

## Experimental Evaluation of the Behavior of Composite Prestressed Joist Floors

Reza Morshed<sup>1\*</sup>, Saeed Arman<sup>2</sup>

1- Associate Professor, Dept. of Civil Engineering, Yazd University, Yazd, Iran

2- MSc Graduate in Structural Engineering, Civil Engineering Dept., Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran

### ABSTRACT

Composite prestressed joist floors are one of the economical roof systems, which are increasingly used in Iran. In this research, the composite behavior of prestressed joists in composite joist floors has been experimentally evaluated. What can prevent the composite behavior of the prestressed joist and the in-situ concrete slab is the lack of proper transfer of horizontal shear at the contact surface of the prestressed joist and the in-situ concrete. In prestressed joist floors, unlike truss joist floors, it is difficult to install horizontal shear reinforcement between precast and in-situ concrete. This research was carried out in two stages and in each stage the final load as well as the cracking load and moment were evaluated. In the first stage, two prestressed joist samples were tested and the quality of the joists was ensured by matching the laboratory results and the calculated values. In the next stage, samples of composite joist slabs without horizontal shear reinforcement and with the proposed shear reinforcements were made and tested in the laboratory. Based on the results, the slab samples without shear reinforcement were able to resist the fast laboratory loading up to the calculated load based on the bending strength, but they almost immediately suffered brittle failure due to horizontal shear slip, which makes their use under long-term loading in the structure problematic. The proposed reinforcements were able to improve the composite behavior of the joist and in-situ concrete by improving the horizontal shear strength and improve the bearing capacity of the slab up to 27 percent.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 13 August 2022

**Revise Date:** 16 November 2022

**Accept Date:** 24 November 2022

### Keywords:

Composite Joist Floor  
Prestressed Joist  
Horizontal Shear  
Shear Reinforcement  
Cracking Load

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.354313.2891>

\*Corresponding author: Reza Morshed  
Email address: morshed@yazd.ac.ir

## ارزیابی آزمایشگاهی رفتار دال تیرچه و بلوک با تیرچه پیش تنیده

رضا مرشد\*<sup>۱</sup>، سعید آرمان<sup>۲</sup>

۱- دانشیار، دانشکده عمران، دانشگاه یزد، یزد، ایران

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران

### چکیده

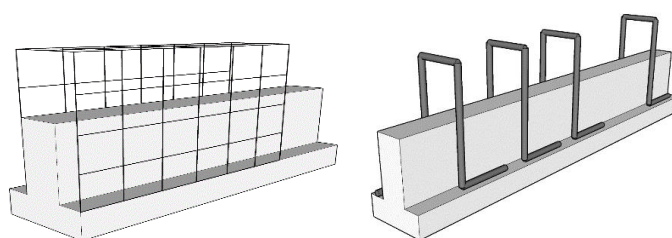
دال‌های مرکب تیرچه و بلوک با تیرچه پیش‌تنیده از سیستم‌های اقتصادی سقف است که کاربرد آن‌ها در ایران رو به افزایش است. در این تحقیق چگونگی رفتار مرکب تیرچه‌های پیش‌تنیده در سقف‌های تیرچه و بلوک به صورت آزمایشگاهی ارزیابی شده است. آنچه می‌تواند مانع رفتار مرکب تیرچه پیش‌تنیده و دال بتنی در جای روی تیرچه گردد، عدم انتقال مناسب برش افقی در سطح تماس تیرچه پیش‌ساخته و بتن درجا است. در تیرچه‌های پیش‌تنیده برخلاف تیرچه‌های خرابایی تعبیه آرماتور برشی افقی داخل تیرچه پیش‌ساخته که بتواند با بتن درجا درگیر شود، با مشکل همراه است. در این تحقیق استفاده از دو نوع آرماتور برشی پیشنهادی شامل شبکه سیمی جوش شده و خرک برشی که در دو طرف جان تیرچه قرار می‌گیرند ارزیابی شد. این تحقیق در دو مرحله انجام شد و در هر مرحله باربری نهایی و بار و لنگر ترک‌خوردگی ارزیابی شد. در مرحله اول دو نمونه از تیرچه پیش‌تنیده آزمایش شد و از کیفیت تیرچه‌ها با مطابقت نتایج آزمایشگاهی و مقادیر محاسباتی اطمینان حاصل گردید. در مرحله بعد نمونه‌های دال مرکب تیرچه بلوک بدون آرماتور برش افقی و با آرماتورهای برشی پیشنهادی ساخته و آزمایش شدند. بر اساس نتایج حاصله نمونه‌های دال بدون آرماتور برشی در بارگذاری سریع آزمایشگاهی تنها تا حداقل بار محاسباتی بر اساس مقاومت خمشی، مقاومت کردند و پس از آن لغزش و شکست ترد در اثر برش افقی مشاهده گردید. باربری نمونه‌های مسلح به آرماتور برشی از نوع شبکه سیمی و خرک برشی به ترتیب ۲۲ و ۲۷ درصد افزایش یافت و در نمونه مسلح به خرک برشی تا شکست نهایی هیچگونه لغزش ناشی از برش افقی مشاهده نشد.

کلمات کلیدی: دال تیرچه بلوک، تیرچه پیش‌تنیده، برش افقی، آرماتور برشی، بار ترک‌خوردگی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2022.354313.2891">https://doi.org/10.22065/jsce.2022.354313.2891</a>	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2022.354313.2891">10.22065/jsce.2022.354313.2891</a>	۱۴۰۲/۰۶/۳۱	۱۴۰۱/۰۹/۰۳	۱۴۰۱/۰۹/۰۳	۱۴۰۱/۰۸/۲۵	۱۴۰۱/۰۵/۲۲
رضا مرشد morshed@yazd.ac.ir				*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:		

## ۱- مقدمه

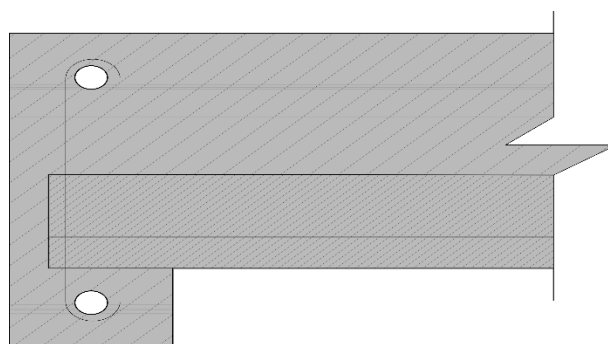
سقف‌های تیرچه و بلوک از انواع متداول سقف در ایران هستند. مشکل اصلی در سقف‌های تیرچه و بلوک که با تیرچه‌های خرپایی متداول طرح می‌شوند، خیز بیش از حد مجاز آنها برای دهانه‌های بلند است. رفتار یکطرفه، دهانه ساده و ترک خوردگی بتن کششی که منجر به کاهش سختی خمشی می‌شود از عوامل افزایش خیز این سقف‌ها است. پیش‌تنیدگی از روش‌های موثر کاهش خیز و افزایش طول دهانه اعضای خمشی محسوب می‌شود. قطعات پیش‌تنیده تحت فشار اولیه قرار می‌گیرند که می‌تواند از ایجاد کشش در بتن و ترک خوردگی عضو خمشی جلوگیری کند. در این صورت اعضای خمشی سختی بسیار بالاتری خواهند داشت و خیز کمتری را تجربه می‌کنند. پیش‌تنیدگی را می‌توان بصورت پیش‌کشیده یا پس‌کشیده اجرا نمود که در مورد تیرچه‌های سقفی پیش‌ساخته، به صورت پیش‌کشیدگی در کارگاه انجام می‌شود [۱]. در قطعات پیش‌تنیده به جای آرماتور معمولی از سیم‌ها و کابل‌های پرمقاومت استفاده می‌شود. در تیرچه پیش‌تنیده که ابعاد مقطع نسبتاً کوچکی دارد، از تعدادی سیم پیش‌تنیدگی (معمولاً با قطر ۵ میلی‌متر) استفاده می‌گردد [۲]. سقف‌های تیرچه و بلوک بر اساس رفتار مرکب تیرچه پیش‌ساخته و بتن درجاریز روی تیرچه طراحی می‌شوند و ارزیابی و اطمینان از مقاومت لازم در سطح تماس این دو برای اطمینان از رفتار مرکب ضروری است. برای بهبود مقاومت برشی در سطح تماس می‌توان از آرماتور برشی استفاده کرد. در تیرچه‌های خرپایی متداول، آرماتور برشی بصورت خرپای تیرچه داخل جان تیرچه قرار می‌گیرد. تعبیه آرماتور برشی در جان تیرچه پیش‌تنیده به دلیل نحوه ساخت آنها با اشکال همراه است. در این تحقیق دو نوع آرماتور برشی پیشنهادی از نوع شبکه سیمی جوش شده و خرک برشی بررسی شدند. این آرماتورهای برشی در دوطرف جان تیرچه پیش‌تنیده قرار گرفته و به انتقال برش در سطح تماس بتن پیش‌ساخته و درجا کمک می‌کنند (شکل ۱). تیرچه‌های پیش‌تنیده معمولاً به طول ۱۰۰ تا ۱۵۰ میلی‌متر داخل تیرهای بتنی تکیه‌گاهی دال می‌شوند و این بخش انتهایی یکپارچه هم می‌تواند روی رفتار تاثیر گذارد. شرایط تکیه‌گاهی تیرچه‌ها هم در نمونه‌های آزمایش مدل شده است (شکل ۲). از آیین‌نامه‌های بتن ایران و آیین‌نامه‌های معتبر بتن آمریکا و اروپا در ارزیابی نتایج استفاده بعمل آمده است [۳-۶].



(ب) شبکه سیمی جوش شده

(الف) خرک برشی

شکل ۱- آرماتورهای برشی پیشنهادی



شکل ۲- مدل سازی نشیمن انتهایی تیرچه

## ۲- سابقه تحقیق

سقف‌های تیرچه و بلوک در ایران از سابقه اجرایی طولانی برخوردار است. اجرای این سقف‌ها با تیرچه پیش‌تنیده هم به بیش از ۴۰ سال قبل باز می‌گردد. ضوابط آیین‌نامه‌ای جهت طراحی سقف‌های مرکب مجوف با تیرچه پیش‌تنیده توسط محمودی بررسی شد و جداول طراحی ارائه گردید [۷]. بر اساس جداول ارائه شده توسط محمودی، سقف تیرچه و بلوک با تیرچه پیش‌تنیده برای ضخامت متداول سقف ۳۰۰ میلی‌متر مشروط به اینکه بصورت مناسبی برای برش طراحی گردد، تا دهانه ۹ متر قابل استفاده است. لوو و پاتنایک انتقال برش افقی را در تیرهای مرکب بین جان (تیر پیش ساخته) و بال (بتن درجا) بررسی نمودند [۸]. بر اساس تحقیق ایشان مقدار ارائه شده جهت مقاومت برش افقی توسط آیین نامه بتن آمریکا برای حالتی که سطوح تماس زبر باشند ولی از آرماتور برشی استفاده نشده باشد، (۰/۵۵ مگاپاسکال)، بسیار محافظه‌کارانه است. روابطی جهت جایگزینی روابط آیین‌نامه بتن آمریکا توسط این محققین در حالت سطح تماس زبر، بدون آرماتور برشی و با آرماتور برشی ارائه گردید. والش و همکاران بررسی گسترده‌ای در زمینه مقاومت برشی افقی تیرهای مرکب بدون آرماتور برشی در سطح تماس انجام دادند [۹]. آن‌ها پارامترهای مختلفی از قبیل شرایط و زبری سطح تماس، مقاومت فشاری بتن درجا و نحوه بارگذاری را بررسی کردند. بر اساس نتایج بدست آمده توسط والش و همکاران، مقاومت برش افقی در سطح تماس بسیار بیشتر از مقدار پیشنهادی آیین‌نامه‌های رایج است. تحقیق دیگری که به وسیله اوه و مون صورت گرفت نشان داد در حالتی که دال بتنی در جای رویه تحت فشار باشد، روابط آیین‌نامه‌های رایج بسیار محافظه‌کارانه است اما در ناحیه لنگر منفی که دال رویه تحت کشش ترک می‌خورد، مقاومت برش افقی در مواردی حتی کمتر از مقادیر آیین‌نامه بوده است [۱۰]. از آنجا که دالهای تیرچه و بلوک با دهانه ساده طراحی می‌شوند، بتن رویه همواره تحت فشار قرار می‌گیرد و بنابر نتایج تحقیق اوه و مون انتظار می‌رود طراحی آنها برای برش افقی بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌های رایج دست بالا باشد.

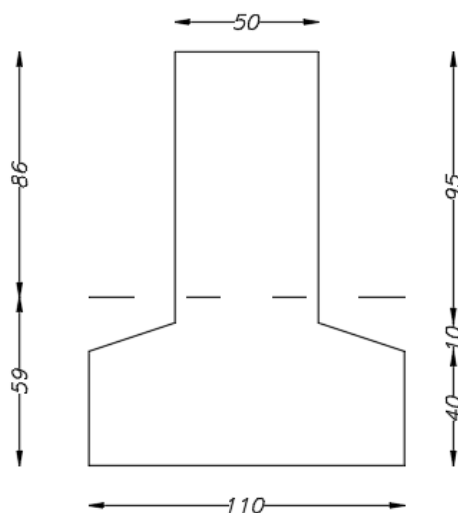
فنگ و همکاران بر اساس مطالعه آزمایشگاهی روی تیرهای تی شکل مرکب، روابط ارائه شده توسط محققین و آیین‌نامه‌ها را در مورد مقاومت برش افقی ارزیابی نمودند [۱۱]. آن‌ها دریافتند که ضوابط آیین‌نامه‌های رایج محافظه‌کارانه است و رابطه جدیدی را برای مقاومت برش افقی در سطح تماس پیشنهاد نمودند. بر اساس تحقیق فنگ و همکاران، زبری سطح تماس و تنش فشاری در سطح تماس بتن جدید و قدیم تاثیر قابل توجهی در مقاومت برش افقی دارد. گارسیا به صورت آزمایشگاهی و عددی برش افقی در سطح تماس تیر پیش‌ساخته و دال بتنی درجا را بررسی نمود [۱۲]. بر اساس نتایج گارسیا، آیین‌نامه‌ها مقاومت برشی در سطوح تماس صاف و خیلی زبر را بسیار کمتر از مقاومت برشی واقعی تخمین می‌زنند و بنابر این استفاده بیش از حد از آرماتور برشی در سطح تماس را باعث می‌شوند. بنابر تحقیق گارسیا تنها تفاوت اندکی بین مقاومت برش افقی در تیرهای تی-شکل مرکب و یکپارچه بدون آرماتور برشی مشاهده می‌شود و می‌توان از روابط مقاومت برش افقی در تیرهای یکپارچه برای تیرهای مرکب هم استفاده نمود. همچنین تاثیر افزایش اختلاف جمع‌شدگی در تیر پیش‌ساخته و دال درجا در کاهش مقاومت برشی در سطح تماس ناچیز بوده است. مجموعه تحقیقات انجام شده نشان می‌دهد که احتمالا می‌توان با تامین زبری مناسب در سطح تماس تیرچه پیش‌ساخته و بتن درجا و استفاده حداقل از آرماتور برشی (کمتر از مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه‌ها)، مقاومت برشی افقی مناسبی را تامین نمود.

## ۳- مطالعه آزمایشگاهی

مطالعات آزمایشگاهی در دو مرحله انجام گرفت. در مرحله اول دو نمونه تیرچه پیش‌تنیده به تنهایی و بدون رفتار مرکب آزمایش شدند. هدف از این بخش از آزمایش‌ها اطمینان از کیفیت مناسب تیرچه‌های پیش‌تنیده بود. تیرچه‌های مورد آزمایش توسط شرکت بتن پیش‌تنیده بالار صنعت یزد ساخته شده بودند. در مرحله دوم نمونه‌های دال تیرچه و بلوک برای ارزیابی رفتار مرکب، ساخته و تا لحظه شکست بارگذاری و آزمایش شدند.

## ۱-۳- تیرچه پیش تنیده

تیرچه‌ها از نوع سه سیم با دهانه ساده ۳ متر تحت بارگذاری متمرکز در وسط دهانه آزمایش شدند. ابعاد مقطع و محل محور خنثی نمونه‌های تیرچه مورد آزمایش برحسب میلی‌متر در شکل ۳ نشان داده شده است.

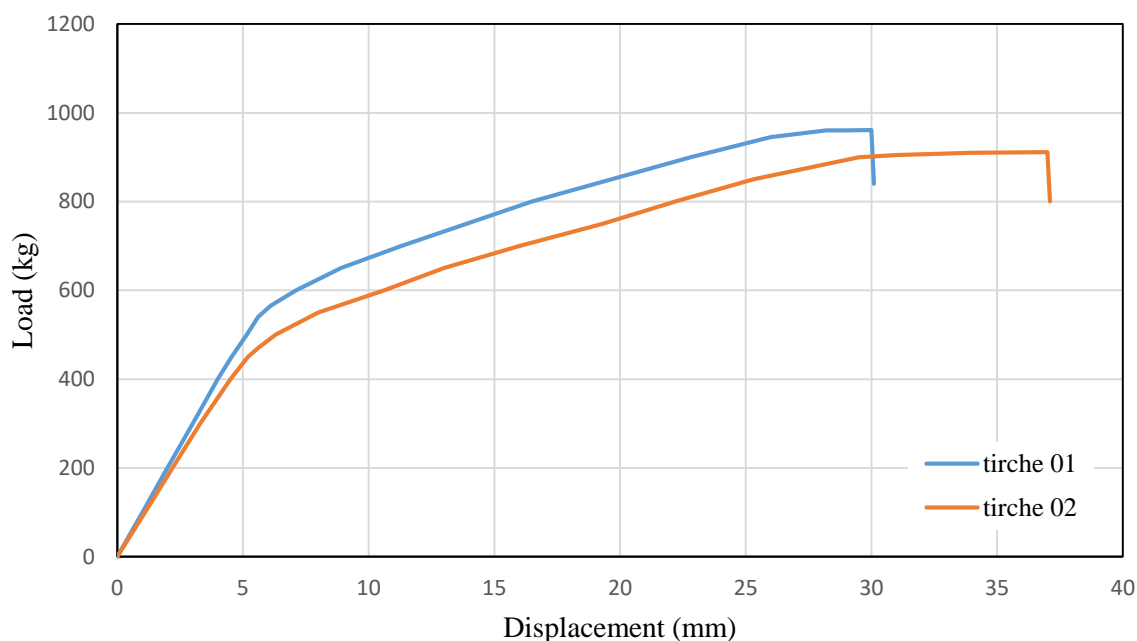


شکل ۳- مقطع تیرچه

با توجه به ابعاد مقطع تیرچه، سطح مقطع آن  $9700$  میلی‌متر مربع و ممان اینرسی مقطع،  $I_g = 10^8 * 1/81$  است. بتن تیرچه با بخاردهی تا مقاومت فشاری  $35$  مگاپاسکال عمل آوری شده است. تیرچه‌های مورد آزمایش با سه سیم پیش‌تنیدگی (۲ عدد در فاصله  $20$  میلیمتر از پایین تیرچه و یک عدد در فاصله  $25$  میلیمتر از بالای تیرچه) با تنش پیش‌تنیدگی  $1200$  مگاپاسکال بصورت پیش‌کشیده، پیش‌تنیده شدند.

سیم‌های پیش‌تنیدگی از رده GR270 و از نوع اسپیرال با قطر  $5$  میلی‌متر و سطح مقطع  $19/63$  میلی‌متر مربع از شرکت صنایع پیش‌تنیده خوانسار بودند. مقاومت نهایی،  $f_{pu}$ ، و مقاومت تسلیم قراردادی،  $f_{py}$ ، این سیم‌ها بر اساس گزارش کارخانه، به ترتیب  $1863$  و  $1677$  مگاپاسکال می‌باشد. سیم‌ها با تنش  $1200$  مگاپاسکال معادل نیروی جک‌زدن،  $P_i$ ،  $23555$  نیوتن کشیده شدند. با توجه به اتلاف تنش‌های اولیه و موثر مقدار نیروی اولیه،  $P_i$ ، معادل  $90$  درصد نیروی جک‌زدن یعنی  $21200$  نیوتن و مقدار نیروی موثر پس از اتلاف تنش‌ها تا زمان تست تیرچه‌ها معادل  $90$  درصد نیروی اولیه یعنی  $19080$  نیوتن در نظر گرفته شده است.

دو نمونه تیرچه با دهانه ساده  $3$  متر تحت بار متمرکز در وسط دهانه مورد آزمایش قرار گرفتند. رابطه بار- تغییر مکان وسط دهانه اندازه‌گیری شد و در شکل ۴ نشان داده شده است.

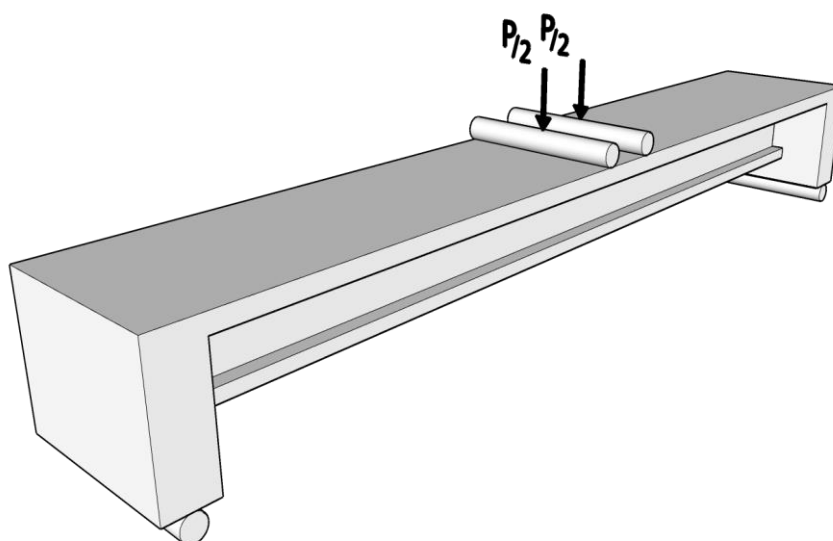


شکل ۴- رابطه بار - تغییر مکان تیرچه‌ها

با توجه به شکل ۴ بار ترک‌خوردگی نمونه‌های تیرچه یک و دو به ترتیب ۵۱۰ و ۴۵۰ کیلوگرم و بار نهایی به ترتیب ۹۶۰ و ۹۱۰ کیلوگرم بوده است.

### ۳-۲- نمونه‌های دال تیرچه بلوک

نمونه‌های دال با عرض معادل یک تیرچه تهیه شدند. بدین ترتیب که بلوک‌ها نصف شده و در دو طرف تیرچه قرار گرفتند و بصورت درجا بتن‌ریزی شدند. در دو انتهای تیرچه‌ها، ناحیه نشیمن تیرچه در تیرهای بتنی تکیه‌گاهی با عرض ۱۵۰ میلی‌متر و با آویز ۱۰۰ میلی‌متر شبیه‌سازی شد (شکل ۲). تیرچه‌ها حداقل ۱۰۰ میلی‌متر داخل بتن انتهایی قرار داشتند. عرض نمونه‌های دال با فوم ۵۰۰ میلی‌متر معادل ۵۵۰ میلی‌متر و عرض نمونه دال با بلوک سفال برابر ۴۵۰ میلی‌متر بود. نمونه‌های دال با دهانه ساده ۳/۴ متر مورد آزمایش قرار گرفتند و تکیه‌گاه ساده زیر ناحیه آویز نمونه‌ها قرار گرفت. بارگذاری بصورت دو بار متمرکز در فاصله ۲۰۰ میلی‌متری از یکدیگر در وسط دهانه انجام گرفت. شکل ۵ بصورت شماتیک نحوه آزمایش را نشان می‌دهد و شکل ۶ تصویری از لحظه آزمایش نمونه دال با بلوک سفال است. مطابق شکل ۷ و شکل ۸ یکی از نمونه‌های دال با فوم و نمونه دیگر دال با بلوک سفالی بدون تقویت برشی آزمایش شدند (بترتیب نمونه ۱ و ۳ نامگذاری شدند). دو نمونه دیگر با بلوک فوم و با قرارگیری آرماتور برشی آزمایش شدند. نمونه ۲ مطابق شکل‌های ۱ و ۹ تنها در ۴۰۰ میلی‌متر انتهایی از هر طرف به شبکه سیمی جوش شده ۵۰ در ۵۰ میلی‌متر با قطر سیم ۳ میلی‌متر با ارتفاع ۲۰۰ و عرض ۸۰ میلی‌متر مسلح شد. نمونه ۴ مطابق شکل‌های ۱ و ۱۰ به خرک‌های قائم برشی (۳ عدد به فاصله ۱۲۵ میلی‌متر در هر انتها و در بقیه طول دهانه به فواصل یک متری) مسلح شد. خرک‌های برشی از اضافه سیم‌های پیش‌تنیدگی تهیه شدند. این مسئله هم از نظر اقتصادی و هم از نظر ایجاد زباله کمتر برای محیط زیست اهمیت دارد. بلوک‌های فوم در محل قرارگیری شبکه سیمی و نیز خرک‌های برشی بریده شدند تا بتن درجا اطراف آرماتورهای برشی را پر کند.



شکل ۵- نحوه انجام آزمایش نمونه دال دال بصورت شماتیک



شکل ۶- بارگذاری نمونه دال تیرچه بلوک



شکل ۷- نمونه تیرچه با بلوک فوم و بدون تقویت برشی



شکل ۸- نمونه تیرچه با بلوک سفال و بدون تقویت برشی



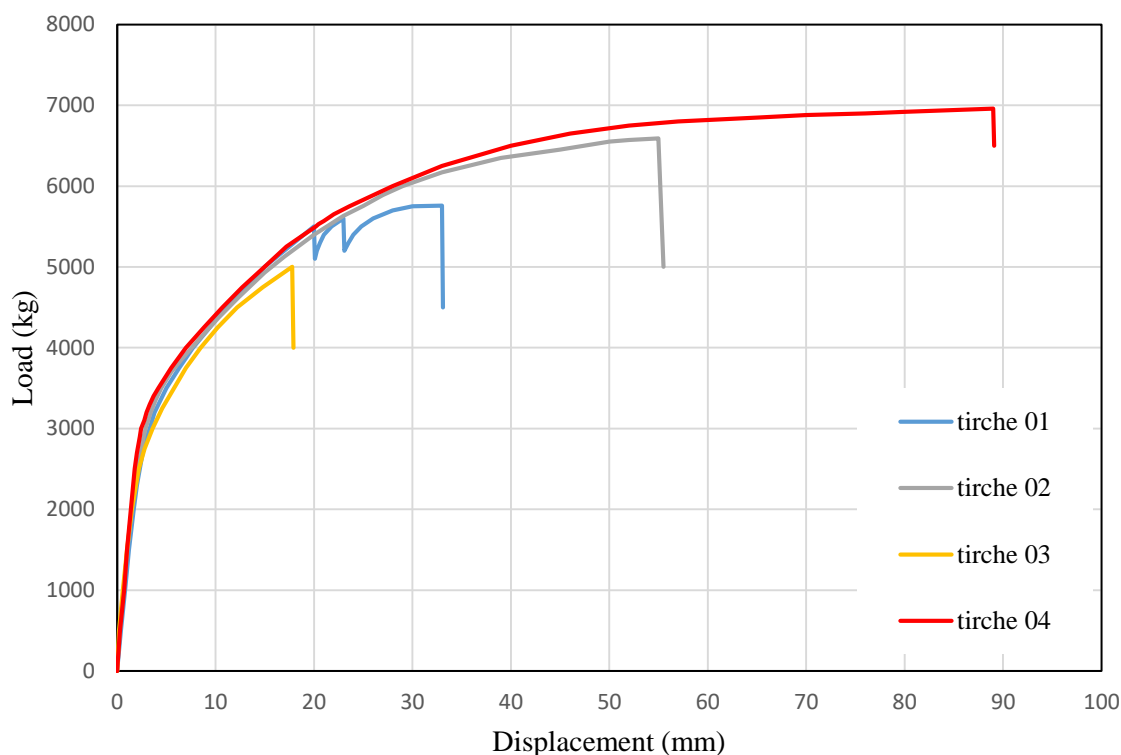


شکل ۹- نمونه دال با بلوک فوم و شبکه سیمی جوش شده در انتها



شکل ۱۰- نمونه تیرچه با بلوک فوم و خرک‌های برشی

رابطه بار-تغییر مکان نمونه‌های دال در شکل ۱۱ مقایسه شده است. کلیه نمونه‌ها با دهانه برش  $1/6$  متر مورد آزمایش قرار گرفتند. انتخاب این دهانه برش برای تطابق بهتر با بارگذاری واقعی نمونه‌ها صورت گرفت. دهانه این تیرچه‌ها در شرایط بارگذاری واقعی تحت بار گسترده حدود ۶ تا ۷ متر است که معادل دهانه برش  $1/5$  تا  $1/75$  متر می‌باشد. با توجه به شکل ۱۱ مشخص است که با اضافه شدن آرماتورهای برشی ظرفیت باربری و بویژه شکل‌پذیری نمونه‌ها بهبود یافته است. این افزایش شکل‌پذیری بویژه در نمونه ۴ که آرماتورهای برشی در کل دهانه توزیع شده بودند بسیار محسوس بود. در این نمونه گسیختگی ناشی از برش افقی مشاهده نگردید. نمونه‌های بدون آرماتور برشی زودتر از نمونه‌های مسلح به آرماتور برشی دچار شکست شدند که علت آن را می‌توان در جدایی برشی تیرچه پیش‌تنیده و بتن درجا در سطح تماس دانست.



شکل ۱۱- رابطه بار-تغییر مکان نمونه‌های دال تیرچه‌بلوک

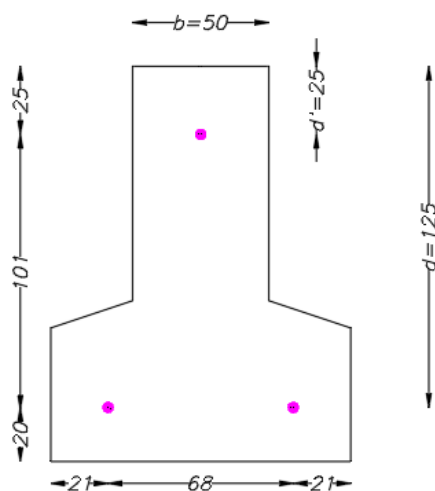
بار شکست نمونه با بلوک سفال ۵۰۰۰ کیلوگرم و نمونه با بلوک فوم در اولین افت مقاومت، ۵۴۰۰ کیلوگرم بدست آمد. با اضافه شدن شبکه سیمی جوش شده در دو انتها، بار شکست تا ۶۵۹۰ کیلوگرم افزایش یافت. همچنین با اضافه شدن خرک‌های برشی در نزدیک تکیه گاه و در طول دهانه، بار شکست تا ۶۹۶۰ کیلوگرم افزایش یافت. در نمونه ۴ که آرماتور برشی در کل دهانه توزیع شده بود، جدایی بین بتن تیرچه و بتن درجا تا تغییر مکان بسیار قابل توجه ۸۹ میلی‌متر مشاهده نگردید. بار ترک‌خوردگی نمونه‌ها به یکدیگر نزدیک و در محدوده ۲۷۰۰ تا ۳۰۰۰ کیلوگرم مشاهده گردید. تغییر مکان متناظر با بار ترک خوردگی نیز در محدوده  $2/3$  تا  $2/8$  میلی‌متر قرار داشت.

#### ۴- بررسی و تحلیل نتایج

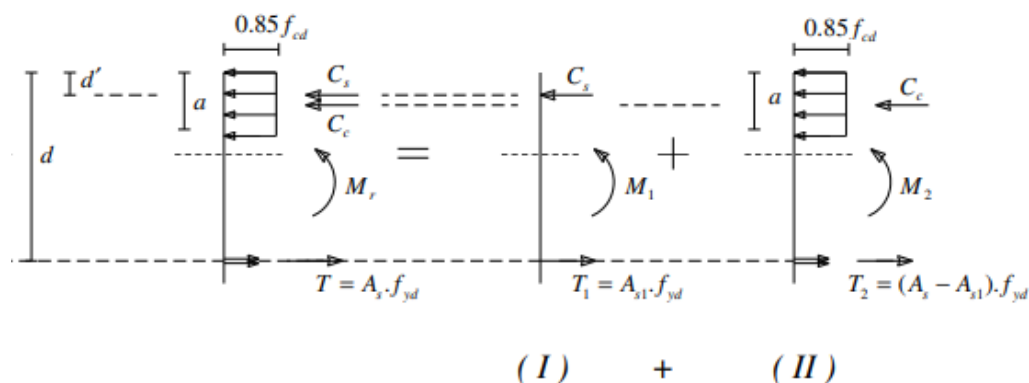
در این بخش از روابط تحلیلی، پارامترهای بار محاسباتی و بار و تغییر مکان ترک‌خوردگی برای نمونه‌ها محاسبه شده و با نتایج آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار می‌گیرد. این مقایسه مبنای تحلیل و نتیجه‌گیری است.

## ۴-۱- بار محاسباتی تیرچه پیش تنیده

در شکل ۱۲ نحوه قرارگیری سیم‌های پرمقاومت در مقطع تیرچه نشان داده شده است. شکل ۱۳ نیروهای داخلی مقطع تیرچه را در لحظه رسیدن به مقاومت خمشی حداکثر نشان می‌دهد. در روابط (۱) تا (۶) که بر اساس روابط تعادل نیرو و لنگر در شکل ۱۳ بدست آمده اند، حداکثر بار محاسباتی قابل تحمل تیرچه‌ها ۹۵۶ کیلوگرم محاسبه شده است. در این روابط  $d$  ارتفاع موثر آرماتور کششی،  $d'$  ارتفاع آرماتور فشاری،  $A_s$  سطح آرماتور کششی،  $A'_s$  سطح آرماتور فشاری،  $f_{yp}$  تنش تسلیم آرماتورهای پیش تنیدگی،  $f_c$  مقاومت فشاری بتن تیرچه،  $a$  ارتفاع بتن فشاری،  $b$  عرض ناحیه فشاری تیرچه،  $M_n$  لنگر محاسباتی و  $P_n$  بار محاسباتی حداکثر تیرچه است. بار حداکثر بدست آمده از آزمایشات برای دو نمونه تیرچه ۹۱۰ و ۹۶۰ کیلوگرم بوده است که با مقدار محاسباتی ۹۵۶ کیلوگرم از رابطه (۶) مطابقت دارد.



شکل ۱۲- نحوه قرارگیری سیم‌ها در تیرچه



شکل ۱۳- نیروهای داخلی مقطع جهت محاسبه مقاومت خمشی

$$A_{s1} f_{yp} = A'_s (f_{yp} - f'_c) \rightarrow A_{s1} = \frac{A'_s (f_{yp} - f'_c)}{f_{yp}} = \frac{19.63 \times (1677 - 35)}{1677} = 19.28 \quad (1)$$

$$M_1 = A'_s(f_{yp} - f'_c)(d - d') = 19.63 \times (1677 - 35) \times (125 - 25) = 3.23 \text{ kN} - m \quad (2)$$

$$(A_s - A_{s1})f_{yp} = 0.85f'_c b a \rightarrow a = \frac{(A_s - A_{s1})f_{yp}}{0.85f'_c b} = \frac{(39.26 - 19.28) \times 1677}{0.85 \times 35 \times 50} = 22.5 \text{ mm} \quad (3)$$

$$M_2 = 0.85f'_c b a (d - \frac{a}{2}) = 0.85 \times 35 \times 22.5 \times 50 \times (125 - \frac{22.5}{2}) = 3.81 \text{ kN} - m \quad (4)$$

$$M_n = M_1 + M_2 = 3.23 + 3.81 + 7.04 \text{ kN} - m \quad (5)$$

$$M_n = \frac{P_n L}{4} \rightarrow P_n = \frac{4M_n}{L} = \frac{4 \times 7.04}{3} = 9.38 \text{ kN} \approx 956 \text{ kg} \quad (6)$$

## ۲-۴- بار ترک خوردگی تیرچه

لنگر و بار ترک خوردگی بر اساس مشخصات مقطع تیرچه‌ها که در شکل ۳ نشان داده شده است و رابطه تحلیلی محاسبه لنگر ترک خوردگی از آیین‌نامه بتن آمریکا محاسبه شده است. مقدار لنگر ترک خوردگی،  $M_{cr}$ ، برای مقاطع پیش تنیده بصورت رابطه (۷) داده شده است.

$$M_{cr} = \frac{(0.62\sqrt{f'_c} + f_{pe})I_g}{y_t} \quad (7)$$

که  $f_{pe}$  تنش فشاری ناشی از پیش تنیدگی موثر در تار پایینی تیرچه‌ها برحسب مگاپاسکال است و طبق رابطه (۸) محاسبه میگردد.

$$f_{pe} = \frac{nP_e}{A_c} + \frac{P_e e}{S_b} = \frac{3 \times 19080}{9700} + \frac{19080 \times 17}{306000} = 6.96 \text{ Mpa} \quad (8)$$

و لنگر و بار ترک خوردگی از روابط (۹) و (۱۰) بدست می‌آید.

$$M_{cr} = \frac{(0.62\sqrt{35} + 6.96) \times 1.81 \times 10^7}{59} = 3.26 \text{ kN} - m \quad (9)$$

$$M_{cr} = \frac{PL}{4} \rightarrow P_{cr} = \frac{4M_{cr}}{L} = \frac{4 \times 3.26}{3} = 4.35 \text{ kN} \approx 443 \text{ kg} \quad (10)$$

بار ترک خوردگی اندازه گیری شده در آزمایشات برای دو نمونه تیرچه مورد آزمایش ۴۵۰ و ۵۱۰ کیلوگرم بود که اختلاف چندانی با مقدار محاسباتی ۴۴۳ کیلوگرم از رابطه (۱۰) ندارد.

در رابطه (۱۱) تغییر مکان ترک خوردگی متناظر با بار ترک خوردگی محاسباتی، بر اساس رابطه تغییر مکان تیر دهانه ساده تحت بار متمرکز و ممان اینرسی ترک نخورده محاسبه شده است.

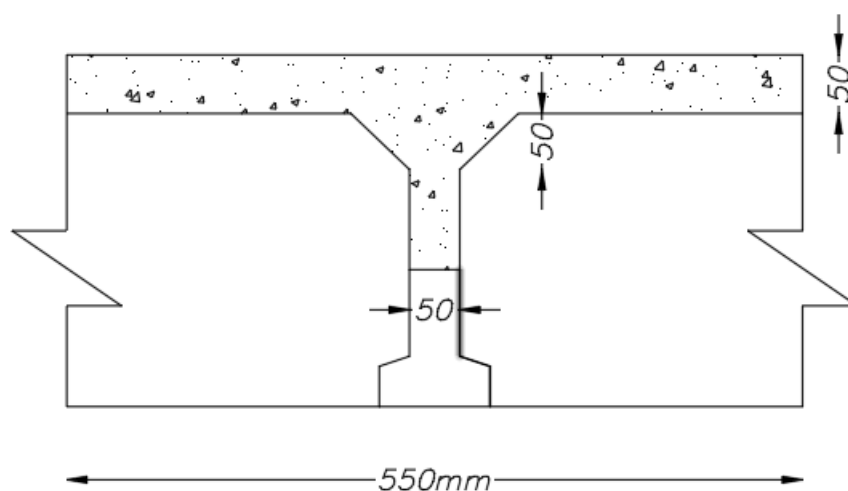
$$\delta = \frac{PL^3}{48E_c I_g} = \frac{4.35 \times 1000 \times 3000^3}{48 \times 4700 \sqrt{35} \times 1.81 \times 10^7} = 4.9 \text{ mm} \quad (11)$$

تغییر مکان متناظر با بار ترک خوردگی محاسباتی بر اساس شکل ۱۱ برای دو نمونه مورد آزمایش ۵ و ۴/۷ میلی‌متر اندازه گیری شده است که با مقدار محاسباتی ۴/۹ میلی‌متر از رابطه (۱۱) سازگار است.

در مجموع رفتار نمونه‌های تیرچه پیش تنیده تحت بارگذاری تطابق مناسبی با مقادیر محاسباتی داشته و می‌توان کیفیت تیرچه‌ها را مناسب و مطابق انتظار ارزیابی نمود.

### ۳-۴- مقاومت و بار محاسباتی نمونه‌های دال

در شکل ۱۴ مقطع نمونه دال مرکب در حالت استفاده از بلوک فوم پلی‌استایرن نشان داده شده است. در نمونه دال با بلوک سفال عرض بال ۱۰۰ میلی‌متر کمتر است. تیرچه پیش‌تنیده مورد استفاده در ساخت نمونه‌های دال با مقطع مشابه تیرچه قبلی (شکل ۳) ولی از نوع ۵ سیمه (۴ سیم در پایین به فاصله ۲۰ میلی‌متر از تار پایینی و یک سیم در بالا به فاصله ۲۵ میلی‌متر از تار بالایی تیرچه) بوده است. تنش وارده به سیم‌های پیش‌تنیدگی و فرض اتلاف تنش مشابه قبل است.



شکل ۱۴- مشخصات مقطع نمونه دال با فوم

مقاومت خمشی محاسباتی بر اساس فرضیات بلوک تنش مستطیلی و روابط تعادل نیرو و لنگر طی روابط (۱۲) و (۱۳) محاسبه شده است.

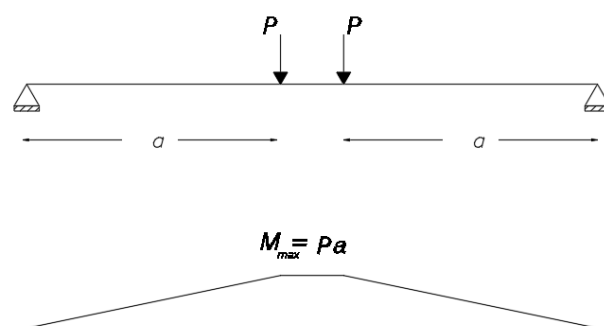
$$A_{ps}f_{py} = 0.85f_c'ba \rightarrow 5 \times 19.63 \times 1677 = 0.85 \times 25 \times 550 \times a \rightarrow a = 14.09 \text{ mm} \quad (12)$$

$$M_n = nA_{ps}f_{py} \left( d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow M_n = 5 \times 19.63 \times 1677 \left( 260 - \frac{14.09}{2} \right) = 41.63 \text{ kN} - \text{m} \quad (13)$$

با توجه به اینکه بارگذاری به صورت دونقطه‌ای با دهانه برش،  $a$ ، برابر  $1/6$  متر انجام شده است (شکل ۱۲)، بار اسمی قابل تحمل بر اساس رابطه (۱۴) حدود ۵۳۰۰ کیلوگرم به دست می‌آید.

$$P_{\max} = 2P = \frac{2M_{\max}}{a} = 52 \text{ kN} \approx 5300 \text{ kg} \quad (14)$$

بار حداکثر فوق با فرض تنش ۱۶۷۷ مگاپاسکال در سیم‌های پیش‌تنیدگی به دست آمده است. از آنجا که مقاومت نهایی سیم‌های پیش‌تنیدگی ۱۸۶۳ مگاپاسکال بوده است، انتظار می‌رود تحت تغییرشکل‌های بالاتر از حد تسلیم، مقاومت خمشی بالاتر و باربری بیشتری حاصل گردد.

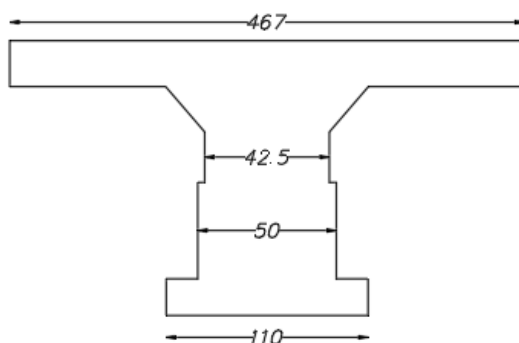


شکل ۱۵- نحوه بارگذاری و دیاگرام لنگر نمونه‌های دال

نتایج بدست آمده از آزمایش‌ها نشان می‌دهد که نمونه‌های بدون تقویت برشی با بلوک سفال و فوم به ترتیب بار ۵۰۰۰ و ۵۴۰۰ کیلوگرم را تا قبل از شروع شکست ناشی از برش افقی تحمل نمودند. شاید این ظرفیت باربری در مقایسه با بار قابل انتظار ۵۳۰۰ کیلوگرم و ضرایب ایمنی طراحی قابل قبول باشد ولی باید توجه داشت که این نتایج در یک بارگذاری سریع حاصل شده است و در یک بارگذاری تدریجی رشد ترکهای ناشی از برش افقی بیشتر بوده و مقاومت کمتری حاصل خواهد شد. لذا توصیه می‌گردد تقویت برش افقی حتما در نظر گرفته شود. از بین نمونه‌های با تقویت برشی، نمونه تقویت شده با شبکه سیمی جوش شده در دو انتها توانست بار ۶۵۹۰ کیلوگرم یعنی بیش از بیست درصد بیش از بار محاسباتی را تحمل کند. بار قابل تحمل نمونه با تقویت برشی در دو انتها و در طول دهانه از این هم بیشتر بوده و تا ۶۹۶۰ کیلوگرم تحمل بار داشت. علاوه بر اینکه تغییر مکان بسیار قابل توجه حدود ۹۰ میلی‌متر را بدون افت بار و هیچگونه ترک برشی تحمل نمود. این مقاومت‌های اضافه بر مقدار محاسباتی را عمدتا می‌توان به افزایش مقاومت سیم‌های فولادی پرمقاومت بعد از تسلیم قراردادی نسبت داد. در مجموع برای داشتن بهترین شکل‌پذیری و اطمینان از عدم ایجاد گسیختگی ناشی از برش افقی در رفتار مرکب، استفاده از آرماتور برشی در طول دهانه (با فواصل نزدیک در دوانتها و فواصل بیشتر در بقیه طول دهانه) پیشنهاد می‌گردد. همچنین این آزمایش‌ها نشان داد که افزایش فاصله آرماتورهای برشی در نواحی غیر تکیه‌گاهی و تجاوز از مقدار حداکثر آیین‌نامه‌ای  $d/2$ ، در نمونه مورد آزمایش، مشکلی را در تحمل مناسب برش افقی ایجاد نکرده است.

#### ۴-۴- بار و تغییر مکان ترک خوردگی

برای محاسبه خواص مقطع مرکب با بلوک فوم از مقطع معادل (شکل ۱۶) با ضخامت ۳۰۰ میلی‌متر استفاده شده است. از ضریب تبدیل  $0.85 = \frac{\sqrt{25}}{\sqrt{35}}$  با در نظر گرفتن مقاومت فشاری ۲۵ مگاپاسکال برای بتن رویه برای تبدیل بتن رویه به بتن تیرچه استفاده شده است. سطح بتن مقطع معادل،  $39612 \text{ mm}^2$ ، ممان اینرسی ترک نخورده،  $I_g = 10^8 * 3/47$  و فاصله محور خنثی از تار کششی پایین،  $Y_t$ ، ۲۱۲ میلی‌متر است.



شکل ۱۶- مقطع معادل ترک نخورده (اندازه‌ها بر حسب میلی‌متر)

مقدار لنگر ترک خوردگی،  $M_{cr}$ ، برای مقاطع پیش تنیده بر اساس آیین نامه آمریکا از رابطه (۷) بدست می آید و در روابط (۱۵) و (۱۶) مقدار آن محاسبه شده است. بار ترک خوردگی هم با توجه به شکل ۱۵ در رابطه (۱۷) برابر ۴۰۰۰ کیلوگرم محاسبه می شود.

$$f_{pe} = \frac{5 \times 19080}{9700} + \frac{19080 \times 95}{306000} = 15.75 \text{ Mpa} \quad (15)$$

$$M_{cr} = \frac{(0.62\sqrt{35} + 15.75) \times 3.47 \times 10^8}{212} = 31.78 \text{ kN} - \text{m} \quad (16)$$

$$M_{cr} = Pa \rightarrow \frac{P_{cr}}{2} = \frac{M_{cr}}{a} \rightarrow P_{cr} = \frac{2M_{cr}}{a} = \frac{2 \times 31.78}{1.6} = 39.7 \text{ kN} \approx 4000 \text{ kg} \quad (17)$$

نتایج آزمایشات بار ترک خوردگی نمونه‌ها را در محدوده ۲۷۰۰ تا ۳۰۰۰ کیلوگرم نشان می‌دهد که بطور معنی‌داری از مقدار محاسباتی کمتر است. بنظر می‌رسد استفاده از رابطه پیشنهادی آیین نامه بتن آمریکا برای مقاطع پیش تنیده برای دال‌های مرکب متشکل از تیرچه پیش تنیده و بتن درجا خلاف جهت اطمینان بوده و بار ترک خوردگی را بیشتر از مقدار واقعی پیش‌بینی می‌نماید. این مسئله را می‌بایست در محاسبات و کنترل تغییر شکل دال‌های مرکب در نظر داشت.

تغییر مکان تا رسیدن به بار ترک خوردگی با در نظر گرفتن خصوصیات مقطع ترک نخورده معادل (شکل ۱۶) محاسبه شد. این تغییر مکان برای بار ترک خوردگی اندازه‌گیری شده ۳۰۰۰ کیلوگرم و برای بارگذاری شکل ۱۵ از رابطه (۱۸) محاسبه گردید.

$$\delta = \frac{Pa}{24E_c I_g} (3L^2 - 4a^2) = \frac{15 \times 1000 \times 1600}{24 \times 4700 \sqrt{35} \times 3.47 \times 10^8} (3 \times 3400^2 - 4 \times 1600^2) = 2.5 \text{ mm} \quad (18)$$

تغییر مکان محاسباتی با مقدار اندازه‌گیری شده تغییر مکان تحت بار ۳۰۰۰ کیلوگرم در شکل ۱۱ مطابقت دارد و می‌توان تا قبل از ترک خوردگی مقطع دال مرکب از خصوصیات مقطع معادل ترک نخورده برای محاسبه تغییر مکان استفاده نمود.

## ۵- نتیجه‌گیری

این تحقیق به منظور ارزیابی رفتار دال تیرچه بلوک با تیرچه پیش‌تنیده صورت گرفت. در بخش اول تحقیق، نمونه‌های تیرچه پیش‌تنیده تولیدی شرکت بالارصنعت یزد تحت بار متمرکز در وسط دهانه بارگذاری شدند و رفتار آن‌ها ارزیابی گردید. بر اساس نتایج حاصله نمونه‌های تیرچه مورد ارزیابی از نظر مقاومت خمشی، بار ترک خوردگی و تغییر مکان ترک خوردگی مطابق انتظار عمل کردند و نتایج آزمایشگاهی و محاسباتی تطابق داشتند.

در بخش دوم تحقیق نمونه‌های دال تیرچه بلوک ساخته شده با تیرچه پیش‌تنیده با دهانه برشی تقریباً معادل دال واقعی مورد آزمایش قرار گرفتند و رفتار مرکب این دال که تحت تاثیر برش افقی در سطح تماس بتن تیرچه و بتن درجا است، ارزیابی شد و نتیجه‌گیری‌های ذیل به عمل آمد.

۱- هرچند نمونه‌های بدون آرماتور برش افقی تقریباً توانستند به مقاومت خمشی مورد انتظار دست یابند ولی شکست آن‌ها ترد و با شکست برش افقی در سطح تماس همراه بود. ضمناً انتظار می‌رود در یک بارگذاری تدریجی و آهسته، توسعه ترک ناشی از برش افقی شدیدتر باشد و افت مقاومت بیشتری را شاهد باشیم. به همین جهت استفاده از آرماتور برشی جهت کنترل برش افقی در دهانه‌های بلند توصیه می‌شود.

۲- با اضافه شدن آرماتور برشی بصورت شبکه سیمی جوش شده در نواحی انتهایی دال (مجاورت تکیه‌گاه‌ها)، مقاومت خمشی بیش از ۲۰ درصد افزایش یافت ولی کماکان شکست نهایی دال بصورت شکست ناشی از برش افقی مشاهده گردید.

۳- در نمونه مسلح شده با آرماتور برش افقی توزیع شده در طول دهانه مود شکست نهایی به شکست خمشی تبدیل و رفتار کاملاً شکل پذیری مشاهده گردید. استفاده از این گونه آرماتورگذاری برشی که اجرای آن برای بلوک فوم با سهولت امکان پذیر است می تواند با مطالعات دقیق تر جهت سقف های تیرچه بلوک با تیرچه پیش تنیده، استاندارد سازی شود.

۴- در مورد بار ترک خوردگی که در محاسبات کنترل تغییر شکل حایز اهمیت است، مقدار بدست آمده برای نمونه های دال مرکب از مقدار مورد انتظار برای مقاطع پیش تنیده کمتر بود. در نمونه های دال مورد بررسی، بار ترک خوردگی (لنگر ترک خوردگی) تقریباً معادل ۶۰ درصد بار محاسباتی (لنگر محاسباتی) مشاهده گردید در حالی که مقدار مورد انتظار در حدود ۸۰ درصد بار محاسباتی بود. لازم است این مسئله در کنترل تغییر مکان این دال ها مد نظر قرار گیرد و در مواقعی که لنگر ناشی از بار بهره برداری به لنگر ترک خوردگی محاسباتی نزدیک است، در محاسبات تغییر شکل از ممان اینرسی دال با در نظر گرفتن اثرات ترک خوردگی استفاده به عمل آید.

## سپاس گذاری

از مهندس زارع بیدکی مدیریت شرکت بتن پیش تنیده بالار صنعت که در تهیه نمونه های آزمایشگاهی مشارکت داشتند تشکر و قدردانی می شود. همچنین از آقای مهندس رمضان پور کارشناس آزمایشگاه سازه دانشگاه یزد که صمیمانه در انجام آزمایش ها مشارکت نمودند قدردانی می گردد.

## مراجع

- [1] Naaman, A. (2012). *Prestressed Concrete Analysis and Design*. 3d Edition. USA: Techno press 3000.
- [2] Iranian National Standard No. 2909-3, (2016). *Joist and Block Roofs- Part 3: Prestress Joist- Specifications and Test Methods*. Iran: Iranian National Standardization Organization.
- [3] Iranian Concrete Code, (2021). *Vol. 2: Analysis and Design*. Iran: Plan and Budget Organization.
- [4] The ninth topic of Iran's national regulations, (2020). *Design and Construction of Reinforced Concrete Buildings*. Iran: Road, Housing and Urban Development Research Center.
- [5] ACI318-19, (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and commentary*. USA: American Concrete Institute.
- [6] EN 1992-1-1, (2011). *Euro code 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. The European Union Per Regulation.
- [7] Mahmoudi, B. (1981). Prestressed Joist Floor Construction. *Journal of the college of Engineering*, Tehran University, Vol.42, pp 81-91.
- [8] Loov, R. E., Patnaik, A. K., (1994). Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface. *PCI Journal*, Vol. 39(1), pp 48-69.
- [9] Walsh, M., Deschenes, D. and Naito, C. (2005). *Horizontal Shear Capacity of Composite Concrete Beams Without Ties*, ATLSS Report No. 05-09, Lehigh University.
- [10] Oh, Y. H., Moon, J. H., (2021). Evaluation of Design Provisions for Horizontal Shear Strength in Composite Precast Concrete Beams with Different Interface Conditions. *Applied Sciences*, Vol. 11, 4246.
- [11] Fang, Z., Jiang, H., Liu, A., Feng, J., Chen, Y., (2018). *Horizontal Shear Behaviors of Normal Weight and Lightweight Concrete Composite T-Beams*, International Journal of Concrete Structures and Materials, Vol. 12, No. 55.
- [12] Garcia, L., R., (2022). *Experimental assessment of the shear resistant behavior of precast concrete beams with top cast-in-place concrete slab*, Doctoral Thesis, Universitat Politècnica de València.