند.

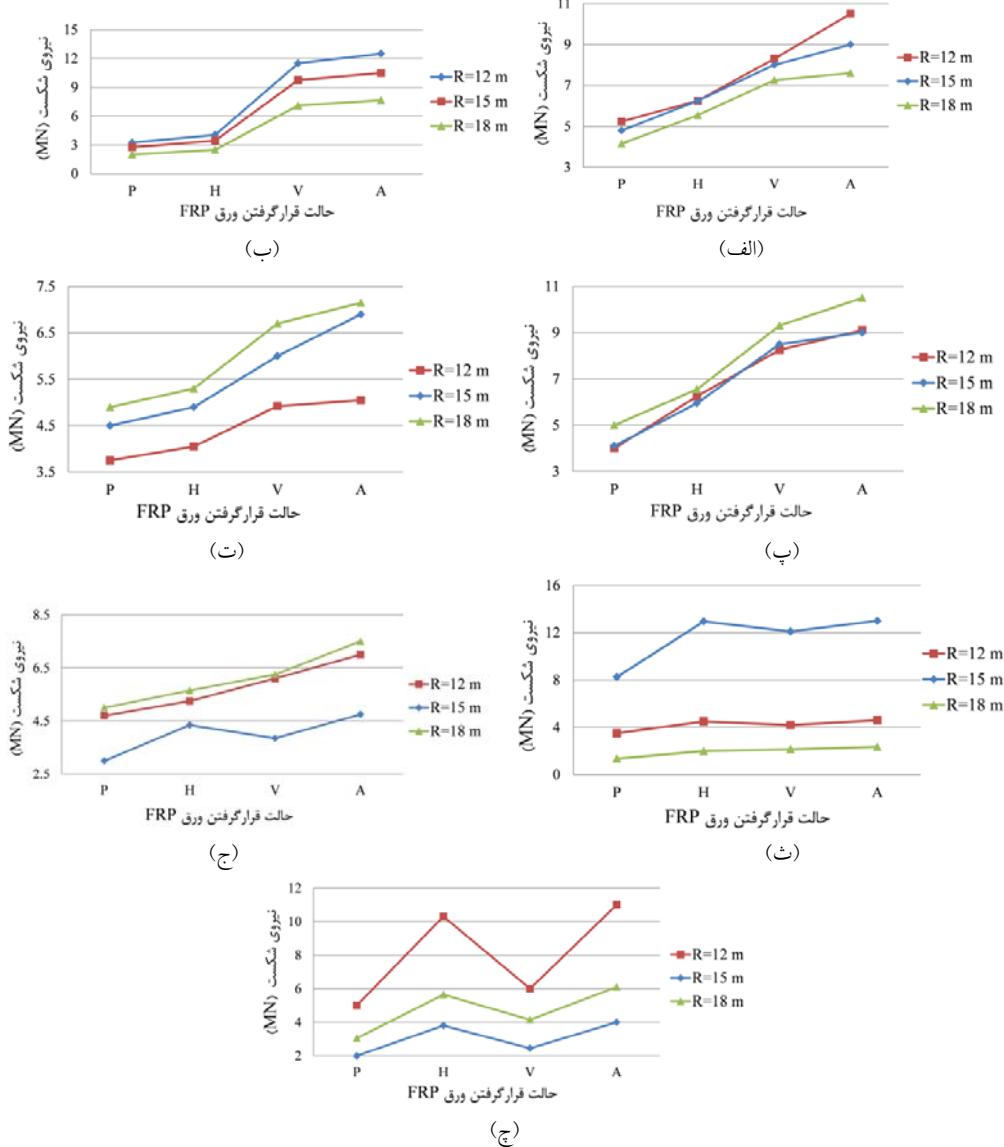
با توجه به کاربرد وسیع گنبدهای پنج اووهفت در معماری ایرانی، نمودارهای تغییرات نیروی شکست در برابر حالت قرار گرفتن ورق FRP برای سه نوع کند، معمولی و تند در شکل (۱۲) ترسیم شده است. اندازه نیروی شکست گنبد پنج اووهفت تند از نمودهای کند و معمولی کمتر است. دو نوع کند و معمولی وضعیت مشخصی ندارند؛ در دهانه های ۱۲m و ۱۵m مقدار نیروی شکست برای گنبدهای پنج اووهفت کند و معمولی نزدیک به هم می باشد ولی در دهانه ۱۸m نیروی شکست نوع معمولی به مقدار زیادی بیشتر از نوع کند است.

در گنبد نیم دایره، مقدار افزایش نیروی شکست برای وضعیت قرار گیری ورق FRP در بالا و پایین (افقی)، چپ و راست (عمودی) و دور تا دور ورق فولادی به ترتیب در حدود ۲۵٪ و ۲۸٪ نسبت به وضعیت بدون ورق FRP می باشد. این مقادیر افزایش برای هر سه دهانه ۱۲m، ۱۵m و ۱۸m تقریباً یکسان و مستقل از دهانه گنبد می باشد. افزایش بسیار زیاد اندازه نیروی شکست در حالت قرار گیری ورق FRP در چپ و راست (عمودی) ورق فولادی نسبت به حالت قرار گیری ورق FRP در بالا و پایین (افقی) ورق فولادی، حائز اهمیت می باشد. گنبدهای با دهانه کوچکتر همواره دارای نیروی شکست بزرگتری هستند (شکل (۱۱-الف)).

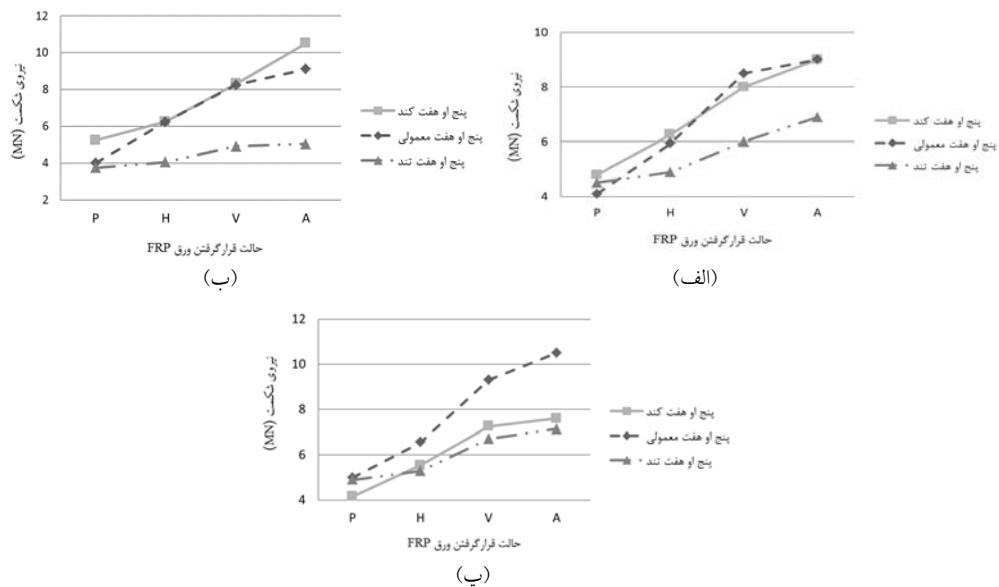
در گنبدهای پنج اووهفت، اندازه نیروی شکست به ترتیب از حالت بدون ورق FRP به حالت قرار گیری ورق در بالا و پایین (افقی) ورق فولادی، به حالت قرار گیری ورق FRP در چپ و راست (عمودی) ورق فولادی و در نهایت به حالت قرار گیری ورق FRP در دور تا دور ورق فولادی افزایش یافته است. بزرگترین مقدار افزایش نیروی شکست به ترتیب برابر ۱۲۷٪ و مربوط به گنبد پنج اووهفت معمولی با دهانه ۱۲m (شکل

گنبدهای شاخبزی کند، حالت قرار گیری ورق FRP تأثیر چندانی در افزایش نیروی شکست ندارد (شکل ۱۱-ث). در دهانه ۱۵m مقدار افزایش نسبت به حالت بدون ورق به صورت متوسط برابر ۱۰۲٪ و این افزایش در دهانه‌های ۱۲m و ۱۸m در حدود ۶۶٪ است.

برای گنبدهای شاخبزی به صورت کلی، و برخلاف گنبدهای نیم‌دایره و پنج‌اوهفت، در اکثر موارد نیروی شکست مربوط به وضعیت قرارگیری ورق FRP در چپ و راست (عمودی) ورق فولادی کمتر از وضعیت قرارگیری در بالا و پایین (افقی) است. در



شکل ۱۱ نمودارهای تغییرات نیروی شکست در برابر حالت قرارگرفتن ورق FRP در حالت اعمال نیرو در یک سوم بالای ارتفاع گنبد برای دهانه‌های ۱۲m، ۱۵m و ۱۸m: (الف) گنبد نیم‌دایره، (ب) گنبد پنج‌اوهفت کند، (پ) گنبد پنج‌اوهفت معمولی، (ت) گنبد پنج‌اوهفت تند، (ث) گنبد شاخبزی کند، (ج) گنبد شاخبزی معمولی، (ج) گنبد شاخبزی تند



شکل ۱۲ نمودارهای تغییرات نیروی شکست در برابر حالت قرارگیری ورق FRP در حالت اعمال نیرو در یک سوم بالای ارتفاع گنبدهای پنج او هفت برای دهانه‌های: (الف) ۱۵m، (ب) ۱۲m، (ج) ۱۸m

جدول ۹ افزایش نیروی شکست گنبد تقویت شده با ورق FRP نسبت به گنبد بدون ورق FRP در حالت اعمال نیرو در یک سوم بالای ارتفاع گنبد (%)

حالت قرارگیری ورق FRP	نیم‌دایره	پنج او هفت کند	پنج او هفت معمولی	پنج او هفت تند	شاخ بزی کند	شاخ بزی معمولی	شاخ بزی تند
H	۲۵	۱۹-۳۳	۳۰-۵۵	۸	۵۸-۸۰	۱۲	۸۵-۱۰۵
V	۲۵۰	۵۸-۷۵	۸۵-۱۰۵	۳۵	۵۹-۷۹	۲۵-۳۵	۲۰-۳۶
A	۲۸۰	۸۵-۱۰۰	۱۱۰-۱۲۷	۵۳	۷۵-۱۰۲	۵۰-۶۰	۱۰۰-۱۲۰

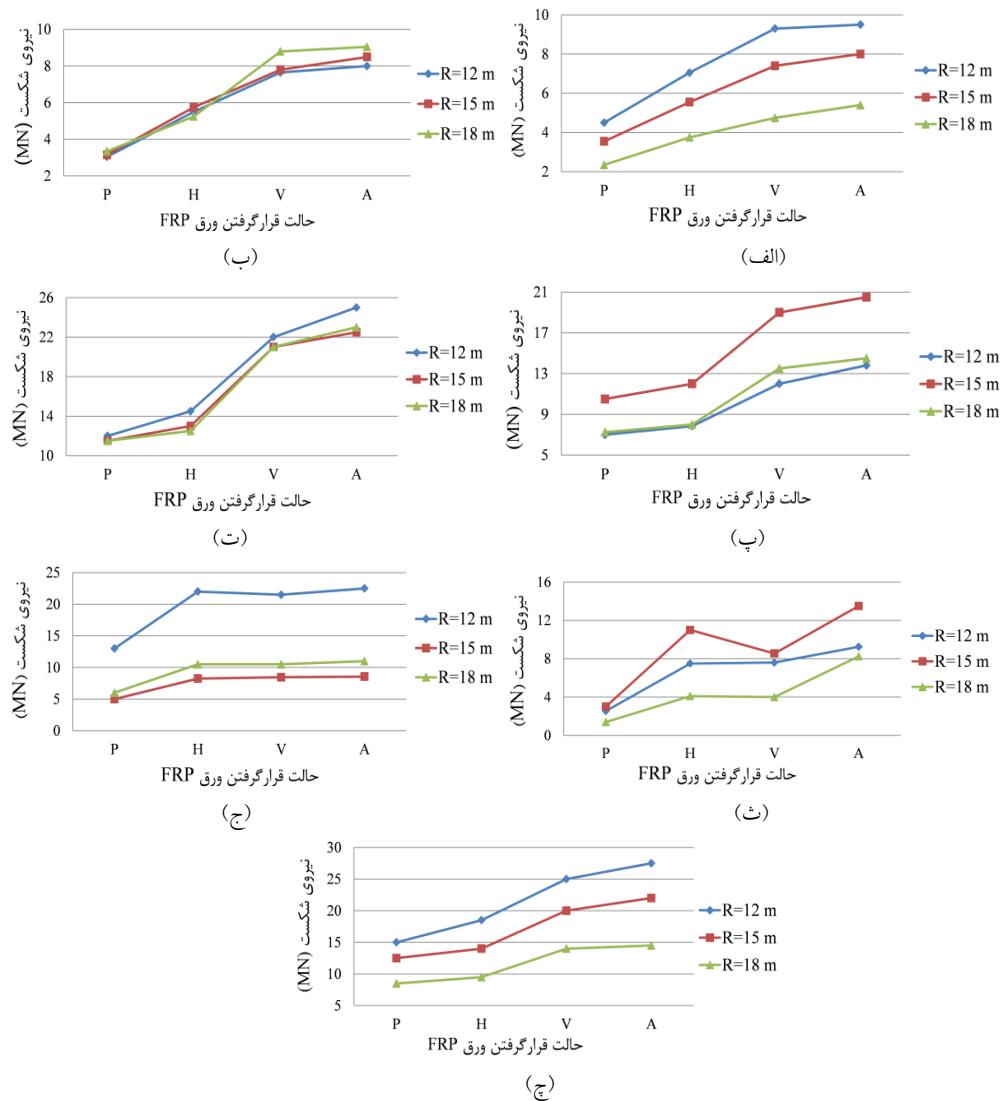
فولادی و مساوی ۱۲۰٪ می‌باشد. در گنبد شاخ بزی کند، همیشه بزرگ‌ترین و کوچک‌ترین نیروی شکست به ترتیب مربوط به دهانه‌های ۱۵m و ۱۸m می‌باشد و در گنبد شاخ بزی معمولی معکوس این موضوع صادق است. در گنبد شاخ بزی تند بزرگ‌ترین نیروی شکست مربوط به دهانه ۱۲m و کوچک‌ترین نیروی شکست مربوط به دهانه ۱۵m است.

اعمال بار متتمرکز در یک سوم پایینی ارتفاع گنبد به منظور بررسی تأثیر محل اعمال بار متتمرکز بر اندازه نیروی شکست گنبد، در این بخش نتایج حاصل از اعمال بار متتمرکز در یک سوم پایینی ارتفاع گنبد و با

در گنبدهای شاخ بزی معمولی در دهانه‌های ۱۲m و ۱۸m رفتار مانند گنبدهای نیم دایره و پنج او هفت است و مقادیر افزایش نیروی شکست گنبد در حالت‌های قرارگیری ورق FRP در بالا و پایین (افقی)، چپ و راست (عمودی) و دور تا دور ورق فولادی به ترتیب در حدود ۱۲٪، ۲۰٪ و ۵۰٪ می‌باشد. در کلیه گنبدهای شاخ بزی تند و در گنبد شاخ بزی معمولی با ۱۵m، نیروی شکست حالت قرارگیری ورق FRP در چپ و راست (عمودی) ورق فولادی کمتر از حالت قرارگیری در بالا و پایین (افقی) است (شکل ۱-ج). حداقل مقدار افزایش نیروی شکست مربوط به دهانه ۱۲m در حالت قرارگیری ورق FRP دور تا دور ورق

و (۱۴) و جدول (۱۰) نمایش داده شده است. در همه نمونه‌ها، بیشترین نیروی شکست مرطوب به حالت ورق FRP دور تا دور ورق فولادی است.

در نظر گرفتن وزن گند مورد بررسی قرار می‌گیرد. نمونه‌های مورد بررسی همان نمونه‌های بخش قبل هستند که مشخصات آنها در جدول‌های (۷) و (۸) آمده است. نتایج حاصل از آنالیز نمونه‌ها در شکل‌های (۱۳)



شکل ۱۳ نمودارهای تغییرات نیروی شکست در برابر حالت قرارگرفتن ورق FRP در حالت اعمال نیرو در یک سوم پایینی ارتفاع گند برای دهانه‌های ۱۲m، ۱۵m و ۱۸m: (الف) گند نیم‌دایره، (ب) گند پنج اووهٔت کند، (پ) گند پنج اووهٔت معمولی، (ت) گند شاخ بزی کند، (ث) گند شاخ بزی تند، (ج) گند شاخ بزی معمولی، (چ) گند شاخ بزی تند

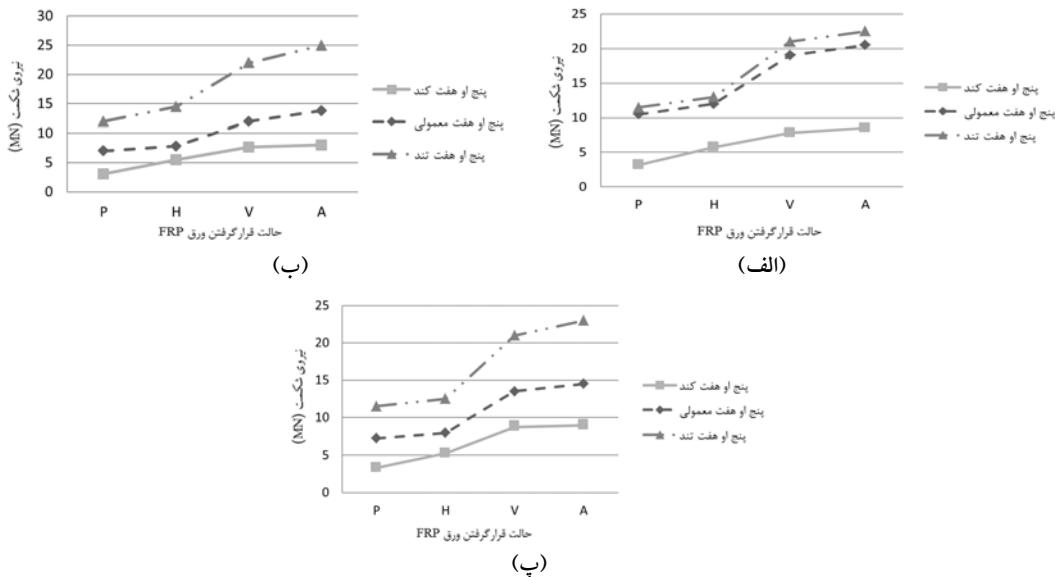
مربوط به نوع کند می‌باشد، در حالی که در حالت اعمال بار متتمرکز در یک سوم بالای ارتفاع گنبد، نیروهای شکست نوع معمولی و کند از قانون مشخصی پیروی نمی‌کردند.

در گنبد شاخبزی کند، مقدار افزایش نیروی شکست برای دو حالت مختلف قرارگیری ورق FRP در بالا و پایین (افقی) و در چپ و راست (قائم) برای دهانه‌های ۱۲m و ۱۸m یکسان و مساوی ۵۰۰٪ است. در دهانه ۱۵m نیروی شکست مربوط به حالت چپ و راست (قائم) کمتر از حالت بالا و پایین (افقی) است. بیشترین مقادیر نیروی شکست به ترتیب مربوط به دهانه‌های ۱۵m، ۱۲m و ۱۸m می‌باشد (شکل ۱۳-ث). برای گنبد شاخبزی معمولی، مقدار افزایش نیروی شکست برای حالت‌های مختلف قرارگیری ورق FRP تقریباً یکسان و تقریباً مساوی ۷۰٪ نسبت به حالت بدون ورق FRP می‌باشد. بیشترین مقادیر نیروی شکست به ترتیب مربوط به دهانه‌های ۱۲m، ۱۸m و ۱۵m است (شکل ۱۳-ج). در گنبد شاخبزی تند، روند افزایش نیروی شکست برای حالت‌های مختلف قرارگیری ورق FRP مشابه گنبدهای نیم دایره و پنج او هفت است. مقادیر متوسط افزایش نیروی شکست برای حالت‌های قرارگیری ورق در بالا و پایین (افقی)، چپ و راست (عمودی) و دور تا دور ورق فولادی نسبت به حالت بدون ورق FRP به ترتیب برابر ۱۹٪، ۶۴٪ و ۷۶٪ می‌باشد. با کاهش دهانه گنبد نیروی شکست آن افزایش می‌یابد (شکل ۱۳-ج).

مقایسه نتایج نشان می‌دهد که نیروی شکست گنبد در حالت اعمال بار متتمرکز در یک سوم پایینی ارتفاع گنبد در همه نمونه‌ها به جز برای گنبدهای نیم دایره و گنبد پنج او هفت کند نسبت به نیروی شکست در حالت اعمال بار متتمرکز در یک سوم بالایی ارتفاع گنبد بیشتر است.

در گنبدهای نیم دایره، متوسط مقادیر افزایش نیروی شکست نسب به حالت بدون استفاده از ورق FRP در حالت‌های قرارگیری ورق FRP در بالا و پایین (افقی)، چپ و راست (عمودی) و دور تا دور ورق فولادی به ترتیب برابر ۱۰۵٪ و ۱۲۲٪ است. این مقادیر افزایش برای هر سه دهانه ۱۲m، ۱۵m و ۱۸m تقریباً یکسان می‌باشد. همواره نیروی شکست با کاهش دهانه گنبد، افزایش می‌یابد (شکل ۱۳-الف).

در گنبد پنج او هفت کند، مقادیر افزایش نیروی شکست به ترتیب برابر ۸۰٪، ۱۵۰٪ و ۱۶۵٪ برای حالت‌های قرارگیری ورق در بالا و پایین (افقی)، چپ و راست (عمودی) و دور تا دور ورق فولادی نسبت به حالت بدون ورق FRP می‌باشد (شکل ۱۳-ب). این مقادیر برای گنبد پنج او هفت معمولی به ترتیب تقریباً برابر ۱۲٪، ۸۰٪ و ۹۵٪ (شکل ۱۳-پ) و برای گنبد پنج او هفت تند به ترتیب در حدوود ۱۵٪، ۸۰٪ و ۱۰۰٪ (شکل ۱۳-ت) می‌باشد. با مقایسه این نتایج مشخص می‌گردد که افزایش نیروی شکست برای دو وضعیت قرارگیری ورق FRP در چپ و راست (عمودی) و دور تا دور ورق فولادی در هر سه نمونه گنبد پنج او هفت به هم نزدیک می‌باشند. این در شرایطی است که مقدار افزایش نیروی شکست برای حالت قرارگیری ورق FRP در بالا و پایین (افقی) در نمونه‌های پنج او هفت مقدار قابل ملاحظه‌ای نمی‌باشد. در گنبدهای پنج او هفت کند و تند با کاهش دهانه نیروی شکست افزایش پیدا می‌کند. در گنبد پنج او هفت معمولی بیشترین مقادیر نیروی شکست به ترتیب مربوط به دهانه‌های ۱۵m، ۱۸m و ۱۲m است. بر اساس شکل (۱۴)، اندازه نیروی شکست گنبد پنج او هفت تند از نمونه‌های کند و معمولی بیشتر است، که این معکوس حالت اعمال بار متتمرکز در یک سوم بالایی ارتفاع گنبد می‌باشد. کمترین اندازه نیروی شکست



شکل ۱۴ نمودارهای تعییرات نیروی شکست در برابر حالت قرارگرفتن ورق FRP در حالت اعمال نیرو در یکسوم پایینی ارتفاع گنبدهای پنج او هفت برای دهانه‌های: (الف) ۱۲m، (ب) ۱۵m، (پ) ۱۸m

جدول ۱۰ افزایش نیروی شکست گندب تقویت شده با ورق FRP نسبت به گندب بدون ورق FRP در حالت اعمال نیرو در یکسوم پایین ارتفاع گندب (%)

حالت قرارگیری ورق FRP	نیم‌دایره	پنج او هفت کند	پنج او هفت معمولی	پنج او هفت تند	شاخ بزی تند	شاخ بزی معمولی	شاخ بزی کند
H	۵۷-۸۰	۱۲	۶۵-۷۳	۱۵	۲۰۰-۳۵۰	۶۵-۷۳	۱۱-۳۳
V	۱۰۵	۸۰	۶۵-۷۱	۸۰	۲۰۰-۳۵۰	۶۵-۷۱	۶۴
A	۱۲۲	۹۵	۷۵-۸۳	۱۰۰	۴۲۰-۵۰۰	۷۵-۸۳	۷۰-۸۳

و پایین (افقی) ورق فولادی می‌باشد. در گندب نیم-دایره برای حالت اعمال بار متتمرکز در یکسوم بالایی ارتفاع گندب، مقادیر افزایش نیروی شکست برای سه چیدمان مذکور نسبت به حالت بدون ورق FRP به ترتیب برابر ۲۸۰٪، ۲۵۰٪ و ۲۵٪ می‌باشد. این مقادیر در حالت اعمال بار متتمرکز در یکسوم پایینی ارتفاع گندب به ترتیب برابر ۱۲۰٪، ۱۰۰٪ و ۵۵٪ است.

۳- در گندبهای نیم دایره و پنج او هفت کند با کاهش دهانه اندازه نیروی شکست همواره افزایش می‌یابد. در سایر گندبهای قانون مشخصی وجود ندارد. در حالت اعمال بار متتمرکز در یکسوم بالایی ارتفاع

نتیجه‌گیری

۱- استفاده از ورق FRP باعث افزایش نیروی شکست گندب می‌شود. با کاهش فاصله ورق FRP از ورق فولادی زیر بار متتمرکز اندازه نیروی شکست گندب افزایش می‌یابد. مناسب‌ترین ابعاد برای ورق تقویتی FRP عرضی برابر عرض ورق فولادی و طولی مساوی سه برابر طول ورق فولادی است.

۲- مناسب‌ترین چیدمان، قرارگیری ورق FRP در اطراف ورق فولادی و بدون فاصله می‌باشد. در بیشتر حالت‌ها، مقدار نیروی شکست برای حالت قرارگیری ورق FRP در چپ و راست (قائم) ورق فولادی، بیشتر از حالت قرارگیری ورق FRP در بالا

گنبد و استفاده از ورق FRP در اطراف ورق فولادی، بیشترین و کمترین نیروی شکست به ترتیب متعلق به گنبد نیم‌دایره با دهانه ۱۲m (۱۲/۵MN) و گنبد شاخ بزی کند با دهانه ۱۸m (۲/۳۵MN) می‌باشد. این مقادیر در حالت اعمال بار متتمرکز در یک‌سوم پایینی ارتفاع گنبد در همه نمونه‌ها به جز برای گنبدهای نیم‌دایره و گنبد پنج او هفت کند نسبت به نیروی شکست در حالت اعمال بار متتمرکز در یک‌سوم بالایی ارتفاع گنبد بیشتر است.

۴- نیروی شکست گنبد در حالت اعمال بار متتمرکز در یک‌سوم پایینی ارتفاع گنبد در همه نمونه‌ها به جز برای گنبدهای نیم‌دایره و گنبد پنج او هفت کند نسبت به نیروی شکست در حالت اعمال بار متتمرکز در یک‌سوم بالایی ارتفاع گنبد بیشتر است.

گنبد و استفاده از ورق FRP در اطراف ورق فولادی، بیشترین و کمترین نیروی شکست به ترتیب متعلق به گنبد نیم‌دایره با دهانه ۱۲m (۱۲/۵MN) و گنبد شاخ بزی کند با دهانه ۱۸m (۲/۳۵MN) می‌باشد. این مقادیر در حالت اعمال بار متتمرکز در یک‌سوم پایینی ارتفاع گنبد به ترتیب مربوط به گنبد شاخ بزی تند با دهانه ۱۲m

مراجع

- Hejazi, M., "Historical Buildings of Iran: their Architecture and Structure", Computational Mechanics Publications (WIT Press), Southampton and Boston, (1997).
- Hejazi, M. and Mehdizadeh Saradj, F., "Persian Architectural Heritage: Architecture", WIT Press, Southampton and Boston, (2014).
- Hejazi, M. and Mehdizadeh Saradj, F., "Persian Architectural Heritage: Conservation", WIT Press, Southampton and Boston, (2014).
- Hejazi, M. and Mehdizadeh Saradj, F., "Persian Architectural Heritage: Structure", WIT Press, Southampton and Boston, (2014).
- حجازی، مهرداد، "آنالیز گنبدهای ایرانی و تحقیق در هنر سنتی"، پایان نامه کارشناسی ارشد سازه، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، (۱۳۶۹).
- حجازی، مهرداد و میر قادری، رسول، "اثرات زلزله بر گنبدهای سنتی ایران"، اولین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، (۱۳۷۰).
- حجازی، مهرداد، زرگر، اکبر و زمانی فرد، علی، "نگاهی به مرمت گنبد در ایران"، مجله اثر، شماره ۴۳، ۲۲۷-۲۷۷، (۱۳۸۱).
- Hejazi, M., "Seismic Vulnerability of Iranian Historical Domes", *Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Resistant Engineering Structures (ERES 2003)*, Ancona, ed. C. A. Brebbia, WIT Press, Southampton, pp. 157-165, (2003).
- حجازی، مهرداد و میر قادری، رسول، "آنالیز لرزه ای گنبدهای تاریخی ایران"، مجله دانشکده فنی، دانشگاه تهران، جلد ۳۸، شماره ۶، صفحه ۷۴۷-۷۵۷، (۱۳۸۳).
- Farshad, M., "On The shape of Momentless Tensionless Masonry Domes", Building and Environment, Vol. 12, Issue 2, pp. 81-85, (1977).
- Hejazi, M. "Geometry in nature and Persian architecture", Building and Environment, Vol. 40, Issue 10, pp. 1413-1427, (2005).
- زهراوی، محمد، "بررسی سیستم‌های سازه‌ای قوس‌ها و منارهای ایرانی"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شریف، (۱۳۶۸).
- زهراوی، محمد و اکبر، حب‌الله، "بررسی سیستم‌های سازه‌ای قوس‌ها و منارهای ایرانی"، سومین کنگره مهندسی عمران ایران، شیراز، (۱۳۶۹).

14. Chassagnoux, A., "Les coupoles Perses: Comportement Sous Charges Statiques et Dynamiques", *Actes du 4eme Colloque National de Genie Parasismique*, Saint-Remy-les-Chevreuses, France, (1996).
15. Chassagnoux, A., "Morphology and Equilibriumof Persian Domes Under Static and Dynamic Loads", *Proceedings of the 3rd European Conference on Structural Dynamics (Eurodyn'96)*, Florence, (1996).
16. Foraboschi, P., "Strengthening of Masonry Arches with Fiber-Reinforced Polymer Strips", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 8, No. 3, pp. 191–202, (2004).
17. De Lorenzis, L., Dimitri, R. and La Tegola, A., "Reduction of the Lateral Thrust of Masonry Arches and Vaults with FRP Composites", *Construction and Building Materials*, Vol. 21, Issue 7, pp. 1415-1430, (2007).
18. Milani, G., Milani, E. and Tralli, A., "Upper Bound Limit Analysis Model for FRP-reinforced Masonry Curved Structures, Part ii: Structural Analyses", *Computers and Structures*, Vol. 87, Issues 23-24, pp. 1534-1558, (2009).
19. Mahini, S.S., Eslami, A. and Ronagh , H.R., "Lateral Performance and Load Carrying Capacity of an Reinforced, CFRP-Retrofitted Historical Masonry Vault – a Case Study", *Construction and Building Materials*, Vol. 28, pp. 146-156, (2012).
20. قمری، مهرداد، "تحلیل سازه‌ای گنبدهای آجری ایرانی تقویت شده با ورق‌های FRP تحت بارهای افزاینده"، پایان نامه کارشناسی ارشد سازه، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه اصفهان، (۱۳۹۲).
21. عماریان، غلامحسین، "نیارش سازه‌های طاقی در معماری اسلامی ایران"، انتشارات جهاد دانشگاهی تهران، تهران، (۱۳۶۷).
22. حجازی، مهرداد، "شکل بینه قوس‌های آجری تحت بار وزن"، سومین کنگره ملی مهندسی عمران، تبریز، ایران، (۱۳۸۶).
23. Binda, L., Fontana, A. and Frigerio, G., "Mechanical Behaviour of Brick Masonries Derived Fromunit and Mortar Characteristics", *Proceedings of the 8th International Brick and Block Masonry Conference*, Elsevier Applied Science, London, pp. 205-216, (1988).
24. Tenek, L.H., Henneke, E.G. and Gunzburger, M.D., "Vibration of Delimited Composite Plates and Some Applications of Nondestructive Testing", *Computers and Structures*, Vol. 23, pp. 253-262, (1993).
25. Willam, K.J. and Warnke, E.P. "Constitutive Models for the Triaxial Behavior of Concrete", *Proceedings of the International Association for Bridge and Structural Engineering*, Vol. 19, pp. 1-30, (1975).
26. Chen, W.F. and Han, D.J., "Plasticity for Structural Engineers", Springer, New York, (1988).
27. Betti, M., Orlando, M. and Vignoli, A., "Static Behaviour of an Italian Medieval Castle: Damage Assessment by Numerical Modelling", *Computers and Structures*, Vol. 89, Issues 21-22, pp. 1956-1970, (2011).
28. Pineda, P., Robador, M. and Gil-Martí, M., "Seismic Damage Propagation Prediction in Ancient Masonry Structures: an Application in the Non-Linear Range Via Numerical Models", *Open*

- Construction Building Technology Journal*, Vol. 5, pp. 71-79, (2011).
29. Tsai, S.W. and Wu, E.M., "A General Theory of Strength for Anisotropic Materials", *Journal of Composite Materials*, Vol. 5, pp. 58-80, (1971).
30. "Basic Analysis Guide for ANSYS 14", SAS IP Inc., New York, (2011).

*بررسی اثرات لایه میانی در محصورشدگی ستون‌های بتن آرمه تقویت‌شده با ورقه‌های CFRP

حمید کریمی‌زاده^(۱)محمد رضا افتخار^(۲)

چکیده امروزه استفاده از مواد کامپوزیتی پلیمری (FRP) به عنوان یک ماده تقویتی برای تعمیر و تقویت اجزای مهم سازه‌های بتن آرمه به خصوص ستون‌ها، رواج گسترده‌ای پیدا کرده است. در این تحقیق با انجام آزمایش بارگذاری محوری، تأثیر لایه میانی بر بهبود رفتار محصورشدگی ستون‌های بتن آرمه بررسی شده است. برای این هدف، ۱۴ عدد ستون بتن آرمه به قطر ۱۵۰ و ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر و به روش‌های مختلف توسط یک یا دو لایه ورق FRP تقویت شده و تحت بار فشاری محوری قرار گرفته است. در این رابطه تأثیر محصورشدگی با نوارهای منقطع CFRP در حالت سنتی (بدون استفاده از لایه میانی) و با استفاده از شیوه نوین بررسی شده در تحقیق حاضر، با یکدیگر و با نتایج بارگذاری ستون‌های با تسلیح داخلی و بدون تقویت خارجی (به عنوان نمونه شاهد) مقایسه شده است. روش جدید شامل استفاده از یک لایه ورق نازک گالوانیزه به ضخامت ۰/۱۳ میلی‌متر می‌باشد که با نصب این ورق در زیر نوار FRP از انتقال تمکر تنفس ناشی از ترک خوردگی بتن به ورق FRP ممانعت می‌شود. وجود لایه میانی ضمن کاهش انتقال تنفس‌های دوممحوره به ورق FRP، باعث افزایش قابل توجه مقاومت و شکل‌پذیری نمونه‌های تقویت شده با لایه میانی نسبت به نمونه‌های تقویت شده در حالت سنتی می‌شود.

واژه‌های کلیدی ستون بتن آرمه، لایه میانی، محصورشدگی، کامپوزیت CFRP، مقاومت فشاری، شکل‌پذیری.

Intermediate Layer Effects in Performance of FRP-Confining RC Columns

H. Karimizadeh

M. R. Eftekhari

Abstract The use of polymer composite (FRP) as a reinforcement material for the repair and strengthening of important components of reinforced concrete structures, particularly columns, has found wide spread. In this study, the effect of intermediate layer on improving the confinement behavior of reinforced concrete columns has been investigated. To achieve the objectives of the study, 14 cylindrical reinforced concrete specimens with 150 mm diameter and 500 mm height were tested under pure axial load. The columns have been classified into four groups and were reinforced by one or two layers of carbon fibers and then to investigate the research topic, confinement with intermittent CFRP strips was performed in both traditional (Without intermediate layer) and modern method examined in the present study and the results were compared together and with the results of loading columns with internal reinforcement and without external reinforcement (the control sample). The new method involves using a thin layer of galvanized sheet (thickness 0.13 mm) which is mounted under the FRP sheet to prevent the transmission of stress concentration induced cracking concrete to FRP Sheets. The middle layer reduces the transfer of biaxial stress to FRP sheet too. The results suggest that specimens reinforced with FRP and galvanized sheets have higher strength and ductility than specimens reinforced with FRP and without Galvanized.

Key Words RC column, Intermediate layer, Confinement, CFRP Composite ,Compressive Strength, Ductility.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۲/۲۵ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۲/۳۰ می‌باشد.

(۱) فارغ التحصیل کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان. a.karimizadeh@cv.iut.ac.ir

(۲) استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان.

مروری بر مطالعات گذشته بر روی ستون‌های

محصور شده با کامپوزیت‌ها

مطالعات زیادی پیرامون رفتار ستون‌های بتون آرمه محصور شده با ژاکت‌های FRP انجام گرفته است. الیاف در ستون‌های محصور شده با FRP به این نتیجه رسیدند که شکست ستون در همه آرایش‌ها با پارگی FRP از ناحیه یک سوم میانی همراه بوده است درحالی که ناحیه پارگی FRP در ستون‌های با نوارهای ۴۵ درجه در ناحیه وسیع تری نسبت به نوارهای ۹۰ درجه، نسبت به محور ستون، حادث می‌شود. این تحقیق نشان داد که الیاف با جهت عمود بر محور ستون بیشترین تأثیر را در افزایش مقاومت دارد اما الیاف با زاویه ۴۵ درجه نسبت به محور ستون، بهدلیل پخش یکنواخت‌تر انرژی، با افزایش شکل‌پذیری بیشتری همراه است [4]. شلال و همکاران در سال ۲۰۰۳ با بررسی ستون‌های کوتاه مربعی و مستطیلی که تحت بار محوری قرار گرفته بودند به بررسی اثر مقاومت مشخصه بتون، نسبت طول به عرض مقطع ستون و تعداد لایه‌های CFRP در محصورشدنگی پرداختند. آن‌ها نشان دادند که محصورشدنگی در هر دو مقطع باعث افزایش مقاومت فشاری و شکل‌پذیری می‌شود، ولی میزان افزایش مقاومت و شکل‌پذیری در این مقاطع کمتر از ستون‌های دایروی است. آن‌ها هم‌چنین نشان دادند که افزایش تعداد لایه‌ها باعث افزایش کارایی (مقاومت فشاری و شکل‌پذیری) می‌شود و میزان کارایی در بتون‌های با مقاومت کمتر، بیشتر از بتون‌های با مقاومت معمولی و یا بتون‌های با مقاومت زیاد است؛ به طوری که در مقاومت‌های کمتر، محصورشدنگی باعث افزایش تقریباً ۹۰ درصدی ظرفیت باربری می‌شود، درحالی که در مقاومت‌های بالاتر این میزان تقریباً ۳۰ درصد است [5]. تریالت و همکاران در سال ۲۰۰۴ به منظور بررسی اثر اندازه و نسبت طول به قطر بر میزان تأثیر محصورشدنگی، ستون‌های بتونی با قطرها و نسبت‌های

مقدمه

وقوع زمین‌لرزه‌های پی در پی در چند دهه اخیر باعث پیشرفت‌های زیادی در علوم مهندسی به خصوص مهندسی عمران شده است. از جمله این پیشرفت‌ها می‌توان به تدوین آین نامه‌های قابل اعتمادتر برای طراحی ساختمان‌های بتونی، فولادی و ساختمان‌های با مصالح بنایی اشاره کرد. اما با گذشت زمان و سپری شدن عمر مصالح، تغییر در آین نامه‌ها، وقوع حوادث غیرمتربقه، بروز عوامل مخرب طبیعی و هم‌چنین تغییر کاربری ساختمان، سازه‌ها دچار تخرب و نقص می‌شوند. بروز این نقايسص، زمينه را برای انجام تحقیقات در مورد تقویت سازه‌ها فراهم می‌کند. از مهم ترین راه‌کارهایی که پژوهشگران در چند دهه اخیر برای تقویت ساختمان‌های بتونی پیشنهاد کرده‌اند محصورسازی اعضای ساختمان است. ستون‌ها از مهم‌ترین اجزای ساختمان می‌باشند که تاکنون مطالعات گسترده‌ای در مورد محصورشدنگی آنها انجام شده است. پژوهشگران برای دورگیری ستون‌ها از ژاکت‌های فولادی، بتونی و کامپوزیتی استفاده کرده‌اند. امروزه ژاکت‌های فولادی بهدلیل امکان خوردگی و صعبیت در اتصال کامل به وجوده ستون مورد تقویت و ژاکت‌های بتونی نیز بهدلیل زمان زیاد اجراء، افزایش ابعاد ستون، افزایش بار مرده وارد بر ساختمان و تغییر در معماری سازه کمتر مورد توجه قرار گرفته و عدمتاً جای خود را به ژاکت‌های کامپوزیتی داده‌اند [1,2]. از مهم‌ترین مزایای ژاکت‌های کامپوزیتی می‌توان به دوام بسیار زیاد در مقابل عوامل مخرب محیطی، مقاومت کششی زیاد، وزن کم، اجرای ساده و تجهیزات ارزان نصب اشاره کرد [2]. هم‌چنین کامپوزیت‌های FRP ضخامت بسیار کمی دارند و استفاده از آن به منظور تقویت سازه‌ها هیچ تغییری در ابعاد و شکل ظاهری سازه ایجاد نمی‌کند. علاوه بر این، با توجه به ابعاد عضو مورد تقویت، FRP در هر اندازه، شکل و ابعاد قابل اجرا است [3].

مانند پراکنده‌گی نتایج به دست آمده برای کرنش گسیختگی ژاکت، متفاوت بودن روشن آزمایش برای نمونه‌های تخت و کامپوزیت استفاده شده در ستون، تغییرات ناهمگن در بتون در حین بارگذاری، وجود گوشه‌های تیز در ستون‌های چهارگوش، وجود خلل و فرج در ستون و نقص در کامپوزیت و همین‌طور عبور ژاکت از روی ترک و نهایتاً معکوس بودن کرنش گسیختگی ژاکت با ضخامت آن اشاره کردند [19-22]. ینگ و همکاران با افزایش شعاع گوشه در ستون‌های با مقطع مستطیل شکل، میزان تمرکز تنش وارد شده به کامپوزیت را به مقدار زیاد کاهش دادند و از این طریق کارایی FRP را به مقدار واقعی خود نزدیکتر کردند [10,11]. کمپیون در سال ۲۰۰۶ با استفاده از تکنیک تقویت موضعی در گوشه‌های ستون‌های با مقطع مربعی، به این نتیجه رسید که استفاده از تقویت موضعی در گوشه‌ها پیش از دورپیچی بالای-های محصور کننده FRP، تمرکز تنش در گوشه‌های مقطع را کاهش می‌دهد و مانع از پارگی زود هنگام کامپوزیت می‌شود [23]. مستوفی نژاد و ایلیا در سال ۲۰۱۳ با استفاده از دو تکنیک نوار گوشه-بست و نوار گوشه-دورپیچ در ستون‌های چهارگوش، به بررسی اثرات استفاده از این روش‌ها در کاهش تمرکز تنش وارد شده به کامپوزیت و افزایش کارایی آن پرداختند و نتیجه گرفتند استفاده از این روش‌ها باعث کاهش غیریکنواخت پخش تنش‌ها در مقاطع چهارگوش می‌شود و با ایجاد تنش‌های کششی بیشتر در کامپوزیت موجود در وجود مقطع و استفاده بیشتر از عملکرد کششی کامپوزیت، مقدار ظرفیت استحصالی از FRP به میزان قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد [24]. در بسیاری از تحقیقاتی که در این مورد انجام گرفته است به تأثیر تنش‌های برشی که علاوه بر تنش حلقوی به ژاکت وارد می‌شود و همچنین تأثیر تمرکز تنش ناشی از ترک خوردنگی بتون به ورق FRP، به عنوان مهم‌ترین پارامترهای کاهنده کرنش در ژاکت اشاره شده

طول به قطر مختلف را بررسی کردند؛ نتایج نشان داد که اندازه نمونه در میزان محصور شدگی تأثیر ندارد و مدل‌های تجربی ارائه شده بر اساس نمونه‌های استوانه‌ای با ابعاد 150×300 میلی‌متر قابل اعتماد است؛ ولی در نمونه‌های خیلی کوچک، اثر اندازه قابل توجه است [6]. علاوه بر این تحقیقات دیگری نیز توسط ماتیوس و همکاران [7]، ال-سلوم [8]، هادی [9]، ینگ و همکاران [10,11] انجام گرفته که همگی بیانگر افزایش مقاومت و شکل‌پذیری در ستون‌های بتونی محصور شده با کامپوزیت‌های FRP است. على‌رغم وجود تحقیقات فراوان در مورد میزان افزایش شکل‌پذیری و مقاومت ستون‌های بتونی محصور شده با کامپوزیت‌های FRP، بعضی از مطالعات آزمایشگاهی نشان می‌دهند که کرنش گسیختگی E_{ff} که از آزمایش‌های استاندارد تعیین کرنش در نمونه‌های تخت به دست می‌آید، در عمل دست‌نیافتنی است و کرنش گسیختگی صفحات تقویتی دورپیچ در هنگام زوال ستون کمتر از مقدار فوق می‌باشد. بنابراین بخش اعظمی از ظرفیت کششی کامپوزیت بدون استفاده می‌ماند [12]. زیائو و وو [13] لام و تنگ [14] در کل و لارنریس [15,16] و پسیکی و همکاران [17] در توضیح عدم امکان دسترسی به کرنش نهایی مواد کامپوزیتی به مواردی از قبیل کیفیت بهتر نمونه‌های تخت ورق FRP نسبت به نمونه‌های منحنی شکل، تنش‌های چندمحوره وارد به ژاکت‌های دایروی، تمرکز تنش ناشی از ترک‌های ایجاد شده در بتون، اثر ناحیه همپوشانی، تقاضه هنگام نصب و اثرات انقباض، جمع-شدگی و خوش بتون اشاره کردند. همچنین شهادی و همکاران با اشاره به بعضی از عوامل فوق به عنوان عوامل کاهنده کرنش نهایی، از امکان تأثیر عدم تعامد دو سطح فوقانی و تحتانی نمونه بر محور طولی ستون که باعث ایجاد خروج از مرکزیت و تمرکز تنش در ژاکت می‌شود به عنوان عامل دیگر کاهش کرنش یاد کردند [18]. علاوه بر عوامل فوق، محققان به عواملی

سال ۱۹۹۸ با بررسی ستون‌های بتنی با مقاطع مربعی و دایروی که با دو روش، یکی با اتصال ورقه‌های FRP به

سطح بتن و دیگری با استفاده از لوله‌های FRP که به عنوان قالب برای بتن‌ریزی استفاده می‌شوند، به بررسی اثرات پیوستگی در ستون‌های بتنی پرداخته‌اند. در برخی از انواع لوله‌های FRP استفاده شده در تحقیق فوق، از زائدۀ‌های مکانیکی نیز برای درگیری بیشتر بتن و مصالح کامپوزیتی استفاده شده است. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که هرچند رفتار ستون‌های بدون پیوستگی، ضعیفتر از رفتار ستون‌هایی است که اتصال ورق FRP به آن‌ها از طریق زائدۀ‌های مکانیکی فراهم می‌شود، اما رفتار این نمونه‌ها با رفتار ستون‌هایی که در آن‌ها اتصال ورق تقویتی از طریق چسبندگی شیمیایی با سطح بتن صورت می‌گیرد تفاوت قابل ملاحظه‌ای نمی‌کند [25].

شهابی و همکاران در سال ۲۰۰۰ با آزمایش روی استوانه‌های بتنی محصورشده با CFRP، و مقایسه نتایج آن‌ها با مدل ارائه شده توسط سامان [1]، که برای بتن محصورشده در لوله‌های GFRP ارائه شده بود، به این نتیجه رسیدند که اولاً پیوستگی بین FRP و بتن تأثیر زیادی در رفتار محصورشدن ندارد، ثانیاً می‌توان از مدل‌های مشابه‌ای برای بتن محصورشده با الیاف شیشه و الیاف کربن استفاده کرد [18].

هریس و کاری در سال ۲۰۰۳ نمونه‌های استوانه‌ای که توسط الیاف شیشه و به دو صورت پیوسته و غیرپیوسته تهیه شده بودند را تحت بار محوری فشاری قرار دادند. آن‌ها برای ایجاد ناپیوستگی در نمونه‌ها، از دولایه پلاستیک نازک به ضخامت ۰/۰۸ میلی‌متر در زیر ورق FRP استفاده کردند. این محققان نتیجه گرفتند که ناپیوستگی بین بتن و ژاکت تأثیر زیادی بر محصورشدنگی ستون ندارد. نتایج این تحقیق نشان داد که اندک کاهشی در مقاومت فشاری نمونه‌های غیرپیوسته نسبت به نمونه‌های پیوسته وجود

است.

بررسی موضوع و هدف تحقیق

در تحقیق حاضر به منظور افزایش ظرفیت باربری و بهبود رفتار شکل پذیری ستون‌های استوانه‌ای و همچنین استفاده بهینه از ظرفیت کششی FRP سعی شده است که با جای‌گذاری یک لایه میانی در حد فاصل سطح بتن و ورق FRP تا حد امکان از انتقال تمرکز تنش ناشی از ترک خوردنگی بتن به ورق تقویتی جلوگیری شود. ماده استفاده شده به عنوان لایه میانی، یک لایه ورق گالوانیزه است که در اندازه‌های تقریباً مشابه با ورق تقویتی بریده شده و در زیر ورق تقویتی قرار می‌گیرد. وجود لایه میانی باعث می‌شود که ترک‌های ناشی از شکست بتن به جای انتقال مستقیم به ژاکت FRP، توسط لایه اضافی میانی جذب شود. همچنین لایه میانی مانع چسبندگی ژاکت به بتن شده که این باعث کاهش انتقال نیروی برشی از بتن به ژاکت (که باعث ایجاد تنش دومحروره در ژاکت و کاهش کارایی آن نسبت به نمونه تخت می‌شود) خواهد شد. برای اطمینان از عدم نقش محصورسازی ورق گالوانیزه، طول این ورقه اضافی نسبت به محیط ستون در حد یک یا دو میلی‌متر کوتاه‌تر انتخاب شده است تا هیچ‌گونه همپوشانی در ورق گالوانیزه ایجاد نشود. لازم به ذکر است که در روش استفاده شده در تحقیق حاضر، وجود لایه میانی، پیوستگی صفحات تقویتی و سطح بتن را به حداقل می‌رساند در حالی که در روش‌های سنتی اتصال ورقه‌های تقویتی به سطح بتن، نظیر روش لایه‌ای مرطوب (Wet Layup)، پیوستگی فیزیکی کامل بین سطوح درگیر به‌واسطه رزین‌های اپوکسی صورت می‌گیرد. تحقیقات کمی در خصوص بررسی اثرات پیوستگی بین سطوح درگیر در تقویت ستون‌های محصورشده توسط ورقه‌های تقویتی انجام گرفته است. در این خصوص میرمیران و همکاران در

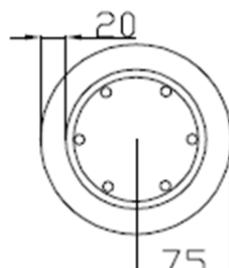
۵۰۰ میلی‌متر ساخته شد و مورد آزمایش قرار گرفت. برای تسلیح داخلی ستون‌ها از ۶ عدد آرماتور طولی آجدار به قطر ۸ میلی‌متر ($p=1/7\%$) و ۶ عدد خاموت ساده به قطر ۶ میلی‌متر با فواصل ۸۵ میلی‌متری در طول ستون استفاده شده است (شکل ۱). نمونه‌ها پس از گذشت یک روز از بتون‌ریزی از قالب خارج شده و به مدت ۲۸ روز در آب و در دمای آزمایشگاه عمل‌آوری شده‌اند. پس از دوره‌ی عمل‌آوری، زوائد احتمالی ناشی از نفوذ شیره بتن در درزهای قالب از سطح نمونه توسط سنگ فرز و سمباده برداشته می‌شود و گرد و خاک موجود در خلل و فرج نمونه‌ها توسط دستگاه کمپرسور هوا برداشته می‌شود. سپس محدوده قرارگیری نوارهای CFRP بر روی ارتفاع نمونه‌ها علامت‌گذاری می‌شود و در انتهایها به منظور جلوگیری از اعمال بارهای خارج از مرکز، سطوح انتهایی نمونه‌ها کلاهک‌گذاری (Capping) می‌شوند.

دارد که دلیل این کاهش مقاومت در فعال شدن دیرهنگام ورق FRP به دلیل وجود فضای خالی بین ژاکت و بتون عنوان شده است. در این تحقیق فعال شدن ورق FRP تقریباً در ۸۵ درصد بار حداقل گزارش شده است [22].

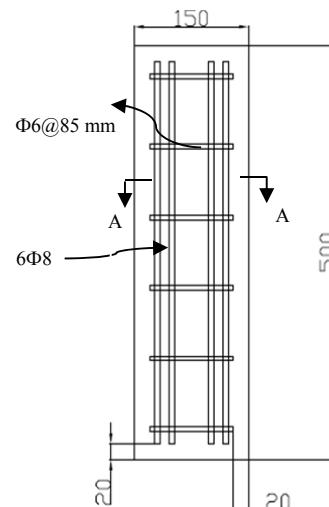
با توجه به مطالعات هریس و کاری [22] و از آن‌جا که در روش پیشنهادی حاضر، ممکن است مقدار بسیار کمی فاصله آزاد بین ورق میانی و بتون به وجود آید که در مراحل اولیه اتساع، مانع افزایش شدن ورق تقویتی شود، سعی شده است که از بتونه به عنوان پرکننده این فاصله‌های آزاد استفاده شود. در واقع از بتونه به عنوان یک ماده کمکی که اتساع جانی را به ورق میانی منتقل می‌کند و مانع اتساع کاذب ستون می‌شود استفاده شده است.

برنامه آزمایشی

آماده سازی نمونه‌ها. در این تحقیق تعداد ۱۴ عدد ستون بتون‌آرمه با مقطع دایره‌ای به قطر ۱۵۰ و ارتفاع



Section A-A (ب)



الف) جزئیات ستون در ارتفاع

شکل ۱) جزئیات آرماتور‌گذاری نمونه‌ها (ابعاد به میلی‌متر)

به دست آمده است، آورده شده است.

جدول ۱ میزان مصالح مصرفی در طرح اختلاط

نوع مصالح	آب	سیمان	ماسه	شن
(kg/m ³)	(m ³)	(kg)	(kg)	
۷۲۱	۱۰۲۷	۳۷۵	۱۹۵	۷۲۱

جدول ۲ مشخصات میلگردهای مصرفی

نوع میلگرد	تش تسلیم (MPa)	تش نهایی (MPa)
۶ شماره	۳۵۴	۳۹۸
۸ شماره	۵۵۰	۷۷۴

برای تقویت خارجی نمونه‌ها نیز از الیاف کربن با نام تجاری Sika Wrap Hex 230C مطابق جدول (۳) استفاده شده است. هم‌چنین رزین مورد استفاده Sika Dur-330 می‌باشد که مشخصات مکانیکی آن در جدول شماره (۴) آورده شده است.

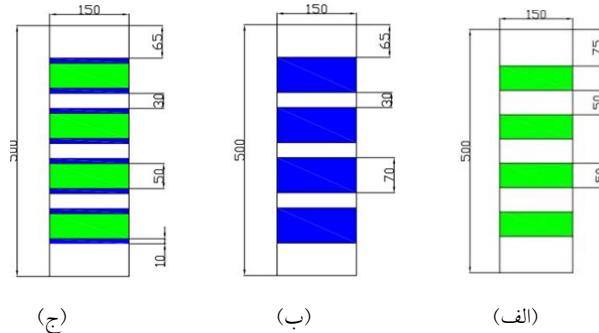
مشخصات مصالح. نمونه‌های مورد آزمایش بر حسب روش و نحوه تقویت در چهار گروه دسته‌بندی شده‌اند. مقاومت مشخصه ستون‌های مورد آزمایش برای هر گروه، از میانگین مقاومت نهایی چهار عدد نمونه استوانه‌ای استاندارد به قطر ۱۵۰ و ارتفاع ۳۰۰ میلی‌متر که اختلاط آن‌ها براساس مقاومت مشخصه مگاپاسکال طرح شده بود به دست آمده است. سیمان مصرفی در طرح اختلاط از نوع سیمان پرتلند تیپ ۱ و حداقل اندازه سنگ‌دانه مصرفی ۱۲ میلی‌متر می‌باشد. از آنجایی که ستون‌ها دو تا چهار ماه بعد از ساخت آزمایش شده‌اند مقاومت فشاری آن‌ها در زمان آزمایش بین ۳۰ تا ۳۵ مگاپاسکال متغیر است. مقادیر و اجزای مشتملۀ طرح اختلاط برای یک مترمکعب بتن و مشخصات مکانیکی میلگردهای مصرفی به ترتیب در جداول (۱) و (۲) آورده شده است. در جدول (۲) مقادیر تش تسلیم و تش نهایی میلگردهای مصرفی که با انجام آزمایش کشش مستقیم بر روی میلگردها

جدول ۳ مشخصات مکانیکی ورق FRP

نوع ورق	کرنش نهایی ورق (%)	ضخامت ورق (mm)	مقاومت کششی نهایی (MPa)	مدول الاستیسیته کششی (GPa)	کرنش نهایی (%)
Sika Wrap Hex-230C	۱/۷	۰/۱۲	۴۱۰۰	۲۳۱	۱/۵

جدول ۴ مشخصات مکانیکی رزین

نوع رزین	مقادیت کشش (MPa)	مدول کششی (MPa)	مدول خمشی (MPa)	کرنش نهایی (%)
Sika Dur-330	۳۰	۴۵۰۰	۳۸۰۰	۱/۵



شکل ۲ (الف) نمونه‌های بدون لایه میانی با عرض ۵۰ میلی‌متر (بعد از میلی‌متر)، (ب) نمونه با لایه میانی، مرحله نصب ورق گالوانیزه، (ج) نمونه با لایه میانی؛ مرحله نصب FRP

نزدیک صفحه بارگذاری، از دو حلقه فلزی به قطر داخلی ۱۵۰، ارتفاع ۵۰ و ضخامت ۵ میلی‌متر استفاده شده است. برای پرکردن فضای زیر این حلقه فلزی نیز از گچ دندانپزشکی استفاده شده است.

نام‌گذاری نمونه‌ها. نمونه‌های مورد مطالعه در این تحقیق مطابق جدول (۵) در چهار گروه طبقه بندي شده‌اند. در هر گروه نمونه‌های بدون تقویت خارجی، به عنوان نمونه شاهد، با نام C4 تا C1، نشان داده شده است. در این جدول اعداد ۲۵ و ۵۰ بیانگر عرض نوارهای تقویتی به میلی‌متر، حرف S در صورت وجود در نام نمونه نشان‌دهنده وجود لایه میانی از جنس ورق گالوانیزه، حرف P در صورت وجود نشان دهنده استفاده از بتونه به عنوان ماده پرکننده در زیر ورق گالوانیزه و حرف W نیز تقویت نمونه را به صورت دور پیچ کامل در تمام ارتفاع نشان می‌دهد. هم‌چنان در I و II در انتهای نام نمونه‌ها معرف تعداد لایه‌های ورق تقویتی است.

روش بارگذاری و ثبت نتایج. نمونه‌ها توسط دستگاه پرس هیدرولیکی با ظرفیت ۲۰۰۰ کیلو نیوتن و به روش کنترل جابه‌جایی (Displacement Control) با سرعت بارگذاری یک میلی‌متر بر دقیقه تحت بار محوری فشاری قرار گرفته و بارگذاری نمونه‌ها پس از حصول حداقل باربری تا رسیدن به ۵۰ درصد بار حداقل در شاخه نزولی، ادامه پیدا کرده است. نتایج مربوط به بار و تغییرمکان‌های طولی و عرضی نمونه در نقاط متناظر بارگذاری، توسط دستگاه دیتالاگر ثبت شده است. برای به‌دست آوردن تغییرمکان محوری از دو عدد جابه‌جایی سنج (LVDT) که در ناحیه ۲۴۰ میلی‌متری وسط و در طرفین نمونه نصب شده‌اند، استفاده شده است. برای محاسبه کرنش محوری از میانگین نتایج به‌دست آمده از این دو LVDT استفاده شده است.

نحوه تقویت با استفاده از ورقه‌های FRP همه ورقه‌های تقویتی به صورت نوارهایی به طول ۵۷۰ میلی‌متر و در دو عرض ۲۵ و ۵۰ میلی‌متر تهیه شده‌اند. برای اتصال ورق تقویتی بر بستر کار از روش لایه‌ای مرتبط (Wet-Layup) استفاده شده است. برای نمونه‌های بدون لایه میانی، مطابق معمول ابتدا سطح نمونه از زوائد احتمالی بتون زدوده می‌شود و گرد و غبار از خلل و فرج بتون برداشته می‌شود. سپس محل ورق تقویتی توسط چسب اپوکسی طوری پوشانده می‌شود که خلل و فرج آن کاملاً از چسب پر شوند؛ در مرحله بعد ورق FRP روی بتون چسبانده می‌شود و روی سطح ورق به منظور اشباع‌سازی کامل، مجدداً از چسب پوشش داده می‌شود. در نمونه‌های با لایه میانی، نیازی به آماده سازی سطحی نبوده و بعد از تسطیح زائد های احتمالی بتون در محل درز قالب، ورق گالوانیزه توسط دو سیم نازک در دو لبه بالا و پایین هر نوار (در فاصله ۱۰ میلی‌متری از لبه و طوری که ژاکت FRP بین آنها قرار گیرد) به بتون محکم بسته می‌شود. لازم به ذکر است که عرض ورق گالوانیزه در این نمونه‌ها نسبت به عرض ورق تقویتی از بالا و پایین ۱۰ میلی‌متر بیشتر انتخاب شده است. سپس با اشباع سطح ورق میانی توسط چسب اپوکسی ورق FRP به روش قبل روی ورق گالوانیزه به گونه‌ای نصب می‌شود که ناحیه همپوشانی FRP در محل اتصال لبه‌های ورق گالوانیزه قرار گیرد. در شکل (۲) جزئیات نمونه‌های با تسلیح خارجی نشان داده شده است. در نمونه‌هایی که از بتونه به منظور ماده‌ی پرکننده استفاده می‌شود ابتدا لایه‌ای از بتونه در محل نوارهای تقویتی بر سطح کار اجرا شده و سپس ورق گالوانیزه توسط سیم‌های نازک فولادی، قبل از سفت شدن بتونه، در موقعیت مورد نظر ثبیت می‌گردد. در همه نمونه‌های تقویت شده، ناحیه همپوشانی برای ورق FRP، تقریباً ۱۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. در همه نمونه‌ها برای جلوگیری از تمرکز تنش در دو ناحیه انتهایی و

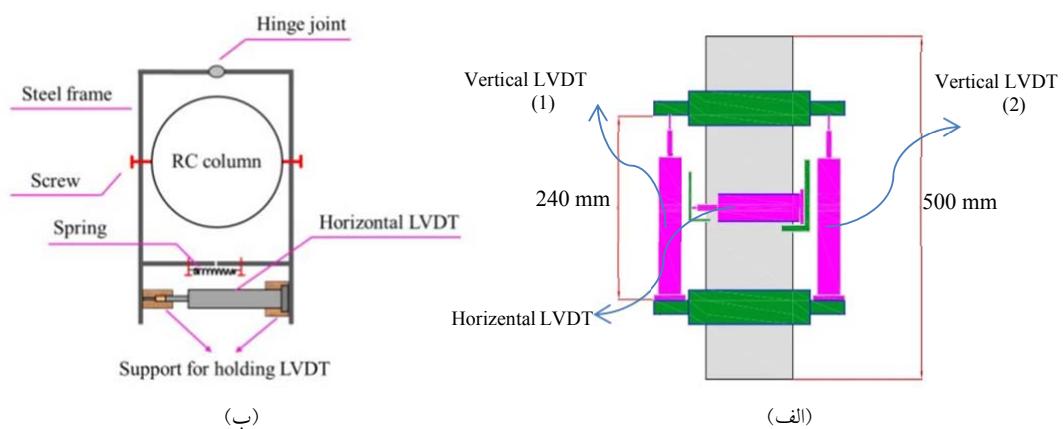
تجهیزات ثبت جابه‌جایی $0/005$ میلی‌متر و حداکثر تغییر مکان قابل اندازه‌گیری توسط آنها 25 میلی‌متر می‌باشد.

همچنین برای به دست آوردن کرنش عرضی نمونه‌ها از یک عدد LVDT افقی در وسط نمونه مطابق شکل (۳-ب) استفاده شده است. نحوه نصب LVDT‌ها در شکل (۳-الف) نشان داده شده است. دقیق اندازه‌گیری

جدول ۵ ویژگی ستون‌ها

شماره گروه	نام ستون	F'_{co} (MPa)	نوع FRP	تعداد لایه	تعداد ورق FRP	ابعاد ورق FRP	تعداد ورق گالوانیزه	ابعاد ورق گالوانیزه	بتنه
1	C1	38.30	-	0	0	-	0	-	-
	C1-50.I	38.30	CFRP	1	4	50*570 mm	0	-	-
	C1-S-50.I	38.30	CFRP	1	4	50*570 mm	4	70*570 mm	-
2	C2	35.26	-	0	0	-	0	-	-
	C2-50.I	35.26	CFRP	1	4	50*570 mm	0	-	-
	C2-S.P-50.I	35.26	CFRP	1	4	50*570 mm	4	70*570 mm	*
3	C3	36.05	-	0	0	-	0	-	-
	C3-50.II	36.05	CFRP	2	8	50*570 mm	0	-	-
	C3-S.P-50.II	36.05	CFRP	2	8	50*570 mm	4	70*570 mm	*
4	C4	33.62	-	0	0	-	0	-	-
	C4-W.I	33.62	CFRP	1	8	50*570 mm	0	-	-
	C4-S.P-50.I	33.62	CFRP	1	4	50*570 mm	4	70*570 mm	*
	C4-S.P-25.I	33.62	CFRP	1	8	25*570 mm	8	45*570 mm	
	C4-S.P-25.II	33.62	CFRP	2	16	25*570 mm	8	45*570 mm	

*استفاده از یک لایه پلاستیک به ضخامت $0/02$ میلی‌متر بین ورق گالوانیزه و ورق FRP



شکل ۳ (الف) تصویر شماتیک نحوه نصب LVDT‌ها (ب) نحوه نصب LVDT جانی

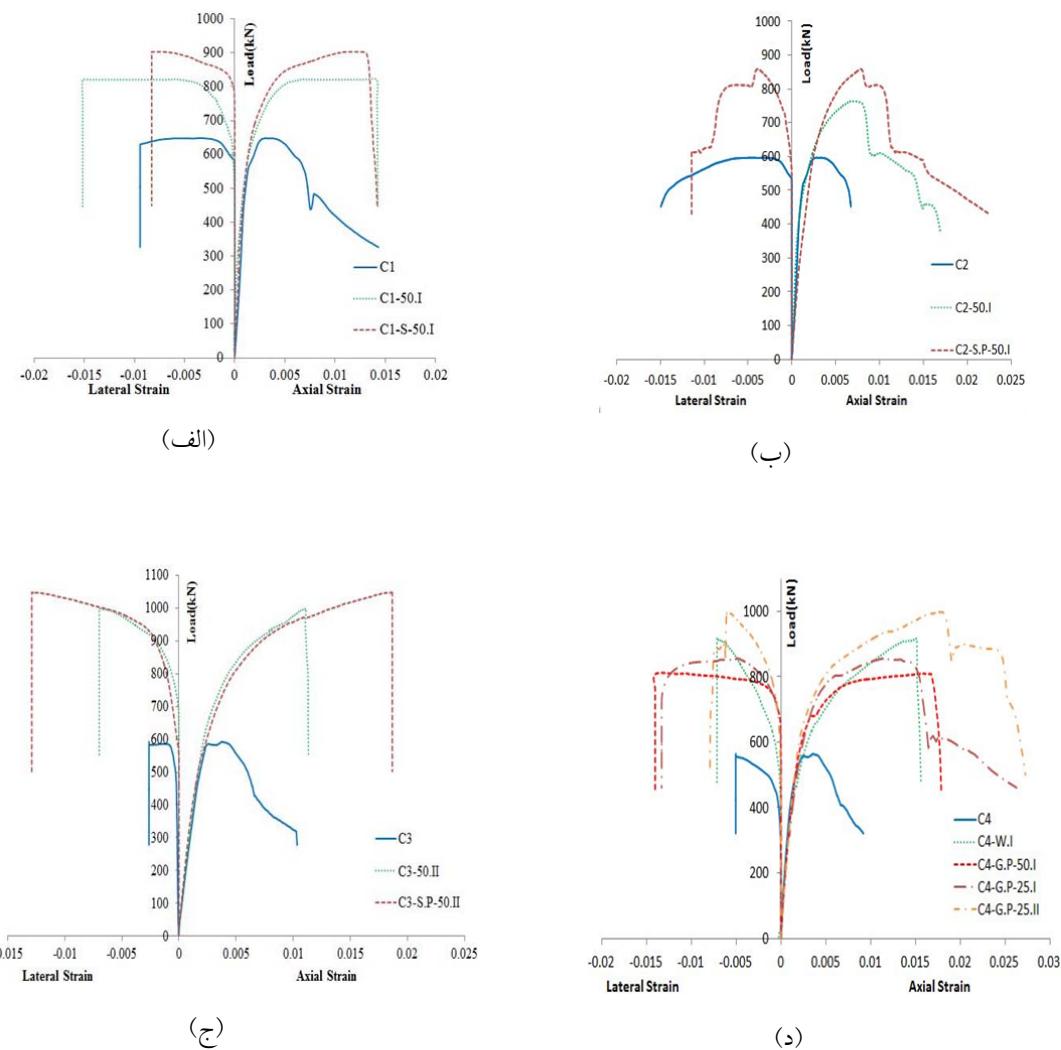
محور قائم منحنی‌ها ظرفیت باربری و محور افقی میزان کرنش ایجاد شده در ستون را نشان می‌دهد. محور افقی منحنی‌های بار - کرنش در نمونه‌های آزمایشی، نشان دهنده میزان کرنش محوری و کرنش جانبی ناشی از اتساع ستون‌های تحت بارگذاری است؛ به طوری که طرف مثبت محور افقی، کرنش محوری ستون و طرف منفی محور افقی کرنش جانبی ستون را نشان می‌دهد. مطابق شکل (۴)، رفتار بار-کرنش محوری نمونه‌های آزمایشی را می‌توان به دو گروه متمایز تقسیم کرد. برخی از نمونه‌ها (نظیر نمونه‌های بدون تقویت)، دارای شکست نرم هستند و پس از حصول حداکثر بار محوری، با افت ناگهانی بار مواجه نمی‌شوند. در این نمونه‌ها کاهش ظرفیت باربری در شاخه نزولی منحنی بار-کرنش به تدریج صورت می‌گیرد. در این نمونه‌ها، برای نقطه‌ی نهایی ظرفیت باربری، از نقطه‌ی معادل ۸۵٪ بار حداکثر استفاده شده است. در نمونه‌های دسته دوم که افت ناگهانی بار در آن‌ها حادث شده است، نقطه‌ی حداکثر باربری به عنوان نقطه نهایی ظرفیت باربری نمونه منظور شده است.

بحث و بررسی نتایج

نتایج مربوط به آزمایش فشاری روی نمونه‌ها در جدول (۶) نشان داده شده است؛ در این جدول نتایج مربوط به بار حداکثر (p_{max})، کرنش متناظر با بار حداکثر (E_{u0})، کرنش محوری نهایی (E_u) و سطح زیر منحنی بار-تغییرمکان (E_u)، که بیانگر انرژی جذب شده می‌باشد، آورده شده است. لازم به توضیح است که در بسیاری از مقالات [26,27]، از سطح زیر منحنی تنش کرنش که بیانگر میزان جذب انرژی توسط سیستم و یا به عبارتی مقدار کار انجام شده توسط نیروی خارجی روی سیستم می‌باشد، به عنوان معیاری برای شکل‌پذیری ستون‌ها استفاده شده است؛ در این تحقیق نیز از این موضوع به همراه میزان کرنش نهایی نمونه‌ها به عنوان دو معیار برای شکل‌پذیری ستون‌ها استفاده شده است. هم‌چنان برای بیان میزان کارایی روش‌های به کار رفته در این تحقیق، از مقادیر $\frac{E_u}{E_{u0}}$ و $\frac{p_{max}}{p_{max0}}$ که به ترتیب بار حداکثر و انرژی جذب شده هر نمونه نسبت به بار حداکثر و انرژی جذب شده نمونه شاهد گروه خود می‌باشد، استفاده شده است. منحنی‌های بار-کرنش گروه‌های ۱ تا ۴ نیز در شکل (۴) آورده شده است. در شکل (۴)

جدول ۶ نتایج بدست آمده از آزمایش نمونه‌ها

شماره گروه	نام ستون	p_{max} (kN)	ε_{c0}	ε_{ce}	E_u (N.m)	$\frac{p_{max}}{p_{max0}}$	$\frac{E_u}{E_{u0}}$
1	C1	648.27	0.00319	0.00695	865	1	1
	C1-50.I	821.74	0.00689	0.00775	1222	1.27	1.41
	C1-S-50.I	902.38	0.01084	0.01084	1904	1.39	2.20
2	C2	596.77	0.00315	0.00640	733	1	1
	C2-50.I	763.17	0.00738	0.00828	1203	1.28	1.64
	C2-S.P-50.I	858.18	0.00780	0.01030	1592	1.44	2.17
3	C3	592.22	0.00382	0.00597	644	1	1
	C3-50.II	997.70	0.01107	0.01113	1904	1.68	2.96
	C3-S.P-50.II	1047.20	0.01866	0.01868	3362	1.77	5.22
4	C4	564.02	0.00358	0.00579	622	1	1
	C4-W.I	917.76	0.01513	0.01514	2502	1.63	4.07
	C4*-S.P-50.I	810.44	0.01593	0.01677	2718	1.44	4.37
	C4-S.P-25.I	856.74	0.01179	0.01352	2221	1.52	3.57
	C4-S.P-25.II	998.17	0.01766	0.01813	3403	1.77	5.47



نمودار بار-کرنش جانبی نمونه I LVDT به دلیل از کار افتادن

شکل ۴ منحنی‌های بار کرنش؛ (الف) گروه اول؛ (ب) گروه دوم؛ (ج) گروه سوم؛ (د) گروه چهارم

که در نمونه بدون لایه میانی، پوسته بتنی همراه با FRP به فرم یک گوه از نمونه خارج می‌شود (شکل ۵-ب). در نمونه همراه با لایه میانی (شکل ۵-ج) ابتدا ریزترک‌هایی در بتن و در ناحیه میانی ایجاد می‌گردد. با اتساع بیشتر ستون، فشار وارد به ورق گالوانیزه نیز بیشتر می‌شود؛ ورق گالوانیزه ضمن جلوگیری از انتقال این ترک‌ها به ورق FRP قادر است رشد بیشتری از ترک را بدون آسیب به فرم ظاهری خود تحمل کند و در نهایت به دلیل اتساع بیش از حد ستون و بازشدگی

مود شکست و رفتار منحنی‌های بار-کرنش نمونه‌ها. به منظور بررسی و مقایسه مود گسیختگی نمونه‌ها، تصویر شکست نمونه‌های گروه اول در شکل (۵) نشان داده شده است. در نمونه شاهد مطابق شکل (۵-الف) با افزایش بارگذاری، ابتدا ترک‌های موازی با محور نمونه در آن ایجاد می‌شود، سپس با کمانش آرماتورها، پوسته بتنی کنده می‌شود و به بیرون پرتاپ می‌شود. برای نمونه‌های تقویت شده، عمدتاً شکست ستون با پارگی FRP در ناحیه یک‌سوم میانی حادث شده است؛ طوری

تقویتی بدلیل اتساع کم ستون است. با توجه به شکل (۴-الف) منحنی مربوط به نمونه C1-50.I (نمونه تقویت شده به روش سنتی) بعد از رسیدن به بار حداکثر به صورت کاملاً افقی، که نشانگر حالت پلاستیک می‌باشد، ادامه پیدا کرده و درنهایت با افت شدید بار که در نقطه نهایی اتفاق افتاده، به زوال رسیده است. درواقع حالت پلاستیک که در ستون و با این میزان کامپوزیت مصرفی به دست آمده است، بیانگر محصور شدنگی مؤثر و کافی نمونه می‌باشد. با توجه به این شکل، منحنی مربوط به ستون C1-S-50.I (تقویت شده با لایه میانی) به صورت یک منحنی دو قسمتی می‌باشد که هر دو قسمت آن صعودی است. در حقیقت بعد از رسیدن بار به مقدار بار متناظر با کرنش شکست نمونه محصور نشده، منحنی با یک ناحیه انتقال وارد ناحیه‌ی صعودی اما با شیب کمتر شده و درنهایت با افت شدید بار در نقطه حداکثر بار، که معادل با نقطه نهایی نیز می‌باشد، مواجه می‌شود. با مقایسه این منحنی با منحنی مربوط به نمونه I C1-50.I می‌توان نتیجه گرفت که ورق گالوانیزه با ممانعت از انتقال تمرکز تنش و تنش‌های چند محوره به FRP باعث شده است که منحنی بار-کرنش محوری از حالت الاستوپلاستیک به حالت کرنش-سختی که نشانگر محصور شدنگی مؤثرتری است، میل پیدا کند. لازم به ذکر است که اگر مقطع ستون به اندازه کافی تحت فشار محصور شدنگی قرار گیرد، منحنی تنش-کرنش بتن به صورت دوخطی و همراه با دو شاخه صعودی است؛ به این رفتار کرنش-سختی اطلاق می‌شود. در این نوع رفتار، مقاومت فشاری حداکثر و کرنش حداکثر در یک نقطه اتفاق می‌افتد و تنش حداکثر و تنش نهایی برابر است. اگر میزان محصور شدنگی به اندازه کافی مؤثر نباشد، منحنی تنش-کرنش بعد از نقطه اوج با شاخه نزولی همراه است که این رفتار به کرنش-نرمی معروف است.

برای نمونه‌های دولایه نیز همان‌گونه که از شکل (۴-ج) مشخص است منحنی بار-کرنش محوری

بیشتر ترک، شرایط پارگی ورق تقویتی FRP را فراهم نماید. لازم به ذکر است که اندازه بازشدنگی ترک‌ها در نمونه‌های با لایه میانی در لحظه رسیدن به بار حداکثر نسبت به نمونه شاهد و نمونه بدون لایه میانی بسیار بزرگ‌تر است که می‌تواند مؤید تحمل بار و تغییر مکان بیشتر این نمونه باشد؛ اما با این وجود به دلیل ممانعت لایه‌ی میانی، این ترک‌ها به ورق FRP منتقل نمی‌شوند. همان‌گونه که در شکل (۵-ج) نیز نشان داده شده است، بعد از پارگی ورق FRP، این ورق به طور کامل از ورق گالوانیزه جدا شده است. این مطلب نشانگر آن است که تقریباً هیچ‌گونه انتقال نیروی برشی از ورق FRP به ورق گالوانیزه که منجر به نقش باربری ورق گالوانیزه شود، صورت نمی‌گیرد. مود کلی گسیختگی نمونه‌های سایر گروه‌ها، صرف نظر از نوع آرایش، تقریباً مشابه نمونه‌های گروه اول می‌باشد.



شکل ۵ نحوه زوال و شکست نمونه‌ها، (الف) نمونه شاهد (ب) نمونه بدون لایه میانی (ج) نمونه با لایه میانی

برای تحلیل حالت رفتاری نمونه‌ها، منحنی بار-کرنش نمونه‌های گروه‌های اول تا چهارم در شکل (۴) نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل (۴) دیده می‌شود، قسمت اولیه همه منحنی‌ها (مربوط به هر گروه) بر هم منطبق است که این بیانگر سختی یکسان ستون‌ها در مراحل اولیه بارگذاری و غیرفعال بودن ورق

در مقاومت و شکل‌پذیری ستون‌ها، نمونه C4-W.I از گروه چهارم به صورت کامل توسط نوارهای FRP در یک لایه در تمام ارتفاع ستون دورپیچ شده است. چنان‌چه در جدول(۶) مشاهده می‌شود میزان افزایش جذب انرژی نسبت به نمونه شاهد در این نمونه، ۳۰٪ درصد ثبت شده است که نسبت به نمونه II (نمونه‌ی تعویت شده با نوارهای منقطع FRP با عرض و فاصله آزاد ۵۰ میلی‌متر) با همان مقدار مصرف FRP افزایش قابل توجهی را نشان می‌دهد.

در توضیح دلیل این موضوع می‌توان گفت که نمونه‌های با محصورشدنگی کامل در ارتفاع، به‌دلیل پخش یکنواخت‌تر انرژی در کل ارتفاع ستون، ظرفیت بیشتری برای جذب انرژی دارند. با این وجود با توجه به سهولتی که نصب نوارهای منقطع نسبت به نوارهای پیوسته دارد و هم‌چنین سهولت استفاده از لایه میانی در نوارهای منقطع نسبت به نوارهای پیوسته، به‌نظر می‌رسد در بسیاری از موارد، استفاده از نوارهای منقطع کارایی بیشتری نسبت به نوارهای پیوسته خواهد داشت.

(ج) تأثیر لایه میانی: مطابق نتایج به‌دست آمده در جدول (۶)، در نمونه‌هایی که در آن‌ها از ورق گالوانیزه به عنوان لایه میانی استفاده شده است، میزان بار و تغییر‌شکل نهایی و هم‌چنین میزان جذب انرژی نسبت به نمونه‌های بدون ورق گالوانیزه افزایش قابل توجهی را نشان می‌دهد. نمونه‌های گروه اول که برای ارزیابی میزان کارایی ورق گالوانیزه مورد استفاده قرار گرفت، بیانگر افزایش ۱۲ درصدی بار و ۷۹ درصدی جذب انرژی نسبت به نمونه بدون لایه میانی است. علاوه بر این از نظر کرنش نهایی نیز این نمونه افزایش قابل توجهی را نشان می‌دهد. به‌طور کلی در این تحقیق اثر ورق گالوانیزه به‌همراه بتونه بر میزان افزایش بار، بین ۹ تا ۱۶ درصد برای روش‌های تعویتی مختلف، به‌دست آمده است. از لحاظ میزان جذب انرژی نیز نمونه-

نمونه‌های محصورشده به‌دلیل میزان محصورشدنگی بیشتر، دارای شب و طول بیشتری نسبت به نمونه‌های زیرگروه یک است که بیانگر مقاومت و جذب انرژی بالاتر می‌باشد. برای بررسی اتساع جانبی نیز همان‌گونه که منحنی‌های بار-کرنش جانبی نشان می‌دهند، همه نمونه‌های تعویت شده در میزان اتساع بیشتری نسبت به نمونه شاهد به نقطه شکست خود رسیده‌اند.

تأثیر روش تعویت. در این تحقیق به‌منظور بررسی تأثیر لایه میانی در کارایی FRP، علاوه بر بررسی تأثیر فضای خالی بین سطح بتون و لایه میانی به بررسی اثر تعداد لایه‌های تعویتی، اثر عرض نوار و همین‌طور اثر تعویت به صورت دورپیچ کامل پرداخته شده است. در ادامه اثر هر کدام از این عوامل به صورت جداگانه بررسی شده است.

(الف) تأثیر تعداد لایه‌ها: با مقایسه ظرفیت باربری بدست آمده برای نمونه‌های تعویت شده با یک لایه و دو لایه ورق تعویتی (جدول ۶، مشاهده می‌شود که با دو برابر کردن لایه‌ها، میزان افزایش کارایی نیز بیش از دو برابر شده است. دلیل این موضوع را شاید بتوان در کارایی کمتر لایه اول (نسبت به سایر لایه‌ها) و مؤثرتر بودن عوامل کاهنده کرنش در لایه اول جست‌وجو کرد. لایه اول به دلیل تماس مستقیم با سطح بتون، در مقایسه با سایر لایه‌ها بیشترین تأثیر را از ترک‌های وارد به سطح بتون می‌پذیرد؛ بنابراین عموماً کارایی لایه‌های بعدی نسبت به لایه اول بیشتر است و افزایش ظرفیتی که در نمونه‌های دولایه مشاهده می‌شود (با توجه به میزان مصرف FRP) به‌دلیل کارایی بهتر لایه دوم می‌باشد. این موضوع بیان‌گر تأثیرات زیاد پیوستگی بتون و کامپوزیت در کاهش کارایی FRP می‌باشد و اهمیت این تحقیق را بیشتر مشخص می‌سازد.

(ب) تأثیر تعویت به صورت نوار منقطع و دورپیچ کامل: به‌منظور بررسی تأثیر پیوستگی نوارهای دورپیچ

میانی و سطح بتن بوده و در صورت نبود این فضای خالی، بتونه تأثیری در بهبود عملکرد رفتاری ستون نخواهد داشت. از طرف دیگر وجود فضای خالی و عدم حذف آن‌ها می‌تواند به عملکرد ضعیف ورق تقویتی منجر شود. از آنجا که پیش‌بینی وجود یا عدم وجود فضای خالی بین لایه‌ی میانی و سطح بتن در موارد عملی تقویت ستون‌ها غیرممکن است، لذا به‌نظر می‌رسد که به منظور اطمینان از صحت عملکرد سیستم تقویت و کاهش میزان ریسک، لازم است که در تمامی حالات در زیر لایه‌ی میانی از بتونه به‌عنوان یک ماده پرکننده استفاده شود.

(د) تأثیر عرض نوار تقویتی: برای بررسی اثر عرض نوار می‌توان به گروه‌های ۲ و ۴ از جدول (۶) مراجعه کرد. در گروه ۲ عرض نوارهای تقویتی ۵۰ میلی‌متر است و در گروه ۴ از همان مقدار FRP ولی با عرض ۲۵ میلی‌متر استفاده شده است. چنان‌چه در این جدول مشاهده می‌شود میزان افزایش مقاومت در ستون‌های محصورشده با نوارهای یک لایه‌ی ۵۰ میلی‌متری ۴۴ درصد بوده، درحالی‌که این مقدار برای نوارهای محصورشده با یک لایه‌ی نوارهای ۲۵ میلی‌متری ۵۲ درصد می‌باشد. از لحاظ میزان جذب انرژی نیز نوارهای ۲۵ میلی‌متری افزایش بیشتری را نسبت به نوارهای ۵۰ میلی‌متری نشان می‌دهند. بنابراین می‌توان کارایی ورق گالوانیزه را در نمونه‌های با عرض ورق کمتر به این صورت توجیه کرد که نوارهای با تعداد بیشتر و عرض کمتر با گستردگی بهتر خود در تمام ارتفاع ستون، باعث پخش یکنواخت‌تر انرژی در کل ارتفاع ستون می‌شوند و شرایط محصورکننده‌ی بهتری را ایجاد می‌کنند. هم‌چنین عرض کمتر ورق شرایط محصورشده‌ی را برای نواحی مرکزی ستون (محل پارگی نوارها)، بهتر فراهم می‌کند و بنابراین محصوریت بیشتر ستون

های با ورق گالوانیزه افزایش ۵۳ تا ۲۲۶ درصدی را نشان می‌دهند. برای اطمینان از عدم پیوستگی بین ورق FRP و ورق گالوانیزه و هم‌چنین اطمینان از عدم محصورسازی ستون توسط لایه‌ی میانی، در نمونه I-S.P-50.C4* از یک لایه پلاستیک نازک به ضخامت ۰/۰۲ میلی‌متر در حد فاصل بین ورق FRP و ورق گالوانیزه استفاده شده است. این لایه نازک باعث می‌شود که هیچ‌گونه چسبندگی بین ورق FRP و ورق گالوانیزه وجود نداشته باشد. همان‌گونه که از مقایسه ظرفیت باربری ستون‌های C2-S.P-50.I و C4*-S.P-50.I در جدول (۶) مشاهده می‌شود، از لحاظ کسب مقاومت، این دو نمونه مشابه هم می‌باشند، اما جذب انرژی در نمونه I-S.P-50.C4* به دلیل کاهش بیشتر تنش‌های برشی انتقالی به ورق تقویتی، بیشتر از نمونه C2-S.P-50.I می‌باشد. به عبارت دیگر به نظر می‌رسد روش‌هایی که تنش‌های انتقالی از بتن به ورق‌های دورگیرکننده تقویتی را به حداقل می‌رسانند، در افزایش شکل‌بذیری تأثیر بیشتری دارند.

لازم به ذکر است که محصورشدنگی مناسب، مستلزم عدم وجود هرگونه فاصله آزاد بین سطح بتن و عامل دورگیرکننده است. از آنجا که در نمونه‌های فشاری اتساع معمولاً در حدود ۸۰ درصد بار نهایی آغاز می‌شود، لذا به‌نظر می‌رسد کارایی بتونه نیز به‌عنوان یک ماده پرکننده به این ناحیه محدود می‌شود. وجود یک ماده پرکننده در فاصله آزاد بین سطح ستون و ورق لایه‌ی میانی می‌تواند تنش‌های شعاعی اندک ایجاد شده در نمونه تحت بارگذاری را قبل از شروع اتساع، به صورت تنش حلقوی به ورق تقویتی منتقل نماید. با توجه به عدم وجود هرگونه نقش سازه‌ای بتونه در افزایش ظرفیت باربری می‌توان گفت تأثیر بتونه فقط منحصر به وجود فاصله‌های آزاد بین لایه

و تأثیر فضای خالی بین سطح بتن و لایه میانی، به بررسی اثر تعداد لایه‌های تقویتی و اثر عرض نوار پرداخته شده است.

مهم‌ترین نتایج به دست آمده از آزمایش نمونه‌های موجود در این تحقیق به شرح زیر می‌باشد:

۱. استفاده از ورق گالوانیزه به عنوان لایه میانی، مانع از انتقال تمرکز تنش و همچنین تنش‌های چندمحوره به ورق تقویت‌شده و باعث افزایش ۱۶ درصدی بار حداکثر و ۵۳ درصدی میزان جذب انرژی در نمونه‌های تقویت شده با یک لایه الیاف کربن نسبت به نمونه بدون لایه میانی می‌شود.

۲. استفاده از لایه میانی رفتار ستون را از حالت کرنش-نرمی به حالت کرنش-سختی تغییر می‌دهد. در واقع با استفاده از تکنیک جدید می‌توان حالت محصورشدنگی ضعیف سطون را به حالت محصورشدنگی مؤثر تبدیل نمود. استفاده از لایه میانی باعث می‌شود که بخش دوم منحنی بار-کرنش محوری ستون‌های محصور شده کشیده‌تر شود، که به معنای جذب انرژی بیشتر نمونه است.

۳. وجود فاصله آزاد بین سطح بتن و لایه میانی به شدت بر کارایی لایه میانی تأثیرگذارد. استفاده از یک لایه بتونه در زیر لایه میانی از فعل شدن دیر هنگام ورق تقویتی ممانعت می‌کند.

۴. کاهش عرض نوارهای تقویتی از ۵۰ میلی‌متر به ۲۵ میلی‌متر، به دلیل پخش یکنواخت‌تر انرژی در ارتفاع ستون، باعث افزایش ۸ درصدی بار حداکثر و ۱۴۰ درصدی جذب انرژی در نمونه‌های تقویت شده با نوارهای یک‌لایه می‌شود.

موجب ظرفیت برابری بیشتر ستون می‌شود. برای نمونه‌های دولایه، با مقایسه ستون‌های C3-S.P و C4-S.P-25.II، مشاهده می‌شود که عرض نوار تأثیر خاصی در میزان مقاومت و جذب انرژی ندارد. بنابراین می‌توان گفت ستون‌های با محصورشدنگی بالاتر (دولایه) به دلیل سختی محوری بیشتر، برای رسیدن به پخش یکنواخت‌تر انرژی در ارتفاع خود، نیاز به عرض‌های بسیار کمتر از ۲۵ میلی‌متر دارند.

نتیجه‌گیری

در این تحقیق آزمایشگاهی با استفاده از یک لایه میانی در حد فاصل سطح ستون و عامل محصورکننده، ضمن استفاده بهتر از ظرفیت ورق تقویتی، شکل‌پذیری و میزان برابری ستون افزایش داده شده است. به منظور بررسی اهداف تحقیق، ۱۴ عدد ستون بتن آرمه به قطر ۱۵۰ و ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر پس از تقویت و محصورسازی با نوارهای منقطع CFRP، به روش‌های مختلف، تحت بار محوری فشاری مورد آزمایش قرار گرفت. به منظور جلوگیری از انتقال تمرکز تنش ناشی از ترک خوردنگی ستون و همچنین کاهش تنش‌های برشی وارد به ورق تقویتی، در بعضی از نمونه‌ها از ورق گالوانیزه به عنوان لایه میانی استفاده شده است. همچنین از آن جا که ممکن است به دلیل اعوجاج سطح ستون یا ورق لایه میانی، مقداری فضای خالی و فاصله آزاد بین سطح ستون و لایه میانی وجود داشته باشد که باعث تأخیر در فعل شدن ورق تقویتی شود، از یک لایه بتونه، به عنوان ماده‌ی پر کننده این فضاهای استفاده شده است. در این تحقیق علاوه بر بررسی اثرات لایه میانی

مراجع

1. Samaan, M., Mirmiran, A., and Shahawy, M., "Model of Concrete Confined By Fiber Composites", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, pp. 1025-1031, (1998).
2. Structures, C., "ACI Committee 440", American Concrete Institute, ACI, Vol., (2008).
3. No, D.M., "ISIS CANADA RESEARCH NETWORK", (2007).

4. Parretti, R., and Nanni, A., "Axial Testing of Concrete Columns Confined with Carbon FRP: Effect of Fiber Orientation", *Proceedings. CD Proc. of the third international conference on composites in infrastructure*, (2002).
5. Chaallal, O., Shahawy, M., and Hassan, M., "Performance of Axially Loaded Short Rectangular Columns Strengthened with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Wrapping", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 7, pp. 200-208, (2003).
6. Theriault, M., Neale, K.W., and Claude, S., "Fiber-Reinforced Polymer-Confining Circular Concrete Columns: Investigation of Size and Slenderness Effects", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 8, pp. 323-331, (2004).
7. Matthys, S., Toutanji, H., and Taeerwe, L., "Stress-Strain Behavior of Large-Scale Circular Columns Confined with FRP Composites", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 132, pp. 123-133, (2006).
8. Al-Salloum, Y.A., "Influence of Edge Sharpness on the Strength of Square Concrete Columns Confined with FRP Composite Laminates", *Composites Part B: Engineering*, Vol. 38, pp. 640-650, (2007).
9. Hadi, M., "Behaviour of FRP Wrapped Normal Strength Concrete Columns Under Eccentric Loading", *Composite structures*, Vol. 72, pp. 503-511, (2006).
10. Yang, X., Nanni, A., and Chen, G., "Effect of Corner Radius on the Performance of Externally Bonded FRP Reinforcement", *Proceedings. 5th international conference on Non-Metallic Reinforcement for Concrete Structures*, (2001).
11. Yang, X., Wei, J., Nanni, A., and Dharani, L.R., "Shape Effect on the Performance of Carbon Fiber Reinforced Polymer Wraps", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 8, pp. 444-451, (2004).
12. Toutanji, H., "Stress-Strain Characteristics of Concrete Columns Externally Confined with Advanced Fiber Composite Sheets", *ACI Materials Journal*, Vol. 96, (1999).
13. Xiao, Y., and Wu, H., "Compressive Behavior of Concrete Confined by Carbon Fiber Composite Jackets", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 12, pp. 139-146, (2000).
14. Lam ,L., and Teng, J., "Ultimate Condition of Fiber Reinforced Polymer-Confining Concrete", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 8, pp. 539-548, (2004).
15. Cole, C.B., "Performance of FRP-Jacketed Reinforced Concrete Columns Subjected to Uniaxial Compression", Master of Science in Civil Engineering, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, (2001).
16. De Lorenzis, L., and Tepfers, R., "Comparative Study of Models on Confinement of Concrete Cylinders with Fiber-Reinforced Polymer Composites", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 7, pp. 219-237, (2003).
17. Pessiki, S ,Harries, K.A., Kestner, J.T., Sause, R., and Ricles, J.M., "Axial Behavior of Reinforced

- Concrete Columns Confined with FRP Jackets", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 5, pp. 237-245, (2001).
18. Shahawy, M., Mirmiran, A., and Beitelman, T., "Tests and Modeling of Carbon-Wrapped Concrete Columns", *Composites Part B: Engineering*, Vol. 31, pp. 471-480, (2000).
19. Matthys, S., Taerwe, L., and Audenaert, K., "Tests on Axially Loaded Concrete Columns Confined by Fiber Reinforced Polymer Sheet Wrapping", *ACI Special Publication*, Vol. 188, (1999).
20. Fraldi, M., Nunziante, L., Carannante, F., Prota, A., Manfredi, G., and Cosenza, E., "On the Prediction of the Collapse Load of Circular Concrete Columns Confined by FRP", *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 3247-3264, (2008).
21. Fam, A.Z., and Rizkalla, S.H., "Confinement Model for Axially Loaded Concrete Confined by Circular Fiber-Reinforced Polymer Tubes", *ACI structural journal*, Vol. 98,(2001).
22. Harries, K.A., and Carey, S.A., "Shape and "Gap" Effects on the Behavior of Variably Confined Concrete", *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, pp. 881-890, (2003).
23. Campione, G., "Influence of FRP Wrapping Techniques on the Compressive Behavior of Concrete Prisms", *Cement and concrete composites*, Vol .28 ,pp. 497-505, (2006).
۲۴. ایلیا، الهه، «بررسی رفتار محوری ستون های محوری چهار گوش تقویت شده با نوارهای FRP در گوشها و بسته های FRP در وجوده»، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشکده عمران دانشگاه صنعتی اصفهان. (۱۳۹۱)
25. Mirmiran, A., Shahawy ,M., Samaan, M., Echary, H.E., Mastrapa, J.C., and Pico, O., "Effect of Column Parameters on FRP-Confining Concrete", *Journal of Composites for Construction*, Vol. 2, pp. 175-185, (1998).
26. Rousakis, T. C., Karabinis, A. I., Kiouisis, P. D., "FRP-Confining Concrete Members: Axial Compression Experiments and Plasticity Modeling". *Engineering Structures*, Vol. 29, No. 7, pp. 1343–1353, (2007).
27. Piekarczyk, J., Piekarczyk, W., Blazewicz, S., "Compression Strength of Concrete Cylinders Reinforced with Carbon fiber Laminate", *Construction and Building Materials*, Vol. 25, pp. 2365-2369, (2011).

بررسی تغییر مکان افقی شمع‌های بلند تحت اثر بار جانبی در خاک ماسه‌ای*

جعفر بلوری بزار^(۲)جواد کشاورز^(۱)

چکیده در بسیاری از سازه‌ها، بارهای جانبی بالای نسبت به بارهای ثقلی به پیک سازه تحمیل می‌شود. شمع‌های این‌گونه سازه‌ها را که تحت اثر بارهای جانبی قابل توجهی قرار می‌گیرند، می‌توان به دو گروه شمع‌های بلند و کوتاه تقسیم نمود. معمولاً تخمین ظرفیت باربری شمع تحت اثر بار جانبی برای شمع‌های کوتاه برآسان حداکثر ظرفیت باربری و برای شمع‌های بلند برآسان تغییر مکان افقی محاذ می‌باشد. در تحقیق آزمایشگاهی حاضر برای رفتار شمع تحت اثر بار جانبی، از لوله‌های فلزی به عنوان شمع در آزمایشگاه استفاده شده است. به منظور تعیین ظرفیت باربری، بار جانبی به شمع‌های فلزی مذکون در خاک ماسه‌ای اعمال شده است. با انجام آزمون‌های گوناگون رفتار شمع‌های بلند به لحاظ تغییر طول و قطر شمع مورد بررسی قرار گرفته است. سپس نتایج آزمون‌های آزمایشگاهی با نظریه ضربی و اکنش بستر، نظریه الاستیک و نظریه حداکثر ضربی افقی و اکنش بستر مورد مقایسه قرار گرفته است. تحلیل نتایج نشان می‌دهد که نظریه حداکثر ضربی افقی و اکنش بستر برای تخمین مقادیر جایه‌جایی افقی شمع و نیز تخمین ظرفیت باربری جانبی شمع نسبت به دیگر تئوری‌های ارائه شده مناسب‌تر می‌باشد.

واژه‌های کلیدی شمع‌های بلند؛ بار جانبی؛ تغییر مکان افقی؛ خاک غیرچسبنده.

Evaluation of Horizontal Displacement of Long Piles Subject to Lateral Loading in Sandy Soil

J. Keshavarz

J. Bolouri Bazaz

Abstract In many structures, the applied lateral loads are comparable with gravity loads. These types of piles which are subject to high lateral load are usually divided into two categories including long and short piles. The general methods to estimate lateral bearing capacity of short and long piles are based on ultimate bearing capacity and allowable horizontal displacement respectively. In the present research, in order to evaluate lateral bearing capacity of piles subjected to horizontal loads, steel pipes which were embedded in sand soil to simulate piles in the laboratory. A wide range of laboratory tests were performed to investigate the behavior of long piles with different lengths and diameters. The test results were compared with three different theories including Modulus of Subgrade Reaction, Elastic and k_{hmax} approaches. The experimental results reveal that k_{hmax} approach is more suitable for determination of horizontal displacement and also estimation of lateral bearing capacity for long piles.

Key Words Long piles, Lateral load, Horizontal displacement, Cohesionless soil.

★ تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۲/۱۳ و تاریخ پذیرش آن ۹۴/۲/۳۰ می‌باشد.

(۱) دانش آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) نویسنده مسئول: دانشیار، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد. bolouri@um.ac.ir

مقدمه

Christensen[11] اشاره نمود. این پژوهشگر شمع های چوبی مربعی به بعد ۵۰ میلی متر و طول های مدفون ۲۵۰ و ۵۰۰ میلی متر را در مخزنی مربعی به طول یک متر و ارتفاع ۷۰۰ میلی متر که از ماسه خشک پر شده تحت اثر بار جانبی قرار داده است. بار جانبی در ارتفاعات گوناگونی نسبت به شمع اعمال شده است. نتایج این تحقیق نشان می دهد که نظریه هانسن بار جانبی شمع ها را اندکی دست بالا تخمین می زند.

Prasad and Chari [8] شمع های لوله ای فلزی به قطر ۱۰۲ میلی متر و طول ۱۳۵ میلی متر را در مخزنی به قطر ۱/۸۳ متر و ارتفاع دو متر حاوی خاک ماسه ای، قرار داده و پس از اعمال بار جانبی، تغییر مکان افقی و فشار وارد شده به شمع را بررسی کردند. سپس براساس نتایج رابطه ای برای تخمین ظرفیت باربری جانبی شمع های کوتاه ارائه نموده و با مقایسه دیگر روش ها، روش پیشنهادی خود را نسبت به دیگر روش ها بهتر بیان داشته است. Zhang et al. [12] با درنظر گرفتن نظریه های مختلف، بیان داشته است که تنها در روش پراساد و چری توزیع فشار خاک بر روی شمع درست درنظر گرفته شده است.

Kumar et al. [10] با ارائه حداکثر مدول افقی واکنش بستر و بررسی نتایج آزمایش های شمع تحت اثر بار جانبی در اندازه واقعی با نظریه های p-y و مدول واکنش بستر، پیشنهاد نموده است که مهندسان برای پیش بینی منحنی نیرو - جایه جایی در خاک ماسه ای از نظریه حداکثر مدول افقی واکنش بستر استفاده نمایند. دلیل این امر ساده تر بودن و بهتر پیش بینی نمودن رفتار شمع در این روش است.

Murugan et al. [13] به بررسی نظری شمع تحت اثر بار جانبی در خاک غیر چسبنده پرداخته است و مقایسه ای بین ظرفیت باربری به دست آمده از آینین نامه هند و روش برآمz ارائه نموده است. در این تحقیق ظرفیت باربری به دست آمده از آینین نامه هند به صورت قابل توجهی کمتر از روش برآمz بیان شده است.

اغلب شمع ها تحت تأثیر بارهای افقی قرار می گیرند. در بعضی از سازه ها مقدار این بار نسبت به بار قائم ناچیز و قابل صرف نظر کردن است، اما در مواردی شمع ها تحت بارهای جانبی قابل توجهی قرار می گیرند. شمع پل ها، ساختمان های بلند، سازه های ساحلی و تابلو ها علامت کاربرد معمولاً تحت اثر بار جانبی نیز قرار دارند. برای تخمین بار جانبی وارد به شمع روش های گوناگونی بیان شده است که به طور کلی از دو معیار زیر مشخص می شود:

۱. بار جانبی مجاز از تقسیم بار نهایی به ضربی اطمینان.

۲. بار جانبی مجاز براساس تغییر مکان افقی.
به طور کلی شمع ها به دو دسته شمع های بلند و کوتاه تقسیم می شوند. ظرفیت باربری شمع های کوتاه و شمع های بلند به ترتیب به مقاومت خاک و مقاومت شمع بستگی دارد [1]. شمع کوتاه تحت اثر بار جانبی همانند یک جسم صلب عمل می کند و کل شمع در نقطه ای دوران می کند، در صورتی که شمع کوتاه دارای پی (Fix Head) به طور کامل جایه جا می شود. شمع بلند تحت اثر بار جانبی، بسته به اینکه دارای پی یا بدون پی (Free Head) باشد در آن یک یا دو مفصل ایجاد شده و از نقطه مفصل دوران می کند.

برای تخمین ظرفیت باربری جانبی شمع ها روش هایی مانند هانسن، برآمz، پراساد و اوارد، میرهوف و پراساد ارائه شده است [2-8]. به جز روش برآمz بقیه روش ها برای شمع های کوتاه کاربرد دارند. هم چنین برای شمع های بلند می توان از نظریه ضربی و واکنش بستر [9]، نظریه الاستیک [1] و نظریه حداکثر ضربی افقی واکنش بستر [10] استفاده نمود.

فعالیت های دیگر پژوهشگران

بررسی های آزمایشگاهی و میدانی زیادی بر روی شمع تحت اثر بار جانبی صورت گرفته که اکثر آنها بر روی شمع های کوتاه است، از آن جمله می توان به

اینرسی شمع (m^4) و E_s ضریب یانگ خاک (kPa) می‌باشد.

جدول ۲ محدوده ضریب افقی واکنش بستر [19]

n_h (kN/m ³)		
ماسه شل	ماسه نیمه متراکم	ماسه متراکم
2600	7700	20000

تغییر مکان جانبی شمع بلند در خاک دانه‌ای
نظریه‌های متعددی برای محاسبه تغییر مکان جانبی شمع بلند در خاک دانه‌ای ارائه شده است. نظریه ضریب واکنش بستر، نظریه الاستیک و نظریه حداقل ضریب افقی واکنش بستر که در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته شده در ادامه بیان شده است.

نظریه ضریب واکنش بستر. این نظریه با همانندسازی خاک با یک سری فنرهای الاستیک خطی می‌تواند تغییرات ضریب واکنش بستر را (که وابسته به ابعاد و تغییر شکل‌ها است) در لایه‌های مختلف در نظر بگیرد. بارهای جانبی وارد به شمع مانند یک تیر روی پی الاستیک در نظر گرفته می‌شود و خاک زیر تیر با یک سری فنر جایگزین می‌شود. سختی این فنرها k_h ضریب افقی واکنش بستر نامیده می‌شود.

$$k_h = \frac{p}{y} \quad (6)$$

رفتار ارجاعی شمع با معادله دیفرانسیل زیر قابل بیان است:

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} + p = 0 \quad (7)$$

و یا

$$\frac{d^4y}{dx^4} + \frac{k_h y}{EI} = 0 \quad (8)$$

در این رابطه‌ها p ، y ، x و EI به ترتیب فشار در واحد طول شمع، جایه‌جایی افقی، عمق و سختی آن می‌باشد. ضریب واکنش بستر ارائه شده در جدول (۲) کلی است و برای تعیین دقیق‌تر آن می‌توان از رابطه (۹) استفاده کرد [16].

معیارهای رفتاری شمع

شمع کوتاه در اثر بار جانبی به صورت صلب عمل می‌کند و حول نقطه‌ای دوران می‌کند در صورتی که شمع بلند در اثر بار جانبی به صورت انعطاف‌پذیر عمل می‌کند و در نقطه‌ای در طول شمع ایجاد مفصل می‌کند. رفتار شمع کوتاه و بلند بستگی به سختی نسبی سیستم شمع و خاک دارد [14]. برای پیش‌بینی رفتار یک شمع که به صورت کوتاه یا بلند عمل می‌کند معیارهای متفاوتی ارائه شده است که در جدول (۱) آورده شده است.

جدول ۱ معیارهای شمع بلند و کوتاه

ردیف	مرجع	شمع کوتاه	شمع بلند
۱	[4] و [3]	$L/T \leq 2$	$L/T \geq 4$
۲	[1]	$K_r > 10^{-2}$	$K_r < 10^{-2}$
۳	[15]	$L/B < 6$	$L/B > 6$
۴	[16]	$S_H < 5$	$S_H > 5$
۵	[17]	$L < 1.5 BK^{0.36}$	$L > 1.5 BK^{0.36}$
۶	[18]	$L > L_c/3$	$L > L_c$

$$T = (E_p I_p / n_h)^{0.2} \quad (1)$$

$$K_r = (E_p I_p / E_s B^4) \quad (2)$$

$$S_H = (L / B)(E_p / E_s)^{0.25} \quad (3)$$

$$K = (E_p / E_s) \quad (4)$$

$$L_c = 4.44(E_p I_p / E_s)^{0.25} \quad (5)$$

در روابط ارائه شده T طول مشخصه می‌باشد که از رابطه (۱) به دست می‌آید. مقدار ضریب واکنش بستر که برای محاسبه طول مشخصه نیاز است در جدول (۲) برای ماسه‌خشک ارائه شده است. هم‌چنین پارامترهای انعطاف‌پذیری (K_r و S_H ، نسبت سختی (K) و طول بحرانی (L_c) به ترتیب از روابط (۲)، (۳)، (۴) و (۵) به دست می‌آیند. در این روابط، L طول مدافون شمع B ، B پهنای شمع (m)، n_h ضریب واکنش بستر E_p ضریب یانگ شمع (kPa)، I_p ممان

و جداره شمع در نظر گرفته نمی شود. این روش که برای خاک هایی با لایه های متفاوت قابل استفاده است نیازمند به تعیین پارامترهای دقیق خاک محل می باشد. در واقع هر چه داده های ورودی دقیق تر باشند، پاسخ مناسب تری از این روش بدست می آید. با فرض این که ضریب خاک به طور خطی با عمق افزایش می یابد می توان آن را به صورت تابعی از عمق نشان داد.

$$E_s = N_h x \quad (17)$$

در این رابطه N_h نرخ افزایش E_s با عمق (مشابه با n_h در نظریه ضریب بستر) می باشد. با فرض یکسان بودن نرخ افزایش E_s و k_h با عمق، $N_h = n_h$ خواهد بود. مقدار جابه جایی در سطح زمین از رابطه (18) به دست می آید. مقادیر I'_{ph} و I'_{pM} و F'_p ضرایبی هستند که با داشتن طول، قطر، ممان اینرسی و ضریب یانگ شمع از نمودارهای ارائه شده قابل استخراج می باشد [1].

$$y_g = \frac{Q_g}{N_h L^2} (I'_{ph} + \frac{e}{L} I'_{pM}) / F'_p \quad (18)$$

در این رابطه y_g جابه جایی شمع در سطح زمین، Q_g و e به ترتیب نیروی افقی وارد به شمع و فاصله آن از سطح زمین می باشد.

نظریه حد اکثر ضریب افقی واکنش بستر. مطالعه بر روی ضریب برشی خاک نشان می دهد که این ضریب وابسته به کرنش است [20]. ضریب افقی واکنش بستر مانند ضریب برشی تابعی از کرنش است. محققان با مطالعه واکنش شمع در مقیاس واقعی در برابر بار جانبی و رسم منحنی های k_h در برابر کرنش دریافتند که تقریباً همه منحنی ها در کرنش 0.002 مجانب می شوند [21-23]. بر این اساس مقدار k_h در کرنش 0.002 را k_{hmax} می نامند. با توجه به این که تمام منحنی های بدون بعد شده ضریب افقی واکنش بستر در برابر کرنش شبیه به هم هستند یک تابع توانی به شکل زیر تعریف می شود.

$$\frac{k_h}{k_{hmax}} = 0.052 \varepsilon^{-0.48} \quad (19)$$

$$n_h = 220.286 \frac{Q}{y_T} \quad (9)$$

در این رابطه Q نیروی افقی (kN) و y_T جابه جایی افقی در محل اعمال نیرو (m) می باشد. با استفاده از اصل برهم نهی، تأثیر بار جانبی و لنگر بر روی (y_A و y_B) به طور جداگانه قبل محاسبه اند:

$$y_X = y_A + y_B \quad (10)$$

با استفاده از رابطه (10) و بدون بعدسازی پارامترها خواهیم داشت:

$$\frac{y_A EI}{Q_g T^3} = A_y \quad (11)$$

$$\frac{y_B EI}{M_g T^2} = B_y \quad (12)$$

$$\frac{x}{T} = Z \quad (13)$$

$$\frac{L}{T} = Z_{max} \quad (14)$$

$$\frac{k_h T^4}{EI} = \varphi(x) \quad (15)$$

ضریب تغییر شکل برای بار جانبی A_y ضریب تغییر شکل برای لنگر Z ضریب عمق، Z_{max} حداکثر ضریب عمق، $\varphi(x)$ تابع ضریب خاک، Q_g و M_g به ترتیب نیرو و لنگر اعمالی به سر شمع می باشد. با جایگذاری روابط (11) و (12) در رابطه (10) داریم:

$$y_x = A_y \frac{Q_g T^3}{EI} + B_y \frac{M_g T^2}{EI} \quad (16)$$

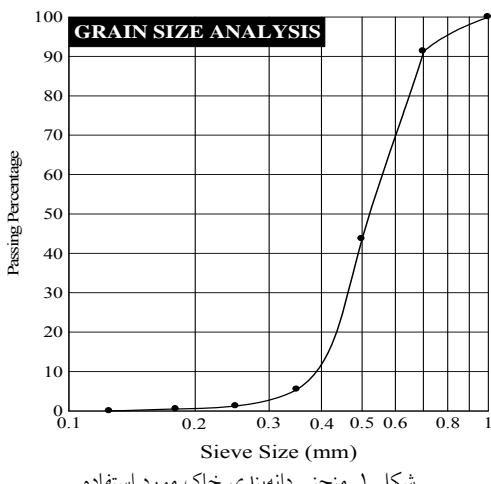
با حل معادلات فوق با استفاده از روش تفاضل محدود برای عمق های، مقدار ضریب A_y و B_y در سطح (z=0) به ترتیب برابر با $2/435$ و $1/623$ می باشد [9].

نظریه الاستیک. اساس نظریه الاستیک و ضریب واکنش بستر یکسان است اما فرض ها و روش حل آنها با یکدیگر متفاوت می باشد. در این روش خاک یک محیط الاستیک ایده آل فرض می گردد و شمع یک مستطیل باریک با سختی خمی ثابت EI در نظر گرفته می شود. برای ساده سازی تحلیل، تنش برشی بین خاک

بخش‌های قبل ارائه شده مورد مقایسه قرار گرفته است. مصالح و تجهیزات مورد استفاده و نحوه انجام آزمایش در بندهای ۶، ۷ و ۸ شرح داده شده است. براساس نتایج به دست آمده می‌توان انتخاب روش مناسب و کاربردی را به مهندسان توصیه نمود.

خاک مورد استفاده

خاک مورد استفاده در این تحقیق، ماسه فیروزکوه بوده است که دانه‌بندی آن در شکل (۱) نمایش داده شده است. سایر مشخصات این ماسه در جدول (۴) ارائه داده شده است. زاویه اصطکاک و ضریب ارتقای آن به ترتیب از آزمایش برش مستقیم و آزمایش سه‌محوری [۲۵] به دست آمده است.



شکل ۱ منحنی دانه‌بندی خاک مورد استفاده

جدول ۴ مشخصات خاک مورد آزمایش

وزن مخصوص (kN/m³)	تراکم نسبی (%)	φ (درجه)	E _s (MPa)
13.8	28±1	33	16.4
15	91±1	41.5	40

دستگاه و مصالح مورد آزمایش

در تحقیق حاضر برای بررسی رفتار شمع تحت اثر بار جانبی مجموعه دستگاهی طراحی و ساخته شد که جزئیات آن در زیر ارائه شده است.

با در نظر گرفتن تغییر شکل مجاز و با استفاده از رابطه ۲۰ می‌توان مقدار کرنش را در خاک می‌توان محاسبه کرد [۲۴]. همچنین حد بالا و پایین k_{hmax} با استفاده از جدول (۳) قابل تعیین است.

$$\epsilon = \frac{y}{1.667B} \quad (20)$$

جدول ۳ مقادیر پیشنهادی k_{hmax} [23]

k _{hmax} (ksf)	دانسیته نسبی
830-1660	متراکم
450-950	نیمه متراکم
85-225	سست

اکنون با به کارگیری رابطه (۲۱) مقدار k_h به دست می‌آید. با قرار دادن n_h=k_h و استفاده از رابطه (۱) برای تعیین مقدار T، مقدار Q_g قابل محاسبه است.

$$Q_g = \frac{yEI}{A_y T^3} \quad (21)$$

بر پایه تحلیل‌های انجام شده توسط متلاک و ریس [۹] ضریب جابه‌جایی در سطح زمین A_y=2.435 است. در حقیقت با داشتن حد بالا و پایین k_{hmax} برای یک تغییر شکل مجاز دو مقدار برای Q_g محاسبه می‌شود.

اهداف و روش تحقیق

اغلب تحقیقات آزمایشگاهی انجام شده بر روی شمع‌های کوتاه بوده است و شمع‌های بلند کمتر به شکل آزمایشگاهی مورد بررسی قرار گرفته است.

در تحقیق حاضر سعی شده با انجام آزمون‌های آزمایشگاهی، ظرفیت باربری و رفتار شمع‌های بلند تحت اثر بار جانبی بررسی گردد. همچنین تعیین نقطه پلاستیک (مفصل) در شمع‌ها و نیز اثر پارامترهای مؤثر مانند طول و قطر شمع نیز مورد تحقیق واقع شده‌اند. در این تحقیق با انجام آزمون‌های آزمایشگاهی، شمع‌های بلند تحت اثر بار جانبی قرار گرفته و تغییر شکل آنها اندازه‌گیری و با نظریه‌های مختلف که در

برای مقدار جابه جایی افقی شمع در عمق خاک، سیم های نازکی در فواصل ۲۰۰ میلی متری به شمع ها متصل می شوند. این سیم ها با عبور از سوراخ های ایجاد شده بر روی مخزن خاک در جهت و خلاف جهت اعمال نیرو به گیج های مکانیکی متصل می شوند. در هر مرحله با افزایش بار وارد، مقدار جابه جایی توسط گیج ها ثبت می شود و در نتیجه در هر بارگذاری

وضعیت شمع مشخص می گردد [۲۶].

نحوه انجام آزمایش

در ابتدا سیم های نازک برای اندازه گیری جابه جایی افقی در فواصل منظم به شمع متصل می شوند و سپس شمع در داخل مخزن قرار می گیرد. خاک ریزی داخل مخزن تا رسیدن به تراز سوراخ های ایجاد شده بر روی مخزن انجام می شود. هنگام رسیدن به تراز سوراخ ابتدا سیم های نازک متصل به شمع از داخل سوراخ مخزن به سمت گیج هایی که بر روی پایه ای در کنار مخزن ثابت شده اند، هدایت می شوند. این سیم ها می شوند و سپس به گیج ها متصل می شوند. این سیم ها بسیار نازک اند و در صورت کوچک ترین ایجاد اصطکاک یا درگیری پاره می شوند. بعد از اتمام خاکریزی سیم مفتولی در ارتفاع ۲۷۰ میلی متری از سطح خاک به شمع متصل می شود. گیج الکتریکی در سطح خاک مماس با بدنه شمع قرار می گیرد. با قرار دادن وزنه در داخل مخزن کوچک به شمع نیروی جانبی اعمال می شود و شمع حول نقطه ای دوران و یا حول نقطه ای در طول شمع ایجاد مفصل می کند. در نتیجه سیم های متصل به شمع کشیده شده و مقدار جابه جایی شمع توسط گیج ها نمایش داده می شود. در هر بارگذاری مقدار نیرو و جابه جایی در اعماق متفاوت ثبت می شود. تصویر دستگاه آزمایش و همچنین طرح شماتیک آن در شکل (۲) نمایش داده شده است [۲۶].

شمع مورد آزمایش. در این تحقیق از لوله های گالوانیزه و آلومینیومی با طول مدافن ۴۰۰، ۶۰۰ و ۸۰۰ میلی متر به عنوان شمع استفاده شده است. مشخصات لوله های مورد استفاده پس از انجام آزمایش کشش بر روی آنها در جدول (۵) درج شده است. شمع های شماره ۱ و ۲ از جنس گالوانیزه و شمع های شماره ۳ و ۴ آلومینیومی می باشند.

جدول ۵ مشخصات شمع های مدل شده در آزمایشگاه

شماره	شمع	وزن (kg/m)	ضریب یانگ (GPa)	ضخامت دیواره (mm)	قطر خارجی (mm)
1		1.00	196	2.4	21.7
2		1.31	196	2.4	27
3		0.25	68	1.9	22
4		0.36	68	1.4	24.8

مخزن خاک. ابعاد مخزن مورد استفاده بر پایه تأثیر منطقه تنش باید ۱۰ برابر قطر شمع در جهت اعمال نیرو برای شمع تحت اثر بار جانبی در حالت استاتیکی در نظر گرفته شود [۱]. بدین منظور با توجه به شمع های مورد استفاده از یک مخزن دایروی به قطر ۷۰۰ میلی متر و ارتفاع یک متر استفاده شده است. برای اندازه گیری جابه جایی افقی شمع در عمق خاک، سوراخ های کوچکی در فواصل ۲۰۰ میلی متری بر روی مخزن در جهت و خلاف جهت اعمال نیرو ایجاد شده است.

نحوه اعمال نیروی افقی. برای اعمال نیروی افقی قرقه ای در ارتفاع ۲۷۰ میلی متری از سطح خاک ثابت شده است. سیم مفتولی از یک طرف به شمع و از طرف دیگر با عبور از روی قرقه به مخزن کوچکی متصل شده است. در داخل مخزن کوچک وزنه قرار می گیرد و نیروی استاتیکی به شمع اعمال می شود. برای کنترل دقیق و صحیح مقدار بار وارد، برای چند آزمایش بین سیم مفتول و شمع نیرو سنج قرار داده شده است و بدین وسیله مقدار نیروی اعمالی کنترل شده است [۲۶].

نحوه اندازه گیری جابه جای افقی. جابه جایی افقی در سطح خاک با گیج الکتریکی اندازه گیری شده است.

جنس شمع و نیز قطر و طول آن با توجه به سختی خاک مورد استفاده در آزمایشگاه، به گونه‌ای انتخاب شده که تغییر مکان‌های ایجاد شده متناسب با واقعیت باشد. در همین ارتباط، نسبت طول به قطر در این تحقیق بین ۱۵ تا ۴۰ در نظر گرفته شده است.

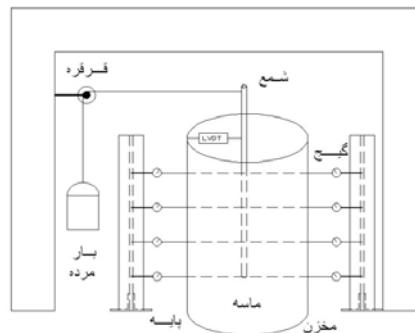
نتایج آزمایش‌ها

نمودارهای نیرو - جابه‌جایی شمع‌های بلند با استفاده از نظریه‌های بیان شده به دست آمده است. برای تعیین ضریب واکنش بستر از رابطه (۱۶) استفاده شده است. در این رابطه برای داشتن پارامتر طول مشخص نیاز به تعیین ضریب افقی واکنش بستر می‌باشد. دو روش برای به دست آوردن ضریب افقی واکنش بستر به کار برده شده است. روش اول استفاده از جدول (۲) می‌باشد. معمولاً زمانی که اطلاعات دقیقی در دست نباشد از این جدول برای خاک‌های ماسه‌ای استفاده می‌شود. روش دیگر استفاده از رابطه (۹) می‌باشد. با استفاده از این رابطه مقدار ضریب افقی واکنش بستر با توجه به مقدار بار اعمالی و جابه‌جایی شمع تغییر می‌نماید. نمودارهای مربوط به نظریه ضریب واکنش بستر که ضریب افقی واکنش بستر آنها از جدول (۲) به دست آمده است و به بیان دیگر ثابت فرض شده با نام Sub-Re مشخص شده است. هم‌چنین نمودارهای مربوط به این نظریه که ضریب افقی واکنش بستر آنها از رابطه (۹) به دست آمده با نام Sub-Re.(nh) درج شده است. برای نمودارهای مربوط به نظریه الاستیک از نام Elastic و برای نظریه حداقل ضریب افقی واکنش بستر از نام K_{hmax} استفاده شده است.

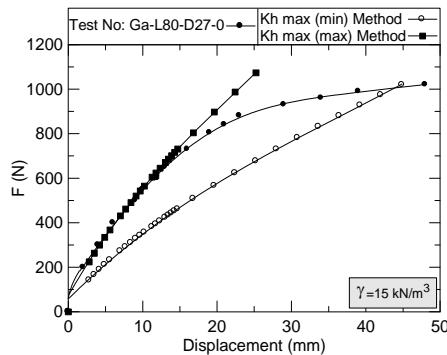
تغییر مکان جانبی شمع‌های گالوانیزه‌ای. در شکل (۳) نتایج آزمایشگاهی شمع گالوانیزه با قطر ۲۷ میلی‌متر که تحت اثر بار جانبی در خاک با وزن مخصوص ۱۵ کیلونیوتون بر متر مکعب در آزمایشگاه قرار گرفته است با تئوری‌های ضریب واکنش بستر و نظریه الاستیک مورد مقایسه قرار گرفته است. همان‌گونه که دیده می‌شود اگر در نظریه ضریب واکنش بستر مقدار ضریب

برنامه آزمایش‌های انجام شده

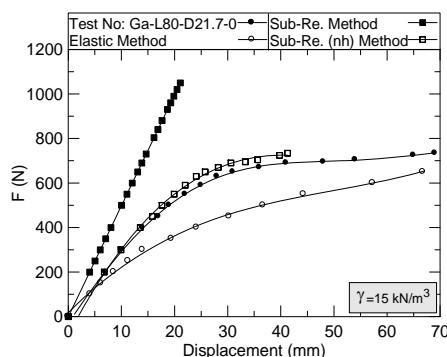
هر یک از آزمایش‌های انجام شده با یک شماره منحصر به فرد و به صورت $Ga-L^*D^*$ یا $Al-L^*D^*$ مشخص شده است. حروف Ga نشان دهنده گالوانیزه بودن و Al نشان دهنده آلミニومی بودن شمع مورد استفاده است. حرف L بیانگر طول شمع و عدد بعد از آن طول شمع (cm) می‌باشد. حرف D بیانگر قطر خارجی شمع و عدد بعد از آن قطر شمع (mm) می‌باشد. به عنوان مثال مذکور از ۷.۷۱.۴۰-Ga-L40-D21.7 شمع از جنس گالوانیزه با طول ۴۰ سانتی‌متر و قطر خارجی ۲۱/۷ میلی‌متر می‌باشد. آزمایش‌ها در ماسه با دو وزن مخصوص (13.8 kN/m^3 و 15 kN/m^3) متفاوت انجام شده است. برای بررسی تغییر مکان افقی شمع‌های بلند و کوتاه با توجه به سختی شمع و منطقه تأثیر تنفس از شش لوله آلミニومی و شش لوله گالوانیزه با طول‌های ۴۰۰، ۶۰۰ و ۸۰۰ میلی‌متر و قطرهای خارجی متفاوت (که لیست آنها در جدول شماره (۷) قابل مشاهده است) استفاده شده است.



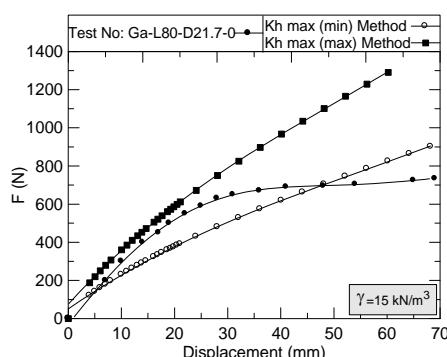
شکل ۲ تصویر و طرح شماتیک دستگاه آزمایش



شکل ۴ مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نظریهٔ حداکثر ضریب افقی واکنش بستر



شکل ۵ مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نظریهٔ الاستیک و ضریب افقی واکنش بستر



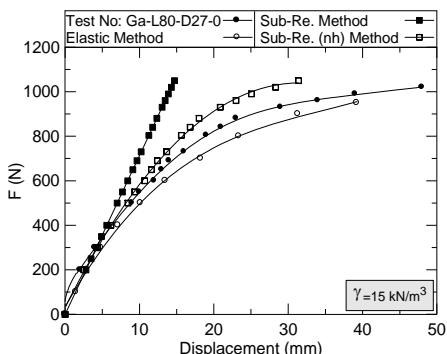
شکل ۶ مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نظریهٔ حداکثر ضریب افقی واکنش بستر

در اشکال (۵) و (۶) شمع گالوانیزه‌ای ذکر شده با قطر ۲۱/۷ میلی‌متر در خاک با وزن مخصوص ۱۵ کیلونیوتن بر متر مکعب با تئوری‌های بیان‌شده مورد مقایسه قرار گرفته شده است. در شکل (۵) مشاهده

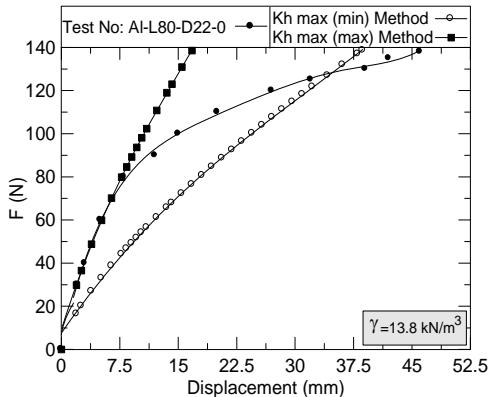
افقی واکنش بستر ثابت فرض شود و یا به عبارتی مقدار آن از جدول (۲) انتخاب شود، با افزایش نیرو مقدار جابه‌جایی به طور یکنواخت افزایش می‌یابد که بدینه است این امر با واقعیت تطابق ندارد. در واقع با افزایش نیروی جانبی به مرحله‌ای می‌رسد که با اندک افزایش در نیروی جانبی مقدار جابه‌جایی زیادی حاصل می‌شود.

با داشتن اطلاعات دقیق‌تر و استفاده از رابطه (۹) برای به دست آوردن ضریب افقی واکنش بستر می‌توان نمودار دقیق‌تری نسبت به واقعیت به دست آورده. ملاحظه می‌شود نظریهٔ الاستیک در این شکل تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد.

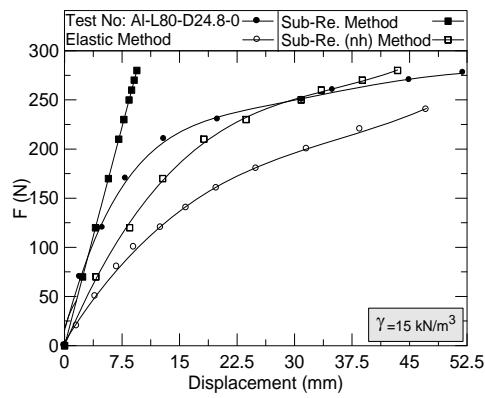
در شکل (۴) نمودار شمع گالوانیزه‌ای در خاک با وزن مخصوص ۱۵ کیلونیوتن بر متر مکعب در کنار نظریهٔ حداکثر ضریب افقی واکنش بستر قرار گرفته است. در نظریهٔ حداکثر ضریب افقی واکنش بستر با استفاده از حد بالا و پایین ضریب افقی واکنش بستر که در جدول (۴) درج شده است، محدوده نمودار شمع‌های بلند تحت اثر بار جانبی را مشخص می‌نماید. در شکل (۴) مشاهده می‌شود نمودار آزمایشگاهی تقریباً در محدوده تعیین شده قرار گرفته است. ابتدای نمودار آزمایشگاهی بر روی مرز بالایی واقع شده است و سپس شیب آن کاهش می‌یابد و به سرعت افقی می‌شود اما نمودارهای حداکثر ضریب افقی واکنش بستر با شیب ملایمی ادامه می‌یابند.



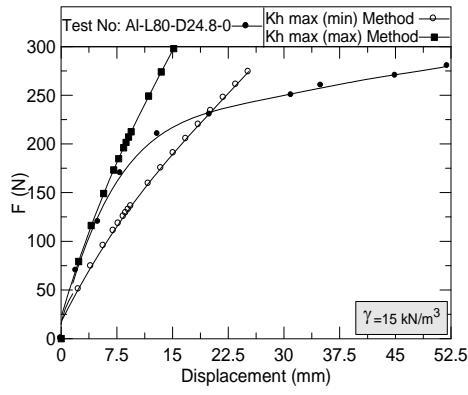
شکل ۳ مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نظریهٔ الاستیک و ضریب افقی واکنش بستر



شکل ۸ مقایسه نمودار آزمایشگاهی شمع تحت اثر بار جانبی با نظریه حداکثر ضریب افقی واکنش بستر



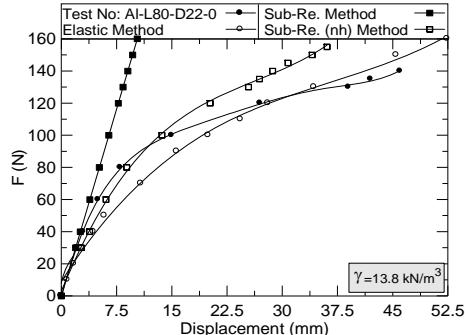
شکل ۹ مقایسه نمودار آزمایشگاهی شمع تحت اثر بار جانبی در خاک با نظریه الاستیک و ضریب افقی واکنش بستر



شکل ۱۰ مقایسه نمودار آزمایشگاهی شمع تحت اثر بار جانبی با نظریه حداکثر ضریب افقی واکنش بستر

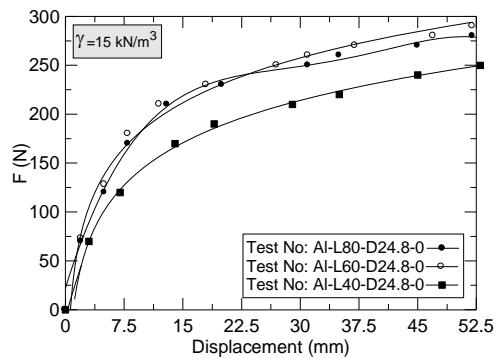
می شود نظریه الاستیک تطابق خوبی در مقابل نمودار آزمایشگاهی از خود نشان نمی دهد. در شکل (۶) نمودار آزمایشگاهی در محدوده مشخص شده قرار گرفته است که البته انتهای نمودار آزمایشگاهی از این محدوده خارج شده است. ملاحظه می شود در نیروی ۷۰۰ نیوتونی تقریباً نمودار آزمایشگاهی به صورت افقی شده است که بیانگر آن است شمع پس از اعمال این نیرو توپانایی تحمل کوچکترین باری را ندارد.

تغییر مکان جانبی شمع های آلومینیومی. در شکل (۷) نمودار جایه جایی شمع آلومینیومی با قطر ۲۲ میلی متر تحت اثر بار جانبی در خاک با وزن مخصوص ۱۳/۸ کیلونیوتون بر متر مکعب با نظریه ضریب افقی واکنش بستر و نظریه الاستیک مقایسه شده است. در ابتدای این نمودار ملاحظه می شود تمامی ثبوری های به کار برده شده تطابق خوبی با نمودار آزمایشگاهی دارند. نمودار جایه جایی افقی این شمع با نظریه حداکثر ضریب افقی واکنش بستر نیز مقایسه شده است که در شکل (۸) نمایش داده شده است. لازم به ذکر است، شمع بلند با طول مدفون ۶۰۰ میلی متر نیز رفتاری همانند شمع با طول مدفون ۸۰۰ میلی متر دارد. نمودار جایه جایی افقی شمع آلومینیومی در سطح خاک با قطر ۲۴/۸ در خاک با وزن مخصوص ۱۵ کیلونیوتون بر متر مکعب در شکل های (۹) و (۱۰) نشان داده شده است.

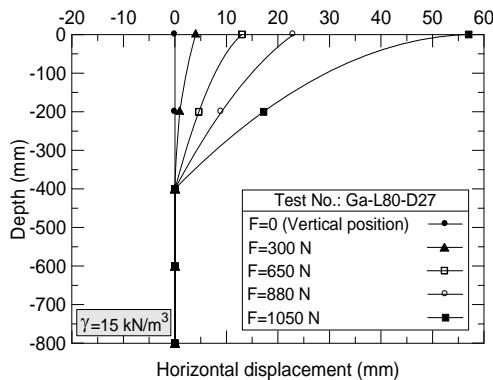


شکل ۷ مقایسه نمودار آزمایشگاهی شمع تحت اثر بار جانبی با نظریه الاستیک و ضریب افقی واکنش بستر

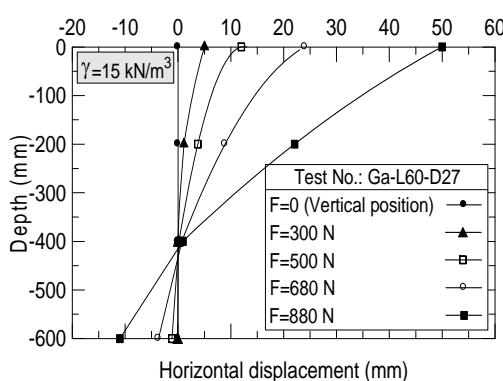
شده است. رفتار شمع گالوانیزه ای با طول ۴۰۰ و ۶۰۰ میلی متر که در اشکال (۱۳) و (۱۴) قابل مشاهده است، به شکل شمع کوتاه می باشد. با توجه به اشکال (۱۵) و (۱۶) ملاحظه می شود رفتار دو شمع آلومینیومی با طول های ۶۰۰ و ۸۰۰ میلی متر تقریباً یکی می باشد و شمع آلومینیومی دارای طول ۴۰۰ میلی متر که در شکل (۱۷) نمایش داده شده است تحت اثر بار جانبی ابتدا کمی خمیده شده است و سپس شروع به دوران نموده است.



شکل ۱۱ رفتار شمع های آلومینیومی در خاک با وزن مخصوص ۱۵ kN/m^3



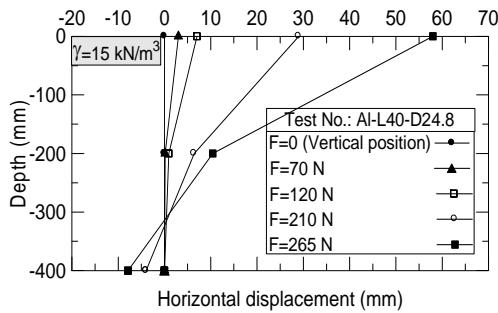
شکل ۱۲ جایه جایی افقی شمع با طول مدفعون ۸۰۰ میلی متر در اعماق متفاوت



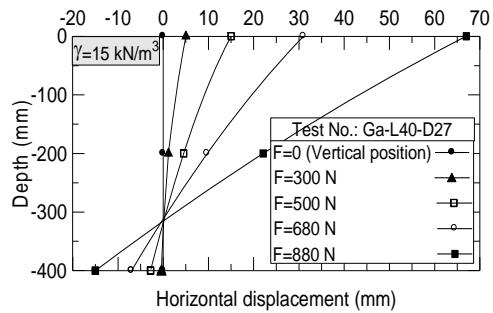
شکل ۱۳ جایه جایی افقی شمع با طول مدفعون ۸۰۰ میلی متر در اعماق متفاوت

رفتار شمع های بلند. شمع بلند تحت اثر بار جانبی در نقطه ای در طول شمع تشکیل مفصل می دهد. قسمت بالای نقطه مفصل جایه جایی افقی خواهد داشت و قسمت پایین نقطه مفصل در خاک به طور ثابت باقی خواهد ماند. اگر طولی که در داخل خاک ثابت باقی ماند به اصطلاح طول گیرداری نامیده شود، افزایش طول شمع در هر شمع بلندی که طول گیرداری آن تأمین شده باشد تأثیری در رفتار آن شمع ندارد. شمع های بلند آلومینیومی در خاک با وزن مخصوص ۱۵ کیلونیوتن بر متر مکعب تحت اثر بار جانبی قرار گرفته اند که نتایج آن در شکل (۱۱) مشاهده می شود.

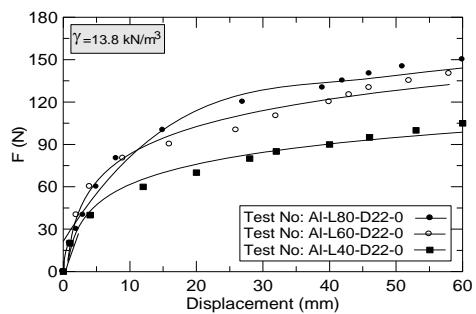
رفتار شمع با طول مدفعون ۸۰۰ میلی متر کاملا مشابه با رفتار شمع با طول ۶۰۰ میلی متر می باشد. در واقع طول گیرداری لازم در شمع با طول مدفعون ۶۰۰ میلی متر تأمین شده است و با افزایش طول آن به ۸۰۰ میلی متر تغییری در رفتار شمع حاصل نمی شود. شمع با طول ۴۰۰ میلی متر تحت اثر بار جانبی ابتدا خمیده شده و سپس تشکیل مفصل داده است. برای درک بهتر رفتار شمع بلند، تغییر شکل شمع های گالوانیزه و آلومینیومی در اعماق خاک با طول های ۴۰۰، ۶۰۰ و ۸۰۰ میلی متر و قطر ۲۷ و ۲۴/۸ میلی متری در اشکال (۱۲) تا (۱۵) به عنوان نمونه در چهار مرحله از بار گذاری نمایش داده



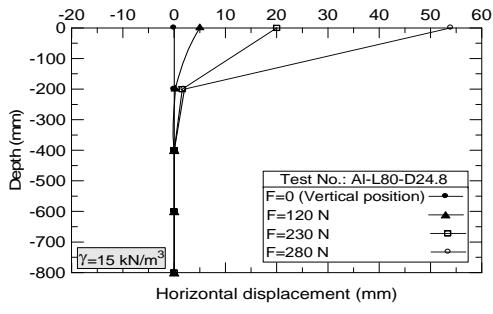
شکل ۱۷ جابه‌جایی افقی شمع با طول مدفون ۴۰۰ میلی‌متر در اعمق متفاوت



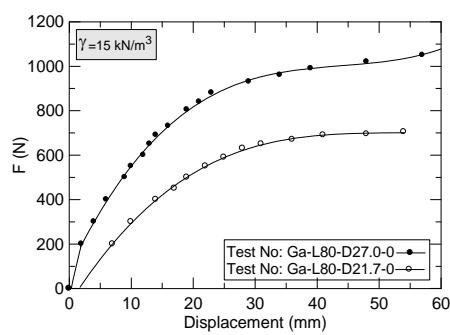
شکل ۱۴ جابه‌جایی افقی شمع با طول مدفون ۸۰۰ میلی‌متر در اعمق متفاوت



شکل ۱۸ رفتار شمع‌های آلミニومی در خاک با وزن مخصوص $13/8 \text{ kN/m}^3$



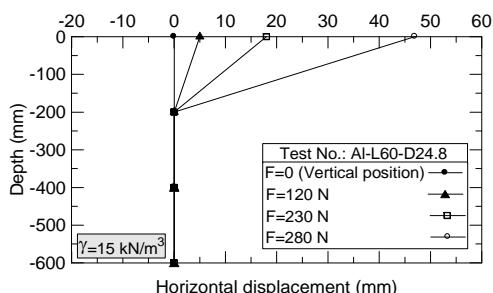
شکل ۱۵ جابه‌جایی افقی شمع با طول مدفون ۸۰۰ میلی‌متر در اعمق متفاوت



شکل ۱۹ رفتار شمع‌های گالوانیزه در خاک با وزن مخصوص 15 kN/m^3

مکان تشکیل مفصل در شمع‌های بلند. با مراجعه به جدول (۶) ملاحظه می‌شود شمع گالوانیومی با طول ۸۰۰ میلی‌متر و قطر $24/8$ میلی‌متر در خاک با وزن مخصوص 15 کیلونیوتون بر متر مکعب در فاصله 140 میلی‌متری نسبت به سطح خاک، تشکیل مفصل داده اما شمع گالوانیزه‌ای با همان طول و قطر $21/7$ در فاصله

در شکل (۱۸) رفتار شمع‌های آلミニومی در خاک با وزن مخصوص $13/8$ کیلونیوتون بر متر مکعب تحت اثر بار جانبی مشاهده می‌شود. رفتار شمع با طول مدفون 800 میلی‌متر همانند شمع با طول مدفون 600 میلی‌متر می‌باشد. در شکل (۱۹) دو شمع بلند در شرایط یکسان تحت اثر بار جانبی قرار گرفته‌اند که ملاحظه می‌شود، برای یک جابه‌جایی افقی مشخص، شمع با قطر بیشتر نیاز به نیروی جانبی بیشتری دارد.



شکل ۱۶ جابه‌جایی افقی شمع با طول مدفون ۶۰۰ میلی‌متر در اعمق متفاوت

نتایج پیش‌بینی رفتار شمع ها. در بین شمع های مورد آزمایش چهار شمع با کدهای Ga-L40-D21.7، Ga-L40-D21.7، L60-D27 و Ga-L60-D27 رفتار شمع کوتاه و بقیه رفتار شمع بلند از خود نشان داده اند. با در نظر گرفتن جدول (۱) و جدول (۷) ملاحظه می شود در میان روابط ارائه شده برای پیش‌بینی رفتار شمع ها، رابطه برازنز نسبت به سایر روابط پیشنهاد شده، رفتار شمع ها را بهتر پیش‌بینی نموده است. در رابطه برازنز در صورتی که نسبت طول شمع مدافن به طول مشخص کوچک تر از عدد دو و یا بزرگ تر از چهار باشد شمع به ترتیب کوتاه و بلند می باشد و در صورتی که بین دو و چهار باشد ممکن است شمع رفتار بلند یا کوتاه داشته باشد.

۲۴۰ میلی متری نسبت به سطح خاک تشکیل مفصل داده است. هم‌چنین شمع گالوانیزه ای با قطر بیشتر در فاصله ۲۵۰ میلی متری نسبت به سطح خاک تشکیل مفصل داده است که این روند نشان می دهد در شرایط یکسان با افزایش سختی شمع، نقطه مفصلی شدن نسبت به سطح خاک افزایش می یابد. شمع با طول مدافن ۴۰۰ میلی متری نیز به دلیل عدم تأمین طول گیرداری لازم شروع به دوران نموده است. لازم به توضیح است که شمع با طول مدافن ۴۰۰ میلی متر در خاک با وزن مخصوص $13/8$ کیلونیوتون بر متر مکعب تحت اثر نیروی جانبی مقدار انحنای بسیار کمی نسبت به بقیه شمع ها داشته است. این شمع هنوز به طور کامل تشکیل مفصل نداده که شروع به دوران نموده است.

جدول ۶ نقطه مفصل شمع نسبت به سطح خاک تحت اثر بار جانبی

Test No.	وزن مخصوص خاک (kN/m ³)	نقطه مفصلی شدن نسبت به سطح خاک (mm)	توضیحات
Al-L40-D22	13.8	100	نقطه دوران نسبت به سطح خاک ۳۱۰ میلی متر
Al-L60-D22		165	
Al-L80-D22		170	
Al-L40-D24.8	15	150	نقطه دوران نسبت به سطح خاک ۳۰۰ میلی متر
Al-L60-D24.8		145	
Al-L80-D24.8		140	
Ga-L80-21.7	15	240	
Ga-L80-D27	15	250	

جدول ۷ پیش‌بینی رفتار شمع ها

Label	γ	Ep	Es	Broms	Poulos & Davis	Bierschwale	Dobry	Davies & Budhu	Poulos & Hull
	kN/m ³	GPa	MPa	L/T	Kr	L/B	SH	$1.5BK^{0.36}$	Lc
Ga-L40-D21.7	15	196	40	1.94	0.0013	18	2.19	0.7	0.34
Ga-L60-D21.7	15	196	40	3.15	0.0003	27	3.29	0.7	0.34
Ga-L80-D21.7	15	196	40	4.49	0.0001	36	4.38	0.7	0.34
Ga-L40-D27	15	196	40	1.83	0.0028	14	1.76	0.87	0.41
Ga-L60-D27	15	196	40	3.02	0.0005	22	2.64	0.87	0.41
Ga-L80-D27	15	196	40	4.06	0.0002	29	3.52	0.87	0.41
Al-L40-D22	13.8	68	16.4	2.84	0.001	18	2.5	0.67	0.32
Al-L60-D22	13.8	68	16.4	4.26	0.0002	27	3.37	0.67	0.32
Al-L80-D22	13.8	68	16.4	5.68	0.0001	36	4.5	0.67	0.32
Al-L40-D24.8	15	68	40	2.76	0.0005	16	2.49	0.55	0.26
Al-L60-D24.8	15	68	40	4.14	0.0001	24	3.74	0.55	0.26
Al-L80-D24.8	15	68	40	5.51	0	32	4.99	0.55	0.26

محدودهای را مشخص می‌کند و نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد در اکثر موقع تقریباً نمودار جابه‌جایی افقی شمع در این محدوده قرار می‌گیرد. لذا این روش نسبت به روش الاستیک بهتر به نظر می‌رسد.

رفتار شمع‌های بلند با طول‌های متفاوت و سایر مشخصات یکسان در صورتی که طول گیرداری آنها تأمین شده باشد، یکسان است. در نیروهای کوچک جابه‌جایی این شمع‌ها نزدیک به هم می‌باشد. در ابتدای نمودار مشخص می‌باشد که تمام نمودارها تقریباً بر روی یکدیگر قرار گرفته‌اند (شکل ۱۱) سپس شمع کوتاه‌تر به علت عدم تأمین طول گیرداری لازم، شروع به دوران کرده است. در واقع نیروی لازم برای جابه‌جا نمودن خاک اطراف کمتر از نیروی لازم برای ادامه خم نمودن شمع بوده است. با در نظر گرفتن نمودارها و جابه‌جایی‌هایی که در عمق خاک صورت گرفته می‌توان گفت که طول مدفون لازم برای این شمع‌ها بیشتر از ۴۰۰ میلی‌متر و کمتر از ۶۰۰ میلی‌متر می‌باشد که افزایش طول شمع بیشتر از آن، تأثیری بر رفتار شمع ندارد. در صورت تأمین طول گیرداری شمع افزایش طول شمع تأثیری در رفتار شمع ندارد.

نتیجه گیری

- در میان روابط ارائه شده برای پیش‌بینی رفتار شمع به لحاظ کوتاه یا بلند بودن، رابطه برامز نسبت به سایر روابط از دقت بیشتری برخوردار است.
- در میان روش‌های نامبرده، نظریه حداکثر ضربی افقی واکنش بستر نسبت به سایر نظریه‌ها برای تعیین ظرفیت برابری جانبی شمع‌های بلند بهتر می‌باشد. البته با داشتن مقدار دقیق ضربی افقی واکنش بستر می‌توان از نظریه ضربی افقی واکنش بستر نیز استفاده نمود.
- افزایش قطر در شمع‌های بلند باعث افزایش ظرفیت برابری جانبی می‌شود.
- افزایش طول شمع در شمع‌های بلندی که طول گیرداری آنها تأمین شده است، هیچ تأثیری در

بحث بر روی نتایج

با توجه به آزمایش‌های صورت گرفته و مشاهده نتایج می‌توان گفت در صورت استفاده از نظریه ضربی واکنش بستر به نحوی که مقدار ضربی افقی واکنش بستر ثابت فرض شود برای تغییر شکل‌های اولیه شمع می‌تواند کاربرد داشته باشد (محدوده ابتدای نمودار شکل (۳) که شمع رفتار الاستیک دارد). باید دانست ضربی افقی واکنش بستر نه تنها در عمق خاک بلکه در یک عمق ثابت با توجه به تغییر شکل‌های به وجود آمده تغییر پیدا می‌کند. در صورت استفاده از ضربی افقی واکنش بستر متغیر (استفاده از رابطه ۹) نتایج هم خوانی بهتری دارد و به واقعیت نزدیکتر می‌شود. در نظریه الاستیک نیز هرچه اطلاعات دقیق‌تری از شمع و خاک در محل موجود باشد تطبیق بهتری با واقعیت خواهد داشت.

هنگامی که شمع تحت اثر بار جانبی قرار می‌گیرد (شکل ۴)، اگر نیروی جانبی به‌طور پیوسته افزایش یابد زمانی می‌رسد که با کوچک‌ترین افزایش نیرو، شمع جابه‌جایی زیادی از خود نشان می‌دهد. این موضوع در نمودارهای حداکثر ضربی افقی واکنش بستر مشاهده نمی‌شود. نمودارهای حداکثر ضربی افقی واکنش بستر تا جابه‌جایی افقی زیادی تا حد دو برابر قطر شمع در مقابل نمودار آزمایشگاهی تطابق خوبی از خود نشان می‌دهند و می‌توان از آنها در پیش‌بینی حداکثر ظرفیت باربری شمع تحت اثر بار جانبی استفاده نمود.

با توجه به نتایج و مقایسه‌های انجام شده می‌توان گفت برای پیش‌بینی رفتار شمع بلند تحت اثر بار جانبی در صورتی که اطلاعات دقیقی از خاک به‌ویژه ضربی افقی واکنش بستر موجود باشد، روش ضربی افقی واکنش بستر بهترین روش در میان روش‌های نامبرده است. در صورتی که اطلاعات کلی از خاک و شمع موجود باشد، می‌توان با توجه به داده‌های موجود از هر یک از روش‌های الاستیک و حداکثر ضربی افقی واکنش بستر استفاده نمود. روش حداکثر ضربی افقی واکنش بستر

- می شود. به طور کلی با افزایش سختی شمع فاصله نقطه مفصل نسبت به سطح خاک افزایش می یابد.
- ظرفیت باربری شمع ندارد.
۵. تغییر سختی شمع بلند باعث تغییر فاصله نقطه مفصلی شدن در طول شمع نسبت به سطح خاک

مراجع

- Poulos, H.G. and Davis, E.H., "Pile Foundation Analysis and Design", John Wiley and Sons, New York, NY, (1980).
- Hansen B., J., "The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces", Danish Geotech. Institute, Bull, Copenhagen 12, pp. 5-9, (1961).
- Broms, B., "The Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils", *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, Vol. 90, No. SM2, pp. 27-63, (1964a).
- Broms, B., "The Lateral Resistance of Piles in Chhesive Soils", *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE., Vol. 90, No. SM3, pp. 123-156, (1964b).
- Petrasovits, G. and Award, A., "Ultimate Lateral Resistance of a Rigid Pile in Cohesionless Soil", Proc., 5th European Conf. on SMFE, Madrid, Vol. 3, pp. 407-412, (1972).
- Meyerhof, G. G., Mathur, S. K. and Valsangkar, A. J., "Lateral Resistance and Deflection of Rigid Wall and Piles in Layered Soils", *Canadian Geotech. J.*, Vol. 18, pp. 159-70, (1981).
- Meyerhof, G. G., "Behaviour of Pile Foundations Under Special Loading Conditions", *Canadian Geotech. J.*, Vol. 32, pp. 204-22, (1995).
- Prasad, V.S.N. and Chari, T. R., "Lateral Capacity of Model Rigid Piles in Cohesionless Soils", Japanese Geotechnical Society, Vol. 39, No. 2, pp. 21-29, (1999).
- Reese, L. C. and Matlock, H., "Non-Dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth", 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, TX, pp. 1-41, (1956).
- Kumar, S., Lalvani, L. and Omar, M., "Nonlinear Response of Single Piles in Sand Subjected to Lateral Loads Using Khmax Approach", *Geotechnical and Geological Engineering Journal*, Springer, Vol. 24, pp. 163-181. (2006).
- Christensen, N. H., "Model Tests with Transversally Loaded Rigid Piles in Sand", Danish Geotech. Ins., Bull. Copenhagen, No. 12, pp. 10-16, (1961).
- Zhang, L., Silva, F. and Grimala, R., "Ultimate Lateral Resistance to Piles in Cohesionless Soils", *J. Geotech. Geoenviron. ASCE*, Vol.131, pp. 78-83, (2005).
- Murugan, M., Natarajan, C. and Muthukumaran, K., "Behavior of Laterally Loaded Piles in Cohesionless soils", *J. Earth Science and Engineering*, Vol. 4, No. 6 SPL, pp.104-106, (2011).
- Boominathan, A., Ayothiraman, R., "An Experimental Study on Static and Dynamic Bending

- Behavior of Piles in Soft Clay", *Geotechnical and Geological Engineering*, Springer, Vol. 25, pp. 177-189, (2007).
15. Bierschwale. M., Coyle. H. and Bartowkewitz, R., "Lateral Load Tests on Drilled Shafts Founded in Clay", *Drilled Piers Caissons ASCE*, pp. 98-113, (1981).
 16. Dobry, R., Vicente, E., O'Rourke and Roessel, JM., "Horizontal Stiffness and Damping of Single piles", *J. Geotech. Eng Div ASCE*, Vol. 108, pp. 439-459, (1982).
 17. Davies, T. and Budhu, M., "Nonlinear Analysis of Laterally Loaded Piles in Heavily Over Consolidated Clay", *Geotechnique*. Vol. 36, pp. 527-538, (1986).
 18. Poulos, H. G. and Hull, T., "The Role of Analytical Geo-mechanics Current Principles and Practices", *ASCE*, Vol. 2, pp. 1578-1606, (1989).
 19. Terzaghi, K., "Evaluation of coefficient of subgrade reaction", *Geotechnique*, Vol. 5, pp. 297-326, (1955).
 20. Seed, H.B and Idriss, I M " Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses", Report EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley (1970).
 21. Mwindo, J.M., "Strain Dependent Soil Modulus of Horizontal Subgrade Reaction", MS Thesis, University of Missonri, Rolla, Mo, (1992).
 22. Kumar, S., "Non-Linear Load Deflection Prediction of Single Piles in Sand Using a Subgrade Reaction Approach", MS Thesis, University of Missouri, Rolla, MO, (1993).
 23. Prakash, S., and Kumar, S., "Nonlinear Lateral Pile Deflection Prediction in Sands", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 2,pp. 130–138, (1996).
 24. Blaney, G. W. and O'Neill, M. W., "Measured Lateral Response of Mass on Single Pile in Clay", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 114, No.11,pp. 126–1342, (1986).
 25. Movahedifar, M. and Bolouri-Bazaz, J., "An Estimation of Passive Pressure Against Integral Bridge Abutments Considering Arching Effects ", *ACTA Geotechnica Slovenica.*, Vol. 10, No. 1, pp. 19-31,(2013).
 ۲۶. کشاورز، جواد "بررسی آزمایشگاهی ظرفیت باربری جانبی شمع‌ها در خاک ماسه‌ای" ، پایان نامه کارشناسی ارشد، گروه عمران، دانشگاه فردوسی مشهد (۱۳۹۱).

مدل‌سازی عددی دیوار خاک مسلح به روش محیط دوفازی و مدل رفتاری هذلولی*

سیاوش هنری^(۱)سید احسان سیدی حسینی نیا^(۲)

چکیده گسترش کاربرد توده‌های خاک مسلح و لزوم شناخت و پیش‌بینی بهتر رفتار آن‌ها از یک سو، پیچیاه و پرهزینه بودن تحلیل عددی توده‌های خاک مسلح به صورت مستقیم از سوی دیگر، سبب پیاپیش و کاربرد روش‌های تحلیل همگن شده است. در این پژوهش، به توسعه روش محیط‌های دوفازی که چارچوب جدیابی در روش‌های همگن‌سازی محسوب می‌گردد، پرداخته شده است. این توسعه با به کارگیری مدل رفتاری هذلولی دانکن-چانگ در روابط محیط‌های دوفازی و شبیه‌سازی رفتار خاک توده مسلح با این مدل رفتاری انجام شده است. به بیان بهتر، در این مطالعه تلاش شده است تا با تخصیص مدل رفتاری هذلولی به خاک و اعمال مدل رفتاری ارجاعی-خمیری کامل برای تسلیح‌کننده‌های توده مسلح، الگوی رفتاری جدیابی برای تحلیل محیط‌های خاک مسلح به صورت همگن ارائه شود. پس از ارائه الگوی رفتاری اشاره شده به تحلیل عددی یک دیوار خاک مسلح واقعی (بزرگ مقیاس) پرداخته شد. دیوار مذکور به دو صورت همگن و مجزا مورد تحلیل قرار گرفت. پس از بررسی نتایج تحلیل به دو روش اشاره شده و مقایسه آن‌ها با مقادیر اثبات‌گیری شده، دقت مناسب الگوی دوفازی توسعه‌افته تأیید گردید. همچنین مشاهده شد که در حالت تحلیل مجزا، مدل رفتاری هذلولی دانکن-چانگ، با وجود سادگی، پیش‌بینی مناسبی از رفتار دیوار خاک مسلح ارائه می‌دهد.

واژه‌های کلیدی دیوار خاک مسلح، تحلیل همگن، الگوی دوفازی، مدل رفتاری هذلولی دانکن-چانگ.

Numerical Modeling of Reinforced Soil Walls Using Multiphase Approach and Hyperbolic Constitutive Model

S. Honari

S. E. Seyedi Hosseiniinia

Abstract Due to widespread application of reinforced soil media and the crucial need to understand and anticipate its actual behavior, in addition to the fact that direct numerical analysis of reinforced masses is a difficult and time-consuming procedure, homogenization methods have been introduced. In this study, multiphase approach which is considered as a new framework in homogenization methods is developed. This development is done using the Duncan-Chang hyperbolic model for simulating the behavior of soil in a reinforced medium. In this study, efforts have been made to propose a new multiphase model for analyzing reinforced soil media, based on assigning the Duncan-Chang constitutive model to soil and elastic-perfectly plastic behavior to reinforcements. A developed multiphase model is used to simulate a full-scale reinforced soil wall. The wall has been analyzed by means of both direct and homogenization approaches, using Duncan-Chang constitutive model and the developed multiphase model, respectively. After comparing the results of the analyses, sufficient accuracy of homogenization approach using proposed multiphase model has been approved. It is also observed that in contrast to its simplicity, the Duncan-Chang hyperbolic model presents a suitable estimation of behavior of the reinforced soil wall in case of implementing direct analysis method.

Keywords Homogenization Methods, Multiphase Model, Duncan-Chang Hyperbolic Constitutive Model, Reinforced Soil Wall, Numerical Analysis

*تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۳/۶ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۲/۱ می‌باشد

(۱). دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

(۲) نویسنده مسئول: دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد. eseyedi@um.ac.ir

متفاوت «فاز phase» می‌گویند. مزیت‌های روش محیط چندفازی، سبب کاربرد گسترده و رو به رشد آن نسبت به سایر روش‌های همگن‌سازی شده است. بدیهی است که این روش فقط برای محیط‌های حاوی لایه‌های یکسان و تکرارشونده کاربرد دارد و در صورتی که از لایه‌های تسلیح‌کننده متفاوت در خاک استفاده شود، این روش قادر به شبیه‌سازی محیط نیست. به عنوان محدودیت دیگر این روش باید گفت که روش چندفازی قادر نیست تمرکز تنش یا کرنش‌های به وجود آمده در مرز میان اتصال خاک و تسلیح‌کننده‌ها را در نظر بگیرد. به عبارت دیگر، اگر هدف از تحلیل خاک مسلح مطالعه موضعی تنش و کرنش در میان لایه‌های تسلیح‌کننده است، این روش تحلیل مناسب نیست.

در پیشتر مطالعاتی که تاکنون در رابطه با محیط‌های چندفازی انجام شده است، رفتار خاک و تسلیح‌کننده‌ها هر دو به صورت کشسان خطی-خمیری کامل در نظر گرفته شده است [3-7]. اگرچه این فرض برای تسلیح‌کننده‌ها فرضی مناسب به شمار می‌رود، اما رفتار حقیقی خاک را نمی‌تواند به خوبی شبیه‌سازی نماید. درنتیجه برای پیش‌بینی مناسب رفتار توده‌های مسلح با استفاده از روش محیط‌های دوفازی، باید از مدل‌های رفتاری کامل‌تری بهره جست. دسته مدل‌های رفتاری هذلولی، یکی از پرکاربردترین و در عین حال ساده‌ترین مدل‌های رفتاری در شبیه‌سازی رفتار غیرخطی خاک هستند. این مدل‌های رفتاری که در خانواده مدل‌های کشسان قرار می‌گیرد [8,9]، با تقریب رفتار غیرخطی خاک با توابع ریاضی، پیش‌بینی مناسبی برای عملکرد سازه‌های خاکی خصوصاً در سطوح تنش اندک (حدود بهره‌برداری) فراهم می‌نمایند.

همان‌طور که قبل اشاره شد، در اکثر پژوهش‌های گذشته که با روش چندفازی و برای خاک مسلح انجام شده‌اند، مدل رفتاری خاک به صورت ارجاعی خطی-خمیری کامل بوده است [3-7]. در ادامه، سعی شد تا مدل رفتاری ارجاعی غیرخطی-خمیری غیرخطی وارد تحلیل‌ها و مدل‌سازی به روش چندفازی شود [2]. پژوهش پیش رو ماهیتی نظری-تحلیلی دارد که در

مقدمه

اهمیت روزافزون و گستردگی کاربرد خاک‌های مسلح، خصوصاً در چند دهه اخیر بر کسی پوشیده نیست. مفهوم کلی خاک مسلح عبارت است از به کار بردن عناصر کششی نواری یا صفحه‌ای در خاک دانه‌ای که به توده تشکیل یافته، نوعی چسبندگی ناهمسان در امتداد تسلیح‌کننده‌ها می‌بخشد [1]. بطور کلی دیوار خاک مسلح با توجه به مزایای فنی و اقتصادی فراوان، غالباً بر دیگر روش‌ها نظیر دیوار حائل بتنی ارجحیت دارد. بر این اساس ضرورت شبیه‌سازی هرچه دقیق‌تر رفتار این سازه بیش از پیش احساس می‌شود. با توجه به سیستم لایه‌ای خاک مسلح که در بیشتر موارد با آرایش منظم لایه‌ها همراه است، رفتار محیط خاک را می‌توان به دو روش بررسی نمود. در روش اول عناصر تشکیل دهنده توده مسلح به صورت جداگانه در نظر گرفته شده، ویژگی‌ها و رفتار هر یک در بررسی رفتار مجموعه لحاظ می‌شود. به بیان دیگر خاک و تسلیح‌کننده‌ها به صورت مجزا در نظر گرفته می‌شوند. در دیدگاه دوم، به جای نگرش جداگانه به اجزای سازنده توده مسلح، کل توده به صورت یک محیط همگن یکپارچه در نظر گرفته شده، ویژگی‌های رفتاری معادلی برای آن در نظر گرفته می‌شود. روش‌های تحلیلی براساس دیدگاه اول، روش‌های مجزا و روش‌های تحلیلی دیدگاه دوم، روش‌های همگن‌سازی نام دارند. در حالی که استفاده از تحلیل‌های عددی به روش‌های مجزا در محیط‌های ناهمگن (نظیر خاک مسلح)، با پیچیدگی‌ها و دشواری‌هایی همراه است، به کارگیری روش‌های همگن‌سازی می‌تواند تحلیلی ساده‌تر و سریع‌تر برای محیط‌های چندلایه ارائه نماید که درنتیجه به کاهش هزینه تحلیل منجر می‌گردد. یکی از جدیدترین روش‌های همگن‌سازی، روش محیط چندفازی است که در آن محیط مرکب از روی‌هم قرارگیری تمام عناصر تشکیل دهنده آن پدید می‌آید؛ درحالی که در روش‌های پیشین همگن‌سازی، محیط مرکب تنها به صورت یک ماده‌ی همگن معادل فرض می‌گردید. به عناصر تشکیل دهنده محیط چندفازی با ویژگی‌های رفتاری

همگن‌سازی، امکان مطالعه سیستم‌های لایه‌ای به‌گونه‌ای ساده‌تر، سریع‌تر و ارزان‌تر فراهم می‌گردد. هزینه تحلیل یک محیط لایه‌ای به‌روش همگن‌سازی حدود یک‌دهم الی یک پانزدهم هزینه‌ی تحلیل همان محیط به‌روش مجزا تخمین زده شده است [10].

روش همگن‌سازی، علی‌رغم سادگی و کارایی مناسب، نواقصی نیز به‌همراه دارد. از آن جمله می‌توان به عدم درنظرگیری اندرکنش تسلیح‌کننده‌ها و خاک، و درنتیجه عدم بررسی امکان گسیختگی سازه در اثر لغزش تسلیح‌کننده‌ها و یا خمیری شدن موضعی محل تماس آن‌ها با خاک اشاره کرد. برای رفع این نواقص، چارچوب جدیدی در روش همگن‌سازی تعریف شد که در آن به‌جای در نظر گرفتن توده مسلح به عنوان یک محیط یک جنس، می‌توان آن را به شکل یک محیط همگن که از برآیند چند ماده - که در اینجا «فاز» نامیده می‌شود - مدل‌سازی نمود. این چارچوب جدید که درواقع روش پیشرفتۀ همگن‌سازی تلقی می‌شود، «مدل چندفازی» نام دارد.

نخستین مدل چندفازی برای شبیه‌سازی محیط سنگی تقویت‌شده با بولت، توسط برونو سودره [11] در قالب رساله دکترا با راهنمایی پاتریک دوبووهان ارائه گردید. تعریف محیط چندفازی اشاره شده، بر پایه اصل کار مجازی در محیط‌های پیوسته بنا نهاده شده است که براساس آن می‌توان مجموعه را با یک محیط معادل همگن جایگزین نمود، به‌طوری که خواص مکانیکی محیط جدید، از خواص مکانیکی ماده پرکننده و تسلیح‌کننده تشکیل شده باشد. در شکل (۱) یک توده خاک مسلح در حالت‌های مختلف نشان داده شده است. شکل (۱-الف) دید ریزمقیاس (منتظر با تحلیل مجزا) دیوار خاک مسلح و شکل (۱-ب) دید بزرگ‌مقیاس همان دیوار را نشان می‌دهد. در دید بزرگ‌مقیاس که نماینده مدل‌سازی به‌روشن چندفازی است، در هر نقطه از جسم هر دو ماده پرکننده (یعنی خاک) و تسلیح‌کننده وجود دارند. همان‌طور که بیان شد، در محیط چندفازی به هریک از مواد موجود در توده مسلح فاز گفته می‌شود؛ به فاز ماده پرکننده «ماتریس matrix می‌گویند

راستای به‌کارگیری و واردکردن یک مدل رفتاری غیرخطی برای خاک تعریف شده است. در این پژوهش، از مدل رفتاری هذلولی (و یا دانکن-چانگ) برای خاک استفاده شده است که در چارچوب روش چندفازی برای خاک مسلح تعریف می‌شود. هدف از این مقاله، بررسی چگونگی نحوه اعمال این مدل رفتاری در چارچوب تحلیل چندفازی و ارزیابی نتایج حاصل از به‌کارگیری آن در روش تحلیل چندفازی است. جهت بررسی کارایی این تحقیق، رفتار یک دیوار خاک مسلح واقعی، با استفاده از الگوی حاصل از توسعه محیط دوفازی با مدل هذلولی مطالعه شده است و تغییرشکل‌های جبهه، تنش‌ها و کرنش‌های به وجود آمده در بخش‌های مختلف دیوار خاک مسلح مطالعه شده‌اند.

معرفی محیط چندفازی

طبيعت ساختار خاک مسلح و حضور دو جسم با ويژگی‌های مکانيکي و مقاومتی کاملاً متفاوت در كنار هم سبب می‌شود تا شبیه‌سازی عددی اجزای اين ساختار مرکب پیچیده شود. درنتیجه مدل‌سازی مجرزی محیط غيرهمگن موجب پیچیده شدن شبکه المان‌ها، افزایش تعداد آن‌ها و ناسازگاری و ناپیوستگی عناصر مجاور با رفتارهای متفاوت می‌شود و درنتیجه به طولانی و پرهزینه شدن فرآیند تحلیل و حتی غيرقابل اعتماد بودن نتایج مدل‌سازی‌ها می‌انجامد. يکی از راهکارهای رفع این مشکل، استفاده از روش‌های همگن‌سازی است. در این راهکار تلاش می‌شود تا به‌جای جزئی‌نگری و بررسی رفتار اجسام سازنده خاک مسلح به‌طور مجزا (دید ریزمقیاس)، کل آن به صورت یک توده مرکب یکنواخت اما ناهمسان در نظر گرفته شود (دید بزرگ‌مقیاس). در روش‌های همگن‌سازی، ويژگی‌های معادلي برای کل مجموعه در نظر گرفته می‌شود و به‌اين ترتيب، مدل‌سازی محیط مسلح با استفاده از روش‌های همگن‌سازی در مقابل مدل‌سازی به‌روشن مجزا قرار می‌گيرد. به‌كمك روش‌های

در عین حال ساده میان تانسورهای تنش و کرنش خاک بوده است. در ادبیات فنی، الگوهای رفتاری بسیار متنوعی برای خاک‌های مختلف ارائه شده است که متداول‌ترین آن‌ها در میان الگوهای کشسان- خمیری، مدل مور- کولمب است. رفتار بخش کشسان این مدل رفتاری به صورت خطی و رفتار بخش خمیری آن کامل یا ایده‌آل (بدون سخت‌شوندگی یا نرم‌شوندگی) است. نقطه ضعف این مدل رفتاری را می‌توان به طور واضح در فرضیات آن مشاهده نمود. هم‌چنین، باید گفت که مدل هذلولی تنها در شبیه‌سازی رفتار زهکشی شده خاک از دقت مناسب برخوردار است. با توجه به این‌که تقریباً تمام خاک‌ها از دامنه کرنش‌های اندک، رفتاری غیرخطی داشته و پس از عبور از حد تسلیم، سخت یا نرم‌شدنگی را تجربه می‌نمایند، قابل پیش‌بینی است که فرضیات ایده‌آل مدل رفتاری مور- کولمب سبب بروز خطأ در تحلیل‌های وابسته به آن می‌شود.

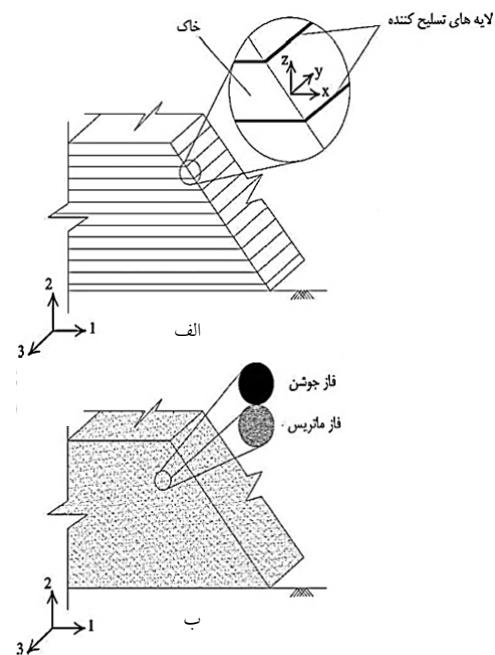
تاکنون تلاش‌های زیادی برای معرفی یک مدل رفتاری که در عین سادگی، توانایی قابل قبولی در مدل‌سازی رفتار حقیقی خاک داشته باشد انجام شده است. یک دسته از موفق‌ترین مدل‌های رفتاری که توانسته است نیازهای مطرح شده را به خوبی پاسخ دهد مدل رفتاری هذلولی است. مدل هذلولی دانکن- چانگ، یک مدل رفتاری کشسان غیرخطی است که برای شبیه‌سازی رفتار تنش- کرنش خاک تا رسیدن به مقاومت نهایی با استفاده از توابع ریاضی به کار می‌رود. شبیه‌سازی مذکور با استفاده از یکتابع هذلولی انجام می‌شود که اولین بار توسط گُدنر پیشنهاد شد [8,9]. وی نشان داد که منحنی رفتار غیرخطی رس و ماسه در آزمون سه‌محوری را می‌توان با دقیقی مناسب، با تابع ریاضی نشان داده شده در رابطه (۱) تخمین زد.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{a + b\epsilon} \quad (1)$$

در رابطه بالا ϵ کرنش طولی و σ_1 و σ_3 و b تنش‌های اصلی بیشینه و کمینه هستند.

و در مقابل، فاز تسلیح‌کننده «جوشن reinforcement» نامیده می‌شود. روش محیط چندفازی را می‌توان حالت کلی‌تر همگن‌سازی قلمداد کرد؛ چراکه فضای معادل ارائه شده، نه تنها از یک ماده، بلکه از چند ماده تشکیل شده است که با برهم‌نhei آثار در همه جای محیط حضور دارند. یکی از دیگر مزایای مهم روش چندفازی، ساده‌تر بودن مدل‌سازی محیط مرکب است. به بیان بهتر، در روش چندفازی به جای تعیین مشخصات معادل برای کل محیط که معمولاً فرآیندی دشوار یا مبهم است، ویژگی‌های رفتاری هر فاز به آسانی براساس مشخصات عناصر مجرای محیط مرکب به دست می‌آید.

معرفی مدل رفتاری هذلولی



شکل ۱ توده خاک مسلح در مقیاس‌های مختلف (الف) دید ریزمقیاس: خاک و لایه‌های تسلیح‌کننده قابل تمايز از هم هستند (ب) دید بزرگ‌مقیاس: در هر نقطه هر دو فاز ماتریس و جوشن حضور دارند [12]

یکی از مهم‌ترین چالش‌های پیش رو در مکانیک خاک، پیش‌بینی رفتار مکانیکی و ارائه رابطه‌ای دقیق و

مدل هذلولی در پیش‌بینی منحنی تنش-کرنش خاک‌های با رفتار نرم‌شونده در کرنش‌های بزرگ ضعیف عمل می‌کند. به دلیل ماهیت فرمول‌بندی این مدل رفتاری و این‌که نمودار تنش-کرنش در کرنش‌های بزرگ به یک مجانب می‌رسد، این مدل نمی‌تواند رفتار نرم‌شوندگی خاک و یا همان افت مقاومت در کرنش‌های بزرگ را شبیه‌سازی کند؛ بنابراین می‌توان گفت که مدل هذلولی، تنها در محدوده کرنش‌های نسبتاً کوچک، می‌تواند رفتار حقیقی انواع خاک‌ها را با دقیقی مناسب پیش‌بینی نماید.

همان‌گونه که پیش‌تر بیان شد، مدل هذلولی دانکن-چانگ جزو مدل‌های رفتاری کشسان محسوب می‌شود و رفتار غیرخطی خاک را با این فرض تحلیل می‌نماید. با این وجود، دانکن و چانگ با ارائه رابطه‌ای برای حالت باربرداری-بارگذاری مجدد، شبیه‌سازی رفتار برگشت‌ناپذیر خاک در نمودار تنش انحرافی-کرنش محوری را بررسی کردند و رابطه (۶) را برای تعیین مدول باربرداری-بارگذاری مجدد خاک ارائه نمودند[13].

$$E_{ur} = K_{ur} P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (6)$$

در این رابطه E_{ur} مدول باربرداری-بارگذاری مجدد خاک و K_{ur} ضریب مدول سختی است که مقدار آن برای شرایط باربرداری-بارگذاری مجدد، مشابه پارامتر K تعیین می‌گردد.

توسعه قانون رفتاری محیط دوفازی معرفی محیط دوفازی

ابتدا چارچوب کلی مدل‌های دوفازی به طور خلاصه براساس [۲] تشریح می‌شود. شکل (۲-الف) محیط خاک مسلح را در دستگاه مختصات کلی راست‌گرد ۳-۱-۲ نشان می‌دهد. این محیط، به وسیله تسلیح کننده‌های صفحه‌ای که با زاویه α نسبت به افق قرار گرفته‌اند تقویت شده است. برای این صفحه، دستگاه مختصات

ثابت‌هایی با مفهوم فیزیکی هستند که از نتایج آزمون سه‌محوری بر روی خاک مورد نظر به دست می‌آیند. با در نظر گرفتن نسبت شکست (R_f)، به عنوان نسبت مقدار تنش انحرافی متناظر با مقاومت برشی خاک به مقدار مجانب تنش انحرافی در نمودار رفتار تنش-کرنش آن، رابطه (۱) به شکل زیر قابل بازنویسی است[13]:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{\left[\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]} \quad (2)$$

در رابطه (۲)، E_i مدول تغییر شکل اولیه (مدول مماسی بیشینه) خاک است. برای اعمال وابستگی مدول تغییر شکل اولیه خاک به فشار همه‌جانبه اعمالی، جانبی رابطه زیر را پیشنهاد نمود[14]:

$$E_i = K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (3)$$

در رابطه (۳)، P_a فشار اتمسفر (10^{13} kPa) است. همچنین K عدد ضریب سختی در حالت بارگذاری اولیه و n عدد توان، معرف نرخ تغییرات مدول اولیه‌ی خاک با تنش اصلی کمینه هستند که از نتایج مجموعه آزمایش‌های سه‌محوری به دست می‌آیند. با در نظر گرفتن معیار گسیختگی مور-کولمب برای مقاومت برشی خاک، تنش انحرافی حداقل خاک به شکل زیر تعریف می‌شود:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4)$$

برای تعیین مدول مماسی با فرض ثابت ماندن تنش اصلی کمینه σ_3 داریم:

$$E_t = \left(1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right)^2 K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (5)$$

در رابطه (۵) که توسط دانکن و چانگ ارائه شده است، مقدار مدول مماسی در حالت بارگذاری اولیه، به شکل تابعی غیرخطی از فشار جانبی خاک بیان می‌گردد.

$$\begin{aligned}\dot{\sigma}_{11}^m &= \alpha_1 \dot{\epsilon}_{11}^m + \alpha_2 (\dot{\epsilon}_{22}^m + \dot{\epsilon}_{33}^m) \\ \dot{\sigma}_{22}^m &= \alpha_1 \dot{\epsilon}_{22}^m + \alpha_2 (\dot{\epsilon}_{11}^m + \dot{\epsilon}_{33}^m) \\ \dot{\sigma}_{33}^m &= \alpha_1 \dot{\epsilon}_{33}^m + \alpha_2 (\dot{\epsilon}_{11}^m + \dot{\epsilon}_{22}^m) \\ \dot{\sigma}_{12}^m &= 2G\dot{\epsilon}_{12}^m\end{aligned}\quad (7)$$

که در آن:

$$\alpha_2 = K^m - \frac{2}{3}G^m \quad \text{و} \quad \alpha_1 = K^m + \frac{4}{3}G^m \quad (8)$$

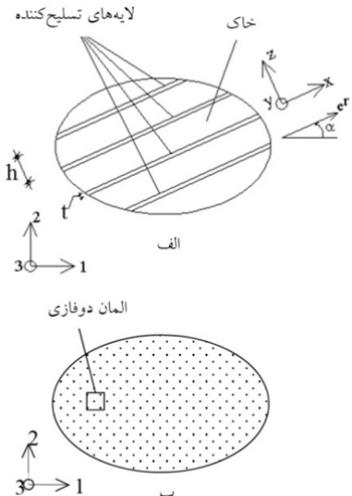
در روابط بالا، G و K به ترتیب بیان‌گر مدول برشی و مدول حجمی خاک (فاز ماتریس) است که هر کدام مطابق روابط زیر بر حسب مدول یانگ (E) و نسبت پواسون (ν) قابل بیان هستند:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{و} \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (9)$$

بنابراین ماتریس سختی کشسان فاز ماتریس ($[A]$) براساس رابطه (10) قابل محاسبه خواهد بود.

$$\{\dot{\sigma}\} = [A]\{\dot{\epsilon}\} \leftrightarrow \begin{cases} \dot{\sigma}_{11} \\ \dot{\sigma}_{22} \\ \dot{\sigma}_{33} \\ \dot{\sigma}_{12} \end{cases} = \begin{cases} \dot{\epsilon}_{11} \\ \dot{\epsilon}_{22} \\ \dot{\epsilon}_{33} \\ \dot{\epsilon}_{12} \end{cases} \quad (10)$$

$$\frac{2G}{1-2\nu} \begin{pmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\epsilon}_{11} \\ \dot{\epsilon}_{22} \\ \dot{\epsilon}_{33} \\ \dot{\epsilon}_{12} \end{pmatrix}$$



شکل ۲ نمایش محیط خاک مسلح در دستگاه مختصات کلی در حالت (الف) مجرأ (ب) دوفازی [۲]

محلي راست‌گرد x-y-z مطابق شکل (۲) در نظر گرفته شده است. تسلیح‌کننده‌ها به ضخامت t و با فاصله h از هم برابر با a از هم قرار گرفته‌اند. شکل (۲-ب) حالت همگن محیط مسلح اشاره شده را نشان می‌دهد که تسلیح‌کننده‌ها به طور مجزا در آن وجود نداشته‌اند، در هر نقطه از آن هر دو فاز ماتریس و جوشن وجود دارد. به عبارت دیگر، هر عنصر دلخواه از این محیط، شامل ترکیبی از دو عنصر ماتریس و جوشن است که می‌توان آن‌ها را مطابق شکل (۳) از یکدیگر تفکیک نمود. شرایط تنش در المان‌های ۱ و ۲ به ترتیب نمایانگر شرایط تنش المان‌های فاز ماتریس و جوشن است. سودره [۵,11] نشان داد که تانسور تنش کلی در هر نقطه از محیط چندفازی، برابر است با مجموع تانسور تنش‌های جزئی فاز ماتریس و فاز جوشن. به بیان دیگر، وی بیان کرد که برای تعیین تنش کلی در هر المان از محیط چندفازی، می‌توان تنش‌های جزئی المان ماتریس و المان جوشن را باهم جمع نمود که این مطلب در شکل (۳) نشان داده شده است. به دلیل آن‌که در این پژوهش، تسلیح‌کننده‌ها به صورت صفحات دو بعدی با توانایی تحمل نیروی کششی تعریف شده‌اند، المان شماره ۲ تنها در راستای زاویه α از افق تحت تنش محوری قرار می‌گیرد. المان شماره ۳ حالت تبدیل یافته‌ی المان شماره ۲ است.

معادله رفتاری فاز ماتریس

در این بخش، معادله رفتاری تک المان فاز ماتریس (متناظر با خاک در توده مسلح) در محیط دوفازی (شکل ۲-ب) به دست می‌آید [۲]. مدل رفتاری متناظر با فاز ماتریس در مطالعه کنونی، مدل هذلولی دانکن-چانگ در نظر گرفته شده است. گفتنی است بالانویس m استفاده شده در این بخش بیان‌گر فاز ماتریس است. رابطه نموی کلی تنش-کرنش یک جامد با رفتار الاستیک، در حالت کلی به شکل زیر بیان می‌شود [۲]:

که در آن، σ_u^r تنش تسلیم متناظر در فاز جوشن است. همچنین نسبت پواسون تسلیح کننده‌ها در هر دو حالت دید بزرگ‌مقیاس و دید کوچک‌مقیاس یکسان است

$$(v^r = v^{inc})$$

با توجه به ناچیز بودن ضخامت صفحه تسلیح کننده در مقایسه با سایر ابعاد آن، با لحاظ کردن شرط کرنش مستوی ($\epsilon_y^r = 0$)، رابطه تنش-کرنش حاصل از قانون هوک در محدوده رفتار ارجاعی خطی

به شکل زیر تبدیل می‌شود [۲]:

$$\dot{\sigma}_x^r = \left[\frac{E^r}{(1-v^r)^2} \right] \dot{\epsilon}_x^r, \quad \dot{\sigma}_y^r = \left[\frac{v^r E^r}{(1-v^r)^2} \right] \dot{\epsilon}_x^r \quad (13)$$

تابع سطح تسلیم فاز جوشن (براساس معیار تسلیم ترسکا) به صورت زیر بیان می‌گردد [۲]:

$$f^r(\sigma_i^r) = \sigma_x^r - \sigma_u^r \quad (14)$$

برای تعیین مشخصات مکانیکی تسلیح کننده‌ها نظریه تنش حد تسلیم σ_u^{inc} ، مدول کشسان E^{inc} و نسبت پواسون v^{inc} ، می‌توان با انجام آزمون کشش ساده بر روی لایه تسلیح کننده، پس از تعیین سختی (J^{inc} و نیروی کشش نهایی بر واحد طول (T^u) آن، پارامترهای اشاره شده را به شکل زیر به دست آورد:

$$E^{inc} = J^{inc} / t \quad (15)$$

$$\sigma_u^{inc} = T^u / t \quad (16)$$

در روابط بالا t ضخامت لایه تسلیح کننده است.

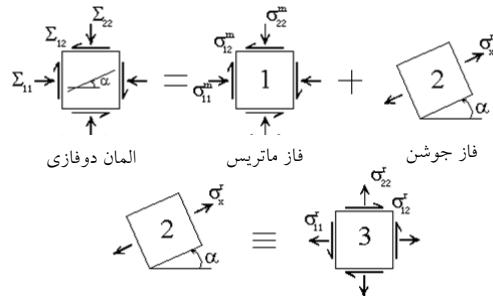
برای وارد نمودن رفتار فاز جوشن در صورت بندی رفتار محیط فازی، قانون رفتاری این فاز به صورت تانسوری زیر قابل بیان است [۲]:

$$\dot{\sigma}_{ij}^r = E_{ijkl}^r \dot{\epsilon}_{kl}^r \quad (17)$$

در این رابطه، تانسورهای تنش و کرنش در راستای قرارگیری تسلیح کننده‌ها ($\dot{\sigma}_{ij}^r$ و $\dot{\epsilon}_{kl}^r$) به شکل زیر محاسبه می‌گردد [۲]:

$$\dot{\sigma}_{ij}^r = \dot{\sigma}_x^r (\underline{e}_r \otimes \underline{e}_r) \quad (18)$$

$$\dot{\epsilon}_{ij}^r = \dot{\epsilon}_x^{inc} (\underline{e}_r \otimes \underline{e}_r) \quad (19)$$



شکل ۳ نمایش نحوه جداسازی عناصر فازهای ماتریس و جوشن یک محیط دوفازی [۲]

معادله رفتاری فاز جوشن

در این پژوهش، فاز جوشن با رفتار کشسان خطی-خمیری کامل و تسلیح کننده‌های دیوار خاک مسلح به صورت صفحه‌ای فرض می‌شوند (شکل ۳-الف). در این حالت، تنش ایجاد شده در فاز جوشن، علاوه بر مدول یانگ (E^{inc})، به نسبت پواسون تسلیح کننده‌ها (v^{inc}) نیز وابسته است. در روابط استفاده شده در این بخش، بالانویس‌های inc و r به ترتیب بیان گر پارامتر متناظر با تسلیح کننده (در تحلیل مجراء، دید بزرگ‌مقیاس) و فاز جوشن (در تحلیل همگن، دید بزرگ‌مقیاس) می‌باشند [۲].

نسبت تسلیح (χ) یا نسبت حجمی تسلیح کننده‌ها به صورت نسبت حجمی لایه‌های تسلیح کننده به توده خاک تعریف می‌شود. مطابق شکل (۲) مقدار نسبت تسلیح برابر می‌شود با: $X=t/h$. تنش محوری σ_x^r فاز جوشن برابر است با حاصلضرب نسبت تسلیح در تنش σ_i^{inc} تسلیح کننده‌ها؛ بنابراین مدول کشسان فاز جوشن (E^r) در دید بزرگ‌مقیاس بدین صورت تعریف می‌گردد [۲]:

$$\dot{\sigma}_i^r = \chi \dot{\sigma}_i^{inc} \quad (10)$$

$$E^r = \chi E^{inc} \quad (11)$$

با تعریف تنش تسلیم σ_u^{inc} در لایه‌های تسلیح کننده داریم [۲]:

$$\sigma_u^r = \chi \sigma_u^{inc} \quad (12)$$

که در آن، $\underline{\underline{\epsilon}}^m$ تانسور نمو کرنش در کل محیط دوفازی و $\underline{\underline{\epsilon}}^r$ و $\underline{\underline{\epsilon}}^g$ به ترتیب تانسورهای نمو کرنش در فازهای ماتریس و جوشن است. همان‌طور که پیش‌تر بیان شد، تنش کلی $\underline{\underline{\sigma}}$ در هر نقطه از محیط چند‌فازی، برابر است با مجموع تنش‌های جزئی فاز ماتریس $\underline{\underline{\sigma}}^m$ و فاز جوشن $\underline{\underline{\sigma}}^r$ ؛ بنابراین مطابق رابطه (۲۶)، تانسور نمو تنش $\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}^m + \underline{\underline{\sigma}}^r$ است با مجموع تانسورهای نمو تنش جزئی دو فاز.

$$\underline{\underline{\sigma}} = \underline{\underline{\sigma}}^m + \underline{\underline{\sigma}}^r \quad (24)$$

براساس فرض پیوند کامل میان فازها (رابطه ۲۵) می‌توان نوشت [۲]:

$$\underline{\underline{\sigma}} = \left(\underline{\underline{A}}^m + \underline{\underline{E}}^r \right) : \underline{\underline{\epsilon}} \quad (27)$$

در روابط اشاره شده، تعداد خطوط زیرنویس نشان‌دهنده مرتبه تانسور و علامت "•" به معنای ضرب عددی دو تانسور به صورت $\dot{\underline{\underline{A}}}_{ijkl} \in_{kl} \sum_{ij}$ است. $\underline{\underline{A}}^m$ و $\underline{\underline{E}}^r$ به ترتیب تانسورهای سختی فازهای ماتریس و جوشن هستند. رابطه (۲۷) شکل تانسوری رابطه کلی نمو تنش و کرنش در محیط دوفازی است [۲].

تحلیل دیوار خاک مسلح به روش محیط دوفازی
در این بخش به مطالعه رفتار دیوار خاک مسلح تمام مقیاس گزارش شده در پژوهش لینگ و لیو [۱۵] و FLAC مدل‌سازی عددی آن با استفاده از نرم‌افزار FISH پرداخته می‌شود. مدل‌سازی این دیوار در حالت همگن با برنامه‌نویسی الگوی دوفازی توسعه‌افته به زبان FLAC در بستر نرم‌افزار FISH صورت می‌گیرد. سپس نتایج تحلیل حالت همگن با نتایج حالت مجزا و اندازه‌گیری‌های واقعی مقایسه می‌گردد. تمامی این مدل‌سازی‌ها با فرض پیوند کامل میان فازها انجام می‌شود.

لازم به ذکر است که دیوار اشاره شده پیش‌تر توسط سیدی حسینی نیا [۲] نیز مورد مطالعه قرار گرفته است. وی با توسعه روش محیط‌های دوفازی و

در رابطه‌های (۱۹) و (۲۰)، \otimes نشان‌دهنده ضرب جفتی دو تانسور و \circlearrowleft نشان‌دهنده بردار یکه در راستای قرارگیری صفحات تسلیح کننده است و از رابطه (۲۱) تعیین می‌گردد [۲]:

$$\underline{\underline{\epsilon}}_r = \begin{Bmatrix} \cos \alpha \\ \sin \alpha \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (20)$$

بنابراین روابط محاسبه تنش در فاز جوشن را می‌توان به شکل برداری زیر بیان نمود [۲]:

$$\{\dot{\underline{\underline{\sigma}}}^r\} = \begin{Bmatrix} \dot{\sigma}_{11}^r \\ \dot{\sigma}_{22}^r \\ \dot{\sigma}_{12}^r \end{Bmatrix} = \dot{\underline{\underline{\sigma}}}_x^r \begin{Bmatrix} \cos^2 \alpha \\ \sin^2 \alpha \\ \cos \alpha \sin \alpha \end{Bmatrix} \quad (21)$$

$$\{\dot{\underline{\underline{\epsilon}}}^r\} = \begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_{11}^r \\ \dot{\epsilon}_{22}^r \\ \dot{\epsilon}_{12}^r \end{Bmatrix} = \dot{\underline{\underline{\epsilon}}}_x^r \begin{Bmatrix} \cos^2 \alpha \\ \sin^2 \alpha \\ \cos \alpha \sin \alpha \end{Bmatrix} \quad (22)$$

با ترکیب روابط (۱۸)، (۲۰) و (۲۳) رابطه نهایی (۲۴) برای محاسبه مدول یانگ فاز جوشن به دست می‌آید.

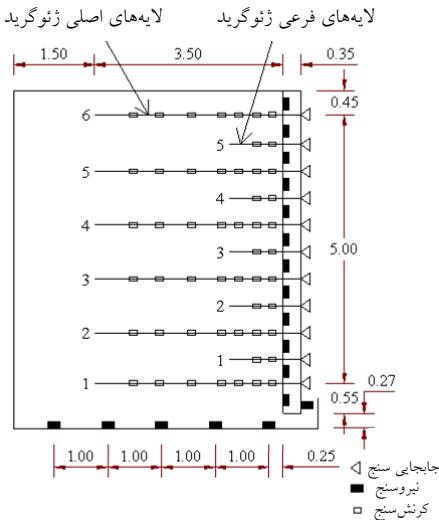
$$\begin{aligned} [\underline{\underline{E}}^r] &= \frac{\underline{\underline{E}}^r}{(1-v^r)^2} \\ &\begin{bmatrix} \cos^4 \alpha & \cos^2 \alpha \sin^2 \alpha & \cos^3 \alpha \sin \alpha \\ \cos^2 \alpha \sin^2 \alpha & \sin^4 \alpha & \cos \alpha \sin^3 \alpha \\ \cos^3 \alpha \sin \alpha & \cos \alpha \sin^3 \alpha & \cos^2 \alpha \sin^2 \alpha \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (23)$$

تلفیق دو فاز و تشکیل الگوی رفتاری محیط دوفازی
در این بخش به تشکیل معادله رفتاری محیط دوفازی، بر مبنای فرض پیوند کامل دو فاز ماتریس و جوشن پرداخته می‌شود. براساس این فرض، میدان تغییر شکل و درنتیجه کرنش هر دو فاز خاک (ماتریس) و تسلیح کننده یکسان هستند؛ بنابراین مطابق با شرط سازگاری کرنش‌ها داریم [۲]:

$$\underline{\underline{\epsilon}}^m = \underline{\underline{\epsilon}}^r \quad (25)$$

است. دیوار خاک مسلح مورد مطالعه، پس از ساخت تنها تحت اثر وزن خود قرار داشته و سرباری به آن وارد نمی‌شود.

شبیه‌سازی رفتار خاک با مدل رفتاری پیشرفتهای که درواقع حالت غیرخطی شده‌ی مدل مور-کولمب به شمار می‌رود، به تحلیل دیوار خاک مسلح پرداخت.[۱۲]



شکل ۴ نمایش هندسه و ابزار دقیق دیوار خاک مسلح [۲] PWRI

در این پژوهش، جنس بتن کف و جبهه دیوار یکسان بوده، رفتار آن کشسان خطی در نظر گرفته شده است. مشخصات مکانیکی بتن مذکور، شامل وزن مخصوص، نسبت پواسون، مدول برشی و مدول حجمی (K) آن در جدول (۱) آمده است.

جدول ۱ مشخصات مکانیکی بتن پوسته دیوار خاک مسلح

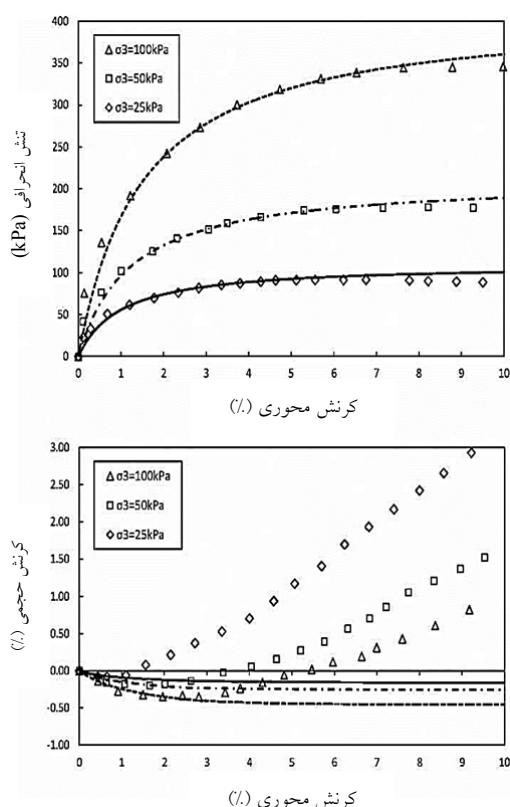
K (KN/m ³)	G (MPa)	v (بی بعد)	γ (KN/m ³)
۱۰۱۰	۸۵۵	۰/۱۷	۲۳/۰

خاکریز پشت دیوار از ماسه سیلتی با وزن مخصوص $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$ تشکیل شده است. برای تعیین پارامترهای رفتاری خاک اشاره شده، سه آزمایش سه محوری فشاری تحت فشارهای جانبی ۵۰ و ۱۰۰ کیلوپاسکال روی آن انجام شد. پارامترهای رفتاری

معرفی دیوار

دیوار مورد بررسی، یک دیوار خاک مسلح بلوکی قطعه‌ای است که رفتار آن در حین ساخت پیمایش شده است. مؤسسه تحقیقاتی امور عمومی (PWRI) در ژاپن متصدی انجام مطالعات بر روی این دیوار بوده است. شرح کامل نحوه ساخت دیوار توسط تاجیری و همکاران [۱۶] ارائه شده است. هندسه دیوار و ابزار دقیق نصب شده بر روی آن در شکل (۴) آمده است. دیوار موردنظر شش متر ارتفاع دارد و مستقیماً بر روی یک کفه بتونی قرار گرفته است. خاکریز دانه‌ای پشت دیوار با تسلیح کننده‌های ژئوستیتیکی مسلح شده است. تسلیح کننده‌های اشاره شده از شش لایه اصلی به طول ۳/۵ متر و پنج لایه فرعی به طول یک متر تشکیل شده‌اند. لایه‌های اصلی با فواصل یک متری نسبت به هم و لایه‌های فرعی نیز با همین فاصله در میان آن‌ها قرار گرفته‌اند. لایه‌های ژئوستیتیک به پشت بلوک‌های بتونی پیمانه‌ای بوسیله قاب و مهره وصل شده‌اند. پوسته دیوار از ۱۲ بلوک با عرض ۳۰ سانتی‌متر و ارتفاع ۵۰ سانتی‌متر ساخته شده است. برای اندازه‌گیری کرنش محوری لایه‌های ژئوستیتیک درمجموع از ۵۲ کرنش سنج استفاده شده است. تغییر مکان افقی پوسته دیوار در ۱۲ نقطه در راستای ارتفاع دیوار اندازه‌گیری شده است. نیروی جانبی که از طرف خاک بر پشت دیوار وارد می‌شود، بوسیله ۱۱ مبدل نیرو اندازه‌گیری شده است. نیروی قائم ناشی از وزن خاکریز نیز در شش نقطه واقع بر کف آن مقدار سنجی شده

سفتی تسلیح‌کننده (J) به صورت شب نمودار نیرو بر واحد عرض نسبت به کرنش محوری تعریف می‌شود. براین‌اساس و با توجه به نتایج آزمایش کشش ساده، سفتی ژئوگرید موربدبررسی، متناظر با سفتی مقاطع در کرنش محوری $1/5$ درصد، برابر است با:



شکل ۵ مقایسه نمودارهای رفتاری واقعی (نقاط) و شبیه‌سازی شده با مدل هذلولی (خطوط پیوسته) خاک دیوار PWRI

خاک مورد بررسی در جدول (۲) آمده است. رفتار حقیقی خاک در فضای تش انحرافی و کرنش حجمی در برابر کرنش محوری، به همراه رفتار شبیه‌سازی شده با مدل هذلولی در شکل (۵) نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، مدل رفتاری هذلولی به خوبی می‌تواند رفتار خاک در فضای تش انحرافی - کرنش محوری را شبیه‌سازی کند؛ اما ضعف مدل در شبیه‌سازی رفتار تغییرشکلی خاک را در فضای تغییر حجم (کرنش حجمی در برابر کرنش محوری) است. ضعف اشاره شده از این نکته ناشی می‌شود که مدل هذلولی تنها شامل پارامترهای بخش رفتاری ارتاجاعی (شامل مدلول الاستیک و نسبت پواسون) می‌شود و نسبت به تغییرشکل‌های خمیری بی‌توجه است. یادآوری می‌شود که چارچوب این مدل در زمرة مدل‌های ارتاجاعی قرار می‌گیرد و درنتیجه، به پارامترهای کنترل تغییرشکل نظیر زاویه اتساع و نظایر آن که در نظریه خمیری خاک‌ها تعریف می‌شود، مجهر نیست.

لایه‌های ژئوسیستمیک تسلیح‌کننده خاکریز از جنس ژئوگرید پلی‌اتیلن (HDPE) بوده، شکل (۶) نتیجه آزمایش کشش ساده آن‌ها را نشان می‌دهد. خطوط پیوسته در این شکل نشان‌دهنده رفتار کشسان- خمیری کامل درنظر گرفته شده برای ژئوگریدها است. مطابق شکل (۶) مقاومت کششی نهایی ژئوگریدها مساوی با 55 کیلو نیوتون بر متر است. روند تغیرات اعمال بار با مقدار درازشدگی تسلیح‌کننده با سفتی تسلیح‌کننده (stiffness) شناخته می‌شود. به عبارت دیگر،

جدول ۲ مشخصات مکانیکی خاکریز دیوار خاک مسلح

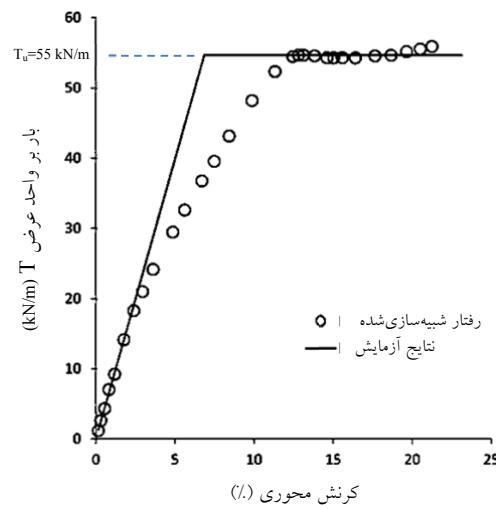
γ (kN/m^3)	v (بی‌بعد)	c (kPa)	ϕ (درجه)	K (بی‌بعد)	K_{ur} (بی‌بعد)	n (بی‌بعد)	R_f (بی‌بعد)
۱۷/۰	۰/۴۲	۱/۸۲	۳۹/۰	۲۷۷/۵	۷۰۰/۰	۰/۶۶۱	۰/۸۳

رفت. المان‌های مذکور مشتمل بر بخش‌های مختلف مدل مانند کفه بتنی، بلوک‌های بتنی و نواحی مسلح و غیرمسلح خاکریز است. هم‌چنین ۴۸ عدد المان به عنوان عنصرهای فصل مشترک (میان بلوک‌ها، خاکریز و کفه بتنی)، در هر دو حالت تحلیل همگن و مجزا در نظر گرفته شد. در مدل دیوار مورد بحث، میان جبهه بتنی دیوار و خاکریز مجاور آن، بین کفه بتنی و خاکریز بالای آن و نهایتاً میان بلوک‌های بتنی پوسته دیوار عناصر فصل مشترکی با ضخامت صفر در نظر گرفته شدند. برای تمام عناصر فصل مشترک اشاره شده در این شبیه‌سازی فرض اتصال کامل با اجزای مجاور لحاظ گردید. برای تعیین سختی عمودی (k_n) و برشی (k_s) عناصر مذکور از فرآیند سعی و خطاب بهره گرفته شد؛ به نحوی که اولاً از بروز تغییرشکل‌های بیش از حد در مدل، بر اثر لغزش و یا گسیختگی اجزای طرفین فصل مشترک و ثانیاً افزایش زمان تحلیل (ناشی از انتخاب مقادیر بسیار بزرگ سختی) جلوگیری شود^[۱۷]. بر این اساس، مقادیر مربوط به سختی‌های عمودی و برشی فصل مشترک‌های گوناگون، مطابق با جدول زیر تعیین شدند:

جدول ۳ سختی‌های عمودی و برشی انتخاب شده برای فصل مشترک‌های گوناگون در مدل دیوار PWRI

k_n (MPa/m)	k_s (MPa/m)	نوع فصل مشترک
۲۰	۱۰	خاک-بتن
۶۰	۲۵	بتن-بتن

دیوار خاک مسلح مورد بررسی، توسط لینگ و لیو^[۱۵] به صورت مجزا به روش اجزای محدود تحلیل شده است. ایشان برای خاکریز دیوار از یک الگوی رفتاری غیرخطی در چارچوب مدل‌های خمیری تعیین یافته و برای تسلیح‌کننده‌ها از یک الگوی رفتاری سطح مرزی استفاده کردند. شبکه المان مدل شده در مطالعه مذکور شامل ۲۳۱۴ عنصر بود که ۱۱۵ عدد از آن‌ها مربوط به عناصر خطی به کار رفته به عنوان لایه‌های تسلیح‌کننده می‌شد.



شکل ۶ نتیجه آزمایش کشش ساده ژئوگریدهای پلی‌اتیلن در دیوار PWRI و شبیه‌سازی رفتار آن با مدل کشسان-خمیری کامل [۱۵]

نحوه مدل‌سازی به روش مجزا و دوفازی

شبیه‌سازی دیوار در این پژوهش به دو حالت کلی همگن و مجزا انجام شده است. پس از تحلیل دیوار به روش مجزا، آنرا به صورت همگن مدل می‌شود و درنهایت نتایج به دست آمده از این تحلیل‌ها با یکدیگر و مقادیر حقیقی اندازه‌گیری شده مقایسه می‌گردد. با توجه به یکسان بودن شکل و نحوه شبیه‌سازی مدل مجزا و همگن، شیوه مدل‌سازی و تحلیل هردوی آن‌ها در این بخش بررسی می‌شود. در شکل (۷) مدل شبیه‌سازی شده‌ی دیوار به صورت همگن در نرم‌افزار FLAC نشان داده شده است. مراحل ساخت دیوار با تحلیل گام‌به‌گام آن در فواصل ۰/۵ متری شبیه‌سازی گردید و کل دیوار در دوازده مرحله ساخته شد.

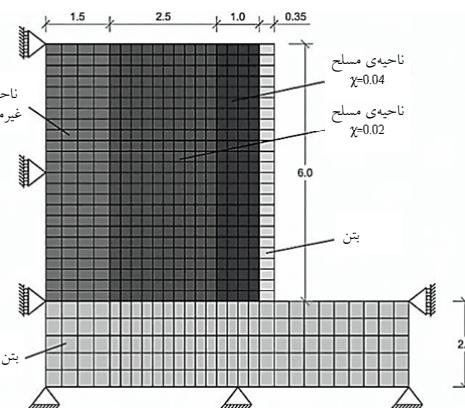
$$J = \frac{T_u}{\epsilon_1} = \frac{55}{0.07} \approx 800 \text{ kN/m} \quad (25)$$

برای مدل‌سازی دیوار مورد بحث، در حالت تحلیل مجزا، تعداد ۸۰۴ المان در مدل شبیه‌سازی شده در FLAC در نظر گرفته شد که ۲۰۸ عدد از آن‌ها مربوط به عناصر خطی (تعریف شده به عنوان کابل) متناظر با لایه‌های تسلیح‌کننده بود. در حالت تحلیل همگن، ۵۹۶ عدد المان در مدل دیوار (شکل ۷) به کار

جابه‌جایی‌های حداکثر دیوار را بهتر پیش‌بینی می‌نماید؛ هرچند در ترازهای بالایی و پایینی دیوار، جابه‌جایی‌های پیش‌بینی شده در این حالت کمی دست بالا به نظر می‌رسد. باید توجه نمود که تمام نتایج تحلیلی ارائه شده با فرض پیوند کامل میان فازها و چسبنده‌گی کامل عناصر فصل مشترک با محیط مجاور به دست آمده است که با توجه به دقت مناسب نتایج تحلیلی می‌توان نتیجه گرفت که این فرض‌های ساده کننده نزدیک به واقعیت هستند. البته باید توجه نمود که جابه‌جایی‌های افقی جبهه در پایین دیوار بسیار کمتر از مقادیر حقیقی پیش‌بینی شده است که به نظر می‌رسد مهم ترین عامل بروز آن فرض عدم لغزش خاکریز و بلوك‌های تحتانی پوسته دیوار نسبت به کفه بتنی باشد. با این حال باید توجه نمود که خطای اشاره شده تنها در یک متر پایین جبهه دیوار قابل توجه بوده و در مجموع دقت الگوی دوفازی ارائه شده در پیش‌بینی جابه‌جایی‌های افقی جبهه دیوار مناسب ارزیابی می‌شود. در خصوص مقایسه مدل‌سازی این دیوار با دو روش همگن (دوفازی) و مجذأ می‌توان به موارد زیر اشاره نمود؛ اول آن که در مدل مجذأ، ممکن است به دلیل به کارگیری دو جنس مختلف با سختی‌های غیر یکسان (خاک و لایه تسلیح کننده)، تمرکز تنش و یا کرنش در مدل عددی رخ دهد که منجر به ناپایداری عددی می‌شود؛ در صورتی که در مدل همگن چنین مشکل به وجود نمی‌آید؛ دوم آن که در مدل مجذأ، به دلیل تعریف نمودن هریک از لایه‌های تسلیح کننده در محیط، زمان بیشتری برای ساخت مدل نسبت به حالت همگن صرف می‌شود؛ و سوم آن که به دلیل وجود اختلاف سختی در مواد تعریف شده در مدل، زمان تحلیل مدل مجذأ نسبت به تحلیل مدل همگن طولانی‌تر است. به عنوان مقایسه، زمان تحلیل این دیوار به روش همگن ۳۹ دقیقه و به روش مجذأ ۶۵ دقیقه بطول انجامید. درنهایت، با مقایسه این دو روش (سهولت در روند مدل‌سازی و زمان تحلیل کمتر)، می‌توان بهتر بودن روش همگن نسبت به روش مجذأ را ادعا نمود.

ارائه نتایج تحلیل مجذأ و همگن

پس از تحلیل دیوار شبیه‌سازی شده به دو روش تحلیل مجذأ و دوفازی، نتایج به دست آمده از آن‌ها با مقادیر اندازه‌گیری شده در آزمایشگاه مقایسه گردید که نتیجه این مقایسه‌ها در ادامه می‌آید.

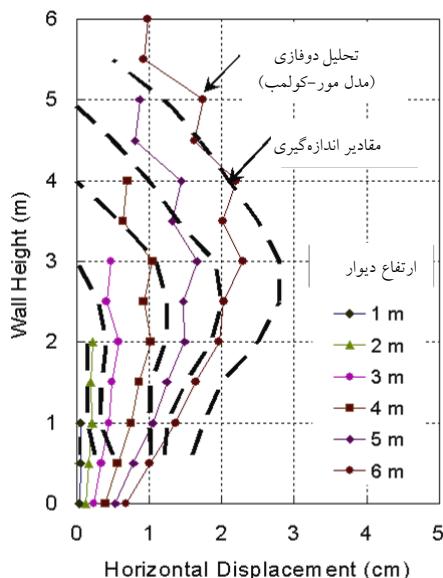


شکل ۷ نمایش مدل شبیه‌سازی شده دیوار در FLAC PWRI

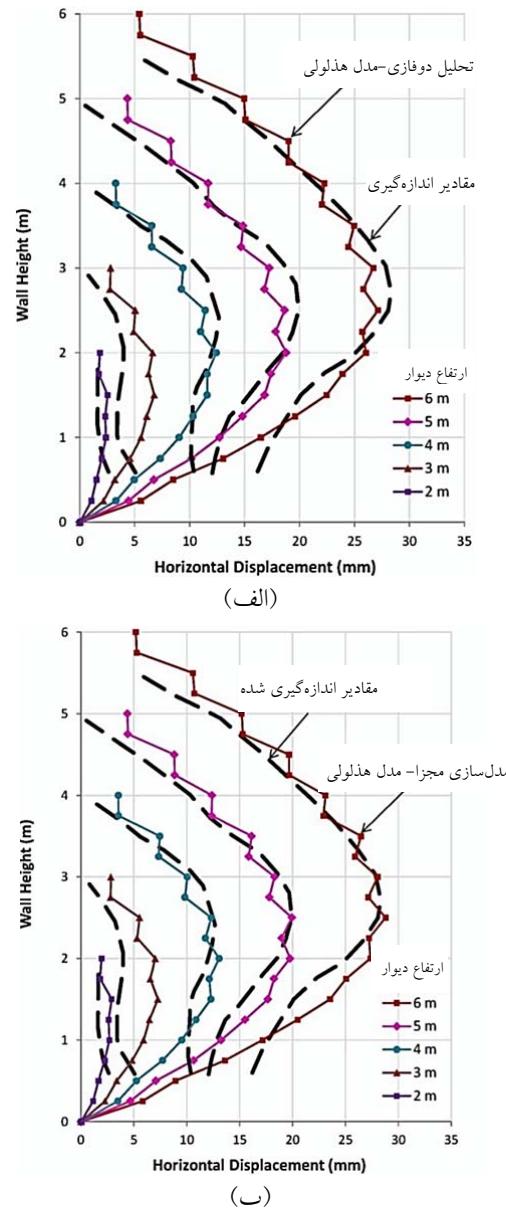
جابه‌جایی افقی جبهه دیوار

شکل‌های (۸-الف و ب) جابه‌جایی افقی پوسته دیوار را در مراحل مختلف ساخت، به ترتیب در حالت تحلیل همگن و مجذأ و با کمک مدل هذلولی نشان می‌دهند. جابه‌جایی‌های اندازه‌گیری شده در حالت واقعی نیز برای مقایسه در شکل‌های یادشده آمده است. خط‌چین‌ها نماینده‌ی مقادیر واقعی و خطوط پوسته دندانه‌دار بیان‌گر نتایج شبیه‌سازی‌های عددی هستند. با توجه به شکل (۸) مشاهده می‌شود که نتایج حاصل از روش‌های تحلیل همگن و مجذأ بسیار نزدیک به هم هستند. وجود این یکسانی نشان‌گر آن است که روش همگن می‌تواند بخوبی جایگزین روش مجذأ تلقی شود. با این حال، باید گفت تفاوتی میان نتایج حاصل از روش‌های همگن و مجذأ وجود دارد. در تحلیل دوفازی (همگن)، حداکثر جابه‌جایی جبهه دیوار که در نواحی میانی آن رخ می‌دهد اندازی دست پایین تخمین زده می‌شود؛ گرچه اختلاف اشاره شده بسیار انداز می‌باشد و حداکثر حدود ۱۰ درصد است. این طور به نظر می‌رسد که تحلیل مجذای دیوار با مدل دانکن-چانگ،

است. در تحقیق یادشده، ابتدا سعی شده بود تا ابتدا با کمک مدل رفتاری مور-کولمب، رفتار خاک (نمودارهای نشان داده شده در شکل ۵) شبیه سازی شوند. سپس با کمک پارامترهای کسب شده شبیه سازی شد دیوار PWRI با پارامترهای افقی جبهه دیوار که نتایج مربوط به جابه جایی افقی جبهه دیوار در شکل (۹) ارائه شده است. در تحلیلی که در آن، از مدل رفتاری مور-کولمب استفاده شده است، تغییر مکان های جبهه دیوار از روی پی تا وسط ارتفاع دیوار (در تمام مراحل ساخت) خیلی کمتر از واقعیت تخمین زده شده است. در عوض، تغییر شکل ها از وسط دیوار تا بالا، تطابق بهتری دارند. در هر حال، با مقایسه شکل های (۸) و (۹) می توان مشاهده نمود که استفاده از مدل رفتاری دانکن- چانگ برای خاک نسبت به مدل مور-کولمب شبیه سازی بهتری از رفتار دیوار در روش تحلیل دوفازی را نشان می دهد، بدین صورت که جابه جایی های جبهه دیوار با دقیق بیشتری پیش بینی شده است.

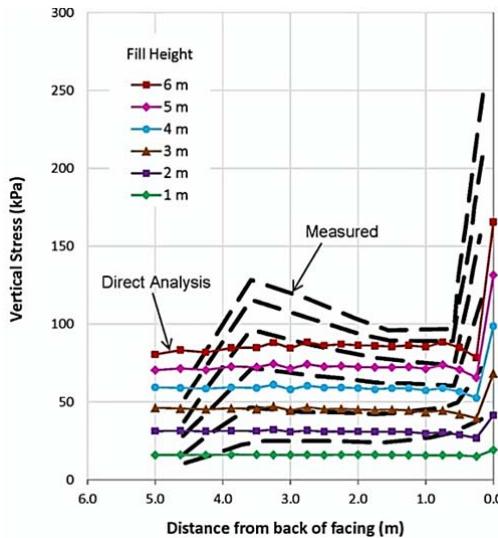


شکل ۹ مقایسه مقادیر اندازه گیری شده پروفیل جابه جایی جبهه دیوار با نتایج بدست آمده از تحلیل دوفازی با الگوی توسعه افته با مدل مور-کولمب [۲]

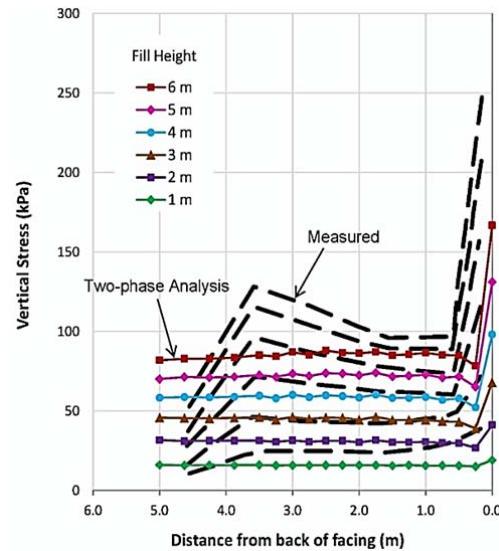


شکل ۸ مقایسه پروفیل جابه جایی جبهه دیوار در مراحل مختلف ساخت با نتایج بدست آمده از (الف) تحلیل دوفازی با مدل ارائه شده و (ب) تحلیل مجزا با مدل دانکن- چانگ

در این قسمت، شبیه سازی ها با توجه به اثر مدل رفتاری خاک بر نحوه پیش بینی های رفتار دیوار بررسی می شود. بدین منظور از نتایج تحقیق سیدی حسینی نیا [۲] استفاده می شود که در آن، دیوار PWRI با کمک تحلیل دوفازی و با مدل رفتاری کشسان خطی- خمیری کامل مور- کولمب برای خاک استفاده شده



شکل ۱۱ نمایش تغییرات تنش قائم روی کفه بتنی در مراحل مختلف ساخت، به دست آمده از تحلیل مجرا با مدل دانکن-چانگ و مقایسه نتایج تحلیل با مقادیر اندازه‌گیری شده



شکل ۱۰ مقایسه تنش قائم روی کفه بتنی به دست آمده از تحلیل همگن با الگوی دوفازی ارائه شده و مقادیر اندازه‌گیری شده

مختلف ساخت نشان داده شده و با اندازه‌گیری‌های بر جا مقایسه گردیده است. با توجه به این شکل می‌توان بیان نمود که در هر دو روش تحلیل، تنش‌های جانبی ناشی از خاکریز پشت دیوار، خصوصاً در ارتفاع پنج و شش متر، در بیشتر نقاط به مقدار قابل توجهی کمتر از مقدار واقعی تخمین زده شده است. علت این پدیده را می‌توان با بررسی دقیق‌تر نحوه جابه‌جایی جبهه دیوار توجیه نمود. همان‌طور که در شکل (۸) دیده شد، باوجود پیش‌بینی مناسب جابه‌جایی کلی جبهه در نواحی میانی و بالای دیوار در تحلیل‌های مجرا و دوفازی، هیچ‌یک نتوانستند جابه‌جایی‌های ناحیه‌پایینی جبهه دیوار را به طور مناسبی پیش‌بینی نمایند و نتایج حاصل از این تحلیل‌ها، بسیار کمتر از مقدار حقيقی محاسبه گردید. به بیان بهتر، به دلیل فرض عدم لغزش خاکریز نسبت به کفه بتنی، جابه‌جایی پایین دیوار در تحلیل‌های عددی نزدیک به صفر پیش‌بینی شده‌اند. بر این اساس، جابه‌جایی‌های به دست آمده برای سایر نقاط، در حقیقت جابه‌جایی نسبی آن نقاط نسبت به

تشن قائم روی کفه بتنی

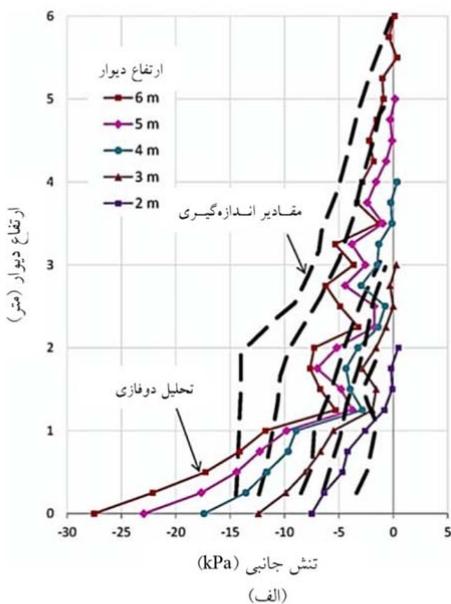
تغییرات تشن قائم روی کفه بتنی، ناشی از وزن خاکریز در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) رسم شده است. بررسی نتایج شبیه‌سازی‌های دو حالت همگن و مجرا، و مقایسه آن دو با مقدارهای اندازه‌گیری شده، نشان می‌دهد که نوع روش تحلیل تأثیر بسزایی بر روی تشن قائم کف خاکریز ندارد.

مشاهده می‌شود که مدل دوفازی ارائه شده، روند تغییرات تشن را به نحو نسبتاً مناسبی پیش‌بینی نموده است. مطابق اندازه‌گیری‌های انجام شده، تشن روی پسی در نزدیکی پوسته بتنی افزایش می‌یابد که این موضوع به خوبی در هر دو روش تحلیل پیش‌بینی شده است. دلیل افزایش تشن نیز بیشتر بودن وزن مخصوص بتن جبهه دیوار نسبت به خاک پشت آن است.

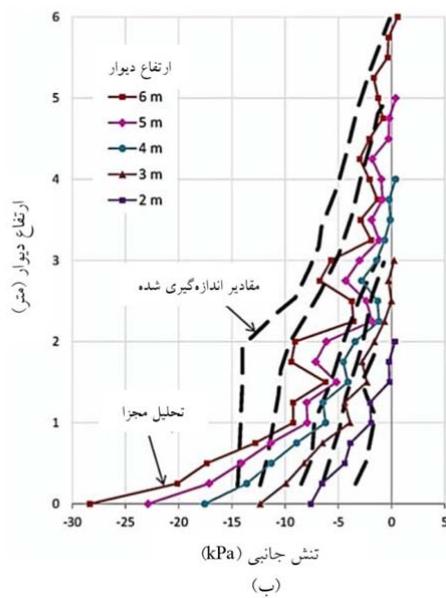
تشن جانبی پشت جبهه دیوار

در شکل (۱۲)، تغییرات تشن جانبی پشت دیوار به دست آمده از تحلیل همگن و مجرا در مراحل

بلوک‌های بتُنی دیوار مربوط دانستند.



(الف)



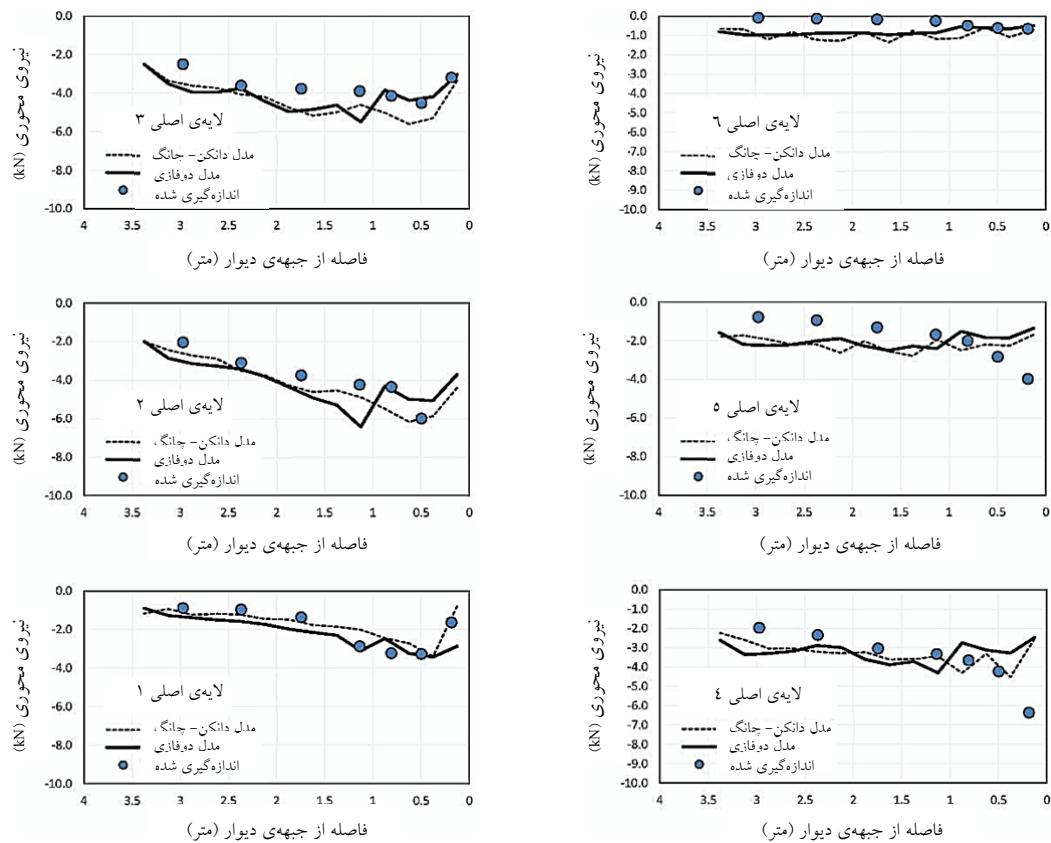
(ب)

شکل ۱۲ نمایش تغییرات تنش جانبی پشت دیوار در مراحل مختلف ساخت در حالت (الف) تحلیل همگن با الگوی دوفازی ارائه شده و (ب) تحلیل مجزا با مدل رفتاری دانکن-چانگ

پایین دیوار است. درنتیجه در تحلیل‌های عددی انجام شده، به دلیل جابه‌جایی نسبی زیاد خاک پشت دیوار، فشار جانبی آن عملاً به حالت فشار محرک نزدیک می‌گردد. این در حالی است که در واقعیت، به دلیل جابه‌جایی نسبی کمتر جبهه دیوار، فشار جانبی خاک در وضعیتی بین حالت فشار محرک و حالت فشار ساکن قرار دارد. هم‌چنین با توجه به مطالعه بیان شده، افزایش ناگهانی مقدار تنش جانبی در ترازهای پایین جبهه دیوار نیز قابل توجیه است؛ به این صورت که به دلیل جابه‌جایی بسیار اندک جبهه در نواحی پایین دیوار، تنش جانبی خاک در این نواحی به حالت فشار ساکن نزدیک می‌شود. به طورکلی، با وجود خطاهای بیان شده در پیش‌بینی مقدار تنش جانبی پشت دیوار، مدل‌های عددی به کار رفته پاسخ‌های مشابهی ارائه کرده‌اند و روند کلی تغییرات تنش را نسبتاً خوب پیش‌بینی نموده‌اند.

نیروی تسلیح‌کننده‌ها

در این بخش به مقایسه مقدار نیروی تسلیح‌کننده‌ها، به دست آمده از دو حالت تحلیل همگن و مجزا پرداخته می‌شود. شکل (۱۳) نیروی محوری تسلیح‌کننده‌های اصلی (مشخص شده در شکل ۴) را با نتایج به دست آمده از تحلیل‌های اشاره شده برای آخرین مرحله ساخت (در ارتفاع شش متر) مقایسه نموده است. با توجه به این شکل، روند کلی تغییرات و مقدار نیروی محوری تسلیح‌کننده‌ها با استفاده از تحلیل همگن (با استفاده از الگوی دوفازی ارائه شده) به خوبی پیش‌بینی شده است. البته در محل اتصال ژئوگریدها به بلوک‌های جبهه دیوار، خصوصاً در لایه‌های بالایی دیوار، پیش‌بینی روند تغییرات نیروی محوری با مقداری خطأ روبرو است. این خطأ در تحلیل همگن دیوار با مدل دانکن-چانگ و شبیه‌سازی‌های انجام شده توسط لینگ و لیو [۱۵] نیز مشاهده شده است. ایشان اختلاف اشاره شده را بیش از همه ناشی از نوع اتصال لایه‌های ژئوگرید به



شکل ۱۳ نیروی محوری لایه‌های اصلی (ستون سمت راست) و لایه‌های فرعی (ستون سمت چپ) ژئوگرید در آخرین مرحله ساخت دیوار

که این مدل رفتاری، با وجود سادگی، در حالت تحلیل مجزا نیز پیش‌بینی‌هایی مناسب و نزدیک به واقعیت از رفتار دیوار خاک مسلح ارائه می‌دهد.
۲- با توجه به شباهت زیاد نتایج تحلیل دوفازی و مجزایی دیوار خاک مسلح در تمامی موارد، می‌توان ادعا نمود که تحلیل دیوار با استفاده از روش تحلیل میکروپولیمری (PWRI) به دو روش مجزا و نزدیک به حالت مجزا ارائه می‌دهد. در حقیقت نوع روش تحلیل (همگن یا مجزا) بر رفتار دیوار تقریباً بی‌اثر است.
۳- در تحلیل عددی دیوار به روش دوفازی، دقت نتایج در صورت استفاده از مدل رفتاری دانکن-چانگ در مدل‌سازی رفتار خاک بیشتر از حالت استفاده از

نتیجه‌گیری

در این مطالعه به توسعه روش محیط‌های دوفازی با به کارگیری مدل رفتاری هذلولی دانکن-چانگ در روابط محیط‌های دوفازی و شبیه‌سازی رفتار خاک توده مسلح با این مدل رفتاری پرداخته شد. سپس دیوار خاک مسلح تمام‌مقیاس PWRI به دو روش مجزا و دوفازی، به ترتیب با استفاده از مدل دانکن-چانگ و الگوی توسعه‌افته پرداخته شد. پس از بررسی نتایج تحلیل به دو روش اشاره شده و مقایسه آن‌ها با مقادیر اندازه‌گیری شده، دقت مناسب الگوی دوفازی توسعه‌افته تأیید گردید و نتایج زیر به دست آمد:
۱- با توجه به دقت مناسب نتایج به دست آمده از تحلیل مجزایی دیوار با مدل دانکن-چانگ، به نظر می‌رسد

دیوار در شرایطی مشابه حالت محرک قرار می‌گیرد و درنتیجه تنش‌های جانبی پشت جبهه آن کمتر از مقدار حقیقی پیش‌بینی می‌گردد.

۶- با توجه به دقت مناسب نتایج تحلیل عددی دیوار خاک مسلح به روش محیط دوفازی نسبت به مقادیر اندازه‌گیری شده، می‌توان نتیجه گرفت که استفاده از روش محیط‌های چندفازی، خصوصاً در حالت توسعه‌افته با مدل رفتاری دانکن-چانگ، پیش‌بینی‌های مناسبی از عملکرد دیوار (دست‌کم در کرنش‌های نسبتاً اندک و شرایط بدون سربار) ارائه می‌دهد.

مدل رفتاری مور-کولمب است.

۴- با توجه به انطباق مناسب جابه‌جایی‌های کلی جبهه دیوار به دست آمده از تحلیل‌های عددی و مقادیر اندازه‌گیری شده، می‌توان نتیجه گرفت که فرض پیوند کامل خاک و تسلیح‌کننده‌ها فرضی قابل قبول است و تأثیر زیادی بر مقدار جابه‌جایی‌های کلی جبهه دیوار ندارد.

۵- با فرض چسبندگی کامل عناصر فصل مشترک با محیط مجاور، علی‌رغم پیش‌بینی نزدیک به واقعیت جابه‌جایی‌های کلی جبهه دیوار، جابه‌جایی‌های نسبی (نسبت به کف) آن بیشتر از مقادیر حقیقی به دست می‌آید. به نظر می‌رسد که در این حالت،

مراجع

۱. فاخر، علی، "مهندسی پی پیشرفته"، انتشارات دانشگاه تهران، (۱۳۹۰).
۲. سیدی حسینی نیا، سید احسان، "توسعه مدل چندفازه برای تحلیل توده خاک مسلح"، رساله دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران، (۱۳۸۸).
3. de Buhan, P. and Hassen, G., "Multiphase Approach as a Generalized Homogenization Procedure for Modelling The Macroscopic Behaviour of Soils Reinforced by Linear Inclusions", *European Journal of Mechanics - A/Solids.*, Vol. 27(4), pp. 662-679, (2008).
4. de Buhan, P. and Hassen, G., "Macroscopic Yield Strength of Reinforced Soils: From Homogenization Theory to a Multiphase Approach", *Comptes Rendus Mécanique*, Vol. 338(3), pp. 132-138, (2010).
5. Sudret, B. and de Buhan, P., "Multiphase Model for Inclusion-Reinforced Geostructures: Application to Rock-Bolted Tunnels and Piled Raft Foundations", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 25(2), pp. 155-182, (2001).
6. Bennis, M. and de Buhan, P., "A Multiphase Constitutive Model of Reinforced Soils Accounting for Soil-Inclusion Interaction Behaviour", *Mathematical and Computer Modelling*, Vol. 37(5-6), pp. 469-475, (2003).
7. Thai Son, Q. and de Buhan, P., "A Multiphase Approach to The Stability Analysis of Reinforced Earth Structures Accounting for a Soil-Strip Failure Condition", *Computers and Geotechnics*, Vol. 36(3), pp. 454-462, (2009).
8. Kondner, R.L., "A Hyperbolic Stress-Strain Formulation for Sands", *Proceedings of the 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Brazil, (1963).

9. Kondner, R.L., "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 89, pp. 115-143, (1963).
10. Herrmann, L., Welch, K. and Lim, C., "Composite FEM Analysis for Layered Systems", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 110(9), pp. 1284-1302, (1984).
11. Sudret, B., "Modelisation Multiphasique des Ouvrages Renforces par Inclusions", PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), Paris, (1999).
12. Seyed Hosseini, E. and Farzaneh, O., "Development and Validation of a Two-Phase Model for Reinforced Soil by Considering Nonlinear Behavior of Matrix", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 136(6), pp. 721-735, (2010).
13. Duncan, J.M. and Chang, C.Y., "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", *Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 96, pp. 1629-1653, (1970).
14. Janbu, N., "Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests", *European Conference on Soil Mechanics & Foundations Engineering*, Wiesbaden, Germany, (1963).
15. Ling, H.I. and Liu, H., "Deformation Analysis of Reinforced Soil Retaining Walls—Simplistic Versus Sophisticated Finite Element Analyses", *Acta Geotechnica*, Vol. 4(3), pp. 203-213, (2009).
16. Tajiri, N., Sasaki, H., Nishimura, J., Ochiai, Y. and Dobashi, K., "Full-Scale Failure Experiments of Geotextile-Reinforced Soil Walls With Different Facings", *Third International Symposium on Earth Reinforcement (IS-KYUSHU 9)*, Balkema, Japan, (1996).
17. Hatami, K. and Bathurst, R.J., "Development and Verification of A Numerical Model for The Analysis of Geosynthetic Reinforced Soil Segmental Walls Under Working Stress Conditions", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 42, pp. 1066-1085, (2005).

It is worth mentioning that all the numerical analyses were performed with the hypothesis of perfect bonding between phases, i.e. the identical displacement field of matrix and reinforcement phases. Also, all interface elements were assumed to be glued to the surrounding media.

4- Concluding Remarks

Combining all the numerical results and the comparisons made with measured data obtained from the monitored full-scale reinforced soil wall, the suitable accuracy of the developed two-phase model has been confirmed. The following conclusions can be made:

1. Given the suitable accuracy of the direct simulation of the wall using Duncan-Chang constitutive model, it can be stated that the model, presents proper simulations of the reinforced soil wall in case of direct simulation despite its simplicity.
2. Considering the similarities between the results of direct and homogeneous (two-phase) numerical simulations, it can be concluded that the results of two-phase numerical simulation of reinforced soil wall are similar to those of direct simulations. Thus, the analysis method (homogeneous or direct) is almost ineffective on the wall's simulated behavior.
3. In the two-phase simulation of the wall, the constitutive model related to the matrix phase (the soil part of the composite media) has a considerable effect on the results. The use of Duncan-Chang constitutive model for the matrix phase leads to better simulation of the wall behavior than using the Mohr-Coulomb criteria.
4. Since the overall displacements of the wall face that came out of the numerical results is in accordance with the real measured values, it can be argued that the perfect bonding assumption is acceptable and does not have much impact on the movement of the wall face. However, relative displacements of the wall face from the bottom of the wall is overestimated due to the assumption that all interface elements in numerical models were glued to the surrounding media. In this case, the behavior of the wall backfill is similar to the active state, and as a result, the horizontal stress behind the wall face is considerably underestimated.

Given the suitable accuracy of the results of the developed two-phase model, it can be concluded that the two-phase analysis approach developed with Duncan-Chang constitutive model is a useful tool to efficiently model reinforced soil walls, offering

suitable predictions of the wall behavior especially at no surcharge condition and low-strain levels.

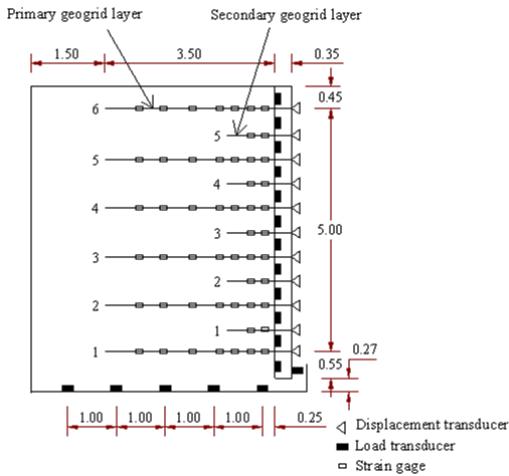


Figure 1. PWRI wall and instrumentation

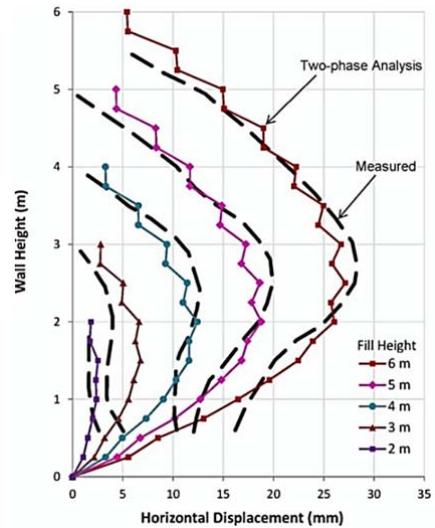


Figure 2. Comparison of measured versus simulated deformations of wall using two-phase approach

Numerical Modeling of Reinforced Soil Walls Using Multiphase Approach and Hyperbolic Constitutive Model

S. Honari¹ E. S. Hosseiniinia²

1- Introduction

The increasing importance and vast use of reinforced soils demand more precise simulation of their behavior. The distinct nature of composing elements of reinforced soil with different mechanical behaviors might make the numerical simulation too complex. To overcome the issue, “homogenization methods” is introduced enabling us to analyze the behavior of the media as one homogenous composite material. These methods are in contrast to the “direct” or “distinct” methods that try to model all the elements comprising the reinforced media separately. While direct simulations in reinforced media are complex and demanding, using homogenization methods leads to fewer model elements and prevents the model from numerical instability caused by stress/strain concentrations. Thus, these methods provide simpler and faster numerical modeling for reinforced media with repeated layers of reinforcing elements in a periodic manner.

2- Literature Review

The “Multiphase approach” is considered as a new framework in homogenization methods, comprising of the assumption that the composite medium is made by the superposition of continuous individual media called phases. Each point of the geometry in a multiphase material is comprised of “matrix” phase (representative of the element which covers most of the space, e.g. soil) and “reinforcement” phase (representative of reinforcement inclusions) with their own kinematics.

So far, in most studies that have been conducted on the multiphase approach, the behavior of both the soil and the reinforcement inclusions is considered as linear elastic-perfectly plastic. Although this simplified behavior model might be a good assumption for inclusions behavior, it cannot simulate the soil behavior well enough. Therefore, more advanced constitutive models are needed to model the nonlinear behavior of soil in reinforced media. In this theoretical and analytical study, the hyperbolic constitutive model also known as Duncan-Chang model is implemented in the

multiphase model to simulate soil behavior. The Duncan-Chang constitutive model is an elastic model providing a suitable estimation of the non-linear behavior of soils especially at low-stress levels using mathematical equations.

The aim of this article is to investigate the implementation of the hyperbolic constitutive model into the multiphase approach formulations and to assess the resulting developed model. The behavior of a monitored full-scale reinforced soil wall was simulated using the developed two-phase model in order to evaluate the accuracy and performance of the model. In this study, the inclusions of the reinforced soil wall are considered as tensile planar (two-dimensional) elements behaving as linear elastic-perfectly plastic materials. The wall was constructed and instrumented by the Public Works Research Institute (PWRI) in Tsukuba, Japan. It was constructed directly on a concrete floor inside a test pit with the height of 6 m. The wall was constructed using six primary and five secondary geosynthetic layers, each 3.5 and 1.0 m long. The geosynthetic layers were bolted to the modular concrete blocks using the nuts and metal frame. The wall face consisted of a total of 12 concrete blocks with 50 cm high and 30 cm wide, except for the top and bottom blocks which were 45 and 55 cm high. The horizontal displacement of the wall face, the elongation of geogrid layers, the lateral stress behind the wall as well as the vertical stress at the bottom of the wall were all measured. The backfill used was a silty sand, reinforced with polyethylene (HDPE) geogrid layers. It is also worth noting that the reinforced soil wall was studied under its own weight and no surcharge was applied on the backfill surface of the wall.

3- Methodology

The wall was numerically modeled using FLAC 2D. The wall was analyzed incrementally in 0.5m steps (consisting 12 steps), and its behavior was investigated in each step accordingly. In each step, the numerical results were compared with each other after performing a direct numerical modeling using Duncan-Chang model as well as a two-phase modeling using the developed model. Then, the results were also compared with the measured data in terms of face horizontal displacement, normal stress on the concrete platform (under the reinforced soil walls), horizontal stress behind the wall face and axial force in primary geogrids. Finally, to investigate the effect of the constitutive model on the predicted behavior of reinforced soil wall, numerical results were compared with the ones reported by Seyed Hosseiniinia who analyzed the same wall using the two-phase model developed with linear elastic-perfectly plastic Mohr-Coulomb constitutive model.

¹*Corresponding Author, M.Sc Student, Civil Engineering Department, Ferdowsi University of Mashhad
Email Address: siavash.honari@yahoo.com

²Assistant Professor, Civil Engineering Department, Ferdowsi University of Mashhad

"Ga-L*D*" or "Al-L*D*". "Ga" and "Al" to indicate that the substances of the pile is galvanized or aluminum, respectively. The letters "L" and "D" represent the embedment length (cm) and outer diameter (mm) of the pile, respectively. For example "Ga-L40D27" indicates that the pile is galvanized with 40 cm embedment length and outer diameter of 27 mm.

3-Test Result

The static lateral load was applied to different embedded length piles in soil with density of 13.8 and 15 kN/m^3 . During the test, the applied load and the horizontal displacement of the pile on the surface and in the depth of the soil were measured.

For example, the experimental test results of one pile (Ga-L80D27) are shown in Figures 1 to 3. Figure 3 shows the experimental result of galvanized pile with a diameter of 27 mm subjected to lateral loading in the soil with a density of 15 kN/m^3 that is compared with the modulus of subgrade reaction and elastic approach. In Figure 2, the experimental test results of pile are compared with the ultimate modulus of horizontal subgrade reaction (K_{hmax}). Four stages of the load are displayed in Figure 3 where the behavior of a long pile under lateral load is shown.

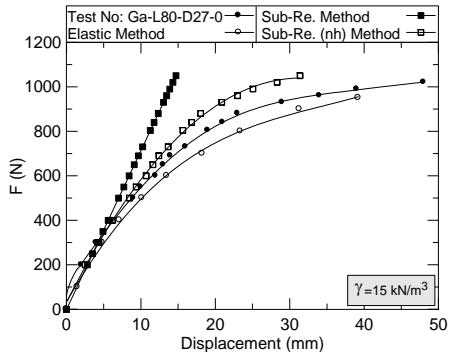


Fig.1 Comparison of experimental curve with the modulus of subgrade reaction and elastic approach

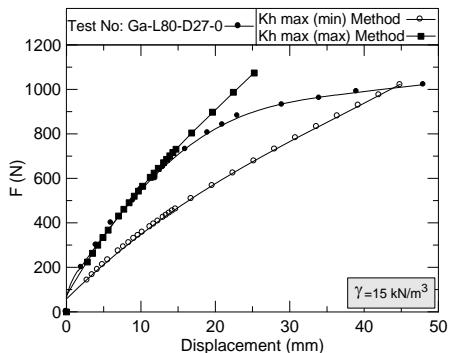


Fig.2 Comparison of the experimental curve with ultimate modulus of horizontal subgrade reaction (K_{hmax})

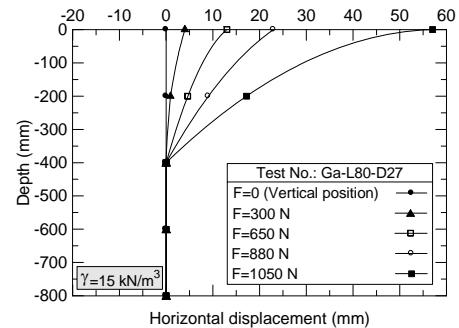


Fig.3 The horizontal displacement of the pile at different depths

4-Conclusions

In general the test results and comparisons show the following:

- The ultimate modulus of horizontal subgrade reaction is better than other theories for determine the bearing capacity of long piles
- Increasing the diameter of a long pile causes an increase in lateral load capacity
- Increasing the length of a long pile until it reaches a fixed length does not have any effect on the load-bearing capacity.
- In general, joint point in long pile with increasing stiffness of pile will be far from the soil's surface.

Evaluation of Long Piles Horizontal Displacement Subjected to Lateral Loading in Sandy Soil

J. Keshavarz¹ Jafar Bolouri Bazaz²

1-Introduction

Almost all types of piles are subjected to lateral loads. In many cases, however, the applied lateral loads are comparable with gravity loads. Piles which are subject to lateral load are usually divided into two categories: long piles and short piles. The behavior of both short rigid piles and long flexible piles is based on the relative stiffness of the soil-pile system. The general methods to estimate lateral bearing capacity of piles are based on ultimate bearing capacity and allowable horizontal displacement for short and long piles, respectively.

Free-head short piles under lateral loading act as a rigid body and they are expected to rotate around a center of rotation while fixed-head piles move laterally in translation mode. Free and fixed-head long piles under lateral load form one or two joints, respectively and rotate from the joint point.

Several theoretical methods, including Hansen, Broms, Petrasovits, Meyerhof, Prasad and Chari, modulus of subgrade reaction, elastic approach and ultimate modulus of horizontal subgrade reaction (K_{hmax}) have been proposed to predict lateral bearing capacity of piles in cohesionless soils.

2-The Aim of the Study

There exist many theories to estimate ultimate bearing capacity of piles subject to lateral loads which have been proposed by various researchers. It is difficult for engineers to choose a suitable method due to the complexity of these theories. Experimental and theoretical efforts have been made to clarify the precision of these theories. In the present research study, laboratory tests have been conducted to evaluate the behavior of long piles under lateral loads. Also the point of bending, force-displacement phenomena and the effect of parameters such as soil bulk density, length and diameter of piles been have been investigated.

3-Equipment and Material Testing

To carry out an experimental study of the behavior of piles under lateral load, it is required to develop a set of devices such as to be able to apply horizontal force and also measure horizontal displacement of

the pile at the soil surface and at different depths of the pile. For this purpose, an experimental apparatus was designed. The following sections describe the details of the apparatus, materials and equipment used in this research study.

A. Soil

Standard Firuzkooh sand with a specific gravity of 2.66

was used for the present investigation. The friction angle of sand, determined in a Direct Shear device, was 33° and 41.5° for loose ($\gamma = 13.8 \text{ kN/m}^3$) and medium dense ($\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$) states, respectively

B. Pile

Galvanized and aluminum pipes were used as pile for the experimental tests. The embedded lengths of piles were 400, 600 and 800 mm. The outside diameters of the pipes were 21.7, 22, 24.8 and 27 mm, while their wall thicknesses were 1.4, 1.9 and 2.4 mm. Tensile tests were performed on these pipes and the results are shown in Table 1.

Table 1. CHARACTERISTICS OF PILES

No.	weight (kg/m)	Outside diameter (mm)	Wall thickness (mm)	Young's modulus (GPa)
1	1.00	21.7	2.4	196
2	1.31	27	2.4	196
3	0.25	22	1.9	68
4	0.36	24.8	1.4	68

C. Experimental Setup

When a pile is subjected to lateral loads, the lateral stress is distributed in the soil behind of the pile. The diameter and depth of the soil reservoir must be large enough to allow soil pressure to be freely distributed. If the diameter of the soil reservoir is 10 times that of the pile in the direction of lateral loading, this condition will be satisfied. Hence, the tests were conducted in a test tank having a diameter and height of 700 mm and 1000 mm, respectively. For measuring the horizontal displacement of the pile at various depths, small holes were made on the wall of the tank at intervals of 200 mm in the direction and opposite direction of.

The static lateral load was applied by means of dead weights placed on a hanger connected to a flexible steel wire, strung over a pulley supported by a frame. Before filling the reservoir with sand, thin wires were attached to the pile at regular intervals to measure the horizontal displacement in depth. The pile was then placed inside the tank. The reservoir was filled by slow raining of sand through air and was then compacted at 15 cm layer to get a uniform density. During the horizontal load application to the pile at the top surface of the sand, an LVDT was used to measure the horizontal movement of the pile. Each test is specified with a unique code such as

¹*Corresponding Author, M.Sc Student, Civil Engineering Department, Ferdowsi University of Mashhad
Email Address: keshavarz@yahoo.com

² Associate Professor, Civil Engineering Department, Ferdowsi University of Mashhad

3-Test Result

A. The influence of the mid-layer

According to the results obtained as shown in Table 4, in samples in which galvanized sheets are used as the mid-layer, the load and final deformation as well as energy absorption increase more than samples without galvanized sheets. Samples of group one that are used for evaluating the performance of galvanized sheets, indicate a 12% increase for load and 79% for energy absorption than samples without the mid-layer. In addition, the final strain of this sample also shows a significant increase. Overall, the influence of the galvanized sheet with primer on load is 9% to 24 % for different reinforcing methods. The samples with galvanized sheets also indicate an increase of 53-226% in their rate of energy absorption. In order to be sure about the discontinuity between the FRP and the galvanized sheet as well as non-confining columns by the mid-layer, a plastic thin layer being 0.02 mm thick has been used in C4*-S.P-50.I, which is located between the FRP and the galvanized sheet. This thin layer dismisses any adhesion between the FRP and the galvanized sheet. Comparing the load-bearing capacity of C4*-S.P-50.I and C2-S.P-50.I columns in Table 4 shows that these samples are similar in strength, even though energy absorption of C4*-S.P-50.I is more than C2-S.P-50.I owing to greater decrease of shear stresses transferring to the reinforcing sheet. In other words, it seems that the methods which minimize the reduction of transferring stresses from the concrete to reinforcing confining sheets have more influence on increase of ductility. It must be noted that suitable confinement entails no free distance between concrete and the confining agent. Since the dilatation in compressive samples is usually about 80% of the final load, it seems that the performance of primer as a filling material is limited to this region. Before dilatation, a filling material in free distance between concrete and mid-layer sheet can transfer low radial stresses created in the loading sample, to the reinforcing sheet as a cylinder stress. Considering the lack of any structural role of the primer when increasing the load-bearing capacity, it can be stated that the effect of the primer is just filling the free distance between the mid-layer and the concrete. Hence, when there is no free space, the primer does not play any role to improve the column's behavioral performance. On the other hand, the presence of a free space can lead to weak performance of the reinforcing sheet. Since it is impossible to predict the presence or absence of this free space between the mid-layer and the concrete when reinforcing the practical columns, it seems that it is necessary to make use of the primer under the mid-layer as a filling material in all modes in order to make sure of the validity of reinforcing

system's performance as well as decreasing the level of risk level.

B. The influence of reinforcing strip width

In order to investigate the effect of the strip's width, one can refer to groups two and four for samples, reinforced with carbon fibers, along with groups five and seven for those reinforced with glass fibers in Table 4. In groups two and five the width of the reinforcing strips are 50 mm, while in groups four and seven similar FRPs, 25 mm wide strips have been used. As it can be seen in this Table, the rate of increased strength in confined columns with 50 mm one-layer strips are 44% for C2-S.P-50.I, whereas for confined strip with 25 mm one-layer strips this rate is 52% for sample C4-S.P-25. Therefore, the performance of galvanized sheet in samples with lower sheet widths can somehow justify that more strips with lower widths cause more monotonous energy distribution in the whole column's height, causing a better confining situation due to their better extensiveness. Also, lower sheet width provides an opportunity for central regions of the column (strips rupture zone) to undergo greater confinement, leading to more load-bearing capacity. For bilayer samples, by comparing the C4-S.P-25.II and C3-S.P-50.II columns, it can be observed that the strip's width has no significant influence on energy absorption and strength. Therefore, it could be claimed that in order to achieve more monotonous energy distribution in their height, columns with higher confinement (bilayer) need strips with a width below 25 mm because of their axial rigidity

4- Conclusions

The most important results achieved from experiments on samples are the following:

- Using galvanized sheet as the mid-layer inhibits stress concentration transfer as well as multi-axial stress to reinforcement sheet. This will increase the maximum load by 16% and energy absorption by 53% in the samples reinforced with carbon fiber.
- Using a mid-layer changes the columns' behavior from strain-softening to strain-hardening. In fact, when we use this innovative technique, it can be said that the weak confinement of the column changes into effective confinement.
- The presence of a free distance between the concrete and mid-layer affects the mid-layer's performance significantly.
- Reducing the width of the reinforcing strips from 50 mm to 25 mm, leads to an 8% increase in maximum load-bearing as well as 140% energy absorption in samples reinforced with carbon fiber due to more monotonous energy distribution in column's height.

Investigation of Mid-Layer Effects on Reinforced-Concrete Column Confinements Strengthened with Composite (CFRP) Sheets

H. Karimzadeh^{1*} M. R. Eftekhar²

1-Introduction

Nowadays, the use of Polymer Composite Material (FRP) has extended widely as a reinforcing material to repair and strengthen important elements of concrete structures, especially columns. Despite extensive research on increasing the rate of ductility and strength of concrete columns confined with FRP composites, there are scarce comprehensive studies concerning the failure strain of wrapping sheets. Some experimental studies showed that FRP failure strain, achieved in standard experiments of determining strain in flat sample was unattainable and the failure strain of wrapping strengthened plates would be less than the above-mentioned amount at column failure. Therefore, most tensile capacity of the composite would remain useless.

2-The Aim of the Study

In the present study, we try to prevent stress concentration's transfer due to concrete cracking in reinforcing sheet as much as possible by placing a mid-layer between the concrete surface and the FRP sheet. This is done in order to increase load-bearing capacity, improve ductility behavior of cylindrical columns, and make optimal use of FRP's tensile capacity. The material used for the mid-layer is a thin galvanized sheet layer cut approximately equal in size to the sheets and located under the reinforcing sheet. The presence of this layer causes the cracks due to concrete failure to be absorbed by the additional mid-layer instead of FRP jacket. In addition, this mid-layer inhibits the adherence of the jacket to the concrete which in turn causes the reduction of shear force transfer from the concrete to the jacket (leading to the creation of biaxial stress in the jacket as well as the reduction of its performance compared with a flat sample).

3-Equipment and Material Testing

In this paper, 14 RC columns with circular sections that are 150 mm in diameter and 500 mm in height, are created and used in experiments. In order to reinforce the columns internally, six longitude reinforcements of 8 mm diameter ($=\rho 1.7\%$) and six simple stirrups that are 6 mm in diameter have been used in column length with distances of 85 mm. All the specimens have been removed from the mold a day after casting and cured

in water bath up to 28 days under standard conditions. After the curing stage, the probable anlagen are removed from the samples by a grinder since the concrete sap permeates through the cracks of the cast. The dusts produced in the holes are then removed by an air compressor. After that, the area for locating FRP strips on the samples' height is marked and finally, the end surfaces of the samples are capped to prevent the exertion of external loads from the center.

The strength of the experimented columns for each group is obtained from the mean of final strength of four standard cylindrical samples that are 150 mm in diameter and 300 mm in height. This is done based on the obtained mixture plan 28 Mpa. The cement that is used in the mixture is Portland cement Type 1 and the maximum aggregate size is 12 mm. Commercial Carbon fibers called Sika Wrap Hex 230C have been used to reinforce the samples externally. The features of these carbon fibers are presented in Table 3. In addition, the resin used is called Sika Dur-330. Its mechanical features are included in Table 2.

By means of displacement control method, samples undergo axial pressures via a hydraulic press device with 200 KN capacity and loading rate of 1 mm/min. Once the maximum load-bearing capacity is obtained, the samples' loading continues to reach 50% of the maximum load in the softening region. Results of the load and lateral and axial displacements in corresponding loading points have been registered by a data logger device. To achieve the axial displacement based on Figure 3-a, two LVDTs have been used and installed in the middle and the two sides of the samples in a distance of 240 mm. The average results obtained from these two LVDTs have been used in order to calculate the axial strain. Furthermore, a horizontal LVDT has been used in the middle of the samples to obtain lateral strains of the samples as illustrated by Figure 3-b. The accuracy of the displacement recording equipment used is 0.005 mm and their maximum measurable displacement is 25mm.

Table 1. Steel Properties

Steel	Yield Strength (MPa)	Ultimate Strength (MPa)
#6	354	398
#8	550	775

Table 2. Resin Properties

Resin	Tensile Strength (MPa)	Elastic Modulus (GPa)	Ultimate Tensile Strain (%)
Sikadur-330	30	4.5	0.9

Table 3. Fiber Properties

Fiber	Tensile Strength (MPa)	Elastic Modulus (GPa)	Ultimate Tensile Strain (%)	Thickness (mm)
Sika Wrap-230 C	4300	238	1.8	0.131

^{1*} Corresponding Author, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Isfahan Univ. of Technology; E-mail Address: a.karimizadeh@cv.iut.ac.ir

² Assistant Prof, Dept. of Civil Engineering, Isfahan Univ. of Technology; E-mail: eft@cc.iut.ac.ir

ordinary domes have an indistinctive situation. They have close failure load for spans of 12 m and 15 m, whereas the failure load of the ordinary ones is considerably more than that of the drop one.

Similar diagrams for load applied to the one-third of the dome's height have been shown in Fig. 4. The value of failure load for the raised four-centred dome is larger than that of drop and ordinary domes, which is contrary to the load applied to the two-thirds height case. The minimum failure load belongs to the drop type.

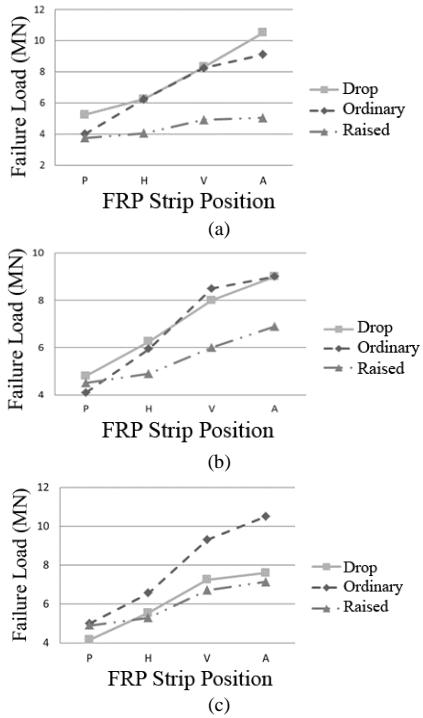


Fig. 3 Diagrams of the variations of the failure load against FRP strip pattern for loads applied to the two-thirds of a four-centred dome height for spans of: a) 12m, b) 15 m, c) 18 m

5- Conclusions

1. The use of FRP strips increases the failure load of the dome. The failure load increases by decreasing the distance between the FRP strip and the steel plate under the concentrated load. The best dimensions for FRP strips is a width equal to the steel plate width and a length three times the steel plate length.

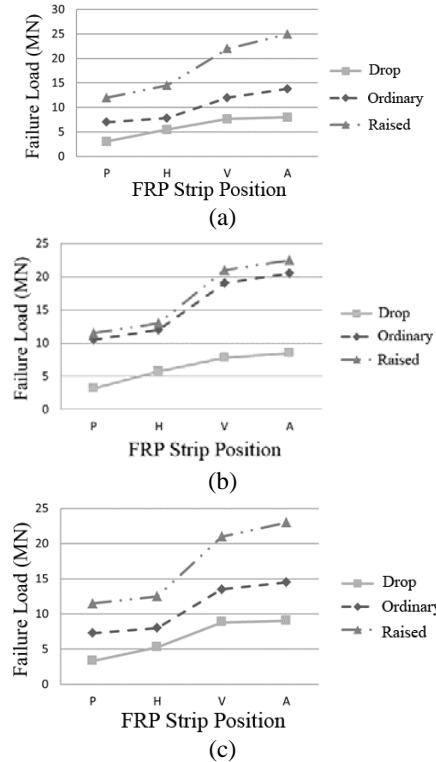


Fig. 4 Diagrams of the variations of failure load against FRP strip pattern for load applied to the one-third of the four-centred dome height for spans of: a) 12m, b) 15 m, c) 18 m

2. The best pattern of the FRP strip is when it is all around the steel plate without a distance. In most cases, the failure load for horizontal FRP strips is more than that of the vertical ones.

3. In semi-circular and drop four-centred domes the failure load increases with the decrease of the span. For other domes, there is no distinctive rules. When the load is applied to the two-thirds of the dome's height and FRP strip is all around the steel plate, the maximum and minimum failure loads belong to a semi-circular dome of 12 m span (12.5 MN) and a drop pointed dome of 18 m span (2.35 MN), respectively. These values, when the load is applied to the one-third of the dome's height, belong to a raised pointed dome of 12 m span (27.5 MN) and a semi-circular dome of 18 m span (5.4 MN), respectively.

4. When applied to the one-third of the dome's height, the failure load in all domes except semi-circular and drop four-centred domes is larger than when the load is applied to the two-thirds of the dome's height.

Parametric Study of Failure Load of Persian Brick Masonry Domes Stiffened by FRP Strips under Concentrated Monotonic Loads

M. Hejazi^{1*} Mehrdad Ghamari²
Hamid Beheshti³

1-Introduction

Architecture in Iran has a history of thousands of years. The dome is an element of Persian architecture that is important from the viewpoint of its structural performance. Persian domes have various shapes and are built in different buildings such as palaces, mosques and bazaars. Despite the importance of the dome, adequate studies about the structural behavior of Persian domes have not been done to date.

2- Methodology

In this research study, three types of semi-circular, four-centred and pointed domes have been studied in order to investigate the structural behaviour of Persian brick masonry domes. For four-centred and pointed domes, the three types of drop, ordinary and raised domes have been considered (Fig. 1). The dimensional characteristics of the studied domes including the span and thickness at the base have been selected based on the dimensions of existing domes in Iran. The spans are 12 m, 15 m and 18 m. In order to determine the thickness at the apex, the optimum apex thickness to base thickness ratios reported in the literature has been used. Domes have been subjected to monotonic concentrated loads up to local failure. Vulnerable zones have been stiffened by FRP strips and the stiffened domes have been again subjected to monotonic loads. FRP strips with different dimensions and patterns have been studied. The location of FRP strips has been once at the one-third and once at the two-third of the dome's height. The value of failure load, the effect of dimensions and patters of FRP strips, and the effect of the shape and span of the dome on the failure load have been studied. The Willam-Warnke failure criterion and the Tsai-Wu stress theory have been used for brick masonry and FRP, respectively. The non-linear three-dimensional finite

element method using the ANSYS code has been used.

For patterns, FRP strips have been categorised into three groups of FRP strips: 1) at the bottom and top of the steel plate (horizontally), 2) at the left and right of the steel plate (vertically), and 3) all around the steel plate. In Fig. 2 only the first group is shown.

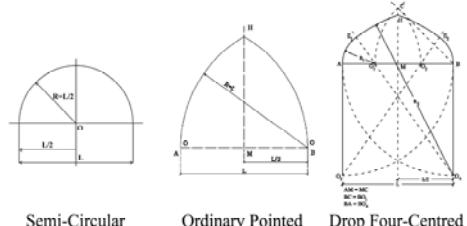
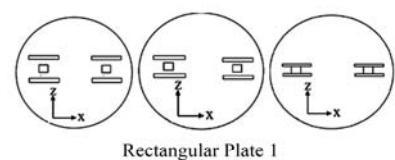
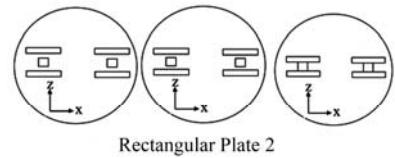


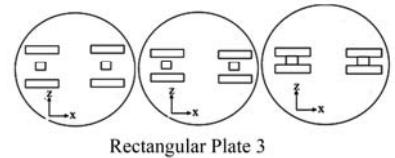
Fig. 1 Sections of three types of studied domes



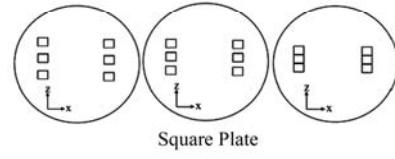
Rectangular Plate 1



Rectangular Plate 2



Rectangular Plate 3



Square Plate

Fig. 2 Top view of the first pattern of FRP strips at the bottom and top of the steel plate with a distance of : a) 0 cm, b) 10 cm, c) 20 cm from the steel plate

3- Finite Element Analysis

Because of the vast application of four-centred domes in Persian architecture, the diagrams of the variations of the failure load against FRP strip pattern for three types of drop, ordinary and raised domes for load applied to the two-third of the dome's height have been depicted in Fig. 3. P, H, V and A stand for without FRP strips, with horizontal, vertical and all around FRP strips, respectively. The value of the failure load for a raised four-centred dome is less than that of a drop or an ordinary one. The drop and

^{1*}Corresponding Author, Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Isfahan, Isfahan, Iran.

Email Address : m.hejazi@eng.ui.ac.ir

² M.Sc. Student, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Isfahan, Isfahan, Iran.

³ Associate Professor, Department of Mechanical Engineering, Faculty of Engineering, University of Isfahan, Isfahan, Iran

The possibility of exceeding CP level is almost zero for these frames. This is due to the low height and low story drifts of these frames. Also, by increasing span width and gravity loads of these frames, probability of damage increases. But the performance of these frames against increasing seismic design loads is vice versa.

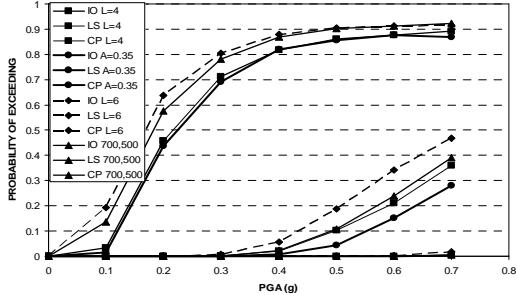


Fig 1. Fragility curves of 3 story frames

Fig 2 shows the effect of increasing the number of stories on the damage probability of the frames. It can be seen that the performance of taller frames are worse than shorter ones. It can be concluded that more attention should be paid to vulnerability of taller frames.

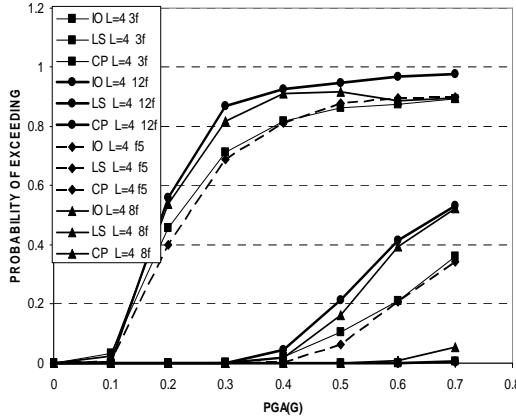


Fig 2. Fragility curves of frames with different stories

Fig 3 shows interstory drift ratios of 5 story frame at different IMs. In this frame, lateral displacements of the third and fourth floors at lower intensity are larger than other floors. By increasing the intensity of the earthquakes, interstory drift ratios of the mentioned floors increase, drastically.

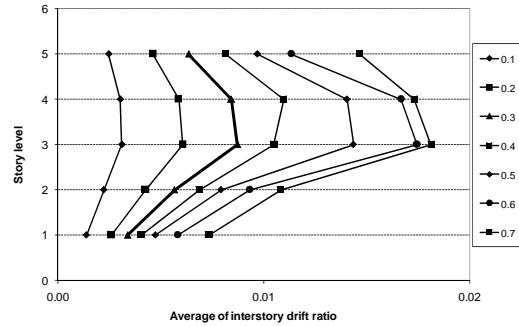


Fig 3. Interstory drift ratios of 5 story frame at different IMs

5- Conclusions

Based on the incremental dynamic analyses of the frames, the following conclusions are drawn:

1. By increasing the number of stories of the frames, probability of the frames damage increases. The worst case is for the 12 - story frame.
2. Moment resisting frames designed based on the tenth code of the Iranian national building regulations are more reliable for buildings having 8 stories and less.
3. Frame designed based on LS performance level advised for design base earthquake of 2800 standard would also be appropriate for other performance levels recommended by seismic codes.
4. PGA is not always a good IM because it is not related to the structural response.

Study of the Seismic Vulnerability of Steel Moment-Resisting Frames Designed Based on the Tenth Code of the Iranian National Building Regulations Using Fragility Curves

H. Tajmir Riahi^{1*} S. M. Omizadeh²

1-Introduction

Severe earthquakes occurred in recent years have caused intensive financial loss for government and people. Therefore, lots of researches are needed in the field of earthquake engineering to reduce the risk of seismic hazards. So far, on the acceptable level of seismic risk, no comprehensive study has been done in Iran and this is a challenge and a prerequisite for the study of vulnerability.

Seismic fragility curves are the essential tools for vulnerability assessment of the structural damages and can correlate probability of damage with different intensity measures of probable earthquakes. These curves can be used as indices for comparison of different structural systems performance and also can show the increase or decrease of the probability of damage to structures excited by earthquakes. Also, priority of structures for retrofitting actions can be managed by these curves.

Until now, a comprehensive study on seismic risk assessment of steel frames designed based on Iranian codes has not been done. In this study, the seismic performance of steel moment-resisting frames designed based on the tenth code of the Iranian national building regulations is investigated.

2- Modeling of the structures

Design and modeling of the frames should cover all possible cases of the structures. Therefore, in this study frames with 3, 5, 8 and 12 stories are designed based on the third edition of 2800 standard, the sixth and the tenth code of the Iranian national building regulations. Story height is 3.2 meters and the number of spans are 3 for each frame.

In order to consider the different levels of seismicity in the design of frames, moderate seismicity ($A=0.25$) and high seismicity ($A=0.35$) are used. Also, in order to determine the effects of span dimension, frames are designed based on 4 and 6 meters spans. Gravity loads of the frames can also be different. Therefore, two cases for gravity loads are considered: moderate and severe. For moderate gravity load, dead load and live load are 500 and 200 kg per square meter, respectively

and for severe gravity load, these two are respectively 700 and 500 kg per square meter. Therefore, 16 models are used for incremental dynamic analysis of the frames and generating fragility curves. In this study, the frame with 4 meters span which designed for moderate gravity and seismic loads is considered as the basis model.

Incremental dynamic analyses are done for each frame modeled nonlinearly by Perform 3D software. For nonlinear time history analyses, 14 accelerograms are used (Table 1).

Table 1. Ground motions used in this study

Date	Earthquake Name	Magnitude (Ms)	PGA (cm/s ²)
06/28/92	Landers	7.5	167.8
10/17/89	Loma Prieta	7.1	494.5
10/17/89	Loma Prieta	7.1	349.1
10/17/89	Loma Prieta	7.1	433.1
10/17/89	Loma Prieta	7.1	239.4
04/24/84	Morgan Hill	6.1	280.4
01/17/94	Northridge	6.8	504.2
10/15/79	Imperial Valley	6.8	200.2
02/09/71	San Fernando	6.5	107.9
10/17/89	Loma Prieta	7.1	153.0
10/17/89	Loma Prieta	7.1	166.9
04/24/84	Morgan Hill	6.1	95.0
07/08/86	Palmsprings	6	129.0
01/17/94	Northridge	6.8	84.9

3- Generating fragility curves

Fragility curves are generated based on damage probability of engineering demand parameters. Usually a proper probability distribution function such as normal distribution is used for this purpose. Equation 1 is used for generating fragility curves in this study.

$$\text{Fragility} = P[EDP > AC | IM] \quad (1)$$

In the above equation, EDP is engineering demand parameter which is interstory drift ratio in this study, IM is intensity measure which is peak ground acceleration (PGA) in this study and AC is the acceptable limit for EDP. ACs are considered to be 0.007, 0.025 and 0.05 for Immediate occupancy (IO), Life safety (LS) and Collapse Prevention (CP) performance levels, respectively.

Assuming a normal distribution for fragility curves, Equation 2 can be derived:

$$\begin{aligned} \text{Fragility} &= 1 - P[EDP < AC | IM] \\ &= 1 - \phi\left(\frac{AC - \mu}{\sigma}\right) \end{aligned} \quad (2)$$

In this equation, μ and σ are average and standard deviation of EDP and ϕ stands for normal distribution.

4- Comparison of fragility curves

Fig 1 shows fragility curves of the 3 - story frames.

¹*Corresponding Author, Assistant professor, Department of Civil and Transportation Engineering, University of Isfahan

Email Address : tajmir@eng.ui.ac.ir

² M.S. c. Department of Civil and Transportation Engineering, University of Isfahan

completely dissipate the excess pore water pressure at the particular stress level, and the void ratio (e_{EOP}) at the end of primary consolidation.

Test results indicated that with increasing the stress level, Samples became denser and smaller, and so the soil structures become stable and creep rate decreases. The values of C_a in the overloaded-unloaded and single stage tests are approximately equal, but the required time for a specific porous in the overloaded-unloaded test is lower than that single-stage tests, and this test accelerates the creep.

Investigation of Creep Behavior of the Clay Soil in the Laboratory Condition

A. Negahdar^{1*} Sh. Yadegari²
S. Houshmandi³

1- Introduction

Clay particles are characterized by the fine particle sizes, less than 2 μm and having negative charges on their surfaces. Due to this nature of clay particles, they are susceptible to physical, mechanical and physico-chemical processes. In dry condition, clay particles adsorb cations and keep them with the help of negatively charged clay surfaces. When clay is exposed to water, the cations diffuse away to balance the concentration through the system (Mitchell and Soga, 2005). The negatively charged clay surfaces and the distributed charges in the adjacent phase are called as diffuse double layer (DDL).

The history of the creep behavior of clay soil extends back to the nineteenth century. The investigations into secondary compression were published about a decade after Terzaghi consolidation theory (Terzaghi, 1925) which described the compression of clay due to dissipation of pore water pressure. Laboratory tests reported on the effect of time on compressibility of clays were indicated by Buisman (1936) and Taylor (1942). The mechanisms involved during the creep behavior of clay due to the sliding of clay particles at particle contacts, deformation of clay particle itself and compression of pores are discussed by several researches. When soil is subjected to a load, effective stress increases with time as a result of dissipation of induced excess pore water pressure, which is known as primary consolidation. Significant amount of settlement occurs during primary consolidation. After the complete dissipation of the excess pore water pressure, if the load is continuously maintained on the soil, deformation can be observed over a long period of time, which is known as the secondary compression or creep. Secondary compression is represented by an index called the coefficient of secondary compression (C_a). Fig 1 shows a typical

void ratio-log time relation of saturated soil in the 1D compression test at a sustained total stress. This Figure clearly shows elastic, primary consolidation and secondary compression regions.

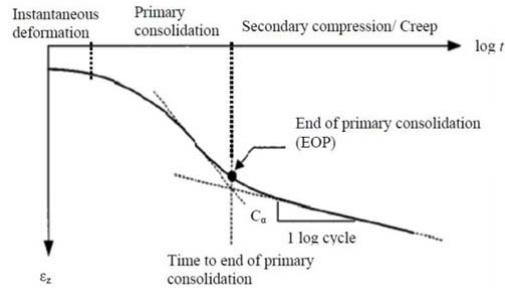


Fig 1. Typical void Ratio-Log Time Relation of Saturated Soil in the 1D Compression Test.

2- Test program

Creep tests are performed on samples in three states as follows: in single stage test, soil sample is loaded to specified stress level and is allowed to creep at this stress level. In stepwise test, the soil sample is loaded at different stress levels and then is allowed to creep. In overloaded-unloaded test, soil sample is loaded to $\sigma_{overload}$, and after the end of primary consolidation, the sample is unloaded to σ_{creep} and is allowed to creep at the same stress level (σ_{creep}).

Single stage tests at the stresses of 200 and 500kPa are carried out on the dried in air and water-saturated clay samples. Stepwise compression creep tests are carried out on dry and water-saturated clay samples, and samples are subjected to stepwise loads at different σ_{creep} of 50, 200, 500 and 800kPa.

Overloaded-unloaded compression creep tests are carried out on water-saturated clay samples to understand the effect of stress history on creep behavior of the clay. The samples are overloaded to 225, and 525kPa, respectively. Then, they are allowed to complete primary consolidation. Immediately after the end of primary consolidation, the samples are unloaded to σ_{creep} of 200 and 500kPa respectively and are allowed to creep. After the creep stage, the samples are again overloaded to 250 and 550kPa, respectively and after the end of primary consolidation at these stress levels, the samples are unloaded to σ_{creep} of 200 and 500 kPa, respectively.

3- Results and Conclusion

In this study, the creep behavior of clay soil is explained and analyzed using the coefficient of secondary compression. Casagrande curve fitting method is used to determine the time (t_{100}) taken to

¹*Corresponding Author, Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Mohaghegh Ardebili.
Email: A_negahdar@yahoo.com

² MS.c. University of Mohaghegh Ardebili.

³ Ph. D Student University of Mohaghegh Ardebili

CONTENTS

Investigation of Creep Behavior of the Clay Soil in the Laboratory Condition	A. Negahdar - Sh. Yadegari S. Houshmandi	1
Study of the Seismic Vulnerability of Steel Moment-Resisting Frames Designed Based on the Tenth Code of the Iranian National Building Regulations Using Fragility Curves	H. Tajmir Riahi - M. Omizadeh	13
Parametric Study of Failure Load of Persian Brick Masonry Domes Stiffened by FRP Strips under Concentrated Monotonic Loads	M.Hejazi - M.Ghamari - H.Beheshti	29
Intermediate Layer Effects in Performance of FRP-Confined RC Columns	H. Karimizadeh - M. R. Eftekhar	49
Evaluation of Horizontal Displacement of Long Piles Subject to Lateral Loading in Sandy Soil	J .Keshavarz - J .Bolouri Bazaz	65
Numerical Modeling of Reinforced Soil Walls Using Multiphase Approach and Hyperbolic Constitutive Model	S. Honari - S. E. Seyedi Hosseiniinia	81

Editorial

The Engineering Journal of the Ferdowsi University of Mashhad was founded in 1989 to publish technical engineering papers in Farsi. Approved by the Ministry of Higher Education of Iran in 2009, the Engineering Journal now publishes papers in five engineering disciplines, namely: Ferdowsi Civil Engineering, Journal of Applied and Computational Sciences in Mechanics, Journal of Metallurgical and Materials Engineering, Journal of Separation and Transport Phenomena and Journal of Electrical Systems and Signals. Since then, Ferdowsi Civil Engineering has been published twice a year in one volume. Due to increased paper submissions, the editorial board of the journal has decided to promote the journal by publishing the issues, quarterly. Papers can now be sent through the journal's portal at: <http://jm.um.ac.ir>



**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
J. Bolouri Bazaz	Associate professor	Ferdowsi University of Mashhad
M. Reza Esfahani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
F. Irani	Professor	Ferdowsi University of Mashhad
S. M. Hosseini	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. Attarnejad	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: A. Noie – T. Hooshmand

Journal of Civil Engineering

Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad.

P. O. Box. 91775-1111, Mashhad, I.R.IRAN

Tel: +98 51 38806024; Fax: +98 51 38807384; Email: ejour@um.ac.ir

Web site: <http://civil-ferdowsi.um.ac.ir>

ISSN 2008-7454



**Ferdowsi University
of Mashhad**

Journal of Ferdowsi Civil Engineering

(Journal of School of Engineering)

Serial No. 15

Investigation of Creep Behavior of the Clay Soil in the Laboratory Condition

A. Negahdar - Sh. Yadegari
S. Houshmandi

1

Study of the Seismic Vulnerability of Steel Moment-Resisting Frames Designed Based on the Tenth Code of the Iranian National Building Regulations Using Fragility Curves

H. Tajmir Riahi - M. Omizadeh

13

Parametric Study of Failure Load of Persian Brick Masonry Domes Stiffened by FRP Strips under Concentrated Monotonic Loads

M. Hejazi - M. Ghamari - H. Beheshti

29

Intermediate Layer Effects in Performance of FRP-Confined RC Columns

H. Karimizadeh - M. R. Eftekhar

49

Evaluation of Horizontal Displacement of Long Piles Subject to Lateral Loading in Sandy Soil

J. Keshavarz - J. Bolouri Bazaz

65

Numerical Modeling of Reinforced Soil Walls Using Multiphase Approach and Hyperbolic Constitutive Model

S. Honari - S. E. Seyedi Hosseiniinia

81

Vol. 28, No. 1
Autumn 2016