

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده عمران و معماری

پایان نامه برای اخذ درجه کارشناسی ارشد  
رشته مهندسی عمران - گرایش سازه

# سیستم سقف های تیرچه بلوک با بتن سبک بدون شمع بندی

استاد راهنما :

دکتر وحید رضا کلات جاری

استاد مشاور :

دکتر محسن طالب زاده

تهیه و گردآوری :

پوریا منصوریان

تابستان ۸۵

تقدیم به :

پدر، مادر و همسر

## تشکر و قدردانی

با سپاس از زحمات و الطاف استاد بزرگوار جناب آقای دکتر کلات جاری که در انجام این تحقیق، دلسوزانه اینجانب را راهنمایی فرمودند و نیز جناب آقای دکتر طالب زاده که از مشاوره با ایشان بهره مند بوده ام. همچنین از کلیه بزرگوارانی که به هر نوعی در هر مرحله از انجام این پایان نامه قبول زحمت فرموده و بنده را یاری نموده اند سپاسگزارم. بویژه از آقایان بنیامین قربانی، حامد عامریون و قدس نظرعلی صمیمانه قدردانی مینمایم.

## چکیده

امروزه پیشرفت سریع و همه جانبه در زمینه علوم و صنایع گوناگون، متولیان و دست اندرکاران صنعت ساختمان را به ایجاد فضای مناسب تحقیقاتی به منظور اعتلای این فن و دانش مهندسان آن واداشته است.

پافشاری بر سیستم های رایج و سنتی با توجه به تمام معایبی که به دنبال دارند، راهکاری مناسب نمی نماید و ضرورت استفاده از دستاورد های نوین که پارامتر های فنی، اجرایی و اقتصادی را در بر داشته باشد، ایجاب می کند.

رایج ترین سیستم احداث سقف در سالهای اخیر، سیستم سقف تیرچه بلوک می باشد. حذف شمع بندی که بزرگترین عیب سیستم مذکور به شمار می آید، منجر به صرفه جویی در زمان و انرژی و نیز کسب نتایج مطلوب اقتصادی خواهد گردید. در این راستا نحوه دست یابی به سیستمی که فاقد شمع بندی و معایب آن، و دارای تمامی مزایای سیستم سقف تیرچه بلوک باشد، تحت عنوان سیستم "سقف تیرچه های بتنی خود ایستا"، ارائه می گردد.

در این پایان نامه پس از بیان روابط محاسباتی تیرچه های بتنی خود ایستا و معرفی خصوصیات بتن سبک سازه ای که برای ساخت این تیرچه ها مورد استفاده قرار گرفت، نتایج تجربی ۱۵ تیرچه بتنی ساخته شده با طول ۴ متر و نتایج بارگذاری یک سیستم سقف حاوی این تیرچه ها و بدون استفاده از شمع بندی ارائه شده است. نتایج تجربی حاصل و مقایسه آن با نتایج تحلیلی نرم افزار ANSYS (VER.5.4) دلالت بر کسب نتایج قابل قبول و مناسب دارد.

در نهایت سیستم مذکور به لحاظ کیفی و اقتصادی با سیستم تیرچه بلوک رایج و سیستم های متداول بدون شمع بندی، مقایسه شده است. نتایج بدست آمده به لحاظ فنی و اجرایی حاکی از موجه بودن سیستم سقف تیرچه های بتنی خود ایستا، در محدوده مورد بررسی و قابلیت رقابت آن با دیگر سیستم های رایج و سنتی است.

## فهرست مطالب

فصل اول : مقدمه ..... ۱

### فصل دوم : معرفی تیرچه های بتنی خود ایستا و ارائه محاسبات و کنترل‌های مربوط به آن

۱-۲- مقدمه ..... ۷

۲-۲- تاریخچه استفاده از سیستم‌های اجرای سقف بدون شمع زنی ..... ۸

۳-۲- معرفی تیرچه‌های بتنی خود ایستا، محاسبات و کنترل‌های مربوطه ..... ۹

۱-۳-۲- محاسبه ارتفاع لازم برای تیرچه خودایستا ..... ۱۰

۲-۳-۲- کنترل جاری شدن آرماتور کششی ..... ۱۶

۳-۳-۲- کنترل عرض ترک ..... ۱۸

۴-۳-۲- حداقل پوشش آرماتور ..... ۱۸

۵-۳-۲- کنترل مقاومت تیرچه خود ایستا در مقابل برش ..... ۱۹

۶-۳-۲- کنترل افت مقطع تیرچه ..... ۲۲

۷-۳-۲- کنترل ایستادگی آرماتورهای بیرون زده از تیرچه در مقابل برش و خمش و افت ..... ۲۴

۱-۷-۳-۲- کنترل برش ..... ۲۵

۲-۷-۳-۲- کنترل خمش ..... ۲۵

۳-۷-۳-۲- کنترل افت ..... ۲۶

۴-۲- محاسبه وزن تیرچه ..... ۲۶

### فصل سوم : معرفی بتن سبک سازه ای و خصوصیات آن

۱-۳- مقدمه ..... ۳۰

۲-۳- مزایای استفاده از بتن سبک در صنعت ساختمان ..... ۳۰

۳-۳- معایب بتن سبک ..... ۳۱

- ۳-۴- تاریخچه بتن سبک و مثالهایی از کاربردهای آن ..... ۳۱
- ۳-۵- طبقه بندی وزنی بتن ..... ۳۳
- ۳-۶- طبقه بندی بتن سبک ..... ۳۴
- ۳-۷- انواع بتن سبک ..... ۳۵
- ۳-۷-۱- بتن سبک EPC موسوم به یونو بتن ..... ۳۸
- ۳-۷-۲- بتن بدون ریزدانه ..... ۳۹
- ۳-۷-۳- بتن خاک اره ای ..... ۴۱
- ۳-۷-۴- بتن دانه سبک ..... ۴۳
- ۳-۷-۵- لیکا بتن ..... ۴۴
- ۳-۷-۵-۱- درباره لیکا ..... ۴۴
- ۳-۷-۵-۲- تولید دانه سبک لیکا در ایران ..... ۴۶
- ۳-۷-۵-۳- ویژگی های شیمیایی دانه لیکا ..... ۴۸
- ۳-۷-۵-۴- دانه بندی دانه های لیکا ..... ۴۹
- ۳-۷-۵-۵- وزن فضایی و چگالی دانه های لیکا ..... ۵۰
- ۳-۷-۵-۶- جذب آب دانه های لیکا ..... ۵۱
- ۳-۷-۵-۷- رسانایی حرارتی دانه های لیکا ..... ۵۲
- ۳-۷-۵-۸- افت صوتی دانه های لیکا ..... ۵۳
- ۳-۷-۵-۹- مقاومت در برابر آتش ..... ۵۴
- ۳-۷-۵-۱۰- وزن مخصوص و مقاومت فشاری بتن دانه سبک لیکا ..... ۵۶
- ۳-۷-۵-۱۱- مقاومت کششی لیکا بتن ..... ۵۸
- ۳-۷-۵-۱۲- مقاومت برشی بتن سبک ..... ۶۰
- ۳-۷-۵-۱۳- مدول الاستیسیته لیکا بتن ..... ۶۰
- ۳-۷-۵-۱۴- بررسی نمودار تنش-کرنش بتن سبک ..... ۶۱
- ۳-۷-۵-۱۵- جمع شدگی لیکا بتن ..... ۶۳
- ۳-۷-۵-۱۶- مقاومت در برابر یخ زدن و ذوب شدن ..... ۶۴

۳-۷-۱۷- پیوستگی آرماتور در لیکا بتن ..... ۶۴

#### فصل چهارم : طرح اختلاط بتن سبک سازه ای جهت ساخت تیرچه های بتنی خود ایستا در آزمایشگاه

۴-۱- مقدمه ..... ۶۷

۴-۲- معرفی مصالح مصرفی در ساخت بتن سبک سازه ای و تاثیر آنها ..... ۶۷

۴-۲-۱- سیمان ..... ۶۷

۴-۲-۲- میکروسیلیس ..... ۶۹

۴-۲-۲-۱- تاثیر میکروسیلیس در بتن تازه ..... ۷۰

۴-۲-۲-۲- تاثیر میکروسیلیس در بتن سخت شده ..... ۷۱

۴-۲-۳- سنگدانه ها ..... ۷۳

۴-۲-۳-۱- لیکا ..... ۷۳

۴-۲-۳-۲- ماسه ..... ۷۵

۴-۲-۳-۳- پودر سنگ ..... ۷۶

۴-۲-۴- آب مصرفی ..... ۷۸

۴-۲-۵- فوق روان کننده ها ..... ۷۹

۴-۳- نسبت آب به سیمان و تاثیر آن بر خصوصیات فیزیکی بتن سبک سازه ای ..... ۸۲

۴-۴- تکنولوژی بتن سبک مورد نظر ..... ۸۳

۴-۵- روند طراحی بتن سبک سازه ای با دانه سبک لیکا (لیکا بتن) ..... ۸۴

۴-۶- آزمایشهای بتن ..... ۸۷

۴-۶-۱- آزمایش مقاومت فشاری ..... ۸۸

۴-۶-۲- آزمایش مقاومت کششی دو نیم شدن ..... ۸۹

۴-۶-۳- آزمایش اسلامپ ..... ۹۱

۴-۷- نحوه انجام آزمایشات ..... ۹۱

۴-۷-۱- نحوه اختلاط ..... ۹۲

## فصل پنجم : نحوه ساخت و آزمایش تیرچه های بتنی خود ایستا و بررسی برخی رفتار آنها

۱۰۰	۱-۵- مقدمه
۱۰۰	۲-۵- معرفی اجزا تیرچه ها
۱۰۰	۱-۲-۵- خرابای فلزی
۱۰۱	۱-۱-۵-۲- آرماتورهای کششی
۱۰۱	۲-۱-۲-۵- آرماتور فشاری
۱۰۱	۳-۱-۲-۵- آرماتور عرضی
۱۰۱	۴-۱-۲-۵- ورق تقویتی تکیه‌گاه
۱۰۲	۲-۲-۵- بتن تیرچه
۱۰۲	۳-۵- نحوه ساخت تیرچه‌ها در آزمایشگاه
۱۰۳	۱-۳-۵- ساخت قالب و آماده نمودن آن
۱۰۵	۲-۳-۵- کار گذاشتن خرابای فلزی درون قالب
۱۰۵	۳-۳-۵- ساخت بتن تیرچه، ریختن و تراکم آن
۱۰۵	۵-۳-۵- عمل آوری تیرچه‌ها
۱۰۵	۴-۳-۵- تیرچه هیبرید
۱۰۶	۴-۵- نحوه انجام آزمایش
۱۰۷	۱-۴-۵- تکیه‌گاه
۱۰۸	۲-۴-۵- بارگذاری
۱۰۸	۵-۵- نتایج آزمایشات انجام شده بر روی تیرچه‌ها

## فصل ششم : نحوه ساخت سقف با استفاده از تیرچه های بتنی خود ایستا و انجام آزمایشات

۱۱۸	۱-۶- مقدمه
۱۱۸	۲-۶- نحوه ساخت سقف با تیرچه‌های خودایستا
۱۱۸	۱-۲-۶- نصب تیرچه‌ها و کارگذاری بلوک ها
۱۱۹	۲-۲-۶- قالب بندی



۱۱۹.....	۳-۲-۶- آرماتورهای حرارتی
۱۲۰.....	۳-۲-۶- بتن ریزی
۱۲۰.....	۴-۲-۶- تراکم
۱۲۰.....	۵-۲-۶- عمل آوری
۱۲۱.....	۶-۲-۶- نمونه گیری از بتن
۱۲۱.....	۳-۶- بررسی معیارهای پذیرش سقف از دیدگاه موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران
۱۲۱.....	۱-۳-۶- بارگذاری
۱۲۴.....	۴-۶- نحوه بارگذاری سقف مطابق با دستورالعملهای یاد شده و نتایج آزمون

#### فصل هفتم : معرفی نرم افزار ANSYS و تحلیل تیرچه های بتنی خود ایستا با استفاده از آن

۱۲۸.....	۱-۷- مقدمه
۱۲۸.....	۲-۷- معرفی نرم افزار ANSYS
۱۲۹.....	۳-۷- شرحی بر مبانی تحلیل نرم افزار ANSYS
۱۲۹.....	۱-۳-۷- المانهای منتخب و خصوصیات آنها
۱۳۰.....	۱-۱-۳-۷- المان Solid 65
۱۳۵.....	۲-۱-۳-۷- المان Link 8
۱۳۸.....	۴-۷- تحلیل غیر خطی
۱۳۹.....	۱-۴-۷- رفتار پایستار و ناپایستار در سیستم ها
۱۴۱.....	۵-۷- تشریح مدل کامپیوتری
۱۴۱.....	۱-۵-۷- خصوصیات مصالح و المان های انتخاب شده
۱۴۲.....	۱-۱-۵-۷- بتن سبک سازه ای
۱۴۲.....	۲-۱-۵-۷- فولاد مصرفی
۱۴۳.....	۲-۵-۷- هندسه مدل
۱۴۳.....	۳-۵-۷- بارگذاری
۱۴۴.....	۴-۵-۷- شرایط تکیه گاهی

۱۴۴	۵-۵-۷- نحوه مش بندی
۱۴۴	۶-۷- نتایج تحلیل نرم افزار
۱۴۵	۱-۶-۷- بار خرابی
۱۴۵	۲-۶-۷- جابجایی های بدست آمده
۱۴۷	۳-۶-۷- تنش های ایجاد شده
۱۴۷	۱-۳-۶-۷- تنش های ایجاد شده در آرماتورهای طولی
۱۴۸	۱-۳-۶-۷- تنش های ایجاد شده در بتن

#### فصل هشتم : مقایسه نتایج بدست آمده از انجام آزمایشات با خروجی نرم افزار ANSYS

۱۵۱	۱-۸- مقدمه
۱۵۱	۲-۸- مقایسه منحنی نیرو - تغییر مکان
۱۵۳	۳-۸- مقایسه یار خرابی
۱۵۴	۴-۸- مقایسه نحوه شکست
۱۵۵	۵-۸- نتیجه گیری

#### فصل نهم : مقایسه سیستم سقف ساخته شده با تیرچه خود ایستا با روشهای متداول از لحاظ کیفی و اقتصادی

۱۵۷	۱-۹- مقدمه
۱۵۷	۲-۹- معایب استفاده از شمع در احداث سقف
۱۵۸	۱-۲-۹- اتلاف زمان بعنوان یکی از مهم ترین پارامترها
۱۵۹	۲-۲-۹- نتایج نامطلوب اقتصادی
۱۵۹	۳-۲-۹- قوانین دست و پا گیر اجرایی در شمع بندی
۱۵۹	۴-۲-۹- هزینه بالای شمع بندی
۱۶۰	۵-۲-۹- مشکلات ساخت سقف در ارتفاع
۱۶۲	۶-۲-۹- عدم امکان اجرای دقیق خیز منفی

- ۱۶۲-۷-۲-۹- ایجاد منحنی سینوسی شکل در تیرچه‌ها (در فضای بین‌شمع‌ها) ..... ۱۶۲
- ۱۶۲-۳-۹- مزایای استفاده از سیستم سقف تیرچه خودایستا در قیاس با سقف تیرچه بلوک معمولی ..... ۱۶۲
- ۱۶۲-۱-۳-۹- صرفه‌جویی در زمان ..... ۱۶۲
- ۱۶۳-۲-۳-۹- صرفه‌جویی اقتصادی ..... ۱۶۳
- ۱۶۳-۳-۳-۹- رفع مشکلات اجرایی ناشی از شمع بندی ..... ۱۶۳
- ۱۶۳-۴-۳-۹- سهولت اجرای سقف در ارتفاع ..... ۱۶۳
- ۱۶۴-۵-۳-۹- دقت مناسب در ایجاد خیز منفی ..... ۱۶۴
- ۱۶۴-۶-۳-۹- دقت مناسب در تراکم تیرچه ..... ۱۶۴
- ۱۶۵-۷-۳-۹- دقت مناسب در ایجاد عرض لازم در تیرچه ..... ۱۶۵
- ۱۶۵-۸-۳-۹- کاهش وزن سقف با استفاده از بتن سبک ..... ۱۶۵
- ۱۶۶-۴-۹- مقایسه اقتصادی سیستم سقف تیرچه خودایستا با سقف تیرچه بلوک ..... ۱۶۶
- ۱۶۶-۱-۴-۹- هزینه ساخت یک متر مکعب بتن سبک سازه‌ای ..... ۱۶۶
- ۱۶۸-۲-۴-۹- محاسبه اختلاف هزینه با توجه به استفاده از بتن سبک سازه‌ای ..... ۱۶۸
- ۱۶۹-۳-۴-۹- حذف هزینه شمع‌بندی ..... ۱۶۹
- ۱۷۰-۴-۴-۹- صرفه‌جویی در زمان و هزینه‌های آن ..... ۱۷۰
- ۱۷۱-۵-۴-۹- ارزیابی اقتصادی نهایی و مقایسه نتایج ..... ۱۷۱
- ۵-۹- مقایسه سیستم اجرای سقف تیرچه خودایستا
- ۱۷۱- با سیستم‌های اجرایی رایج بدون شمع‌بندی به لحاظ کیفی ..... ۱۷۱
- ۱۷۲-۱-۵-۹- مزایای استفاده از سیستم سقف تیرچه با جان باز ..... ۱۷۲
- ۱۷۲-۱-۱-۵-۹- امکان حذف کش‌ها ..... ۱۷۲
- ۱۷۳-۲-۱-۵-۹- امکان طراحی و اجرای سقف با دهانه‌های بلند و باربری‌های خاص ..... ۱۷۳
- ۱۷۳-۲-۵-۹- معایب اجرایی سیستم سقف تیرچه با جان باز ..... ۱۷۳
- ۱۷۳-۱-۲-۵-۹- اجرای گوشواره و مشکلات مربوط به آن ..... ۱۷۳
- ۱۷۴-۲-۲-۵-۹- زنگ زدایی ورق تحتانی ..... ۱۷۴
- ۱۷۴-۳-۲-۵-۹- وجود تاب در تیرچه‌ها و مشکلات ناشی از آن ..... ۱۷۴

۱۷۴	..... ۹-۵-۲-۴- آسیب پذیری بلوک‌ها در برابر ضربه
۱۷۵	..... ۹-۵-۲-۵- تولید بسیار کم تیرچه با جان باز در کشور و مشکلات حمل و نقل
۱۷۵	..... ۹-۵-۲-۶- مشکلات بتن ریزی و تراکم
۱۷۵	..... ۹-۵-۲-۷- کماتش جانبی نبشی فوقانی
۱۷۶	..... ۹-۶-۶- مقایسه اقتصادی
۱۷۷	..... ۹-۶-۱- اختلاف هزینه فولاد مصرفی
۱۷۷	..... ۹-۶-۲- هزینه ورق تقویت برشی
۱۷۸	..... ۹-۶-۳- اختلاف هزینه بتن مصرفی
۱۷۸	..... ۹-۶-۴- هزینه ساخت ورق تقویت طرفین تیرچه خود ایستا
۱۷۹	..... ۹-۶-۵- محاسبه اختلاف هزینه نهایی و مقایسه اقتصادی دو طرح
۱۷۹	..... ۹-۷- نتیجه‌گیری

#### فصل دهم : نتیجه گیری و پیشنهادات

۱۸۲	..... ۱۰-۱- مقدمه
۱۸۳	..... ۱۰-۲- نتیجه گیری
۱۸۵	..... ۱۰-۳- پیشنهادات
۱۸۷	..... مراجع
۱۹۱	..... پیوست

## فهرست اشکال

- شکل ۱-۲ : مقطع سقف تیرچه های بتنی خود ایستا..... ۱۲
- شکل ۲-۲ : ترسیمه کرنش در مقطع تیرچه بتنی خود ایستا..... ۱۶
- شکل ۳-۲ : مقطع آرماتورهای بیرون آمده همراه با ورق تقویتی..... ۲۵
- شکل ۴-۲ : ابعاد مقطع تیرچه بتنی خود ایستا با ارتفاع ۱۲ سانتیمتر..... ۲۷
- شکل ۱-۳ : دانه های رس منبسط شده لیکا..... ۴۵
- شکل ۲-۳ : منحنی تغییرات حرارت نسبت به زمان در کوره پخت و خشک کن..... ۴۷
- شکل ۳-۳ : نمونه ای از خنک کننده های ماهواره ای..... ۴۸
- شکل ۴-۳ : مقایسه مقاومت حرارتی مصالح گوناگون..... ۵۳
- شکل ۵-۳ : مقایسه وزن دیوارهای مختلف با افت صوتی یکسان..... ۵۴
- شکل ۶-۳ : برخی از روش های اجرایی محافظت عناصر سازه ای ساختمان
- در برابر آتش برای یک تا چهار ساعت مقاومت..... ۵۶
- شکل ۷-۳ : نمودار تنش-کرنش برای الف) بتن معمولی و ب) بتن سبک..... ۶۲
- شکل ۱-۴ : منحنی دانه بندی ماسه و پودر سنگ..... ۷۸
- شکل ۲-۴ : دستگاه یونیورسال..... ۸۸
- شکل ۳-۴ : آزمایش کشش برزیلی..... ۹۱
- شکل ۱-۵ : خرابای فلزی و اجزای آن..... ۱۰۰
- شکل ۲-۵ : مقطع تیرچه بتنی خود ایستا با ارتفاع ۱۲ سانتیمتر..... ۱۰۲
- شکل ۳-۵ : تیرچه بتنی خود ایستا..... ۱۰۳
- شکل ۴-۵ : مقطع قالب..... ۱۰۳
- شکل ۵-۵ : نمایی از قالب های مونتاژ شده..... ۱۰۴
- شکل ۶-۵ : پلان دیوار استفاده شده به عنوان تکیه گاه..... ۱۰۷
- شکل ۷-۵ : منحنی نیرو-تغییر مکان تیرچه A1..... ۱۰۹
- شکل ۸-۵ : منحنی نیرو-تغییر مکان تیرچه A2..... ۱۰۹

- شکل ۵-۹: منحنی نیرو- تغییر مکان تیرچه A3 ..... ۱۱۰
- شکل ۵-۱۰: منحنی نیرو- تغییر مکان تیرچه A4 ..... ۱۱۰
- شکل ۵-۱۱: منحنی نیرو- تغییر مکان تیرچه A5 ..... ۱۱۰
- شکل ۵-۱۲: منحنی نیرو- تغییر مکان تیرچه A6 ..... ۱۱۱
- شکل ۵-۱۳: منحنی نیرو- تغییر مکان تیرچه B1 ..... ۱۱۱
- شکل ۵-۱۴: منحنی نیرو- تغییر مکان تیرچه B2 ..... ۱۱۱
- شکل ۵-۱۵: منحنی نیرو- تغییر مکان تیرچه B3 ..... ۱۱۲
- شکل ۵-۱۶: منحنی نیرو- تغییر مکان تیرچه B4 ..... ۱۱۲
- شکل ۵-۱۷: منحنی نیرو- تغییر مکان تیرچه هیبرید ..... ۱۱۲
- شکل ۵-۱۸: دیاگرام آزاد تیرچه ..... ۱۱۳
- شکل ۵-۱۹: دیاگرام نیروی برشی برای تیرچه با بار متمرکز ..... ۱۱۳
- شکل ۵-۲۰: دیاگرام لنگر خمشی برای تیرچه با بار متمرکز ..... ۱۱۴
- شکل ۵-۲۱: دیاگرام لنگر خمشی برای تیرچه با بار گسترده یکنواخت ..... ۱۱۴
- شکل ۵-۲۲: نحوه بارگذاری تیرچه سه متری ..... ۱۱۶
- شکل ۵-۲۳: نحوه اندازه گیری تغییر مکان تیرچه بوسیله گیج ..... ۱۱۶
- شکل ۶-۱: مقطع سقف ساخته شده ..... ۱۲۳
- شکل ۶-۲: تصویری از بارگذاری سقف ..... ۱۲۶
- شکل ۷-۱ - هندسه، موقعیت گره ها و دستگاه مختصات المان Solid 65 ..... ۱۳۱
- شکل ۷-۲- خروجی تنش المان Solid 65 ..... ۱۳۳
- شکل ۷-۳- هندسه، موقعیت گره ها و دستگاه مختصات المان Link 8 ..... ۱۳۶
- شکل ۷-۴- خروجی المان Link 8 ..... ۱۳۷
- شکل ۷-۵: تحلیل غیر خطی نرم افزار ANSYS به روش نیوتن رافسون ..... ۱۳۸
- شکل ۷-۶: گامهای یک بارگذاری ..... ۱۴۱
- شکل ۷-۷: تقسیم گامهای بارگذاری به قسمتهای مختلف ..... ۱۴۱
- شکل ۷-۹: منحنی نیرو- تغییر مکان برای تیرچه با ارتفاع ۱۲ سانتیمتر ..... ۱۴۶

- شکل ۷-۹: منحنی نیرو- تغییر مکان برای تیرچه با ارتفاع ۱۵ سانتیمتر..... ۱۴۶
- شکل ۷-۱۰: توزیع تنش در آرماتور در بار خرابی تیرچه ۱۵ سانتیمتری..... ۱۴۷
- شکل ۷-۱۱: توزیع تنش در آرماتور در بار خرابی تیرچه ۱۲ سانتیمتری..... ۱۴۸
- شکل ۷-۱۲: توزیع تنش در بتن در بار خرابی تیرچه ۱۵ سانتیمتری..... ۱۴۹
- شکل ۷-۱۳: توزیع تنش در بتن در بار خرابی تیرچه ۱۲ سانتیمتری..... ۱۴۹
- شکل ۸-۱: مقایسه منحنی های نیرو-تغییر مکان حاصل از تحلیل کامپیوتری  
و آزمایشات برای تیرچه ۱۲ سانتیمتری..... ۱۵۲
- شکل ۸-۲: مقایسه منحنی های نیرو-تغییر مکان حاصل از تحلیل کامپیوتری  
و آزمایشات برای تیرچه ۱۵ سانتیمتری..... ۱۵۲
- شکل ۹-۱: اجرای سقف در تراز ۹/۵ متر بالاتر از سقف طبقه پایین ..... ۱۶۱

## فهرست جداول

- جدول ۱-۲: مقادیر  $a$  و  $x$  بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر..... ۱۴
- جدول ۲-۲: مقادیر  $a$  و  $x$  بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر..... ۱۴
- جدول ۳-۲: مقادیر  $d$  و  $h$  برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۵ متر..... ۱۴
- جدول ۴-۲: مقادیر  $d$  و  $h$  برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۵ متر..... ۱۴
- جدول ۵-۲: مقادیر  $d$  و  $h$  برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۴ متر..... ۱۵
- جدول ۶-۲: مقادیر  $d$  و  $h$  برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۴ متر..... ۱۵
- جدول ۷-۲: مقادیر  $d$  و  $h$  برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۳ متر..... ۱۵
- جدول ۸-۲: مقادیر  $d$  و  $h$  برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۳ متر..... ۱۵
- جدول ۹-۲: مقادیر کرنش آرماتور کششی برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۵ متر..... ۱۶
- جدول ۱۰-۲: مقادیر کرنش آرماتور کششی برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۵ متر..... ۱۶
- جدول ۱۱-۲: مقادیر کرنش آرماتور کششی برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۴ متر..... ۱۷
- جدول ۱۲-۲: مقادیر کرنش آرماتور کششی برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۴ متر..... ۱۷
- جدول ۱۳-۲: مقادیر کرنش آرماتور کششی برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۳ متر..... ۱۷
- جدول ۱۴-۲: مقادیر کرنش آرماتور کششی برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۳ متر..... ۱۷
- جدول ۱۵-۲: مقادیر تنش برشی بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۵ متر..... ۲۰
- جدول ۱۶-۲: مقادیر تنش برشی بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۵ متر..... ۲۰
- جدول ۱۷-۲: مقادیر تنش برشی بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۴ متر..... ۲۰
- جدول ۱۸-۲: مقادیر تنش برشی بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۴ متر..... ۲۱
- جدول ۱۹-۲: مقادیر تنش برشی بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۳ متر..... ۲۱
- جدول ۲۰-۲: مقادیر تنش برشی بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۳ متر..... ۲۱
- جدول ۲۱-۲: مقادیر تغییر مکان بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۵ متر..... ۲۲
- جدول ۲۲-۲: مقادیر تغییر مکان بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۵ متر..... ۲۳
- جدول ۲۳-۲: مقادیر تغییر مکان بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۴ متر..... ۲۳

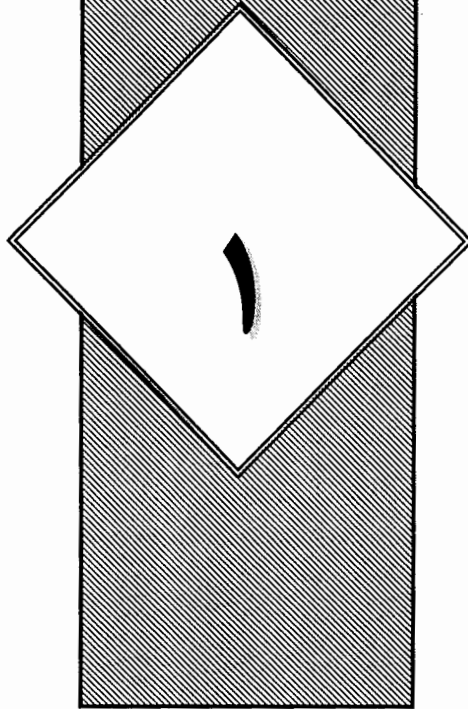


- جدول ۲-۲۴: مقادیر تغییر مکان بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۴ متر ..... ۲۳
- جدول ۲-۲۵: مقادیر تغییر مکان بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۳ متر ..... ۲۳
- جدول ۲-۲۶: مقادیر تغییر مکان بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۳ متر ..... ۲۴
- جدول ۲-۲۷: وزن بتن تیرچه خودایستا با ارتفاع ۱۲ سانتیمتر و تیرچه معمولی بر حسب کیلوگرم ..... ۲۷
- جدول ۲-۲۸: وزن بتن تیرچه خودایستا با ارتفاع ۱۵ سانتیمتر و تیرچه معمولی بر حسب کیلوگرم ..... ۲۸
- جدول ۱-۳: دانسیته بتن کفی برای کاربردهای مختلف ..... ۳۷
- جدول ۲-۳: خواص مکانیکی نوع خاصی از بتن بتا استایرن ..... ۳۸
- جدول ۳-۳: مقاومت فشاری و هدایت حرارتی بتن بتا استایرن ..... ۳۹
- جدول ۴-۳: اطلاعاتی در مورد بتن ریزدانه (سنگدانه های ۱۰ تا ۲۰ میلیمتر) ..... ۴۰
- جدول ۵-۳: آنالیز شیمیایی دانه لیکا ..... ۴۸
- جدول ۶-۳: حدود دانه بندی دانه های سبک لیکا در بتن سازه ای ..... ۵۰
- جدول ۷-۳: کاربرد های لیکا بر حسب اندازه دانه ها ..... ۵۰
- جدول ۸-۳: چگالی و وزن فضایی دانه بندی های لیکا ..... ۵۱
- جدول ۹-۳: جذب آب دانه های لیکا ..... ۵۱
- جدول ۱۰-۳: قابلیت رسانایی حرارتی دانه لیکا ..... ۵۳
- جدول ۱۱-۳: مقایسه مقاومت برخی اجزای ساختمان در برابر آتش ..... ۵۵
- جدول ۱۲-۳: حدود وزن فضایی و مقاومت انواع بتن دانه سبک لیکا ..... ۵۸
- جدول ۱-۴: وزن فضایی لیکا بتن نسبت به وزن ظاهری دانه های مصرفی ..... ۷۴
- جدول ۲-۴: دانه بندی ماسه ۰-۴.۷۵ میلیمتر ..... ۷۶
- جدول ۳-۴: دانه بندی پودر سنگ ..... ۷۷
- جدول ۴-۴: خلاصه ای از طرح اختلاط بدست آمده ..... ۸۶
- جدول ۵-۴: طرح اختلاط اولیه بر گرفته از مرجع [۱۶] ..... ۹۲
- جدول ۶-۴: طرح اختلاط نمونه های A1 ، A2 و A3 با عیار سیمان ۳۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب ..... ۹۵
- جدول ۷-۴: طرح اختلاط نمونه های B1 ، B2 و B3 با عیار سیمان ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب ..... ۹۵
- جدول ۸-۴: طرح اختلاط نمونه های C1 ، C2 و C3 با عیار سیمان ۴۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب ..... ۹۵

- جدول ۴-۹: طرح اختلاط نمونه های D1 ، D2 و D3 با عیار سیمان ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب ..... ۹۶
- جدول ۴-۱۰: نتایج آزمایشات بر روی نمونه ها ..... ۹۷
- جدول ۵-۱: طرح اختلاط بتن ناحیه کششی تیرچه هیبرید با عیار سیمان ۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب ..... ۱۰۶
- جدول ۷-۱- اطلاعات ورودی المان Solid 65 ..... ۱۳۱
- جدول ۷-۲- نتایج خروجی المان Solid 65 ..... ۱۳۲
- جدول ۷-۳- اطلاعات ورودی المان Link 8 ..... ۱۳۶
- جدول ۷-۴- نتایج خروجی المان Link 8 ..... ۱۳۷
- جدول ۸-۱- متوسط بار خرابی ناشی از آزمایش و تحلیل کامپیوتری ..... ۱۵۳
- جدول ۹-۱- برآورد بهای هر متر مکعب بتن سبک مقاومت بالا ..... ۱۶۷

---

فصل



مقدمه

---

نگاهی کوتاه به زندگی بشر، از گذشته تا کنون و همچنین سیر پیشرفت او در زمینه مسکن، از غارنشینی تا زندگی در آسمانخراشها، بیانگر نیاز او به داشتن سرپناهی امن بوده که در آن از آسایش و رفاه نیز برخوردار باشد.

نگاهی دیگر بر زمین لرزه‌های رخ داده در سالهای اخیر و ویرانی‌ها و شمار قربانیان برجای مانده، بیانگر آنست که این سرپناه‌ها چگونه به جای آنکه حافظ جان انسانها باشند، آفت جان آنها شده‌اند، بطوریکه شنیدن نام زمین لرزه، لرزه بر اندام هر انسان با هر تفکر و هر حرفه‌ای می‌اندازد. افزایش جمعیت و محدود بودن اراضی شهری از سوی دیگر انسان را به ساخت خانه‌هایی در ارتفاع واداشته است. امروزه با توجه به مرتفع بودن ساختمانها، استفاده از سیستم‌های نوین در صنعت ساختمان که در ضمن تضمین ایمنی، سرعت و سهولت اجرا و اقتصاد را بهبود بخشد، مدنظر طراحان و مهندسان بوده است.

در راستای کوشش گردید با اتخاذ تدابیری، سقفی بنا شود که در اکثر موارد، مشابه و شامل مزایای سیستم سقف تیرچه بلوک باشد و تنها فاقد معایب آن (به خصوص شمع بندی). شمع بندی و مشکلات مربوط به آن، یکی از بزرگترین معایب سیستم تیرچه بلوک می‌باشد. کار گذاشتن شمع‌ها در فواصل استاندارد و با ضوابط دست و پا گیر و تراز کردن تیرچه‌ها و دادن خیز منفی به آنها با استفاده از گوه، مستلزم صرف زمان و دقت زیاد می‌باشد. رعایت چنین قوانین دست و پا گیر، موجبات نارضایتی پیمانکاران را فراهم آورده و عدم رعایت آن نارضایتی ناظران را.

در سیستم سقف رایج و سنتی تیرچه بلوک، تیرچه به تنهایی جوابگوی بارهای وارده نمی‌باشد و وزن بتن تازه که بر روی آن ریخته می‌شود، توسط شمع‌ها تحمل می‌گردد. در سیستم مذکور

اجرای هر سقف منوط به اجرای سقف طبقه قبل و اطمینان از حصول مقاومت کافی بتن آن می باشد (۷۰ درصد مقاومت نهایی) [۲]. با حذف شمع به عنوان مهره ای آچمز، اجرای مستقل سقف ها میسر گردیده و موجبات صرفه جویی های قابل توجه در زمان، نتایج مثبت اقتصادی و رفع بسیاری از مشکلات ناشی از آن پدید می آید.

در سیستم پیشنهادی که "سقف تیرچه بتنی خود ایستا" نام دارد، و از ویژگی بتن سبک سازه ای بهره برده شده است، کلیه نیرو های وارده قبل از گیرش بتن دال توسط خود تیرچه تحمل میشود و تیرچه بدون نیاز به اجرای شمع با تکیه بر توانایی های خود انتقال بار را انجام میدهد.

در این پایان نامه، نحوه دست یابی به چنین تکنولوژی ارزشمندی با تمام جزئیاتش، در ۱۰ فصل خدمت خوانندگان بزرگوار تقدیم می گردد.

فصل اول (فصل جاری) مختص به مقدمه می باشد.

در فصل دوم به بررسی معایب استفاده از شمع در صنعت ساختمان و به معرفی سیستم سقف تیرچه های بتنی خود ایستا و ارائه نحوه محاسبات مربوط پرداخته می شود. فرضیات مربوط به محاسبه و طراحی به همراه کنترل های لازم در ادامه ارائه گردیده است. در پایان این فصل ضرورت استفاده از بتن سبک سازه ای به منظور سبک سازی و مسائل اجرایی مربوط نتیجه گیری می شود.

به دلیل لزوم استفاده از بتن سبک سازه ای در تیرچه های بتنی خود ایستا، در فصل سوم به معرفی این نوع بتن و خواص آن پرداخته شده است.

به منظور دست یابی به بتن سبک سازه ای مصرفی در تیرچه های بتنی خود ایستا، مطابق با فرضیات انجام شده در محاسبات فصل دوم و با استفاده از مطالب گردآوری شده در فصل سوم، آزمایشاتی صورت پذیرفت. نحوه انجام این آزمایشات به همراه نتایج آن در فصل چهارم ارائه گردیده است.

در فصل پنجم نحوه ساخت تیرچه های بتنی خود ایستا با استفاده از تکنولوژی بتن سبک سازه ای به دست آمده از آزمایشات فصل چهارم تشریح گردیده است. در ادامه به بحث در مورد چگونگی انجام آزمایشات با مقیاس واقعی بر روی تیرچه ها و ارائه نتایج مربوطه پرداخته شده است.

به دنبال نتایج به دست آمده از آزمایشات فصل پنجم، معرفی مراحل ساخت سقف با مقیاس واقعی، آزمایشات مربوط به آن و معیارهای پذیرش سقف از نظر استاندارد ۲۹۰۹ و آیین نامه بتن ایران (آبا)، به فصل ششم موكول گردیده است.

در فصل هفتم به منظور بررسی و شناخت بیشتر خصوصیات تیرچه های بتنی خود ایستا، پس از معرفی نرم افزار ANSYS (ver.5.4) به تحلیل تیرچه ها با استفاده از این نرم افزار پرداخته شده و در انتهای این فصل نتایج تحلیل، به طور مدون ارائه گردیده است.

مقایسه نتایج به دست آمده از آزمایشات، تحلیل کامپیوتری و محاسبات کلاسیک طراحی سازه های بتن آرمه به فصل هشتم واگذار شده است.

در فصل نهم ابتدا به طور مبسوط، به بررسی معایب استفاده از شمع بندی در سیستم سقف تیرچه بلوک و مزایای حذف آن در سیستم سقف تیرچه های بتنی خود ایستا پرداخته شده است.

در ادامه مقایسه ای گسترده به لحاظ اقتصادی و کیفی میان سیستم سقف تیرچه های بتنی خود ایستا با سیستم سقف تیرچه بلوک معمولی و سیستم های فاقد شمع بندی، صورت پذیرفته است. در فصل پایانی یعنی دهمین فصل، نتایج به دست آمده در طول این تحقیق به طور خلاصه ارائه و به منظور تقلیل کاستی ها و بهبود عملکرد سیستم پیشنهاداتی مطرح شده است. پیوستی شامل برخی تصاویر گرفته شده از نحوه انجام پایان نامه و مراجع استفاده شده در قسمت پایانی قابل دسترسی میباشد.

---

# فصل

معرفی تیرچه های بتنی

خود ایستا و ارائه

محاسبات و کنترل‌های

مربوط به آن

۲

---



## ۲-۱- مقدمه

یکی از بزرگترین معایب سیستم سقف تیرچه بلوک، که رایج ترین سیستم احداث سقف در چند دهه اخیر کشور بوده است، شمع بندی و مشکلات مربوط به آن می باشد. کار گذاشتن شمع ها در فواصل استاندارد و با ضوابط دست و پا گیر و تراز کردن تیرچه ها و دادن خیز منفی به آنها با استفاده از گوه، مستلزم صرف زمان و دقت زیاد می باشد که غالبا از کیفیت لازم برخوردار نمی باشد. در سیستم سقف تیرچه بلوک، تیرچه به تنهایی جوابگوی بار وارده نمی باشد و وزن بتن تازه که بر روی آن ریخته می شود، توسط شمع ها تحمل می گردد. حال اگر خطایی در نحوه اجرای شمع ها به دلیل بی دقتی و یا هر دلیل دیگر مانند ضعف خود شمع ها موجود باشد، منجر به وقایع تلخی می گردد که گاه در زمان اجرا و در گوشه و کنار به وقوع پیوسته است.

معایب استفاده از شمع به موارد مذکور محدود نمی گردد. بزرگترین عیب استفاده از این سیستم آنست که اجرای سقف هر طبقه منوط به اجرای سقف قبل و اطمینان از حصول پایداری کافی آن می باشد. در سیستم مذکور زمانیکه به اندازه کافی از گرفتن بتن سقف اطمینان حاصل شد، شمع ها با ترتیبی خاص از زیر سقف برداشته شده و بر روی آن و در زیر تیرچه های سقف طبقه بعد کار گذاشته می شوند تا سقف طبقه مذکور بنا گردد. گرفتن بتن سقف، بسته به فصول مختلف و درجه حرارت هوا، ممکن است به مدت دو هفته تا ۲۰ روز به طول بیانجامد. بنابراین زمان لازم برای اجرای سقف های یک ساختمان ۶ طبقه ممکن است به سه ماه برسد.

این درحالیست که اگر اجرای سقف ها به طور مستقل و همزمان انجام پذیرد ممکن است مدت زمان سه ماه به دو هفته کاهش یابد. صرفه جویی در زمان باتوجه به لحاظ نمودن تورم قیمت ها و

سود سرمایه می‌تواند به صرفه جویی قابل توجه اقتصادی منجر گردد. در ضمن حذف شمع به دلیل هزینه بالای خود شمع و اجرای آن، خود باعث بهبود اقتصاد طرح می‌گردد.

بعنوان مثال مواقعی پیش می‌آید که کارفرما به دلایلی قصد دارد و یا حتی مجبور است که پروژه هر چه سریعتر تمام گردد و یا اینکه پیمانکاری از تمامی فرجه‌ها استفاده نموده است و باید تا زمان معلومی پروژه را تحویل کارفرما دهد و گرنه مشمول مجازاتهای سنگین مالی قید شده در قرارداد خواهد گردید. در تمامی این حالتها پارامتر زمان مهمترین مسأله بوده و نمی‌توان محقق نشدن آنرا با پارامتر دیگری جبران نمود، لذا سیستمی که بتواند در زمان صرفه‌جویی نماید (ولو با هرشرایطی) می‌تواند در چنین مواردی، بعنوان تنها کلید، راهگشای کار باشد. معایب استفاده از شمع به عوامل مذکور نیز محدود نمی‌گردد و در زمان مقتضی به بررسی کامل آن پرداخته خواهد شد.

معایب و محدودیت های استفاده از شمع بندی این ایده را در ذهن پدید می‌آورد که با اتخاذ تدابیری، سقفی بنا شود که در اکثر موارد مشابه و شامل مزایای سیستم سقف تیرچه بلوک باشد و تنها فاقد معایب آن.

## ۲-۲- تاریخچه استفاده از سیستم‌های اجرای سقف بدون شمع زنی

سیستم سقف تیرچه‌های بتنی خود ایستا، با آنکه حالت ابداعی دارد، اولین طرح سقف بدون شمع‌زنی نمی‌باشد. سیستم سقف کامپوزیت (حالت بدون شمع زنی) و سیستم تیرچه‌های با جان

باز، که بصورت کامپوزیت و همراه با بلوک (کرمیت) اجرا می‌شوند و نیز سیستم تیرچه های پیش تنیده، از سیستم‌های سقف رایج در کشور محسوب می‌گردند که فاقد شمع می‌باشند.

سیستم تیرچه‌های بتنی خود ایستا که از جنس بتن (سبک) می‌باشد، چنانچه از بوتۀ آزمایش سربلند بیرون آید و از فیلترهای اجرایی و اقتصادی گذر نماید، با توجه به مزایایی که دارد و معایب آن که تا حد زیادی رفع شده است، می‌تواند به عنوان سیستمی نوین و کارآمد، مورد استفاده قرار گیرد.

## ۲-۳- معرفی تیرچه‌های بتنی خود ایستا و محاسبات و کنترل های مربوطه

با حذف شمع از زیر تیرچه‌ها، کلیه بارهایی که در سیستم تیرچه بلوک (قبل از گرفتن بتن دال) به شمع منتقل می‌گردید، اعم از وزن بتن تازه و بارهای وارده حین اجرا، باید توسط خود تیرچه‌ها تحمل گردد. لذا باید تیرچه‌ها را در مقابل چنین بارهایی مقاوم سازیم. یکی از راههای افزایش مقاومت تیرچه‌ها افزایش ابعاد مقطع آنها می‌باشد. با توجه به آنکه افزایش در ارتفاع نسبت به عرض، تأثیر بیشتری در بالا بردن مقاومت دارد، به دنبال پیدا کردن ارتفاعی برای مقطع می‌باشیم که تیرچه با آن (ارتفاع) مقطع، جوابگوی نیروهای وارده باشد.

مجدداً یادآوری می‌شود که بسیاری از خصوصیات سقف تیرچه بلوک، در این سیستم ثابت نگاه داشته شده‌اند تا فلسفه استفاده از مزایای آن مخدوش نگردد و زمانی که دال بتنی مقاومت لازم را کسب نمود، شرایط لازم برای تحمل بارهای مرده کف‌سازی و تیغه‌بندی و ... و بار زنده را دارا باشد.

در این سیستم عرض تیرچه‌ها، ارتفاع نهایی سقف، فاصله تیرچه‌ها از هم، نوع بلوک، ضخامت دال بتنی، مقدار و نوع آرماتور مصرفی و محل قرارگیری آنها در تیرچه‌ها و مقاومت فشاری بتن مصرفی ثابت نگاه داشته شده است و تنها تفاوت، آن است که ارتفاع لازم برای جان تیرچه در دو مرحله تامین می‌گردد.

در ذیل به محاسبه ارتفاع لازم برای تیرچه خود ایستا و کنترل آن می‌پردازیم.

### ۲-۳-۱- محاسبه ارتفاع لازم برای تیرچه خود ایستا

در انجام محاسبات جهت تعیین ارتفاع لازم فرضیات زیر صورت پذیرفته است:

۱. طراحی بر اساس آئین نامه ACI می‌باشد [۶].
۲. مقاومت فشاری ۲۱ روزه بتن مصرفی برابر با ۲۴۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می‌باشد. با توجه به آنکه یکی از اهداف سیستم پیشنهادی صرفه جویی در زمان می‌باشد، بجای مقاومت فشاری ۲۸ روزه از مقاومت ۲۱ روزه استفاده شده است.
۳. آرماتور مصرفی از نوع AII با تنش تسلیم ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می‌باشد.
۴. ضریب افزایش بار مرده برابر ۱/۴ بر اساس مطالعات آماری با احتمال خرابی نزدیک به صفر به مقدار ۱/۲ نیز می‌توان کاهش داد.
۵. بلوک مصرفی از نوع سفال و پلاستوفوم (چگالی ۱۲ کیلوگرم در متر مکعب) می‌باشد.
۶. ضخامت دال بتنی برابر با ۵ سانتی متر و ارتفاع بلوک برابر با ۲۰ سانتی متر فرض گردیده است که مشابه با سیستم رایج سقف تیرچه بلوک می‌باشد.

۷. محاسبات بر مبنای دو فاصله مختلف محور تا محور تیرچه ها، یعنی ۵۰ و ۷۰ سانتیمتر انجام شده است.

۸. وزن مخصوص بتن تازه مصرفی در ساخت تیرچه ها ۱۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب فرض گردیده است و دلیل استفاده از بتن سبک، سهولت در حمل و نقل و نصب تیرچه ها می باشد.

۹. وزن مخصوص بتن مصرفی در دال بتنی و فضای باقیمانده روی تیرچه ها، ۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب فرض گردیده است.

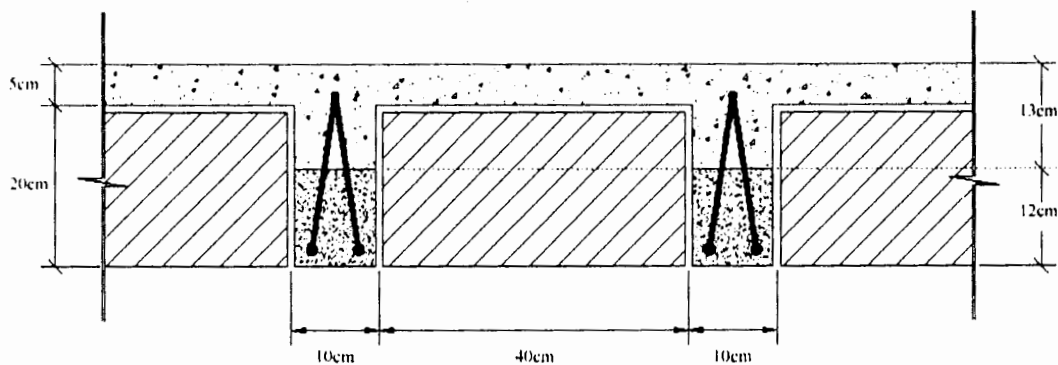
۱۰. طراحی آرماتور مصرفی بر اساس نشریه ۹۴ سازمان مدیریت و برنامه ریزی انجام شده است [۱]. لذا مقدار آرماتور مصرفی با آنچه که در سقف های تیرچه و بلوک رایج استفاده می شود، یکسان فرض گردیده است.

۱۱. ارتفاع اولیه تیرچه جهت انجام بارگذاری ۱۲ سانتی متر فرض گردیده است.

۱۲. مجموع بار مرده و زنده جهت طرح فولاد مصرفی برابر با ۸۰۰ کیلوگرم بر متر مربع فرض شده است.

۱۳. بار حین اجرا ۸۰ کیلوگرم بر متر مربع، به عنوان بار زنده و با ضریب افزایش بار ۱/۷ فرض گردیده است.

در ادامه نحوه انجام بارگذاری و تعیین بار وارد بر طول تیرچه ها، برای ۴ حالت فاصله محور تا محور تیرچه ها برابر ۵۰ و ۷۰ سانتیمتر و استفاده از بلوک پلاستوفوم و بلوک سفال (مطابق شکل ۱-۲) ارائه می گردد. بار وارد بر تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر عبارتست از:



شکل ۱-۲: مقطع سقف تیرچه های بتنی خود ایستا

وزن دال (بتن روی تیرچه در هر مترمربع) :  $(0.05 \times 1 \times 1 + 2 \times 0.08 \times 0.1) \times 2400 = 158.4 \text{ Kg/m}^2$

وزن تیرچه با بتن سبک :  $(2 \times 0.12 \times 0.1 + 2 \times 0.015 \times 0.03) \times 1500 = 38.7 \text{ Kg/m}^2$

با استفاده از بلوک پلاستوفوم:

وزن بلوک پلاستوفوم :  $2 \times 0.4 \times 0.2 \times 1 \times 12 = 1.92 \text{ Kg/m}^2$

کل بار مرده در هر متر مربع :  $199.02 \cong 200 \text{ Kg}$

کل بار مرده وارد بر هر تیرچه :  $100 \text{ Kg}$

با استفاده از سفال:

وزن بلوک سفال :  $8 \times 12 = 96 \text{ Kg/m}^2$

کل بار مرده در هر متر مربع :  $291.75 \cong 300 \text{ Kg}$

کل بار مرده وارد بر هر تیرچه :  $150 \text{ Kg}$

چنانچه فاصله محور تا محور تیرچه ها برابر با ۷۰ سانتیمتر باشد، میزان افزایش بار مرده وارد

بر هر متر تیرچه، با توجه به اینکه تنها عرض دال تغییر یافته است، به شرح زیر است:

$$(0.7 - 0.5) \times 0.05 \times 2400 = 24 \text{ Kg/m}$$

با توجه به میزان افزایش بار بدست آمده، بار مرده وارده بر تیرچه در دو حالت استفاده از بلوک

پلاستوفوم و سفال، به ترتیب ۱۲۵ و ۱۷۵ کیلوگرم بر متر خواهد بود. همچنین بار زنده وارد بر

تیرچه ها از ۴۰ به ۵۶ کیلوگرم افزایش پیدا خواهد نمود.

نحوه محاسبه ارتفاع موثر لازم براساس یکسان قرار دادن لنگر خمشی مقاوم مقطع با لنگر اسمی ناشی از حالات بارگذاری معرفی شده می باشد. به منظور اختصار تنها فرمولها و پارامترهای موجود در آن معرفی شده و نتایج محاسبات به صورت جداولی (جداول ۱-۲ تا ۸-۲) ارائه و از نوشتن جزئیات محاسبات خودداری شده است (در کلیه مراحل طراحی و کنترل مقطع، نحوه ارائه بر همین منوال خواهد بود).

لازم به ذکر است که در انجام محاسبات، تنش موجود در آرماتورها در حد تنش تسلیم فرض شده است، لذا کنترل جاری شدن آرماتورها در مرحله بعدی انجام پذیرفته است.

$$0.85.f'_c.a.b = A_s.f_y \quad (۱-۲)$$

$$M_u = \frac{(\psi_D.\omega_D + \psi_L.\omega_L).L^2}{8} \quad (۲-۲)$$

$$A_s.f_y(d - \frac{a}{2}) = \frac{M_u \times 10^5}{\phi} \quad (۳-۲)$$

$M_u$ : لنگر خمشی ضریب دار ناشی از بارهای خارجی ( $T.m$ )

$\omega_D$  و  $\omega_L$ : بار مرده و زنده وارد بر هر تیرچه ( $T/m$ )

$L$ : طول تیرچه ( $m$ )

$\psi_D$  و  $\psi_L$ : ضریب افزایش بار مرده و زنده

$A_s$ : سطح مقطع فولاد کششی ( $cm^2$ )

$f'_c$ : مقاومت مشخصه بتن ( $kg/cm^2$ )

$f_y$ : تنش تسلیم مصرفی ( $kg/cm^2$ )

$d$ : عمق موثر مقطع ( $cm$ )

$a$ : ارتفاع بلوک تنش ویتنی ( $cm$ )

b: عرض تیرچه (cm)

x: ارتفاع تار خنثی تا وجه فشاری (cm)

$\phi$ : ضریب کاهش ظرفیت خمشی برابر با ۰/۹

جدول ۱-۲: مقادیر a و x بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر

x	a	$A_p$	L
۶/۱۹	۵/۲۶	۳/۵۸	۵
۳/۹۱	۳/۳۲	۲/۲۶	۴
۲/۷۲	۲/۳۱	۱/۵۷	۳

جدول ۲-۲: مقادیر a و x بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر

x	a	$A_p$	L
۶/۹۶	۵/۹۱	۴/۰۲	۵
۵/۲۸	۴/۴۹	۳/۰۵	۴
۲/۷۲	۲/۳۱	۱/۵۷	۳

جدول ۳-۲: مقادیر d و h برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۵ متر

h	d اختیاری شده	d محاسباتی	$\omega_D$	$\psi_D$	نوع بلوک
۱۲	۱۰/۵	۸/۷۱	۰/۱۰	۱/۲	پلاستوفوم
۱۲	۱۰/۵	۹/۳۶	۰/۱۰	۱/۴	
۱۲	۱۰/۵	۱۰/۵۵	۰/۱۵	۱/۲	سفال
۱۴	۱۲/۵	۱۱/۶۲	۰/۱۵	۱/۴	

جدول ۴-۲: مقادیر d و h برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۵ متر

h	d اختیاری شده	d محاسباتی	$\omega_D$	$\psi_D$	نوع بلوک
۱۲	۱۰/۵	۱۰/۰۲	۰/۱۲۵	۱/۲	پلاستوفوم
۱۳	۱۱/۵	۱۰/۷۴	۰/۱۲۵	۱/۴	
۱۴	۱۲/۵	۱۱/۷۴	۰/۱۷۵	۱/۲	سفال
۱۵	۱۳/۵	۱۲/۷۵	۰/۱۷۵	۱/۴	



جدول ۲-۵: مقادیر  $h$  و  $d$  برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۴ متر

نوع بلوک	$\psi_D$	$\omega_D$	$d$ محاسباتی	$d$ اختیاری شده	$h$
پلاستوفوم	۱/۲	۰/۱۰	۷/۸۲	۱۰/۵	۱۲
	۱/۴	۰/۱۰	۸/۴۸	۱۰/۵	۱۲
سفال	۱/۲	۰/۱۵	۹/۷۹	۱۰/۵	۱۲
	۱/۴	۰/۱۵	۱۰/۷۷	۱۱/۵	۱۳٫۴

جدول ۲-۶: مقادیر  $h$  و  $d$  برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۴ متر

نوع بلوک	$\psi_D$	$\omega_D$	$d$ محاسباتی	$d$ اختیاری شده	$h$
پلاستوفوم	۱/۲	۰/۱۲۵	۸/۲۰	۱۰/۵	۱۲
	۱/۴	۰/۱۲۵	۸/۸۰	۱۰/۵	۱۲
سفال	۱/۲	۰/۱۷۵	۹/۶۵	۱۰/۵	۱۲
	۱/۴	۰/۱۷۵	۱۰/۵۰	۱۰/۵	۱۲

جدول ۲-۷: مقادیر  $h$  و  $d$  برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۳ متر

نوع بلوک	$\psi_D$	$\omega_D$	$d$ محاسباتی	$d$ اختیاری شده	$h$
پلاستوفوم	۱/۲	۰/۱۰	۶/۱۴	۸/۵	۱۰
	۱/۴	۰/۱۰	۶/۶۷	۸/۵	۱۰
سفال	۱/۲	۰/۱۵	۷/۷۴	۸/۵	۱۰
	۱/۴	۰/۱۵	۸/۵۳	۸/۵	۱۰

جدول ۲-۸: مقادیر  $h$  و  $d$  برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۳ متر

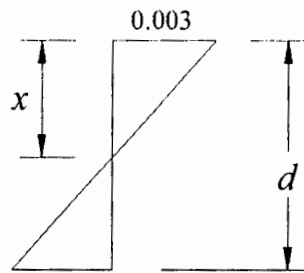
نوع بلوک	$\psi_D$	$\omega_D$	$d$ محاسباتی	$d$ اختیاری شده	$h$
پلاستوفوم	۱/۲	۰/۱۲۵	۷/۶۶	۸/۵	۱۰
	۱/۴	۰/۱۲۵	۸/۳۳	۸/۵	۱۰
سفال	۱/۲	۰/۱۷۵	۹/۲۵	۹/۵	۱۱
	۱/۴	۰/۱۷۵	۱۰/۱۸	۱۰/۵	۱۲

## ۲-۳-۲- کنترل جاری شدن آرماتور کششی

مطابق با محاسبات زیر و شکل ۲-۲، چنانچه میزان کرنش فولاد ( $\epsilon_s$ )، از کرنش نظیر جاری شدن فولاد ( $\epsilon_{y_s}$ )

بیشتر باشد، فرض جاری شدن آرماتورهای کششی در محاسبات بالا مصداق پیدا خواهد نمود (نتایج در جداول ۲-۹

تا ۲-۱۴).



شکل ۲-۲: ترسیمه کرنش در مقطع تیرچه بتنی خود ایستا

$$\frac{\epsilon_s}{d-x} = \frac{0.003}{x} \Rightarrow \epsilon_s = 0.003 \frac{d-x}{x} \quad (۲-۴)$$

$$\epsilon_y = \frac{3000}{2 \times 10^6} = 1.5 \times 10^{-3}$$

جدول ۲-۹: مقادیر کرنش آرماتور کششی برای

تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۵ متر

$\epsilon_s$	$x$	$d$	نوع بلوک
۰/۰۰۲۱	۶/۱۹	۱۰/۵	پلاستوفوم
۰/۰۰۲۱	۶/۱۹	۱۰/۵	
۰/۰۰۲۱	۶/۱۹	۱۰/۵	سفال
۰/۰۰۳۱	۶/۱۹	۱۲/۵	

جدول ۲-۱۰: مقادیر کرنش آرماتور کششی برای

تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۵ متر

$\epsilon_s$	$x$	$d$	نوع بلوک
۰/۰۰۱۵	۶/۹۶	۱۰/۵	پلاستوفوم
۰/۰۰۲۰	۶/۹۶	۱۱/۵	
۰/۰۰۲۴	۶/۹۶	۱۲/۵	سفال
۰/۰۰۲۸	۶/۹۶	۱۳/۵	

جدول ۲-۱۱: مقادیر کرنش آرماتور کششی برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۴ متر

نوع بلوک	$d$	$x$	$\epsilon_s$
پلاستوفوم	۱۰/۵	۳/۹۱	۰/۰۰۵۱
	۱۰/۵	۳/۹۱	۰/۰۰۵۱
سفال	۱۰/۵	۳/۹۱	۰/۰۰۵۱
	۱۱/۵	۳/۹۱	۰/۰۰۵۸

جدول ۲-۱۲: مقادیر کرنش آرماتور کششی برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۴ متر

نوع بلوک	$d$	$x$	$\epsilon_s$
پلاستوفوم	۱۰/۵	۵/۲۸	۰/۰۰۳۰
	۱۰/۵	۵/۲۸	۰/۰۰۳۰
سفال	۱۰/۵	۵/۲۸	۰/۰۰۳۰
	۱۰/۵	۵/۲۸	۰/۰۰۳۰

جدول ۲-۱۳: مقادیر کرنش آرماتور کششی برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۳ متر

نوع بلوک	$d$	$x$	$\epsilon_s$
پلاستوفوم	۸/۵	۲/۷۲	۰/۰۰۶۴
	۸/۵	۲/۷۲	۰/۰۰۶۴
سفال	۸/۵	۲/۷۲	۰/۰۰۶۴
	۸/۵	۲/۷۲	۰/۰۰۶۴

جدول ۲-۱۴: مقادیر کرنش آرماتور کششی برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۳ متر

نوع بلوک	$d$	$x$	$\epsilon_s$
پلاستوفوم	۸/۵	۲/۷۲	۰/۰۰۶۴
	۸/۵	۲/۷۲	۰/۰۰۶۴
سفال	۹/۵	۲/۷۲	۰/۰۰۷۵
	۱۰/۵	۲/۷۲	۰/۰۰۸۶

نظر به اینکه میزان کرنش فولاد ( $\epsilon_s$ ) در کلیه موارد از کرنش نظیر جاری شدن ( $\epsilon_y$ ) بیشتر می باشد، فرض جاری شدن آرماتور های کششی در محاسبات بند ۲-۳-۱ مصداق داشته است.

### ۲-۳-۳- کنترل عرض ترک

با توجه به آنکه حتی در شرایط دقیق آزمایشگاهی، دقت زیاد در محاسبه عرض ترک منطقی به نظر نمی رسد، پارامتر  $Z$  بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و به عنوان ضریبی از عرض ترک تعریف می گردد. با توجه به کثرت روابط، از نوشتن روابط موجود تا پیدایش  $Z$  صرف نظر شده است. بطور خلاصه طبق آیین نامه ACI کنترل عرض ترک با معرفی مقداری حداکثر برای  $Z$  و بر پایه رابطه ۲-۵ می باشد [۶]:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (2-5)$$

$f_s$ : تنش میلگردها تحت بارهای خدمت ( $kg/cm^2$ ). طبق توصیه ACI،  $0.6f_y$  منظور شده است.

$d_c$ : فاصله وجه کششی تا مرکز ثقل نزدیکترین میلگرد کششی (cm).

$A$ : مساحتی از بتن که حول یک میلگرد را احاطه کرده است ( $cm^2$ ).

$$Z = 1800 \sqrt[3]{1.5 \times 15} = 5081 < 26000 \quad (\text{میزان حداکثر برای بتن در تماس با هوای خارج})$$

بنابراین در مورد تیرچه های بتنی خود ایستا، عرض ترک کنترل شده است.

### ۲-۳-۴- حداقل پوشش آرماتور

جهت پوشش آرماتورها در تیرچه، حداقل پوشش بتن، مطابق با نشریه ۹۴ سازمان برنامه و

بودجه برابر با ۱۰ میلیمتر می باشد که به هنگام ساخت تیرچه ها این مساله رعایت گردیده است.

## ۲-۳-۵- کنترل مقاومت تیرچه خود ایستا در مقابل برش

نحوه محاسبه تنش برشی اسمی حداکثر در تیرچه ها با حالات مختلف، مطابق با روابط زیر

می باشد:

$$V_u = \frac{(\psi_D \cdot \omega_D + \psi_L \cdot \omega_L) \cdot L}{2} \quad (۲-۶)$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \quad (۲-۷)$$

$$v_n = \frac{V_n}{b \times d} \quad (۲-۸)$$

$\omega_D$  و  $\omega_L$ : بار مرده و زنده وارد بر هر تیرچه ( $T/m$ )

$\psi_D$  و  $\psi_L$ : ضریب افزایش بار مرده و زنده

$V_u$ : نیروی برشی ضریب دار در انتهای تیرچه ( $T$ )

$\phi$ : ضریب کاهش ظرفیت برشی برابر با ۰/۸۵

$V_n$ : نیروی برشی اسمی در انتهای تیرچه ( $T$ )

$v_n$ : تنش برشی موجود ( $kg/cm^2$ )

با توجه به آزمایشات انجام شده جهت تعیین مقاومت کششی دونیم شدن ( $f_{ct}$ )، مقدار آن برای

بتن سبک سازه ای مصرفی در تیرچه ها بطور متوسط  $28 kg/cm^2$  تعیین شد. با توجه به توضیحات

ارائه شده در بند ۳-۶-۶-۱۲ این تحقیق، مقدار  $\frac{f_{ct}}{1.78}$  برابر  $15/73 kg/cm^2$  محاسبه گردید که از

$\sqrt{f'_c}$  که مقدار آن  $15/49 kg/cm^2$  است، بیشتر می باشد. لذا در محاسبات بجای  $\frac{f_{ct}}{1.78}$  از همان

$\sqrt{f'_c}$  استفاده می گردد. در نتیجه علیرغم استفاده از بتن سبک، مقاومت برشی تیرچه کاهش

نمی یابد.

$$v_c = 0.53\sqrt{f'_c} = 0.53\sqrt{240} = 8.21 \text{ kg/cm}^2 \quad (9-2)$$

$v_c$ : مقاومت برشی بتن ( $\text{kg/cm}^2$ )

براساس آیین نامه ACI در مورد تیرچه ها می توان مقاومت برشی را ۱۰ درصد افزایش داد و از

ضریب ۱/۱ استفاده نمود که در جهت اطمینان از افزایش ۱۰ درصد ظرفیت صرفنظر شده است.

نتایج بطور خلاصه در جداول ۲-۱۵ تا ۲-۲۰ درج گردیده است.

جدول ۲-۱۵: مقادیر تنش برشی بدست آمده برای تیرچه های با

فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۵ متر ( $\text{kg/cm}^2$ )

نوع بلوک	$\omega_D$	$\psi_D$	$d$	$v_n$
پلاستوفوم	۰/۱۰	۱/۲	۱۰/۵	۵/۲۷
	۰/۱۰	۱/۴	۱۰/۵	۵/۸۳
سفال	۰/۱۵	۱/۲	۱۰/۵	۶/۹۵
	۰/۱۵	۱/۴	۱۲/۵	۶/۵۴

جدول ۲-۱۶: مقادیر تنش برشی بدست آمده برای تیرچه های با

فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۵ متر ( $\text{kg/cm}^2$ )

نوع بلوک	$\omega_D$	$\psi_D$	$d$	$v_n$
پلاستوفوم	۰/۱۲۵	۱/۲	۱۰/۵	۶/۸۷
	۰/۱۲۵	۱/۴	۱۱/۵	۶/۹۱
سفال	۰/۱۷۵	۱/۲	۱۲/۵	۷/۱۸
	۰/۱۷۵	۱/۴	۱۳/۵	۷/۴۱

جدول ۲-۱۷: مقادیر تنش برشی بدست آمده برای تیرچه های با

فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۴ متر ( $\text{kg/cm}^2$ )

نوع بلوک	$\omega_D$	$\psi_D$	$d$	$v_n$
پلاستوفوم	۰/۱۰	۱/۲	۱۰/۵	۴/۲۱
	۰/۱۰	۱/۴	۱۰/۵	۴/۶۶
سفال	۰/۱۵	۱/۲	۱۰/۵	۵/۵۶
	۰/۱۵	۱/۴	۱۱/۵	۵/۶۹

جدول ۲-۱۸: مقادیر تنش برشی بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۴ متر ( $kg/cm^2$ )

نوع بلوک	$\omega_D$	$\psi_D$	$d$	$v_n$
پلاستوفوم	۰/۱۲۵	۱/۲	۱۰/۵	۵/۴۹
	۰/۱۲۵	۱/۴	۱۰/۵	۶/۰۵
سفال	۰/۱۷۵	۱/۲	۱۰/۵	۶/۸۴
	۰/۱۷۵	۱/۴	۱۰/۵	۷/۶۲

جدول ۲-۱۹: مقادیر تنش برشی بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۳ متر ( $kg/cm^2$ )

نوع بلوک	$\omega_D$	$\psi_D$	$d$	$v_n$
پلاستوفوم	۰/۱۰	۱/۲	۸/۵	۳/۹۰
	۰/۱۰	۱/۴	۸/۵	۴/۳۲
سفال	۰/۱۵	۱/۲	۸/۵	۵/۱۵
	۰/۱۵	۱/۴	۸/۵	۵/۷۷

جدول ۲-۲۰: مقادیر تنش برشی بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۳ متر ( $kg/cm^2$ )

نوع بلوک	$\omega_D$	$\psi_D$	$d$	$v_n$
پلاستوفوم	۰/۱۲۵	۱/۲	۸/۵	۵/۰۹
	۰/۱۲۵	۱/۴	۸/۵	۵/۶۱
سفال	۰/۱۷۵	۱/۲	۹/۵	۵/۶۷
	۰/۱۷۵	۱/۴	۱۰/۵	۵/۷۲

با توجه به آنکه کلیه مقادیر تنش برشی بدست آمده در جداول، از مقاومت برشی بتن کمتر

است، استفاده از آرماتور برشی حداقل اجرایی که در تیرچه های معمولی استفاده می گردد، کفایت

می کند. در غیر اینصورت میلگردهای برشی محاسباتی در دو سر تیرچه ها قابل تعبیه است.

## ۲-۳-۶- کنترل افت مقطع تیرچه

نتایج افت محاسبه شده در تیرچه ها با توجه به فرمول ۱۶-۲ در جداول ۲۷-۲ تا ۳۲-۲ ارائه

می گردد.

$$\delta = \frac{5\omega_D L^4}{384E_c I_e} \quad (10-2)$$

$\delta$ : افت تیرچه (cm)

$\omega_D$ : بار مرده گسترده وارد بر هر تیرچه (Kg/cm)

$L$ : طول تیرچه (cm)

$E_c$ : مدول الاستیسیته بتن سبک برابر با  $1.23 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$

$I_e$ : ممان اینرسی موثر ( $\text{cm}^4$ )

$$I_e = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d-c)^2 \quad (11-2)$$

$b$ : عرض تیرچه (cm)

$n$ : نسبت مدول الاستیسیته فولاد به بتن سبک که برابر با  $16/22$  می باشد.

$c$ : ارتفاع تار خنثی بر حسب سانتیمتر، که از حل معادله  $18-2$  بدست می آید:

$$\frac{bc^2}{2} = nA_s(d-c) \quad (12-2)$$

جدول ۲-۲۱: مقادیر تغییر مکان بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۵۰

سانتیمتر و طول ۵ متر (cm)

$\delta$	$I_e$	$d$	$\psi_D$	$\omega_D$	نوع بلوک
۳/۶	۱۸۴۱	۱۰/۵	۱/۲	۰/۱۰	پلاستوفوم
۳/۶	۱۸۴۱	۱۰/۵	۱/۴	۰/۱۰	
۵/۴	۱۸۴۱	۱۰/۵	۱/۲	۰/۱۵	سفال
۳/۵	۲۸۵۷	۱۲/۵	۱/۴	۰/۱۵	



جدول ۲-۲۲: مقادیر تغییر مکان بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۵ متر (cm)

نوع بلوک	$\omega_D$	$\psi_D$	$d$	$I_e$	$\delta$
پلاستوفوم	۰/۱۲۵	۱/۲	۱۰/۵	۱۹۴۰	۴/۳
	۰/۱۲۵	۱/۴	۱۱/۵	۲۴۴۷	۳/۴
سفال	۰/۱۷۵	۱/۲	۱۲/۵	۳۰۲۲	۳/۸
	۰/۱۷۵	۱/۴	۱۳/۵	۳۶۶۹	۳/۲

جدول ۲-۲۳: مقادیر تغییر مکان بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۴ متر (cm)

نوع بلوک	$\omega_D$	$\psi_D$	$d$	$I_e$	$\delta$
پلاستوفوم	۰/۱۰	۱/۲	۱۰/۵	۱۴۶۰	۱/۹
	۰/۱۰	۱/۴	۱۰/۵	۱۴۶۰	۱/۹
سفال	۰/۱۵	۱/۲	۱۰/۵	۱۴۶۰	۲/۸
	۰/۱۵	۱/۴	۱۱/۵	۱۸۲۴	۲/۲

جدول ۲-۲۴: مقادیر تغییر مکان بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۷۰ سانتیمتر و طول ۴ متر (cm)

نوع بلوک	$\omega_D$	$\psi_D$	$d$	$I_e$	$\delta$
پلاستوفوم	۰/۱۲۵	۱/۲	۱۰/۵	۱۷۰۵	۲
	۰/۱۲۵	۱/۴	۱۰/۵	۱۷۰۵	۲
سفال	۰/۱۷۵	۱/۲	۱۰/۵	۱۷۰۵	۲/۸
	۰/۱۷۵	۱/۴	۱۰/۵	۱۷۰۵	۲/۸

جدول ۲-۲۵: مقادیر تغییر مکان بدست آمده برای تیرچه های با فاصله ۵۰ سانتیمتر و طول ۳ متر (cm)

نوع بلوک	$\omega_D$	$\psi_D$	$d$	$I_e$	$\delta$
پلاستوفوم	۰/۱۰	۱/۲	۸/۵	۷۱۱	۱/۲
	۰/۱۰	۱/۴	۸/۵	۷۱۱	۱/۲
سفال	۰/۱۵	۱/۲	۸/۵	۷۱۱	۱/۸
	۰/۱۵	۱/۴	۸/۵	۷۱۱	۱/۸



شکل ۲-۳: مقطع آرماتورهای بیرون آمده همراه با ورق تقویتی

کنترل آرماتورهای طولی بیرون آمده بر اساس خمش، برش و افت انجام می شود. به دلیل طولانی بودن حجم محاسبات که اساس پیچیده ای ندارد، از ذکر کامل آن خودداری شده و تنها به کنترل مقطع مذکور در تیرچه با دهانه ۴ متر و فاصله محور تا محور ۵۰ سانتیمتر با وزن بلوک سفال پرداخته خواهد شد.

### ۲-۳-۷-۱- کنترل برش

نیروی برشی وارد بر آرماتورها به شرح زیر محاسبه می گردد:

$$V = \frac{190 \times 4}{2} = 380 \text{ Kg}$$

با توجه به مقطع نمایش داده شده در شکل ۲-۳ (آرماتور طولی  $2\phi 12$ ) مساحت برشی برابر با  $6/26$  سانتیمتر مربع می باشد و از آنجا تنش برشی بر حسب کیلوگرم بر سانتیمتر مربع با تقسیم نیروی برشی بدست آمده بر مساحت برشی به مقدار  $60/7$  حاصل می گردد. تنش برشی مذکور از تنش مجاز برشی یعنی  $0/4 f_y$  به میزان قابل توجهی کمتر می باشد.

### ۲-۳-۷-۲- کنترل خمش

چنانچه فرض شود مقدار طول بیرون آمدگی آرماتور برابر ۱۰ سانتیمتر باشد و ۴ سانتیمتر از این طول داخل تکیه گاه قرار گیرد، طول دهانه آزاد برای محاسبه تنش خمشی و کنترل افت برابر

با ۶ سانتیمتر خواهد بود. ممان اینرسی مقطع برابر با  $1/13 \text{ cm}^4$  و فاصله دورترین تار، تا تار خنثی

برابر با ۱/۱۱ سانتیمتر می باشد. تنش خمشی مطابق محاسبه زیر حاصل می گردد:

$$\sigma = \frac{6 \times 380 \times 1.11}{1.13} = 2239 \text{ Kg/cm}^2$$

مقدار تنش خمشی بدست آمده از تنش خمشی مجاز ( $0.75 f_y$ )، کمتر می باشد.

### ۲-۳-۷-۳- کنترل افت

با توجه به آنکه آرماتورها و ورق تقویت بصورت طره عمل می نمایند مقدار افت، از رابطه زیر

محاسبه می گردد:

$$\delta = \frac{380 \times 6^3}{3 \times 2 \times 10^6 \times 1.13} = 0.012 \text{ cm}$$

میزان تغییر مکان بدست آمده ناچیز بوده و قابل صرفنظر می باشد.

با توجه به آنکه مقطع موجود در مقابل برش و خمش جوابگو است لذا قادر به انتقال بار به تکیه

گاه بوده و برای این تیرچه می توان از ورق تقویتی با ابعاد  $150 \times 100 \times 4 \text{ mm}$  استفاده نمود.

### ۲-۴- محاسبه وزن تیرچه

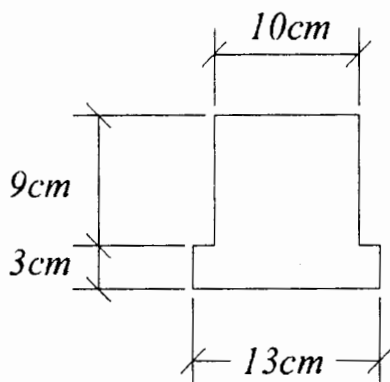
مطابق با محاسبات و کنترلهای انجام شده، ارتفاع لازم برای آن که تیرچه بتنی خود ایستا

بتواند در برابر تمامی بارهای وارده تا قبل از گرفتن بتن دال از خود ایستادگی نشان دهد، به طور

متوسط برابر با ۱۲ سانتیمتر محاسبه گردید. البته با توجه به آنکه ارتفاع برخی مقاطع بیش از عدد

مذکور بود، تیرچه هایی با ارتفاع ۱۵ سانتیمتر نیز مورد آزمایش قرار گرفت.

با احتساب عرض ۱۰ سانتیمتر برای تیرچه مذکور و نیز دو زائده با ابعاد  $۱/۵ \times ۳$  سانتیمتر در کناره مقطع، به منظور ایجاد تکیه گاهی برای نشستن بلوک، مقطعی مطابق با شکل ۲-۴ پدید می آید.



شکل ۲-۴: ابعاد مقطع تیرچه بتنی خود ایستا با ارتفاع ۱۲ سانتیمتر

حمل و نقل تیرچه ای با این ابعاد و با استفاده از بتن معمولی (مطابق با محاسباتی که ارائه خواهد شد)، امریست مشکل. لذا استفاده از بتن سبک با حداقل وزن که دارای شرایط لازم برای عملکرد سازه ای باشد، واجب به نظر میرسد. در جداول ۲-۳۳ و ۲-۳۴ نتایج محاسبه وزن تیرچه بتنی خود ایستا، با استفاده از بتن معمولی و بتن سبک سازه ای و همچنین وزن تیرچه معمولی برای دهانه های مختلف ارائه شده است. وزن مخصوص تازه بتن سبک ۱۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب فرض شده است.

جدول ۲-۲۷: وزن بتن تیرچه خود ایستا با ارتفاع ۱۲ سانتیمتر و تیرچه معمولی بر حسب کیلوگرم

طول دهانه	۳ (متر)	۴ (متر)	۵ (متر)
تیرچه خود ایستا با بتن معمولی	۹۳	۱۲۴	۱۵۶
تیرچه خود ایستا با بتن سبک سازه ای	۵۸	۷۷/۵	۹۷
تیرچه معمولی	۴۷	۶۲/۵	۷۸

جدول ۲-۲۸: وزن بتن تیرچه خودایستا با ارتفاع ۱۵ سانتیمتر و تیرچه معمولی بر حسب کیلوگرم

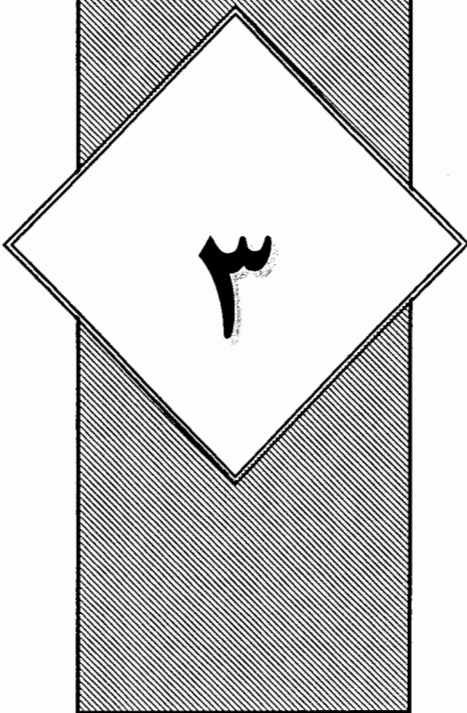
طول دهانه	۳ (متر)	۴ (متر)	۵ (متر)
تیرچه خودایستا با بتن معمولی	۱۱۴/۵	۱۵۲/۵	۱۹۱
تیرچه خودایستا با بتن سبک سازه ای	۷۱/۵	۹۴/۵	۱۱۹
تیرچه معمولی	۴۷	۶۲/۵	۷۸

قابل ذکر است که اعداد بدست آمده بدون احتساب وزن فولاد مصرفی است.

به عنوان نتیجه میتوان بیان نمود که استفاده از بتن سبک سازه ای در تیرچه های بتنی خود ایستا امری ضروری بنظر می رسد. با توجه به اهمیت موضوع، پس از انجام مطالعاتی بر روی بتن مورد نظر و شناسایی آیین نامه ها و خصوصیات لازم برای بتن سبک مصرفی، آزمایشاتی صورت پذیرفت و تکنولوژی بتن سبک سازه ای با ویژگی های مذکور، حاصل گردید. خلاصه ای از تحقیقات انجام شده در این زمینه در فصل سوم و شرحی بر نحوه استحصال تکنولوژی مورد نظر در فصل چهارم، ارائه شده است.

---

# فصل



معرفی بتن سبک  
سازه ای و  
خصوصیات آن

---

### ۳-۱- مقدمه

در سالهای اخیر روند استفاده از بتن سبک بدلیل سبک نمودن سازه و کاهش بار مرده و نیروی زلزله وارد بر آن و همچنین کاهش بار وارد بر فونداسیون و نیز عملکرد بهتر آن از لحاظ عایق بندی حرارتی و صوتی و ... مورد توجه طراحان و اساتید دانشگاه قرار گرفته است. در ایران بدلیل عدم شناخت کافی، بتن سبک در مراحل تحقیقاتی و آزمایشگاهی قرار دارد و علیرغم تحقیقات انجام شده، بتن سبک هنوز جایگاه خود را در صنعت ساختمان کشور پیدا ننموده است.

### ۳-۲- مزایای استفاده از بتن سبک در صنعت ساختمان

۱. کاهش بار مرده و نیروی زلزله وارده بر ساختمان و در نتیجه کاهش ابعاد مقاطع ستونها و تیرها و کاهش ابعاد مقاطع فونداسیون و کاهش آرماتور مصرفی و ... که می تواند منافع اقتصادی به دنبال داشته باشد.
۲. صرفه جویی در مصرف انرژی در ساخت، حمل و نقل مصالح و پمپاژ بتن به طبقات بالا به دلیل کم بودن وزن آن.
۳. عملکرد بهتر بتن سبک از لحاظ عایق بندی حرارتی و صوتی و در نتیجه صرفه جویی در مصرف سوخت و ...
۴. صرفه جویی در زمان و نیروی انسانی.
۵. مقاومت بیشتر در مقابل آتش سوزی و یخ زدگی به دلیل تخلخل بیشتر.
۶. صرفه جویی در مصالح جهت ساخت پی و هزینه هنگفت بستر سازی.

۷. صرفه جویی در هزینه آرماتوربندی و قالب بندی به دلیل استفاده از بتن کمتر و سبکتر و

کاهش فشار وارده بر قالبها.

۸. استفاده از بتن سبک در قطعات پیش ساخته و کاهش هزینه حمل و نقل و سرعت اجرای

بالا.

### ۳-۳- معایب بتن سبک

۱. دارا نبودن مقاومت مناسب در مقابل سایش [۷] و [۸].

۲. کاهش خواص فیزیکی بتن مانند مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته و مقاومت کششی و...

به دلیل وجود تخلخل و استفاده از سنگدانه های با مقاومت کمتر.

۳. قیمت بالاتر بتن سبک که یکی از دلایل آن قیمت بالای مصالح تشکیل دهنده آن

می باشد. با تولید و کاربرد بیشتر، امکان کاهش هزینه ها وجود دارد.

۴. احتیاج به دقت و مواظبت بیشتر در زمان ساخت، حمل و نقل و ریختن بتن سبک [۷].

### ۳-۴- تاریخچه بتن سبک و مثالهایی از استفاده آن

بتن با چگالی کم اولین بار و در گذشته بسیار دور توسط یونانی ها و رومی ها مورد استفاده قرار

گرفت، که مثالی از آن سازه های دریایی رومی در بندر Cosa در ساحل غربی ایتالیا می باشد که

پایداری آن در حال حاضر نشان از دوام این نوع بتن در مقابل شرایط محیطی شدید می باشد. این

بتن با پومیس (نوعی سنگ آتشفشانی متخلخل) و ناخالصی های سنگ معدن ساخته شده بود [۲۹].



همچنین در زمان امپراتور Hadrain مهندسان رومی با توجه به اعتمادی که به بتن سبک داشتند، اقدام به ساخت گنبدی به عرض ۴۲/۳ متر نمودند که این سازه همچنان پا بر جاست (ساخت گنبد در آن زمان امری مهم و پرخطر محسوب می شد). یکی از جنبه های با اهمیت این گنبد، استفاده از دانه بندی های مختلف می باشد، بطوریکه در نواحی نزدیک شالوده از سبک دانه ریز و در نواحی با فشار کم از سبکدانه درشت تر استفاده شده است [۲۹].

در سالهای اخیر استفاده از بتن سبک در آسمانخراشها نیز مورد استفاده قرار گرفته است. بعنوان مثال می توان ساختمان ۱۴ طبقه واقع در جنوب غربی اداره مخابرات Bell در کانزاس سیتی را نام برد که در سال ۱۹۲۸ با استفاده از بتن سبک، توانستند ۱۴ طبقه دیگر به طبقات موجود اضافه نمایند. این در حالیست که با استفاده از بتن معمولی، تنها احداث ۸ طبقه اضافی بر روی سازه مذکور جایز می گردید [۲۹].

سبکدانه ها نیز از زمانهای دور مورد استفاده قرار گرفته اند. هنگام ساخت آجر های رسی که بوسیله گرمادهی به خاک رس انجام میشد، گازهای بوجود آمده درون ذرات محبوس می شدند. این ذرات رس متخلخل چگالی کمی داشتند و جزو ناخالصی های آجر به حساب می آمدند. این ذرات توسط Hayde در سال ۱۹۱۸ مورد شناسایی قرار گرفتند و بدینوسیله اولین سبکدانه مصنوعی تولید گردید.

در سالهای ۱۹۲۰ تا ۱۹۴۰ ساخت بتن سبک (با توجه به تجارب به دست آمده) رونق گرفت و حدود هشت پروانه ساخت سبکدانه مصنوعی صادر گردید [۲۹].

در سال ۱۹۲۳ اولین بلوک های بنایی سبک توسط Dan Servey تولید شد که در آسمانخراشها مورد استفاده قرار گرفت [۲۹].

در زمان جنگ جهانی دوم، ۲۴ اقیانوس نورد و ۸۰ دریا نورد با استفاده از بتن سبک ساخته شد [۲۹]. با کاهش وزن مخصوص بتن در نواحی اقیانوسی، ضمن حفظ مقاومت، حالت بهینه ای از جابجایی و خاصیت شناوری حاصل می شد، که به کشتی ها اجازه می داد با ایمنی کافی حالت شناوری داشته باشند و نیز به وسیله یدک کش به راحتی کشیده شوند [۳۴]. استفاده از بتن سبک در زمان جنگ دارای توجیحات لازم بود، ولی در زمان صلح همانند خیلی از سازه ها توجیه اقتصادی نداشت [۲۹].

### ۳-۵- طبقه بندی وزنی بتن

وزن فضایی بتن به روش ساخت و وزن فضایی سنگدانه های مصرفی در آن بستگی دارد. بتن را به سه وزن می سازند [۱۳]:

۱. بتن سبک وزن با وزن فضایی ۳۰۰ تا ۱۶۰۰ کیلوگرم در متر مکعب برای مصارف عایق

بندی و همچنین به عنوان پرکننده با بارگذاری کم.

۲. بتن میان وزن با وزن فضایی ۱۸۰۰ تا ۲۸۰۰ کیلوگرم در متر مکعب برای بارگذاری

استاندارد.

۳. بتن سنگین وزن برای ساختمانهای ویژه با وزن فضایی ۳۰۰۰ تا ۵۰۰۰ کیلوگرم در متر

مکعب.

### ۳-۶- طبقه بندی بتن سبک

بتن سبک نیز به دسته های مختلف بتن سبک عایق بندی، بتن سبک سازه ای، بتن سبک مقاومت بالا و بتن نیمه سبک تقسیم می شود [۳۰].

۱. بتن سبک عایق بندی : وزن مخصوص آن بین ۳۲۰ تا ۱۳۲۰ کیلوگرم در متر مکعب و مقاومت فشاری آن بیش از ۷۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است.

۲. بتن سبک سازه ای : وزن مخصوص آن بین ۱۴۴۰ تا ۱۸۵۰ کیلوگرم در متر مکعب و مقاومت فشاری آن بیش از ۱۷۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است [۲۵].

۳. بتن سبک مقاومت بالا : وزن مخصوص آن حداکثر ۱۸۵۰ کیلوگرم در متر مکعب و مقاومت فشاری آن حداقل ۲۸۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است [۱۵].

قابل ذکر است که نام بتن معمولی مقاومت بالا به بتنی اطلاق می گردد که مقاومت فشاری ۲۸ روزه آن حداقل ۴۱۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع است.

۴. بتن نیمه سبک : وزن مخصوص آن بین ۱۸۴۰ تا ۲۰۸۰ کیلوگرم در متر مکعب است. در این بتن ماسه جایگزین درصدی از ریزدانه سبک می گردد و مقاومتی نزدیک به

بتن نرمال دارد.

بتن سبک بر اساس اهداف کاربرد نیز قابل طبقه بندی است [۷]:

۱. بتن سبک سازه ای مطابق با ASTM C330-82a.

۲. بتن سبک بنایی مطابق با ASTM C330-81.

۳. بتن سبک جداکننده مطابق با ASTM C332-83.

### ۳-۷- انواع بتن سبک [۷]

انواع گوناگون بتن سبک را می توان با توجه به روش تولید آنها بصورت زیر طبقه بندی نمود:

۱. بتن اسفنجی: یکی از راههای ساخت بتن سبک، ایجاد حبابهای گاز در ملات خمیری مخلوط بتن می باشد. در نتیجه مصالحی با ساختار متخلخل، شامل حبابهایی با اندازه ۰/۱ تا ۱ میلیمتر ایجاد می شود. حبابها باید در حین اختلاط و تراکم، پایداری خود را حفظ نمایند. چنین بتنی به عنوان بتن اسفنجی یا متخلخل شناخته می شود، هر چند بکار بردن لفظ بتن به علت عدم استفاده از درشت دانه صحیح نمی باشد.

دو روش اساسی برای اسفنجی نمودن بتن وجود دارد:

الف) بتن گازی<sup>۱</sup>: نوع خاصی از بتن سبک متخلخل است که با ایجاد حبابهای گاز در دوغاب مخلوط سیمان، آهک و پودر سیلیس و با عمل آوری بتن در اتوکلاو تولید می گردد و به اختصار AAC<sup>۲</sup> نامیده می شود [۱۷]. این بتن هنگامی که سخت می شود، شامل تعداد زیادی حبابهای گاز می باشد. ملات باید دارای غلظت مناسبی باشد بطوریکه گاز بتواند ملات را منبسط کند ولی نتواند خارج شود. بنابراین سرعت تصاعد گاز، غلظت ملات و زمان گیرش آن باید سازگار باشند. معمولاً جهت ایجاد حبابهای گاز از پودر نرم آلومینیوم با نسبت ۲ درصد وزن سیمان استفاده می شود. واکنش پودر فعال با هیدروکسید کلسیم یا قلیایی ها، حبابهای هیدروژن را آزاد می سازد. از پودر روی یا آلیاژ آلومینیوم نیز می توان استفاده نمود [۷].

---

۱- Gas Concrete

۲- Autoclaved Aerated Concrete

به دلیل وزن مخصوص کم، مقاومت مناسب، عایق بندی حرارتی و مقاومت مناسب بتن گازی در برابر آتش، از آن به طور قابل توجهی در ساخت بلوکهای سبک ساختمانی، دیوارهای جداکننده و باربر استفاده می گردد. همچنین قطعات مسلح بتن گازی برای کاربردهای نیمه سازه ای مانند پانلهای سقف و دیوار مورد استفاده قرار می گیرند.

انگیزه تولید اینگونه بتن ها، دستیابی به ماده ای با خواص چوب نظیر سبکی، عایق بندی حرارتی و قابلیت برش و شکل دادن و در عوض بدون معایب چوب، مانند قابلیت اشتعال و فسادپذیری آن است. این بتن در دهه ۱۹۲۰ در کشور سوئد شروع به تولید گردید.

جرم حجمی خشک اینگونه بتن ها در محدوده ۴۰۰ تا ۸۰۰ کیلوگرم در مترمکعب و مقاومت قابل قبول آن طبق آیین نامه DIN آلمان با توجه به مورد مصرف، ۲ تا ۸ مگاپاسکال می باشد [۱۷].

ب) بتن کفی: این بتن با افزودن یک ماده کف زا (معمولا بعضی شکلهای پروتئین هیدرولیز شده یا صابون صمغی) به مخلوط ساخته می شود [۷]. غلظت کف عامل اساسی در کیفیت بتن کفی تولید شده است و وضعیت ایدآل کف، زمانی است که غلظت آن شبیه غلظت کف صابون غلیظ باشد [۲۲]. ماده کف زا در ضمن اختلاط با سرعت زیادی حبابهای هوا را تولید و تثبیت می کند. در بعضی روشها کف را که از قبل تهیه و پایدار شده است، در ضمن اختلاط در یک مخلوط کن معمولی به ملات اضافه می نمایند. محدوده تغییرات دانسیته چنین بتنی بین ۳۰۰ تا ۱۷۰۰ کیلوگرم در متر مکعب نوسان دارد. دانسیته های توصیه شده برای کاربردهای مختلف مطابق با جدول ۱-۳ می باشد.

جدول ۳-۱ : دانسیته بتن کفی برای کاربردهای مختلف [۲۲].

کاربرد	محدوده دانسیته ( $Kg/m^3$ )
پوشش بام (فقط برای تعمیر قسمتهای پرتردد)	۴۰۰-۵۰۰
بامی که در معرض بارگذاری های سنگین قرار دارد، بهار خوابها، ایوانها و ...	۷۰۰-۸۰۰
قسمت سقف پارکینگ ماشین	۱۱۰۰-۱۲۰۰
پر کردن گودالهای شیار مانند	۱۴۰۰-۱۵۰۰
پرکننده عمومی	۱۶۰۰

مقاومت این نوع بتن مانند بتن های سبک دیگر، متناسب با وزن مخصوص آن تغییر می کند.

یک بتن کفی با وزن مخصوص ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، دارای مقاومتی در حدود ۳ تا ۴ مگاپاسکال می باشد و بتن کفی با وزن مخصوص ۱۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب، دارای مقاومتی در حدود ۱۲ تا ۱۴ مگاپاسکال خواهد بود.

بتن کفی در اعضایی چون دیوار، المانهای کف، عایق بندی گرمایی سقف و به عنوان پرکننده قابل استفاده است [۲۲]. مدول الاستیسیته بتن اسفنجی معمولاً بین  $1/7 \times 10^4$  تا  $3/5 \times 10^4$  کیلوگرم بر سانتیمتر مربع می باشد. در بتن های اسفنجی مانند بتن های سبک دیگر، مقاومت و قابلیت انتقال حرارت، متناسب با وزن حجمی تغییر می کند. خزش این نوع بتن تقریباً هم اندازه بتن معمولی می باشد. در مقایسه با بتن متشکل از سبک دانه (با مقاومت مشابه)، بتن اسفنجی دارای تغییر شکل حرارتی، انقباض و نفوذپذیری بیشتر می باشد.

آرماتورهای بکار رفته در بتن اسفنجی، حتی هنگامی که حملات خارجی خیلی شدید نباشد، در مقابل خوردگی آسیب پذیر خواهد بود، لذا باید با فرو بردن آرماتورها در یک محلول شیمیایی ضد خوردگی، از آنها محافظت نمود [۷].

### ۳-۷-۱- بتن سبک EPC<sup>۱</sup> موسوم به یونو بتن:

بتن های EPC انواعی از بتنهای سبک را شامل می شوند که در آنها خرده های دانه بندی شده و بسیار سبک پلی استایرن (موسوم به یونولیت)، در ملات بتن با روشهای ویژه، در حال نوعی امولسیون، نگه داشته شده اند. از اینرو می توان به بتنهای سبک و عایق با وزن حجمی خشک برابر یا کمتر از ۸۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب دست یافت. این گروه از بتن ها در جهان شناخته شده بوده و بویژه در کشورهای پیشرفته صنعتی موارد مصرف متعددی دارند و در منابع معتبر و بین المللی مانند ACI 523 نیز بتن های سبک حاوی پلی استایرن همراه با ذکر برخی از مهمترین ویژگی های مربوط، معرفی شده اند.

در جداول ۲-۳ و ۳-۳ برخی از خصوصیات بتن سبک و عایق بتا استایرن در شرایط استاندارد آزمایشگاهی درج گردیده است. قابل ذکر است که پلی استایرن بکار رفته به عنوان ایجاد کننده تخلخل، خرده ها یا به اصطلاح ضایعات پلی استایرن با دانه بندی معین و قطر متوسط ۳ میلیمتر بوده است. سیمان بکار رفته از نوع پرتلند تیپ I می باشد [۲۳].

جدول ۲-۳: خواص مکانیکی نوع خاصی از بتن بتا استایرن [۲۲].

وزن حجمی خشک ( $Kg/m^3$ )	مقاومت فشاری ۷ روزه ( $Kg/cm^2$ )	مقاومت فشاری ۲۸ روزه ( $Kg/cm^2$ )	مقاومت کششی ( $Kg/cm^2$ )	مدول الاستیسیته ۲۸ روزه ( $GPa$ )	ضریب هدایت حرارتی در شرایط رطوبت عادی ( $Kcal/m.hr.^{\circ}C$ )
۶۰۰	۱۷	۵۲	۵/۵	۶/۰۶	۰/۲۵

<sup>۱</sup> - Expanded Polystyrene Concrete

جدول ۳-۳: مقاومت فشاری و هدایت حرارتی بتن بتا استایرن [۲۲].

هدایت حرارتی نسبت به بتن معمولی (%)	نسبت مقاومت ۷ روزه به ۲۸ روزه	مقاومت فشاری ۲۸ روزه (Kg/cm <sup>2</sup> )	مقاومت فشاری ۷ روزه (Kg/cm <sup>2</sup> )	وزن حجمی خشک (Kg/m <sup>3</sup> )
۱۰	۰/۸	۲۲/۵	۱۸	۵۷۵
۱۳	۰/۸۱	۳۳/۲	۲۸/۸	۶۶۰
۱۶	۰/۷۹	۳۸/۵	۳۰/۶	۷۰۰
۲۰	۰/۷۸۵	۵۲	۴۰/۸	۸۰۰

### ۳-۷-۲- بتن بدون ریزدانه [۷]

این نوع بتن با حذف ریزدانه از مخلوط ساخته می شود، بطوریکه با توده ای از ذرات درشت دانه با اندازه اسمی یکسان، که هر یک با پوششی از خمیر سیمان با ضخامتی تا حدود ۱/۳ میلیمتر احاطه شده اند، بوجود می آید. بنابراین حفره های بزرگی در داخل بتن بوجود می آیند که باعث پایین آمدن مقاومت آن می شود. اندازه بزرگ حفره ها امکان حرکت مویینه آب را فراهم نمی سازد و در نتیجه میزان نفوذ آب پایین می باشد. در جدول ۳-۴ مقاومت فشاری نمونه هایی از این نوع بتن درج گردیده است.

با یک نوع سنگدانه مشخص، وزن حجمی بتن بدون ریز دانه به دانه بندی سنگدانه بستگی دارد. با استفاده از سنگدانه های یک اندازه، وزن حجمی بتن در حدود ۱۰ درصد کمتر از هنگامی است که سنگدانه های خوب دانه بندی شده از همان جنس مصرف شود. اندازه معمول سنگدانه ها ۱۰ تا ۲۰ میلیمتر می باشد. وجود دانه های بزرگتر تا ۵ درصد و دانه های کوچکتر تا ۱۰ درصد مجاز می باشد، اما هیچ دانه ای نباید کوچکتر از ۵ میلیمتر باشد.



با سنگدانه های معمولی، وزن حجمی بتن بدون ریزدانه بین ۱۶۰۰ تا ۲۰۰۰ کیلو گرم بر متر مکعب تغییر خواهد نمود. از سوی دیگر با استفاده از سنگدانه سبک می توان بتن بدون ریزدانه ای با وزن حجمی در حدود ۶۴۰ کیلو گرم بر متر مکعب بدست آورد.

جدول ۳-۴: اطلاعاتی در مورد بتن بدون ریزدانه (سنگدانه های ۱۰ تا ۲۰ میلیمتر) [۷].

نسبت حجمی سنگدانه به سیمان	نسبت وزنی آب به سیمان	وزن حجمی ( $kg/m^3$ )	مقاومت فشاری ۲۸ روزه ( $Mpa$ )
۶	۰/۳۸	۲۰۲۰	۱۴
۷	۰/۴۰	۱۹۷۰	۱۲
۸	۰/۴۱	۱۹۴۰	۱۰
۱۰	۰/۴۵	۱۸۷۰	۷

در مقایسه با بتن معمولی، بتن بدون ریزدانه خیلی کم متراکم می شود و در واقع باید آن را در زمان کوتاهی مرتعش نمود وگرنه وازده خواهد شد. عمل میله زدن در بتن بدون ریزدانه توصیه نمی شود، چون می تواند باعث بالا رفتن موضعی وزن حجمی شود، اما لازم است از تشکیل قوسهایی در کنار قالب جلوگیری شود. هیچ آزمایش کارایی برای بتن بدون ریزدانه انجام نمی شود. در بتن بدون ریزدانه، جداسدگی دانه ها صورت نمی پذیرد و در نتیجه می توان از آن در بتن ریزی های با ارتفاع زیاد، استفاده نمود.

مقاومت فشاری بتن بدون ریزدانه، متناسب با وزن حجمی اش، که تحت تاثیر مقدار سیمان قرار دارد، بین ۱۴ تا ۱۴۰ کیلو گرم بر سانتیمتر مربع تغییر می کند. متناسب با مقدار سیمان لازم جهت پوشش کافی سنگدانه ها، نسبت آب به سیمان بهینه معمولا بین ۰/۳۸ تا ۰/۵۲ می باشد.

مقاومت واقعی بتن سبک باید با آزمایش تعیین شود ولی روند افزایش مقاومت با گذشت زمان

مشابه بتن معمولی است.

از آنجا که بتن بدون ریزدانه دارای چسبندگی کمی می باشد، قالب ها باید تا زمان افزایش مقاومت باقی بماند. بدلیل ضخامت کم خمیر سیمان، نگهداری مرطوب به خصوص در شرایط جوی خشک و وزش باد حائز اهمیت است.

انقباض بتن بدون ریزدانه به مقدار قابل توجهی کمتر از بتن معمولی است، زیرا حجم زیاد سنگدانه ها نسبت به خمیر سیمان، در مقابل انقباض مقاومت می نماید، اگرچه سرعت اولیه انقباض، بدلیل در معرض هوا بودن سطح بزرگی از خمیر سیمان، بالاتر از بتن معمولی می باشد. به خاطر عدم وجود مویینه ها، مقاومت بتن بدون ریزدانه در مقابل یخبندان به مقدار قابل توجهی بیشتر از بتن معمولی می باشد.

چون در بتن بدون ریزدانه ماسه وجود ندارد و مقدار سیمان کم است، قیمت آن نسبتا پایین می آید. در بتن های کم سیمان، مقدار سیمان را می توان به حدود ۷۰ تا ۱۳۹ کیلو گرم بر متر مکعب کاهش داد.

### ۳-۷-۳- بتن خاک اره ای

در بعضی مواقع لازم است بتن دارای قابلیت پذیرش میخ در خود باشد و این خاصیت با بکار بردن خاک اره در بتن حاصل می شود. این نوع بتن باید قادر باشد میخ فرو رفته را، بطور محکم در خود نگه دارد. این نوع خواص در ساختن بعضی سقفها و در قطعات پیش ساخته برای خانه ها و ... لازم می باشد. نظر به اینکه تغییر شکل ناشی از تغییرات رطوبت در این بتن خیلی زیاد است، نباید آن را در محیط هایی که در معرض رطوبت قرار دارند، بکار برد.

بتن خاک اره ای تقریباً از نسبت های مساوی حجمی سیمان پرتلند، ماسه و خاک اره چوب کاج، و آب به مقداری که اسلامپ ۲۵ تا ۵۰ میلیمتر بدهد، تشکیل شده است. چنین بتنی خیلی خوب به بتن معمولی می چسبد و نیز عایق حرارتی خوبی بشمار می آید. خاک اره باید تمیز و عاری از مقدار زیاد پوست درخت (که حاوی مواد آلی است) باشد، وگرنه در انجام واکنش های هیدراسیون اختلالاتی ایجاد می کند.

بهترین نتایج با خاک ارههایی که اندازه آن بین ۱/۱۸ تا ۶/۳ میلیمتر باشد، بدست می آید، اما به علت عملکرد متغیر انواع مختلف خاک اره، ساختن مخلوط های آزمایشی اجتناب ناپذیر می نماید. بتن خاک اره ای دارای وزن مخصوص بین ۶۵۹ تا ۱۶۰۰ کیلو گرم بر متر مکعب می باشد.

ضایعات دیگر چوبی، مانند خرده و تراشه چوب که به طریق شیمیایی مناسب عمل آوری شده اند نیز، برای ساختن بتن غیر باربر با وزن مخصوص ۸۰۰ تا ۱۲۰۰ کیلو گرم بر متر مکعب بکار برده شده اند. در بعضی کشورها از پوسته برنج و حتی گندم برای ساختن این نوع بتن استفاده شده است. دانه های چوب پنبه را نیز قابل استفاده می باشد [۸].

در زمینه ساخت بتن سبک خاک اره ای، نمونه هایی بصورت تجربی در آزمایشگاه بتن دانشکده فنی و مهندسی بابل ساخته شده است. برای تولید مقداری خاک اره ریز از کارگاه نجاری تهیه شده و به نسبت وزنی یکسان با سیمان پرتلند تیپ II و آب به میزانی که اسلامپ در حدود ۱۰۰ میلیمتر باشد، طرح اختلاط انجام شده و درون قالب های مکعبی قرار داده شده است. بعد از ۲۴ ساعت که این نمونه ها از قالب درآورده شدند، مشاهده گردید که نمونه ها با کمترین نیرو از هم

متلاشی می شوند. حتی نمونه هایی که چندین روز از عمرشان گذشته بود نیز چنین حالتی داشتند.

در مشورت با یکی از صاحب نظران صنایع چوب، ایشان اعتقاد داشتند که در خرده های چوب وجود مواد آلی از جمله گلوکز، باعث می شود عمل هیدراسیون به کندی صورت پذیرد و یا اصلاً از انجام عمل هیدراسیون ممانعت به عمل آید [۲۳].

### ۳-۷-۴- بتن دانه سبک

بتن دانه سبک با استفاده از سنگدانه های سبک و متخلخل (که چگالی نسبی آنها از ۲/۶ کمتر می باشد) تولید می گردد. سنگدانه های سبک به دو دسته طبیعی و مصنوعی تقسیم می شوند.

گروه اصلی سنگدانه های طبیعی عبارتند از دیاتومه، سنگ پا، پوکه سنگ، جوشهای آتشفشانی و توف. به استثنای دیاتومه تمامی این سنگها منشا آتشفشانی دارند. سنگ پا بدلیل فراوانی بیشتر آن، بیش از سایر موارد مورد استفاده قرار می گیرد. در مجموع به ندرت در تهیه بتن سبک از سبکدانه های طبیعی استفاده می شود.

سنگدانه های مصنوعی دارای اسامی گوناگون تجاری می باشند و به چهار روش تولید می شوند. در روش اول سنگدانه های مصنوعی از حرارت دادن و انبساط خاک رس، سنگ رسی، سنگ رسی دیاتومه، سنگ لوح پرلیت و ورمیکولیت بدست می آیند. در روش دوم سرباره مذاب کوره های آهن گدازی با پاشیدن مقادیری آب به کمک جت آبی منبسط می گردد. در روش سوم از

جوشهای صنعتی حاصل از خاکستر کوره های ذغال سنگ استفاده می شود و سر انجام در چهارمین روش، دانه های سبک از ترکیبات آلی نظیر پلی استایرن منبسط شده تولید می شوند [۸].

### ۳-۷-۵- لیکا بتن

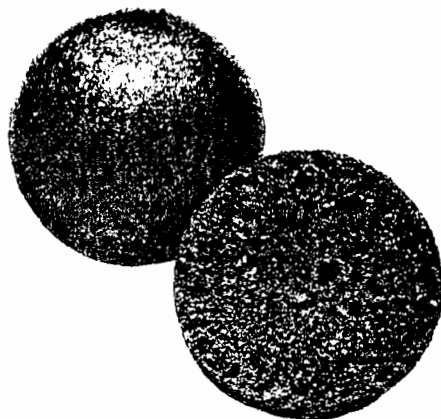
از آنجا که در این پایان نامه جهت ساخت بتن سبک از سبکدانه های لیکا استفاده شده است، در بخشهای آتی به معرفی و تشریح کامل خصوصیات این دانه پرداخته خواهد شد.

### ۳-۷-۵-۱- درباره لیکا

واژه لیکا از عبارت (LECA) Light expanded Clay aggregate به معنی دانه رس منبسط شده سبک برگرفته شده است. این دانه ها از انبساط خاک رس در کوره های گردان، با حرارتی حدود ۱۲۰۰ درجه سانتیگراد بدست می آیند.

بافت متخلخل بجا مانده از انبساط خاک رس، در نتیجه ایجاد و محبوس شدن گازها در جرم به حالت خمیری روان درآمده، در دمای ۱۰۰۰ تا ۱۲۰۰ درجه سانتیگراد بوجود می آید. تفاوت هایی در ویژگی و حتی ظاهر دانه ها، بر حسب روش تولید (با کوره ذوب نواری یا گردان)، ممکن است پدید آید. دانه های حاصل از کوره گردان دارای شکل تقریبا گرد و سطح زبر و ناهموارند. قشر میکروسکپی خارجی آنها دارای خلل و فرج ریز است. داخل دانه ها دارای بافت اسفنجی و سیاه رنگ است. رنگ پوشش خارجی بستگی زیادی به ماده معدنی، روش و کیفیت

فرآوری دارد و اغلب نزدیک به رنگ اخرایمی و قهوه ای است. ضخامت این پوشش ۵۰ تا ۱۰۰ میکرون است و جذب آب کمتری نسبت به بافت درون دانه دارد.



شکل ۳-۱: دانه های رس منبسط شده لیکا [۱۰]

وجود تخلخل و فضای خالی بین دانه ها سبب ایجاد فضای خالی برابر با ۷۳ تا ۸۸ درصد فضای کل می گردد. این میزان فضای خالی بین دانه ها سبب ایجاد ویژگی های مهمی چون وزن کم، رسانایی حرارتی پایین، افت صوتی، جلوگیری از نفوذ رطوبت و زهکشی می شود. همچنین بافت این دانه ها و روش تشکیل آنها، سبب مقاومت در برابر آتش و دوام و پایداری شیمیایی می گردد.

پیشینه کاربرد دانه های رس منبسط شده به سال ۱۹۱۷ باز می گردد و تولید این فرآورده در دانمارک پایه ریزی شد و در زمان کوتاهی به اغلب کشورهای جهان راه یافت. اکنون فرآورده های حاصل از خاک رس و شیل در بیش از بیست کشور جهان، با نامهای تجاری گوناگون تولید می شوند. کارخانه لیکا در ایران در سال ۱۳۵۷ به بهره برداری رسید و تولید انبوه فرآورده های آن از سال ۱۳۶۰ آغاز شد. نام برخی از کشورهای دارای این صنعت و نام تجاری فرآورده های آنها به شرح زیر است :

دانمارک، نروژ، سوئیس، سوئد، آلمان، فنلاند، پرتغال، انگلیس و ایران با نام LECA، چک و اسلواکی، لهستان و روسیه با نام KERAMZITE، آمریکا و آفریقای جنوبی با نام AGLITE، فرانسه با نام ARGEX، ایتالیا با نام LATERLITE و اسپانیا با نام LIAPOUR.

### ۳-۷-۵-۲- تولید دانه سبک لیکا در ایران

دانه های لیکا در ایران از انبساط خاک رس در کوره گردان بدست می آیند. ماده معدنی مورد نیاز در ۳۰ کیلومتری کارخانه (ساوه) قرار دارد. با توجه به نرمی خاک، بهره برداری از معدن با بلدوزر انجام می شود. پس از فرآوری اولیه که شامل دانه بندی شیل<sup>۱</sup> و اسلیت<sup>۲</sup> و حذف قطعاتی از خاک رس که دارای آهن هستند، این مواد وارد یک نوع آسیاب سنگی می شوند. در این آسیاب به خاک، آب اضافه می گردد تا به گل تبدیل شود. گل به آسیاب دیگری که بیشتر یک مخلوط کننده است، وارد می شود. در این آسیاب اگر گل دارای رطوبت کافی نباشد، باز هم آب اضافه می شود. این مرحله روند کندی دارد و این کندی باعث می شود تا گل کاملاً جذب آب نموده، سپس ورز داده شود تا حالت یکنواختی پیدا کند.

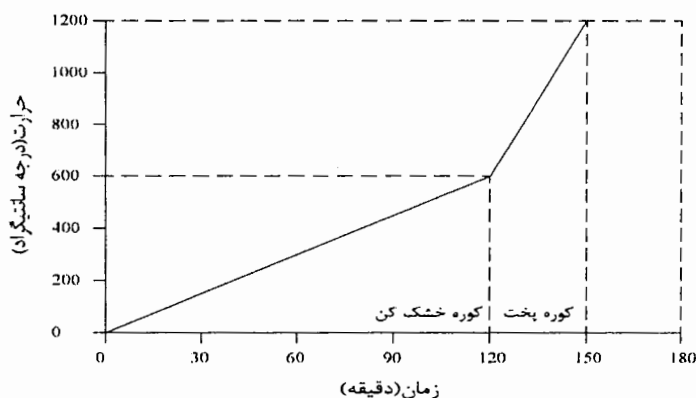
گل پس از خروج از آسیاب غلتکی، آماده ورود به کوره است. میتوان قبل از ورود گل به کوره، از یک دستگاه رشته کن که گل را به نوارهای نازک تبدیل می کند، استفاده نمود. این عمل باعث می شود قطعات گل تا جایی که ممکن است از هم فاصله گرفته و هنگام ورود به کوره، به راحتی در مقابل جریان هوای گرم، خشک شوند. خشک کردن به مجموعه مراحل گفته می شود که بین فرآوری (آماده سازی گل) و مرحله پخت انجام می گیرد.

---

۱-Shale

۲-Slate

حرارت در کوره خشک کن، از حرارت طبیعی محیط در مدت تقریبی دو ساعت، به حدود ۴۰۰ درجه سانتیگراد می رسد که البته در بعضی شرایط ممکن است از این مقدار هم بالاتر رود. در مرحله بعد، که مرحله پخت است، سیر صعودی حرارت تقریباً ناگهانی است و حرارت از ۴۰۰ درجه به ۱۲۰۰ درجه سانتیگراد افزایش می یابد (شکل ۲-۳). افزایش ناگهانی حرارت ماده را تا مرز ذوب می رساند و در همین حال کلیه مواد سوختنی، سعی در خروج از محیط دارند. اما به دلیل ماهیت رس که در آن اتصال ذرات به هم شدید است، فشار گازهای حاصل، ایجاد حباب می نماید و محیط متخلخلی بوجود می آورد.



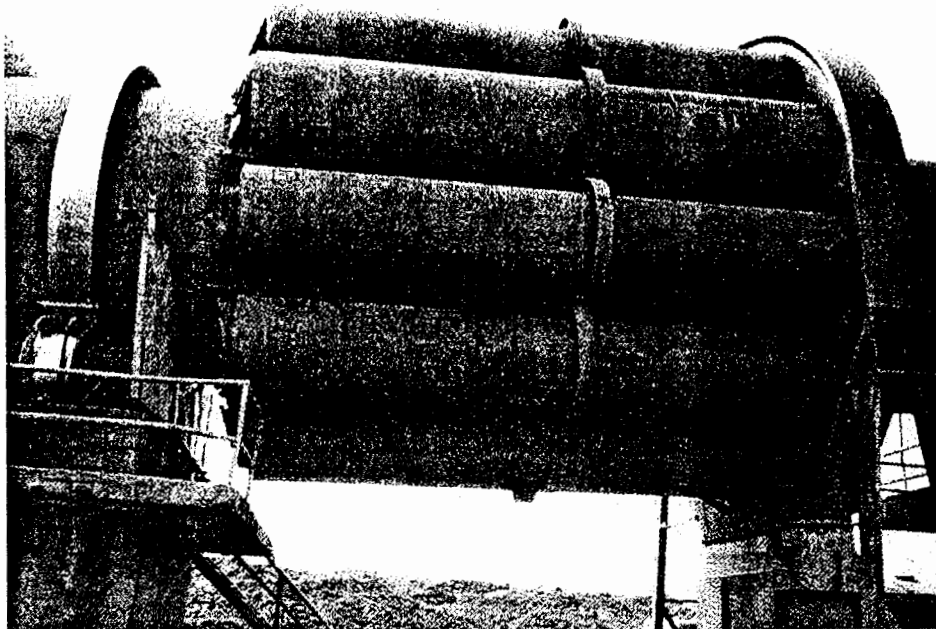
شکل ۲-۳: منحنی تغییرات حرارت نسبت به زمان در کوره پخت و خشک کن [۱۰].

پس از مرحله پخت، باید محصول خنک گردد و پس از آن با نوار نقاله، به محل جمع آوری محصول هدایت گردد. یکی از خنک کن های رایج که در صنعت سیمان نیز کاربرد دارد، خنک کن دوار است. محصول پس از مرحله پخت، به این خنک کن می ریزد و با طی مسیری که ممکن است ۳۰ متر یا بیشتر باشد به تدریج خنک می گردد. از دیگر خنک کننده های رایج، که ارزان ترین نوع خنک کن ها می باشد، نوع ماهواره ای است که در انتهای کوره پخت و در خارج آن نصب می گردد. این خنک کن با سرعت دورانی یکسان با کوره دوران می کند و به تدریج در معرض هوا خنک



می گردد. از دیگر روش های خنک کردن، عبور روی نوارهای زنجیری و دمیدن هوای خنک و گاهی

مقادیر کم آب را می توان نام برد.



شکل ۳-۳: نمونه ای از خنک کننده های ماهواره ای [۱۰]

### ۳-۷-۵-۳- ویژگی های شیمیایی دانه لیکا

جدول ۳-۵ نتایج آنالیز شیمیایی دانه لیکا را نشان می دهد. مطابق آزمایشات انجام شده، PH

این دانه ها حدود ۷/۲ است، که نشاندهنده خنثی بودن دانه های لیکا از نظر شیمیایی است.

جدول ۳-۵: آنالیز شیمیایی دانه لیکا [۱۰]

درصد	ترکیب شیمیایی	درصد	ترکیب شیمیایی
۱/۹۹	MgO	۶۶/۰۵	SiO <sub>2</sub>
۰/۷۸	TiO <sub>2</sub>	۱۶/۵۷	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
۰/۲۱	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	۷/۱۰	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
۰/۰۹	MnO	۲/۴۶	CaO
۰/۰۳	SO <sub>3</sub>	۲/۶۹	K <sub>2</sub> O
۰/۶۹	Na <sub>2</sub> O	۰/۸۴	LOI

### ۳-۷-۵-۴- دانه بندی دانه های لیکا

دانه های لیکا در حالت کلی دارای دانه بندی نسبتاً گسترده ای بین اندازه های ۰ تا ۲۵ میلیمتر می باشد. اندازه دانه ها بستگی مستقیم به نوع ماده معدنی، چگونگی فرآوری و در نهایت ثابت های کاری کوره نظیر درجه حرارت، سرعت گردش و نظایر آن دارد. بر این اساس می توان تا حدود زیادی دانه بندی محصول نهایی را متناسب با کاربرد های مورد انتظار تطبیق داد. همچنین پس از مرحله تولید نیز می توان با خرد کردن و سرند نمودن محصول، دانه بندی مورد نظر را بدست آورد. برخی حدود متداول برای تولید دانه بندی های مشخص لیکا، ۰-۱۰-۳-۰ و ۰-۲۰-۴-۱۰-۲۰-۰ و ۰-۴-۸-۱۲-۲۰-۰ می باشند [۱۰].

در بتن معمولی، دانه بندی عمدتاً بر مقدار آب لازم برای کارایی مناسب بتن اثر می گذارد. افزایش نسبت مصالح ریزدانه باعث افزایش آب لازم خواهد گردید که کاهش مقاومت را به دنبال خواهد داشت، مگر این که مقدار سیمان نیز افزایش داده شود. در بتن سبک نیز چنین حالتی وجود دارد اما جنبه های دیگری نیز باید رعایت شود. برای اکثر مصالح سبک وزن ضریب تغییر شکل، مقاومت و چگالی دانه های مصالح با افزایش اندازه دانه ها کاهش می یابد.

استفاده از دانه های خیلی درشت مصالح سبک وزن، سبب ایجاد فاز سنگدانه ضعیف در بتن و کاهش مقاومت فشاری و ... می شود. بنابراین حداکثر اندازه دانه ها به ۲۵ میلیمتر محدود می گردد. البته اگر حداکثر اندازه دانه ها از ۲۵ میلیمتر به عدد کمتری محدود شود، افزایش وزن مخصوص و مقاومت فشاری و ... را به دنبال خواهد داشت [۹].

جدول ۳-۶ حدود دانه بندی های سبک لیکا در بتن سازه ای و جدول ۳-۷ کاربرد های لیکا

را با دانه بندی های مختلف را نشان می دهد.

جدول ۳-۶: حدود دانه بندی های سبک لیکا در بتن سازه ای [۱۰]

اندازه الک های استاندارد									
۱۴۹	۲۹۷	۱/۱۹	۲/۳۸	۴/۷۶	۹/۵	۱۲/۷	۱۹/۰۵	۲۵/۴	درشتی دانه های سبک (میلیتر)
درصد وزنی رد شده از هر الک آزمایشگاهی (دارای سوراخهای مربع)									
۵-۲۵	۱۰-۳۵	۸۰-۴۰		۸۵-۱۰۰	۱۰۰				ریز دانه ها ۴/۷۶-۰
									درشت دانه ها
						۰-۱۰		۹۵-۱۰۰	۱۲/۷-۲۵/۴
				۰-۱۰		۲۵-۶۰		۹۵-۱۰۰	۴/۷۶-۲۵/۴
				۰-۱۰	۲۰-۶۰		۹۰-۱۰۰	۱۰۰	۴/۷۶-۱۹/۰۵
			۰-۱۰	۰-۲۰	۴۰-۸۰	۹۰-۱۰۰	۱۰۰		۴/۷۶-۱۲/۷
			۰-۲۰	۵-۴۰	۸۰-۱۰۰	۱۰۰			۲/۳۸-۹/۵
									مخلوط ریز و درشت
۲-۱۵	۵-۲۰			۵۰-۸۰		۹۵-۱۰۰	۱۰۰		۰-۱۲/۷
۵-۱۵	۱۰-۲۵		۳۵-۶۵	۶۵-۹۰	۹۰-۱۰۰	۱۰۰			۰-۹/۵

جدول ۳-۷: کاربرد های لیکا بر حسب اندازه دانه ها [۱۰]

کاربرد	اندازه (میلیمتر)
تولید قطعات بتنی، ساخت ملات و اندود	ریز ۰ تا ۳
تولید قطعات بتنی و اندود، زیر سازی، پر کننده	میان ۳ تا ۱۰
تولید قطعات بتنی، زیر سازی، عایق کاری، حذف مویینگی، زهکشی و پر کننده سبک	درشت ۱۰ تا ۲۰

### ۳-۷-۵-۵- وزن فضایی و چگالی دانه های لیکا

وزن، مهمترین عامل شناسایی و طبقه بندی دانه های سبک است. بدلیل وجود منافذ، اختلاف

بین چگالی دانه خشک، دانه اشباع و انبوه مصالح زیاد می باشد. به عنوان یک قاعده کلی، وزن

فضایی دانه های لیکا با افزایش اندازه دانه کاهش می یابد که این قاعده، نتیجه منطقی پدیده

انبساط حجم است. چگالی خشک مطابق , ASTM A23. 10 , ASTM C127 و ASTM C38 و چگالی ویژه مطابق ASTM A23. 26 و ASTM C128 اندازه گیری می شود. میانگین مقادیر چگالی و وزن فضایی دانه های لیکا برای دانه بندی های گوناگون در جدول ۸-۳ قید شده است.

جدول ۸-۳: چگالی و وزن فضایی دانه بندی های لیکا [۱۰].

دانه بندی (mm)	۰ تا ۲۵ مخلوط	۰ تا ۳ ریز	۳ تا ۱۰ میانه	۱۰ تا ۲۰ درشت
چگالی حجمی ( $kg/m^3$ )	۳۸۰±۳۰	۴۸۵±۳۰	۴۸۵±۳۰	۳۳۵±۳۰
چگالی خشک ( $kg/m^3$ )	۵۱۵±۲۰	۶۹۰±۲۰	۵۳۰±۲۰	۵۰۰±۲۰

### ۳-۷-۵-۶- جذب آب دانه های لیکا

جذب آب دانه لیکا مطابق ASTM C127 انجام می گیرد. وجود منافذ و ساختمان سلولی در این دانه ها باعث جذب آب بالا می گردد. در دانه لیکا هر چه قطر دانه ها افزایش یابد، میزان جذب آب نیز بالاتر می رود. در جدول ۹-۳ مقادیر میانگین جذب آب برای دانه بندی های لیکا داده شده است.

جدول ۹-۳: جذب آب دانه های لیکا [۱۰]

دانه بندی (mm)	مخلوط ۰ تا ۲۵	ریز ۰ تا ۳	میانه ۳ تا ۱۰	درشت ۱۰ تا ۲۰
جذب آب در ۳۰ دقیقه (%)	۱۸±۲	۱۵±۲	۱۷±۲	۱۹±۲
جذب آب در ۶۰ دقیقه (%)	۳۰±۲	۳۰±۲	۳۰±۲	۳۰±۲

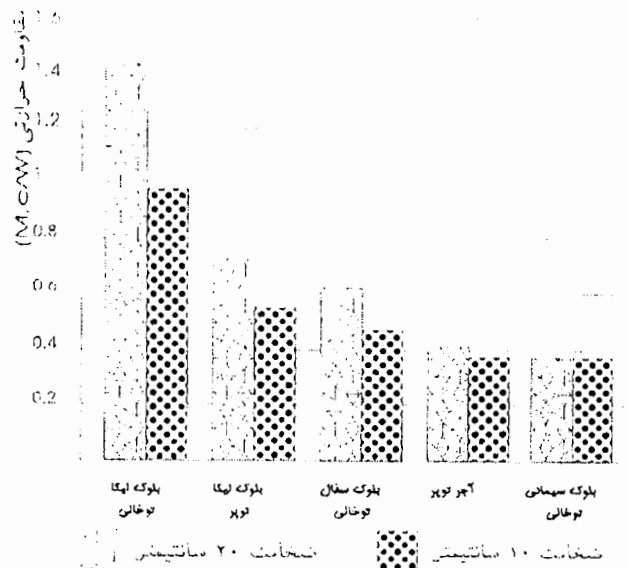
### ۳-۷-۵-۷- رسانایی حرارتی دانه های لیکا

انتقال انرژی حرارتی از جایی به جای دیگر به سه روش رسانایی، همرفتی و تشعشع صورت می پذیرد.

در روش رسانایی، حرارت از طریق جسم انتقال می یابد. با استفاده از مواد نارسانا یا دارای رسانایی ناچیز، میزان انتقال حرارت کاهش می یابد. تخلخل بالای دانه های لیکا، باعث اندک بودن رسانایی این دانه ها می گردد.

برای انتقال به روش همرفتی، باید هوا امکان جریان یافتن داشته باشد. در این صورت هوا با گرم شدن منبسط می گردد و جریان پیدا می کند و با تماس با اجسام سرد، حرارت را انتقال می دهد. محدود کردن فضاها یا دارای هوا به ابعاد کوچکتر از ۲۵ میلیمتر با تعبیه لایه های مناسب، انتقال حرارت را در این روش کاهش می دهد. در یک توده انبوه از مصالح، میزان قابلیت رسانایی حرارتی به تراکم توده بستگی پیدا می کند. به این ترتیب که برای انبوهی از دانه های درشت میزان تخلخل و هوای بین دانه ها زیاد می شود و جریان همرفتی سبب افزایش رسانایی حرارتی می گردد. انتقال حرارت از طریق تشعشع ناچیز است. قابلیت رسانایی حرارتی با افزایش تخلخل کاهش می یابد.

اما از طرف دیگر به دلیل تراکم بیشتر دانه ها و افزایش سطح تماس آنها رسانایی حرارتی مجدداً افزایش می یابد. بنابراین کمترین مقدار رسانایی حرارتی به ازای مقدار تراکم معینی قابل دستیابی است. در نمودار زیر مقاومت حرارتی مصالح گوناگون آورده شده که نشان دهنده بالاتر بودن مقاومت حرارتی مصالح ساخته شده از دانه های لیکا می باشد.



شکل ۳-۴: مقایسه مقاومت حرارتی مصالح گوناگون [۱۰]

هرچه چگالی دانه های لیکا بیشتر باشد، قابلیت رسانایی حرارتی نیز افزایش می یابد. افزایش چگالی ممکن است به دلیل ریز تر شدن ابعاد دانه ها و یا کاهش انبساط در فرآیند پخت روی دهد. رابطه قابلیت رسانایی حرارتی و چگالی میتواند با یک نمودار نمایی تخمین زده شود. این روابط اساس تجربی دارند و برای فرآورده های لیکا نیز قابل تعمیم می باشند. در جدول زیر قابلیت رسانایی حرارتی دانه لیکا آمده است.

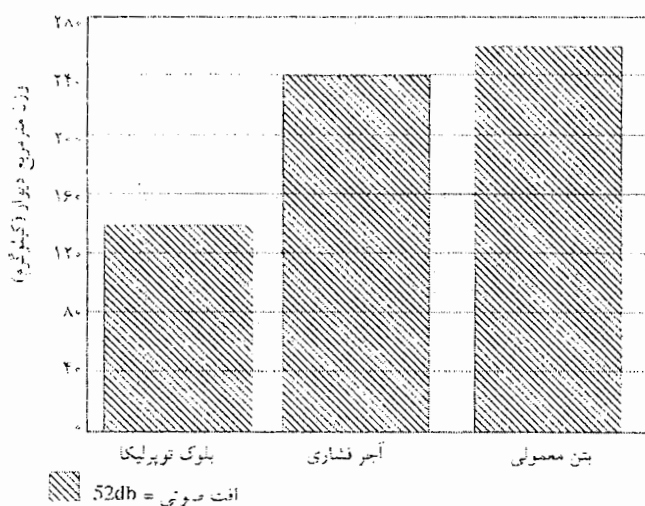
جدول ۳-۱۰: قابلیت رسانایی حرارتی دانه لیکا [۱۰].

دانه بندی بر حسب میلیمتر			قابلیت رسانایی حرارتی (W/M°C)
درشت ۱۰ تا ۱۶	میانه ۴ تا ۱۰	ریز ۰ تا ۴	
۰/۱	۰/۱۳	۰/۱۷	نظری
۰/۱۲	۰/۱۵	۰/۲۱	اجرایی

### ۳-۷-۵-۸- افت صوتی دانه های لیکا

صداهایی که به محیط زندگی و فضای کار منتقل می شوند، به دو گروه تقسیم می شوند. گروه اول صداهایی که در هوا ایجاد شده از طریق بازشوها یا ارتعاش دیوارها و سقفها به فضای خالی وارد

می شوند. گروه دوم صداهای کوبه ای یا ضربه ای هستند که بطور مستقیم از راه لرزش مصالح سخت به فضا راه می یابند. مصالح جذب کننده سر و صدا، قادرند امواج صوتی را که با سطح آنها برخورد می کنند، به گونه ای جذب نمایند که تنها کمتر از ۵۰ درصد آن بازتاب گردد. وجود حفره ها و عمق آنها در اجسام متخلخل، سبب می گردد تا انرژی ذرات هوا که بر اثر صوت به داخل حفره می روند و از آن خارج می شوند (به دلیل ایجاد اصطکاک)، مستهلک گردد و به گرما تبدیل شود. شکل ۳-۵ مقادیر افت صدا را برای انواع مصالح گوناگون در مقابل بلوک توپر لیکا نشان می دهد.



شکل ۳-۵: مقایسه وزن دیوارهای مختلف با افت صوتی یکسان [۱۰]

### ۳-۷-۵-۹- مقاومت در برابر آتش

آتش نظیر حرارت می تواند از طریق همرفتی، رسانایی و تابش گسترش یابد. مقاومت اجزای سازه ای در برابر آتش سوزی، بر اساس مدت زمانی سنجیده می شود که این اجزا می توانند آتش را

بدون سوختن و فرو ریختن تحمل نمایند و درجه حرارت آنها نیز در سمت غیر نمایان از ۱۴۰ درجه سانتی گراد و در سایر نقاط از ۱۸۰ درجه سانتی گراد بالاتر نرود. بنابراین ویژگی های مناسب حرارتی مصالح نقش موثری در مقاومت آنها در برابر آتش دارد.

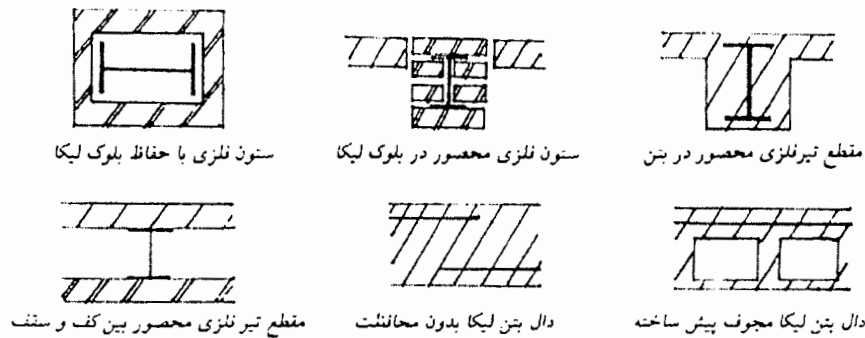
دانه های لیکا در دمای نزدیک به ۱۲۰۰ درجه سانتی گراد تولید می گردند. در واقع این دانه ها می توانند شوک حرارتی تا دمای ۱۱۰۰ درجه سانتی گراد را تحمل نمایند. بنابراین فرآورده های لیکا به ویژه اجزای بتنی ساخته شده با این دانه ها، مقاومت خوبی در برابر آتش دارند. میزان مقاومت در برابر آتش به مقدار جرم دیوار بستگی دارد. در جدول ۳-۱۱ این مقادیر با مصالح دیگر مقایسه شده اند.

جدول ۳-۱۱: مقایسه مقاومت برخی اجزای ساختمان در برابر آتش [۱۰]

دیوار با بلوک دانه سبک لیکا به ضخامت حداقل ۵ سانتیمتر دیوار سنگی آجری یا بتنی، به ضخامت حداقل ۶ سانتیمتر کف بتنی با ضخامت حداقل ۸ سانتیمتر	اجزای با ۳۰ دقیقه مقاومت در برابر آتش
دیوار با بلوک دانه سبک لیکا به ضخامت حداقل ۷ سانتیمتر دیوار سنگی آجری یا بتنی، به ضخامت حداقل ۱۰ سانتیمتر کف بتنی با ضخامت حداقل ۱۰ سانتیمتر	اجزای با ۶۰ دقیقه مقاومت در برابر آتش

در شکل ۳-۶ برخی روش های اجرایی محافظت از عناصر سازه ای در مقابل آتش نشان داده شده است.





شکل ۳-۶: برخی از روش های اجرایی محافظت عناصر سازه ای ساختمان در برابر آتش برای یک تا چهار

ساعت مقاومت [۱۰]

### ۳-۷-۵-۱۰- وزن مخصوص و مقاومت فشاری بتن دانه سبک لیکا

با افزایش وزن فضایی سنگدانه های سبک و یا کاربرد سنگدانه های طبیعی، مقاومت و مدول

تغییر شکل سنگدانه ها و نیز وزن فضایی و مقاومت بتن حاصل، افزایش می یابد.

بطور کلی مقاومت سنگدانه های مصرفی در بتن معمولی از مقاومت ملات سیمان بیشتر بوده و

با افزایش در مقاومت ملات سیمان، می توان مقاومت بتن را افزایش داد. اما این قاعده در مورد

بتن های سبک صدق نمی کند. سبکدانه های مصرفی در بتن سبک دارای مقاومت کمتری نسبت

به ملات سیمان می باشند. لذا استفاده از ملات قوی تر و یا برخی افزودنی ها به علت استفاده از فاز

سنگدانه ضعیف، مقاومت فشاری را تا فقط تا حد مشخصی بالا می برد.

دو راه حل برای رفع این نقیصه وجود دارد. یکی اینکه از سنگدانه های با مقاومت بیشتر

استفاده کنیم، که البته بدلیل رابطه مقاومت سبکدانه با وزن مخصوص آن، وزن مخصوص بتن بالا

رفته و فلسفه استفاده از بتن سبک را تا حدی مخدوش می سازد. روش دیگر استفاده از ملات

سیمان بسیار قوی است. زمانی که نیروهای وارده به بتن افزایش می یابد و سنگدانه ها مقاومت

کافی برای تحمل آن را ندارند، نیروی وارده به ملات سیمان افزایش می یابد. حال با استفاده از ملات سیمان قوی تر (مقادیر زیاد سیمان) می توانیم مقاومت بتن را تا حدی بالا ببریم، که البته به نتایج اقتصادی مناسبی منجر نخواهد گردید و علاوه بر آن افزایش سیمان مصرفی به دلیل چگال بودن این نوع مصالح، وزن مخصوص را بالا می برد [۹].

انتخاب یکی از روش ها و یا ترکیبی از دو روش مذکور، جهت بالا بردن مقاومت فشاری بتن سبک، بر عهده طراح و منوط به محدودیت های وزنی و ملاحظات اقتصادی و ... می باشد. بهره جستن از اطلاعات موجود در جداول و نمودارهایی که در مراجع مختلف، برای طراحی بهینه یافت می شوند، می تواند به عنوان ابزاری قوی در دست طراح قرار گیرد و او را به طرحی بهینه رهنمون سازد. انجام آزمایشات نیز می تواند به عنوان روشی مطمئن تر و بهتر مورد استفاده قرار گیرد.

وزن فضایی و مقاومت فشاری بتن، معیار قابل قبولی برای طبقه بندی انواع بتن های دانه سبک است. بتن های دانه سبک مصرفی در ساخت اجزای عایق و بلوک های باربر و غیر باربر معمولاً دارای وزن فضایی کمتر از ۱۲۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب و مقاومت فشاری کمتر از ۱۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع هستند. با افزودن سنگدانه طبیعی (به ویژه ریزدانه) می توان بتن های مقاومتری با وزن فضایی تا حدود ۱۷۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب و مقاومت تا حدود ۲۲۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع ساخت. چنانچه از دانه های سبک مقاومتر استفاده شود، می توان با استفاده از افزودنی ها، به بتنی با مقاومت بالا و وزن فضایی حدود ۱۸۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب دست یافت (جدول ۳-۱۲).

جدول ۳-۱۲: حدود وزن فضایی و مقاومت انواع بتن دانه سبک لیکا [۱۰]

مقاومت فشاری ( $kg/cm^2$ )	وزن فضایی ( $kg/m^3$ )	نوع بتن و مصالح آن
کمتر از ۱۵۰	۸۰۰ تا ۱۲۰۰	بتن کم مایه لیکا بدون ماسه
۱۵۰ تا ۲۲۰	۱۱۰۰ تا ۱۷۰۰	بتن پر مایه لیکا با ماسه طبیعی
۱۸۰ تا ۲۵۰	۱۴۰۰ تا ۱۸۰۰	بتن پر مایه لیکا با ماسه طبیعی و افزودنی و روان کننده
بیش از ۳۵۰	۱۷۰۰ تا ۱۹۰۰	بتن با لیکای سنگین و افزودنی و فوق روان کننده و دوده سیلیسی با ماسه طبیعی

بتن نیمه سبک لیکا از افزودن ریزدانه طبیعی به دانه لیکا بدست می آید. مقاومت و وزن فضایی

این بتن بیش از بتن سبک لیکا می باشد.

### ۳-۷-۵-۱۱- مقاومت کششی لیکا بتن

بعضی از خواص مکانیکی بتن مسلح از قبیل مقاومت برشی، مقاومت چسبندگی آرماتور به بتن

و مقاومت در برابر ترک خوردگی به مقاومت کششی آن بستگی دارد. مقاومت نمونه هایی که در هوا

عمل آوری شده اند، کمتر از نمونه هایی است که در آب به عمل آمده اند. این امر به علت اختلاف

انقباض های ناشی از اختلاف حرارت نقاط داخلی و روی سطح نمونه است که باعث تنش های

کششی در نزدیکی سطح نمونه می شود. این عامل منفی (ایجاد کشش)، در نمونه های به عمل

آمده در هوا، برای بتن های سبک که دارای ریزدانه ماسه می باشند بیشتر است [۱۱].

مقاومت کششی بتن دانه سبک را می توان با آزمایش کشش دو نیم شدن ارزیابی نمود.

تغییرات مقاومت کششی دو نیم شدن در بتن های سبک بیش از بتن های معمولی است و میانگین

آن حداکثر تا ۳۰ درصد کمتر از بتن های معمولی با مقاومت فشاری یکسان است. استانداردهای

اروپایی روابط زیر را برای تخمین مقاومت کششی بتن های سبک توصیه می نمایند [۱۰]:

$$f_{ct} = 0.23 \cdot \sqrt[3]{f_{cu}^2} \quad (۱-۳)$$

$$f_{ct} = 0.375 \left( 0.3 + 0.7 \frac{\rho_{lc}}{\rho_{oc}} \right) \sqrt{f_{cu}} \quad (۲-۳)$$

$f_{ct}$ : مقاومت کششی دو نیم شدن (Mpa)

$f_{cu}$ : مقاومت فشاری نمونه مکعبی (Mpa)

$\rho_{lc}$ : وزن فضایی نمونه خشک شده در هوا

$\rho_{oc}$ : وزن فضایی بتن معمولی خشک شده در هوا

مقاومت کششی دو نیم شدن بتن های سبک بر اساس نظر کمیته ACI، مطابق روابط زیر

محاسبه می گردد:

$$f_{ct} = 1.33 \sqrt{f'_c} \quad \text{بتن تماما سبک:} \quad (۳-۳)$$

$$f_{ct} = 1.50 \sqrt{f'_c} \quad \text{بتن ماسه سبک:} \quad (۴-۳)$$

در روابط فوق  $f'_c$  و  $f_{ct}$  بر حسب کیلو گرم بر سانتی متر مربع می باشند.

مقاومت کششی در خمش که به مدول گسیختگی یا مدول رایچر معروف است، مطابق ACI از

روابط زیر محاسبه می گردند:

$$f_r = 1.50 \sqrt{f'_c} \quad \text{بتن تماما سبک:} \quad (۵-۳)$$

$$f_r = 1.70 \sqrt{f'_c} \quad \text{بتن ماسه سبک:} \quad (۶-۳)$$

### ۳-۷-۵-۱۲- مقاومت برشی بتن سبک:

در تعیین مقاومت برشی بتن سبک، وقتی مقاومت کششی ( $f_{ct}$ ) در دست باشد، در کلیه روابط مربوط به  $v_c$ ، مقدار  $f_{ct}/1.78$  جایگزین  $\sqrt{f'_c}$  موجود می شود. با این شرط که مقدار  $f_{ct}/1.78$  از  $\sqrt{f'_c}$  تجاوز نکند [۶].

وقتی که  $f_{ct}$  موجود نباشد، بجای  $\sqrt{f'_c}$  موجود در روابط، برای بتن های تماما سبک از  $0.75\sqrt{f'_c}$  و برای بتن های ماسه سبک از  $0.85\sqrt{f'_c}$  استفاده می شود. هنگامی که از مقداری ماسه استفاده شود، می توان از درون یابی خطی استفاده نمود [۶].

### ۳-۷-۵-۱۳- مدول الاستیسیته لیکا بتن

مدول الاستیسیته لیکا بتن، به نوع دانه لیکا مصرفی، مقاومت فشاری و وزن مخصوص آن بستگی دارد و مقدار آن بین ۵۰۰۰ تا ۲۴۰۰۰ مگاپاسکال تغییر می نماید [۱۱]. رابطه پیشنهادی ACI، برای مدول الاستیسیته بتن سبک بصورت زیر است:

$$E_c = 0.137 \rho^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (7-3)$$

$f'_c$ : مقاومت فشاری مشخصه بتن سبک بر حسب کیلوگرم بر سانتی متر مربع

$\rho$ : وزن مخصوص بتن سبک بر حسب کیلوگرم بر متر مکعب

$E_c$ : مدول الاستیسیته بتن سبک بر حسب کیلوگرم بر سانتی متر مربع

این رابطه نزدیکی بسیار خوبی با نتایج آزمایشهای لیکا بتن دارد. افزایش ماسه باعث افزایش مدول الاستیسیته می گردد [۱۱].

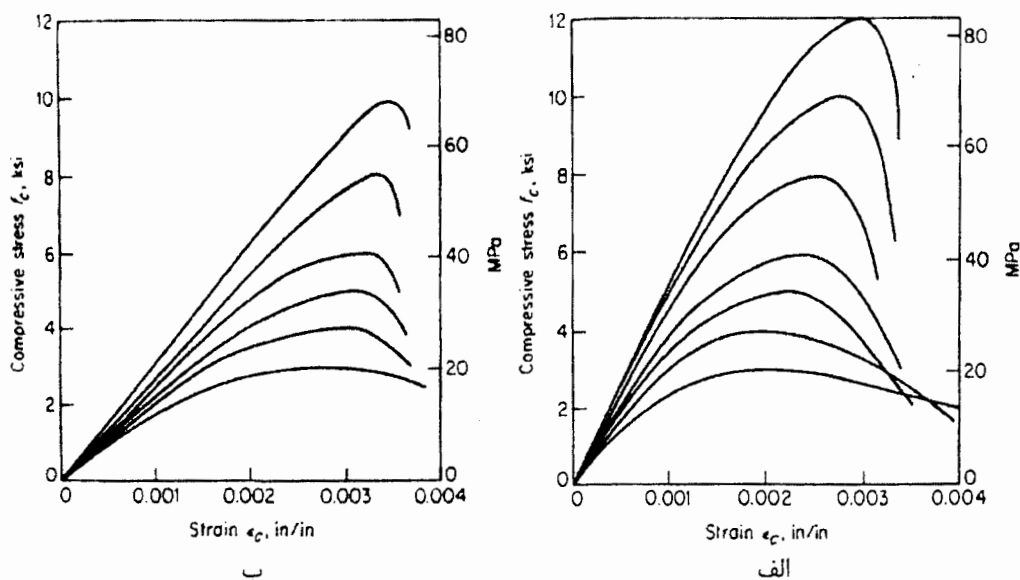
این فرمول یا هر فرمول دیگری باید فقط به عنوان اولین تقریب در نظر گرفته شود. مدول الاستیسیته بطور قابل ملاحظه ای از سوی رطوبت، نوع سنگدانه و سایر متغیرها، تحت تاثیر قرار می گیرد و در صورتی که شرایط طراحی به داده های مربوط به ضرایب ارتجاعی دقیق احتیاج دارد و طرح ها توسط خواص ارتجاعی کنترل می شوند، بهتر است آزمایشاتی بر روی بتن هایی که قرار است در عمل استفاده شوند مطابق با ACTM 469 انجام گیرد.

### ۳-۷-۵-۱۴- بررسی نمودار تنش- کرنش بتن سبک

عملکرد یک سازه در مقابل بارهای وارده، تا حد زیادی به روابط تنش-کرنش مصالحی که از آن ساخته شده است، و نوع تنش وارده بر آن بستگی دارد. بدلیل آنکه بتن اکثرا در فشار مورد استفاده قرار می گیرد، نمودار تنش-کرنش فشاری بتن دارای بیشترین اهمیت می باشد، که از طریق اندازه گیری کرنش در نمونه استوانه ای و یا وجه فشاری تیرها بدست می آید. نحوه بدست آمدن این نمودارها در استانداردهای مختلف شرح داده شده است. در شکل ۳-۷ نمودارهای تنش-کرنش برای بتن معمولی و بتن سبک با چگالی ۱۰۰ pcf رسم شده است. این نمودارها با انجام آزمایش فشاری بر روی نمونه های ۲۸ روزه و با سرعت بارگذاری متوسط بدست آمده است.

همه این منحنی ها دارای خواص یکسان هستند، بطوری که همه آنها با یک قسمت الاستیک خطی شروع می شوند که در این ناحیه تنش و کرنش با دقت خیلی خوب متناسبند. سپس نمودار

افقی می شود و به تنش ماکزیمم می رسد که مقاومت فشاری بتن نامیده می شود. در بتن های معمولی کرنش نظیر مقاومت فشاری از مقدار  $0/002$  تا  $0/003$  تغییر می کند. این بازه برای بتن های سبک  $0/003$  تا  $0/0035$  می باشد.



شکل ۳-۷: نمودار تنش-کرنش برای الف) بتن معمولی و ب) بتن سبک [۳۱]

تمامی منحنی ها دارای یک شاخه نزولی پس از مقاومت حداکثر می باشند که البته این شاخه های نزولی تا حد زیادی بستگی به نحوه آزمایش دارند. با اعمال روشهای خاص و کاهش حساسیت دستگاه آزمایش، می توان شاخه نزولی را طولانی تر نمود تا بتن دیرتر به خرابی برسد و مطالعه دقیق تر بر روی روند نزول شاخه نزولی میسر باشد. هرچه مقاومت بتن پایین تر باشد کرنش نظیر مقاومت فشاری بیشتر است. همانطور که ذکر شد کرنش نظیر مقاومت فشاری بتن سبک از بتن معمولی بیشتر است و فرض کرنش نظیر خرابی  $0/003$  برای بتن سبک، نسبت به بتن معمولی محافظه کارانه تر خواهد بود [۳۱].

مکانیزم خرابی بتن سبک با بتن معمولی دارای تفاوت عمده ای می باشد. در بتن معمولی مقاومت سنگدانه های مصرفی بیشتر از ملات سیمان می باشد، در حالی که مقاومت دانه های سبک مصرفی در بتن سبک، کمتر از ملات سیمان است. لذا نیروی فشاری وارده به بتن سبک به نسبت سختی ملات و سبکدانه ها توزیع می گردد که باعث ایجاد نیروی کششی در ملات سیمان و سبکدانه ها می گردد. سرانجام شکست زمانی اتفاق می افتد که تنش ایجاد شده از ظرفیت کششی سبکدانه ها تجاوز نماید. معمولاً ترکها بطور مستقیم در امتداد سبکدانه ها ایجاد می گردند و سطوح هموار شکست تنش کمتری منتقل می کنند و شکست ترد صورت می پذیرد [۳۲].

### ۳-۷-۵-۱۵- جمع شدگی لیکا بتن

مقدار جمع شدگی به مقدار خمیر سیمان، کیفیت آن و نیز نوع دانه مصرفی بستگی دارد. دانه ها بر حسب سختی و مدول تغییر شکل، از جمع شدن خمیر سیمان جلوگیری می کنند. چنانچه بدلیل ویژگی های دانه، نیاز به خمیر سیمان بیشتری باشد، مقدار جمع شدگی افزایش می یابد. اما برای مقدار خمیر سیمان مساوی، جمع شدگی در بتن سبک و معمولی یکسان است. نتایج آزمایش ها، جمع شدگی لیکا بتن با عیار سیمان ۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب را در حدود ۰/۴۹ تا ۰/۶۵ میلیمتر بر متر ارزیابی می کند. برای بتن با عیار سیمان ۶۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب این مقدار به ۱/۲ میلیمتر بر متر می رسد.



از آنجاییکه مدول الاستیسیته بتن سبک کمتر از بتن معمولی است، با وجود آن که مقدار جمع شدگی در این بتن بیشتر از بتن معمولی است، تنش های حاصل از جلوگیری از جمع شدگی برای هر دو نوع بتن یکسان است [۱۱].

### ۳-۷-۵-۱۶- مقاومت در برابر یخ زدن و ذوب شدن

مقاومت در برابر چرخه های حرارتی بستگی مستقیم به تراوایی بتن دارد. قابلیت جذب آب بالای دانه های سبک، سبب افزایش دوام بتن در شرایط یخ زدن و ذوب شدن می گردد. اما اشباع نمودن دانه ها از آب این اثر را از بین می برد. آزمایش های انجام شده نشان داده اند که بتن های لیکا تا حدود ۲۵ چرخه بین ۱۵ تا ۲۲ درجه سانتیگراد را تحمل می نماید [۱۰].

### ۳-۷-۵-۱۷- پیوستگی آرماتور به لیکا بتن

از آنجا که مقاومت دانه های سبک در برابر تنش های متمرکز، نسبت به دانه های معمولی کمتر است، بتن های دانه سبک در تنش های کمتری نسبت به بتن های معمولی در مجاورت آج آرماتور، گسیخته و خرد می شوند. از سوی دیگر به دلیل آن که مقاومت ملات ماسه سیمان پرکننده در بتن، بیشترین تاثیر را بر پیوستگی آرماتور ساده به بتن دارد، با افزودن ماسه طبیعی به مخلوط بتن دانه سبک، مقدار پیوستگی افزایش می یابد.

آزمایش های انجام شده با نمونه های لیکا بتن نشان داده است که مقاومت پیوستگی آرماتور به لیکا بتن در حدود ۶۰ درصد همان مقاومت پیوستگی بتن معمولی با عیار سیمان مساویست [۱۰].

برای محاسبه طول مهاره می‌لگرد ها در بتن مسلح، انجمن بتن آمریکا (ACI) پیشنهاد می‌نماید که پیوستگی آرماتور به بتن دانه سبک، ۳۰ درصد کمتر از بتن معمولی در نظر گرفته شود. یا به عبارت دیگر طول مهاره آرماتورها در بتن سبک ۳۳ درصد افزایش یابد. این افزایش برای بتن نیمه سبک لیکا حداقل ۱۸ درصد می‌باشد. چنانچه مقاومت کششی بتن مشخص باشد، ضریب اصلاح طول مهاره برابر با  $\frac{1.78\sqrt{f'_c}}{f_{ct}}$  است که در آن  $f'_c$  مقاومت فشاری مشخصه بتن و  $f_{ct}$  مقاومت کششی آن، هر دو بر حسب کیلوگرم بر سانتی متر مربع می‌باشد. بدیهی است این ضریب کمتر از یک نخواهد بود. میزان افزایش لازم در طول مهاره را تا ۵۰ درصد گزارش نموده است [۱۱].

قابل ذکر است که غرق آب کردن آرماتور در دوغاب سیمان، قبل از ساخت بتن، پیوستگی آرماتور و بتن را بهبود می‌بخشد [۱۱].

---

# فصل

طرح اختلاط بتن سبک  
سازه ای جهت ساخت  
تیرچه های بتنی خود  
ایستا در آزمایشگاه

۴

---

#### ۴-۱- مقدمه

در این فصل به تشریح چگونگی انجام آزمایشات و نیل به تکنولوژی بتن سبک سازه ای مورد نظر برای ساخت تیرچه بتنی خود ایستا می پردازیم.

پس از انجام تحقیقات نسبتا کافی در زمینه بتن سبک سازه ای و شناخت شرایط و دستورالعمل های لازم، زمان انجام آزمایشات فرا رسید. در زمان انجام آزمایش حدود ۸۰ طرح اختلاط بتن سبک، و حدود ۴۸۰ نمونه استوانه ای  $150 \times 300$  میلیمتری و حدود ۳۰۰ نمونه مکعبی ( $10 \times 10 \times 10$ ) ساخته شد (بالغ بر ۲۸۰۰ لیتر معادل با  $2/8$  متر مکعب) و ۳ بار طرح اختلاط نهایی تکرار گردید تا تردیدی در مورد بکار بردن آن در ساخت تیرچه ها وجود نداشته باشد.

در ادامه به معرفی مصالح مصرفی در ساخت بتن سبک سازه ای، نحوه کاربرد آنها و چگونگی تعیین طرح اختلاط می پردازیم.

#### ۴-۲- معرفی مصالح مصرفی در ساخت بتن سبک سازه ای و تاثیر آنها

##### ۴-۲-۱- سیمان

سیمان پرتلند، نوعی سیمان هیدرولیکی است که با آب واکنش می دهد و بعد از مدتی به حالت پایدار رسیده و در مقابل آب مقاوم می شود. سیمانهای غیر هیدرولیکی مانند گچ و آهک می باشند که بعد از سخت شدن، آب زیادی به خود جذب می کنند. چگالی نسبی سیمان پرتلند بین  $3/12$  تا  $3/16$  و ابعاد ذرات آن بین  $10 \mu m$  تا  $15 \mu m$  می باشد [۳۸].

پژوهش های صورت گرفته درباره نوع سیمان مصرفی در بتن های سبک سازه ای نشان می دهد که بتن سبک ساخته شده با سیمان نوع II ، هم در سنین پایین و هم در سنین بالا، نسبت به سیمان نوع I دارای مقاومت فشاری بالاتری است و افزایش مقاومت فشاری آن در حدود ۶ مگاپاسکال می باشد [۲۳].

برای اطمینان از حصول کارایی مناسب، دوام، حفاظت از آرماتورها و به منظور جلوگیری از زنگ زدگی و ایجاد چسبندگی مناسب و ... ، باید دقت نمود که مقدار سیمان در بتن سبک سازه ای از عیار ۳۰۰ کیلوگرم در متر مکعب کمتر نباشد. با اضافه کردن مقدار سیمان، مقاومت بتن سبک افزایش می یابد ولی مقدار افزایش آن کمتر از بتن معمولی است. در بتن معمولی با افزایش ۱۰٪ مقدار سیمان، در حدود ۱۵٪ به مقاومت فشاری افزوده می شود، در صورتی که این افزایش مقاومت برای بتن سبک در حدود ۵ تا ۱۰ درصد و یا حتی کمتر می باشد [۱۱].

افزودن مقدار سیمان باعث افزایش وارفتگی<sup>۱</sup>، انقباض، گرمای ایجاد شده توسط هیدراسیون سیمان و خطر ترک خوردگی می گردد. بنابراین مقدار سیمان نباید از حدود ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب افزایش یابد. از طرفی استفاده از عیار بالای سیمان، به دلیل قیمت بالا و چگال بودن آن، باعث افزایش هزینه ها و وزن مخصوص بتن سبک می گردد. با افزودن ۵۰ کیلوگرم در متر مکعب سیمان، وزن مخصوص بتن سبک حدود ۳۰ کیلوگرم در متر مکعب افزایش می یابد. با مقاومت ثابت، معمولاً مقدار سیمان لازم در بتن های سبک نسبت به بتن های معمولی بیشتر خواهد بود [۱۱].

---

<sup>۱</sup>-Creep

سیمان مصرفی در بتن سبک جهت ساخت تیرچه ها از نوع پرتلند تیپ II و تولید کارخانه سیمان شاهرود می باشد.

#### ۴-۲-۲- میکروسیلیس<sup>۱</sup>

میکروسیلیس نوع جدیدی از افزودنی های معدنی است که در زمینه تحقیقاتی و کاربردی توجه زیادی به آن شده است. این ماده یک محصول مصنوعی است که با جمع آوری گازهای حاصل از کوره های قوس الکتریکی در جریان تولید فلز سیلیسیم در کارخانجات سیلیس و آلیاژهای آن حاصل می شود و در صورت جمع آوری نشدن، در هنگام خروج همراه با گازهای متصاعد کوره های این کارخانجات، تاثیر مخرب بر محیط زیست دارد. میکروسیلیس دارای سیلیس فراوان به میزان ۸۵ تا ۹۸ درصد است که میزان آن بستگی به نوع محصول و کوره کارخانه تولید سیلیس دارد. رنگ میکروسیلیس بستگی به کیفیت تولید، حرارت و میزان کربن در آن ممکن است روشن یا خاکستری باشد. این ماده عمدتاً کروی با حالت کریستال بوده و قطر متوسط ذرات آن در حدود  $0.1 \mu m$  تا  $0.2 \mu m$ ، یعنی حدوداً ۱۰۰ برابر کوچکتر از ذرات سیمان است. سطح مخصوص میکروسیلیس  $20000 (m^2/kg)$  و چگالی نسبی آن  $2.1-2.5$  می باشد. وزن مخصوص میکروسیلیس در حالت فله ۱۶۰ تا  $320 (kg/m^3)$  می باشد. میزان مصرف میکروسیلیس در بتن معمولاً ۵ تا ۲۰ درصد وزن سیمان است و در موارد خاص تا ۳۰٪ و بالاتر هم مصرف می شود.

---

۱ - silica fume

میکروسیلیس بدلیل ریزی زیاد و مقادیر فراوان سیلیکا، یک ماده با فعالیت پوزولانی شدید است و مصرف آن در تولید بتن مقاومت بالا از سال ۱۹۸۰ در کشورهای اسکاندیناوی و نروژ آغاز شده است.

با افزایش مقدار میکروسیلیس میزان آب مصرفی به شدت افزایش پیدا می کند که با استفاده از فوق روان کننده میتوان مقدار آب مورد نیاز را کاهش داد. سرعت کسب مقاومت بتن های حاوی میکروسیلیس تا سن ۳ و ۷ روز بسیار شدید است و با افزایش سن نمونه تا ۲۸ روز سرعت کسب مقاومت حتی از بتن های معمولی هم کمتر است. افزودن میکروسیلیس به بتن، باعث افزایش مقاومت و در نتیجه مدول الاستیسیته می شود.

تجارب آزمایشگاهی و کارگاهی نشان می دهد که بتن های حاوی مقدار زیاد میکروسیلیس نسبت به بتن معمولی دارای انقباض بیشتری در سنین اولیه می باشند. بنابراین سطح این بتن ها باید پوشیده شود تا از تبخیر سریع آب از سطح آنها جلوگیری شود.

#### ۴-۲-۱- تاثیر میکروسیلیس در بتن تازه

ذرات میکروسیلیس بعلت ریز بودن و شکل کروی آنها فضای بین ذرات سیمان را که قبلا با آب اشغال شده بود، پر می کنند. با وجود اینکه استفاده از میکروسیلیس باعث توزیع بهتر دانه بندی در خمیر سیمان می شود، بدلیل سطح مخصوص بالای میکروسیلیس مصرف آب به شدت افزایش پیدا می کند. با افزایش مقدار مصرف میکروسیلیس به ۱۶٪، مقدار آب مصرفی ۴۰٪ افزایش پیدا می کند. استفاده از فوق روان کننده مناسب نیاز به افزایش آب مصرفی را کاهش می دهد. در صورت

استفاده از میکروسیلیس به همراه فوق روان کننده و نسبت آب به سیمان پایین چسبندگی و پیوستگی مخلوط بشدت افزایش یافته و آب انداختگی به مقدار قابل ملاحظه ای کاهش پیدا می کند. فوق روان کننده باعث جدا شدن ذرات سیمان و میکروسیلیس و کاهش تماس بین ذرات و لخته شدن آنها می شود.

#### ۴-۲-۲- تاثیر میکروسیلیس در بتن سخت شده

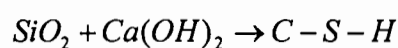
کاهش نفوذ پذیری و افزایش مقاومت، دو دلیل اصلی استفاده از میکروسیلیس در بتن می باشد. جایگزین کردن ۱۰٪ وزنی سیمان با میکروسیلیس، نفوذپذیری آن را از  $1.6 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$  به  $4 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$  کاهش می دهد. با افزودن ۲۰ تا ۲۵ درصد میکروسیلیس، نفوذپذیری بتن تقریباً صفر می شود [۲۸]. تاثیر میکروسیلیس در بهبود کیفیت بتن را می توان بصورت زیر خلاصه کرد:

- کاهش نفوذپذیری.
- افزایش مقاومت فشاری، کششی و خمشی.
- در نسبت آب به مصالح سیمانی ثابت، انقباض ناشی از خشک شدن در بتن های حاوی میکروسیلیس کمتر از بتن های بدون میکروسیلیس است.
- تغییر شکل های ناشی از خزش ۴۰ تا ۷۰ درصد بتن های بدون میکروسیلیس است.
- افزایش مقاومت پیوستگی به آرماتورهای فولادی ۵۰ تا ۱۰۰ درصد می باشد.
- خوردگی آرماتور به حداقل می رسد.
- مقاومت بیشتر در برابر یخ زدن و ذوب شدن متوالی (بهبود دوام).
- میکرو سیلیس به دو طریق زیر، بافت میکروسکوپی بتن را اصلاح می کند [۱۹]:



۱. بدلیل ریزی زیاد می تواند فضای بین دانه های سیمان را نیز پر کند و تراکم و دوام بتن را افزایش بخشد (خواص فیزیکی بتن افزایش یافته است).

۲. در اثر ترکیب سیلیس و هیدروکسید کلسیم حاصل از هیدراسیون سیمان، ژل تولید می گردد و بعنوان یک ماده سیمانی عمل می نماید (خواص شیمیایی بتن افزایش یافته است).



$C-S-H$ : ژل که عنصر اصلی مقاومت اضافی بتن است.

$SiO_2$ : سیلیس دوده سیلیسی.

$Ca(OH)_2$ : آهک آزاد شده از هیدراسیون سیمان.

هیدرواکسید کلسیم موجود در بتن قابل حل در آب بتن بوده، بصورت پودر کربنات کلسیم بر روی سطح بتن ظاهر می شود و ترکیب آن با سولفاتها، تشکیل گچ یا سولفوآلومینات کلسیم می دهد، که حجم آن چند برابر بزرگتر است. این تغییر حجم باعث تخریب بتن می شود. گفته می شود که استفاده از میکروسیلیس به میزان ۲۰٪ سیمان، تقریباً تمام هیدروکسید کلسیم سیمان را از بین خواهد برد [۱۹].

میکروسیلیس موجود در بتن سبک سازه ای مصرفی در تیرچه های بتن خود ایستا، ساخت کارخانه فروتنیلس سمنان می باشد.

#### ۴-۲-۳- سنگدانه ها

سنگدانه ها قسمت اعظم حجم بتن را تشکیل می دهند. معمولا حجم سنگدانه ها ۶۰ تا ۸۰ درصد حجم کل بتن می باشد. بنابراین دانه بندی آنها باید طوری باشد که محصول نهایی مانند یک جسم صلب، یکنواخت و متراکم با حداقل فضای خالی عمل کند. لذا باید در انتخاب دانه بندی مناسب سنگدانه های مصرفی، دقت نمود.

#### ۴-۲-۳-۱- لیکا

توضیحات کافی درباره لیکا در فصل سوم ارائه گردید. در اینجا به مقایسه میزان تاثیر دانه بندی بر مقاومت بتن معمولی و بتن سبک سازه ای می پردازیم.

در بتن معمولی، دانه بندی عمدتا بر مقدار آب لازم برای حصول کارایی مناسب اثر می گذارد. افزایش نسبت مصالح ریزدانه، منجر به افزایش مقدار آب لازم و در نتیجه کاهش مقاومت بتن خواهد گردید، مگر آنکه مقدار سیمان نیز بطور هم زمان افزایش داده شود.

برای بتن سبک سازه ای نیز، چنین رابطه ای میان دانه بندی مصالح، آب لازم و مقاومت بتن، صدق می نماید اما جنبه های دیگری نیز باید در نظر گرفته شود. برای اکثر مصالح سبک وزن، مدول تغییرشکل، مقاومت و چگالی دانه ها با افزایش اندازه آنها کاهش می یابد. استفاده از دانه های خیلی درشت سبک به علت مقاومت کم این مصالح، باعث ایجاد بتنی با مقاومت پایین خواهد گردید. لذا حداکثر اندازه دانه ها به ۲۵ میلیمتر محدود می گردد. وجود دانه های با حداکثر اندازه کمتر، مقاومت را بالا برده ولی باعث افزایش وزن مخصوص بتن سبک خواهد گردید. برای مثال

چنانچه حداکثر اندازه دانه ها از ۲۵ میلیمتر به ۱۶ میلیمتر کاهش یابد مقاومت بتن تا حدود ۱۰٪ افزایش می یابد [۱۱].

در ساخت بتن سبک نیز مانند بتن معمولی، می توان از دو نوع دانه بندی پیوسته یا گسسته استفاده نمود. انتخاب دانه بندی به مقاومت، وزن، کارایی، اندازه دانه های موجود و تسهیلات محل های انبار دانه های سبک بستگی دارد. دانه بندی پیوسته به طور کلی باعث چسبندگی مناسب و جلوگیری از ناهمگنی مخلوط بتن می شود. حداکثر قطر دانه ها بوسیله سه عامل کمترین بعد قطعه بتنی، فاصله آرماتورها و ضخامت پوشش روی آرماتورها محدود می شود. به علت متغیر بودن وزن مخصوص دانه های سبک در اندازه های مختلف، بر خلاف دانه های معمولی، دانه بندی دانه های سبک به عوض نسبت وزنی بر حسب نسبت حجمی صورت می گیرد.

هرگاه وزن فضایی مشخصی از بتن سبک مورد نظر باشد، میانگین وزن ظاهری دانه ها نباید از

حداکثر مشخص شده در جدول ۴-۱ بیشتر شود.

جدول ۴-۱: وزن فضایی لیکا بتن نسبت به وزن ظاهری دانه های مصرفی

وزن فضایی خشک آونی بتن سبک $Kg/m^3$	میانگین تقریبی وزن ظاهری* دانه ها - (ممکن است ماسه طبیعی هم به دانه های سبک اضافه شود) بر حسب $Kg/m^3$
۱۰۰۰	۸۰۰
۱۲۰۰	۱۱۵۰
۱۴۰۰	۱۴۵۰
۱۶۰۰	۱۷۰۰
۱۸۰۰	۲۰۰۰
۲۰۰۰	۲۳۰۰

\*- وزن ظاهری برای حجم اشغالی خود دانه ها، یعنی بدون در نظر گرفتن منفذهای هوا بین دانه ها و با در نظر گرفتن منفذهای هوای داخلی دانه هاست.

ماسه طبیعی اغلب به منظور کارایی بهتر، کاهش انقباض بتن تازه، افزایش مقاومت بتن و یا به دلایل اقتصادی بودن بیشتر آن بکار می رود. اما این امر نیز به میزان چشمگیری سبب افزایش چگالی بتن خواهد گردید [۹]. به علت سنگینی ملات ماسه سیمان، ممکن است دانه های درشت سبک در سطح فوقانی قرار گیرند و مخلوط حاصل ناهمگن شود. برای اجتناب از این ناهمگنی، لازم است مقدار آب لازم کنترل شود. اضافه نمودن ۱ تا ۲ درصد وزن سیمان مصرفی از ماده بنتونیت<sup>۱</sup>، که نوعی خاک رس است موجب افزایش چسبندگی ملات سیمان و در نتیجه همگن شدن مخلوط بتن سبک می گردد. مواد هوازا نیز خطر ناهمگن شدن مخلوط را کاهش می دهند.

جایگزین کردن مقداری از دانه های ریز سبک به وسیله ماسه طبیعی، مقاومت فشاری بتن را افزایش می دهد. به طوری که جذب آب ماسه با سطح صاف و گرد نسبت به ریز دانه های سبک با سطح زبر و زاویه ای کمتر می باشد. لذا با استفاده از ماسه آب لازم برای اختلاط و نسبت آب به سیمان کاهش می یابد که سبب افزایش مقاومت فشاری می گردد.

افزایش حجم ماسه باعث اقتصادی تر شدن طرح می شود و در مقابل، کارایی بتن کاهش پیدا می کند. دانه بندی ماسه مصرفی در جدول ۴-۲ و شکل ۴-۱ نمایش داده شده است.

---

1-Bentonite

جدول ۲-۴ : دانه بندی ماسه 0-4.75 میلیمتر [Fineness Modulus(F.M)=3.51]

شماره و اندازه الک (ASTM)	جرم مانده روی الک (gr)	درصد مانده روی الک	درصد تجمعی مانده روی الک	درصد تجمعی مصالح عبور کرده
4(4.75mm)	110	3.66	3.66	96.34
8(2.38mm)	860	28.60	32.26	67.74
14(2mm)	555	18.46	50.71	49.29
16(1.19mm)	167	5.55	56.27	43.73
30(0.595mm)	610	20.29	76.55	23.45
40(0.42mm)	220	7.32	83.87	16.13
50(0.297mm)	75	2.49	86.37	13.63
60(0.25mm)	83	2.76	89.13	10.87
70(0.21mm)	180	5.99	95.11	4.89
100(0.149mm)	30	1.00	96.11	3.89
200(0.074mm)	80	2.66	98.77	1.23
Pan	37	1.23	100.00	0.00
Sum	3007	100		

#### ۲-۳-۳-۴- پودر سنگ

پودر سنگ، گرد سنگی سفید رنگ است که از جنس آهک بوده، حلالیت کمی دارد و در بازار به پودر خاک سنگ معروف است. این نوع مصالح در عملیات ساختمانی نظیر بند کشی، نما سازی با سیمان سفید و ... کاربرد دارد. چگالی ویژه پودر سنگ ۲/۵۸، یعنی تقریباً همانند ماسه می باشد. پودر سنگ با آب واکنش نمی دهد و آنرا می توان در فضای باز نگهداری نمود و نباید آنرا با آهکی که از آن در ملات ماسه سیمان استفاده می کنند، اشتباه گرفت. در حقیقت آهک مورد استفاده در ملاتها ابتدا در دمای بالا حرارت داده می شود و سپس زمانی که آب به آن اضافه می گردد، شکفته شده و قابل استفاده در ملات آهک و ... خواهد بود [۱۴].

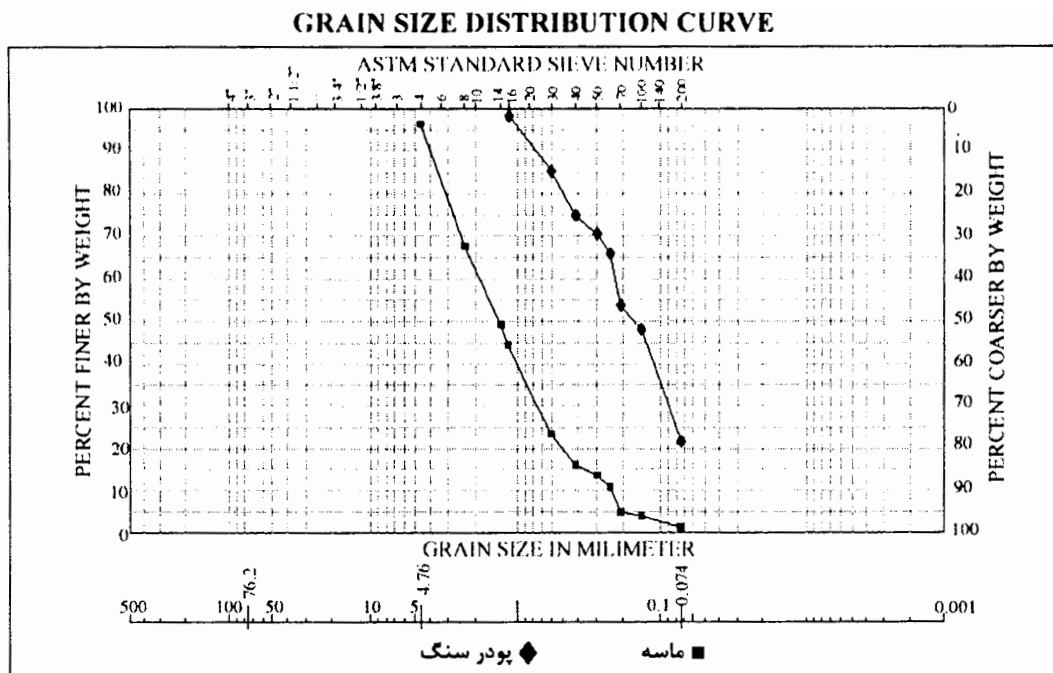
جهت شناسایی بیشتر خواص پودر سنگ و تاثیر آن بر مقاومت فشاری بتن سبک، آزمایشاتی صورت پذیرفت و نتایج آن در قالب مقاله ای تنظیم گردید. نتایج دلالت بر آن داشتند که استفاده از پودر سنگ در بتن سبک سازه ای، چه با حضور میکروسیلیس و چه بدون میکروسیلیس باعث

افزایش مقاومت فشاری می گردد. همچنین آزمایشاتی بر روی نمونه هایی که حدود یک سال از عمر آنها می گذشت، نشان داد که استفاده از پودر سنگ تاثیر منفی بر دوام بتن سبک سازه ای نداشته است.

با توجه به تاثیر مثبت پودر سنگ بر مقاومت فشاری بتن سبک سازه ای (مطابق با توضیحات ذکر شده) در ساخت بتن سبک سازه ای مصرفی در تیرچه ها، از پودر سنگ به جای درصدی از ماسه با دانه بندی مطابق جدول ۳-۴ و شکل ۴-۱ و به عنوان پرکننده، ماسه ۰ تا ۵ میلیمتر و از لیکای ۰ تا ۳ میلیمتر به عنوان ریزدانه و از لیکای ۳ تا ۱۰ میلیمتر به عنوان درشت دانه استفاده گردیده است. نسبت وزن لیکای ریزدانه مصرفی به لیکای کل، برابر با ۷۰ درصد فرض گردیده تا بتن مورد نظر دارای فاز قوی سنگدانه باشد. متوسط چگالی ویژه لیکا با دانه بندی مذکور، برابر ۱ در نظر گرفته شده است.

جدول ۳-۴ : دانه بندی پودر سنگ [Fineness Modulus(F.M)=0.98]

شماره و اندازه الک (ASTM)	جرم مانده روی الک (gr)	درصد مانده روی الک	درصد تجمعی مانده روی الک	درصد تجمعی مصالح عبور کرده
16(1.19mm)	28	1.84	1.84	98.16
30(0.595mm)	198	13.01	14.85	85.15
40(0.42mm)	157	10.32	25.16	74.84
50(0.297mm)	65	4.27	29.43	70.57
60(0.25mm)	71	4.66	34.10	65.90
70(0.21mm)	184	12.09	46.19	53.81
100(0.149mm)	87	5.72	51.91	48.09
200(0.074mm)	402	26.41	78.32	21.68
Pan	330	21.68	100	0.00
Sum	1522	100		



شکل ۴-۱: منحنی دانه بندی ماسه و پودر سنگ

#### ۴-۲-۴- آب مصرفی

معمولا هر آبی که قابل آشامیدن باشد و مزه و بوی خاصی نداشته باشد را میتوان به عنوان آب اختلاط در ساخت بتن بکار برد. در برخی موارد آب غیر آشامیدنی نیز می تواند برای استفاده در بتن بکار رود. به عنوان یک قاعده کلی هر آبی را که PH آن بین ۶ تا ۸ باشد و طعم شوری نداشته باشد، میتوان در بتن مصرف نمود.

آب موجود در بتن سبک، شامل آب آزاد یا موثر بین دانه ها و آب موجود در منافذ دانه ها می باشد. آب آزاد که مقدار اعظم آب موجود را تشکیل می دهد در خمیر سیمان وجود دارد و این مقدار آبی است که مقاومت و کارایی را تامین می کند. مقدار آب آزاد به حداکثر اندازه قطر دانه، مقدار اسلامپ، شکل و وضعیت سطح دانه ها (صاف یا زبر)، مقدار سیمان مصرفی و غیره بستگی دارد.

به دلیل جذب آب بالای مصالح سبک و از جمله دانه سبک لیکا، باید پیش از اختلاط مقداری آب به دانه ها اضافه نمود تا عمل اختلاط به راحتی صورت پذیرد. جذب آب بستگی به بافت سطحی سبک دانه ها، ساختمان و حجم خلل و فرج داخلی آنها، مقدار رطوبت مصالح قبل از اختلاط، لزجت ملات تازه و مدت کامل شدن تراکم دارد. پیش بینی نمودن مقدار آبی که پس از اختلاط داخل خلل و فرج دانه ها وجود دارد، امکان پذیر نیست و لذا به عنوان راهکاری منطقی می توان درصد جذب آب نیم ساعته مصالح را اندازه گیری کرده و نیم ساعت قبل از شروع اختلاط به آن اضافه نمود.

روانی بتن تازه باید به نحوی باشد که بتوان مخلوط را به آسانی با وسایل موجود در کارگاه متراکم نمود. در کارخانجات بتن پیش ساخته که امکان استفاده از ویبراتور سطحی و داخلی موجود است، مخلوط را می توان کمی سفت تر تهیه نمود [۱۱].

#### ۴-۲-۵- فوق روان کننده ها

فوق روان کننده ها مواد آلی یا ترکیبی از مواد آلی و معدنی هستند. ترکیبات اصلی روان کننده ها، موادی با سطح فعال<sup>۱</sup> هستند که در فصل مشترک دو فاز غیر قابل اختلاط جمع می شوند و نیروهای فیزیکی و شیمیایی را در این سطح تماس داخلی تغییر می دهند. این مواد روی دانه های سیمان جذب شده و به آنها بار منفی می دهند که سبب دفع شدن (دور شدن) این ذرات از هم و تثبیت حالت پخش شدگی آنها می شود. حبابهای هوا نیز دفع شده و نمی توانند به

---

<sup>۱</sup> - surface active



ذرات سیمان بچسبند. بعلاوه بار منفی سبب بوجود آمدن پوسته ای منظم از مولکولهای آب دور هر ذره شده و در نتیجه موجب جدا شدگی ذرات از هم می شود و آزادی بیشتری برای حرکت ذرات بوجود می آید. بنابراین آبی که در اثر سیستم فولکوله شدن تحت قید است، آزاد می شود و برای روان سازی مخلوط مورد استفاده قرار می گیرد و در نتیجه کارایی مخلوط افزایش پیدا می کند.

فوق روان کننده ها موجب افزایش مقاومت، مخصوصا در ۲۴ ساعت اول می شوند. مصرف بالاتر از حد مجاز ممکن است باعث افزایش مقاومت شود، ولی افزایش زمان گیرش را بدنبال خواهد داشت. سازگاری آنها با سیمان مورد استفاده در بتن و هم چنین دوز مصرف آن بسیار مهم می باشد. انواع فوق روان کننده ها با سیمانهای مختلف رفتارهای کاملا متفاوتی نشان می دهند. استفاده از فوق روان کننده می تواند باعث افزایش مقاومت در اسلالمپ ثابت، یا افزایش اسلالمپ در مقاومت ثابت شود.

روش اضافه کردن فوق روان کننده به بتن کارایی و مقاومت آن را تحت تاثیر قرار می دهد. مصرف فوق روان کننده باید طوری باشد که در سراسر حجم بتن، بصورت یکنواخت توزیع شود. مدت زمان اختلاط نیز باید به اندازه کافی باشد. پیشنهاد شده است که ابتدا شن و ماسه و سیمان با مقداری آب به مدت ۱ تا ۲ دقیقه با هم مخلوط شوند و سپس فوق روان کننده که در مقدار کمی آب حل شده، بتدریج به مخلوط فوق اضافه گردد، و باقیمانده آب اختلاط تا بدست آمدن کارایی مناسب و مورد نظر به مخلوط افزوده شود. در این صورت کارایی بتن بهتر خواهد شد [۲۸].

روش مشخصی برای تعیین مقدار فوق روان کننده وجود ندارد و به ناچار باید به روش آزمون و خطا مقدار آن را تعیین کرد. اصولاً اگر مقاومت بعنوان معیار اولیه در نظر گرفته شود، باید تا حد امکان نسبت آب به سیمان را کاهش و مقدار فوق روان کننده را افزایش داد.

انتقال بتن در مسافتهای طولانی و ایجاد فاصله زمانی از تولید تا مصرف، باعث کاهش اسلامپ بتن می شود. این عامل با افزایش دمای هوا و استفاده از فوق روان کننده ها شدت می گیرد. برای جبران این کاهش اسلامپ، میتوان نسبت آب به سیمان را افزایش داد که باعث تضعیف مقاومت و دوام و دیگر خصوصیات بتن می شود. راه حل اساسی استفاده از فوق روان کننده هایی است که اسلامپ بتن را تا مدت زمان کافی مثلاً ۱ تا ۲ ساعت، بدون توجه به نوع سیمان و دمای هوا ثابت نگه می دارند.

همانطور که ذکر شد مقاومت بتن سبک کمتر از بتن معمولی با عیار سیمان مساوی می باشد. لذا برای رسیدن به مقاومت فشاری مورد نظر مجبور به کاهش نسبت آب به سیمان هستیم که باعث کم شدن کارایی بتن می گردد. جهت رفع این نقیصه استفاده از فوق روان کننده اجتناب ناپذیر می باشد. بر اساس تجارب بدست آمده، ساخت بتن سبک سازه ای بدون استفاده از فوق روان کننده تقریباً غیر ممکن است.

با استفاده از فوق روان کننده مناسب می توان آب مورد نیاز برای دستیابی به بتنی با کارایی مناسب را ۲۵ تا ۳۵ درصد کاهش داد و در عین حال انسجام و چسبندگی بتن بدون آب انداختگی و جداسدگی اجزاء تشکیل دهنده آن حفظ می شود [۱۵].

شایان ذکر است که فوق روان کننده استفاده شده در بتن تیرچه ها از نوع NSF و محصول

شرکت وند شیمی می باشد.

#### ۴-۳- نسبت آب به سیمان و تاثیرات آن بر خصوصیات فیزیکی بتن سبک

##### سازه ای

مقدار آب لازم برای عمل هیدراسیون کامل سیمان پرتلند کمتر از ۲۶٪ وزنی سیمان است [۲۱].

برای بتن های معمولی، مقدار سیمان لازم عموماً بر طبق قاعده نسبت آب به سیمان محاسبه

می شود. تجربه نشان می دهد که مقاومت بتن اساساً به مقاومت سیمان و نسبت آب به سیمان

بستگی دارد. عوامل دیگر مانند نوع مصالح سنگدانه ها از اهمیت کمتری برخوردارند. رابطه تقریباً

خطی بین مقاومت بتن و مقدار سیمان انجام محاسبات در بتن معمولی را ساده می کند.

از طرف دیگر، برای بتن سبک قاعده نسبت آب به سیمان کمتر صدق می کند. اختلافات زیر

باید در انجام طرح اختلاط بتن سبک لحاظ گردد [۹]:

الف) مقدار آب فرض شده در محاسبه نسبت آب به سیمان، مقدار کل آب نبوده و فقط آب موثر یا

آب آزاد می باشد.

ب) رابطه بین مقاومت و نسبت آب موثر به سیمان برای مصالح مختلف، متغیر است.

ج) تاثیر مقاومت سیمان بر مقاومت بتن خطی نیست.

د) مقدار هوای محبوس اغلب نسبت به بتن معمولی بیشتر بوده و بعلاوه از یکنواختی کمتری برخوردار است و با روشهای شناخته شده نمی توان آن را به طور دقیق تعیین نمود.

#### ۴-۴- تکنولوژی بتن سبک مورد نظر

جهت ساخت تیرچه های بتنی خود ایستا سعی شد بتن سبکی ساخته شود که دارای شرایط

زیر باشد:

۱) مقاومت فشاری ۲۱ روزه آن حداقل برابر ۲۴۰ کیلو گرم بر سانتی متر مربع

باشد. یکی از مزایای مهم استفاده از تیرچه های بتنی خود ایستا صرفه جویی

در زمان می باشد. لذا تیرچه ها باید هرچه سریع تر پس از دریافت سفارش،

تحویل گردند. بنابراین بتن مصرفی در این تیرچه ها باید پس از گذشت ۷ روز

به مقاومتی در حدود ۲۱۰ کیلو گرم بر سانتی متر مربع و پس از گذشت ۲۱

روز به مقاومت فشاری حداقل ۲۴۰ کیلو گرم بر سانتی متر مربع (که در

محاسبات منظور شده بود) برسد.

۲) برای سهولت کاربرد (حمل و نقل و نصب)، باید وزن تیرچه ها تا جایی که

امکان دارد، کاهش یابد. لذا باید بتنی با حداقل وزن مخصوص قابل قبول

یعنی وزنی معادل ۱۴۴۰ کیلو گرم بر متر مکعب ساخته شود.

۳) هر طرح اجرایی باید دارای توجیه اقتصادی باشد تا با سیستم های رایج دیگر

قابل رقابت باشد. بنا بر این بتن مورد نظر باید دارای حداقل قیمت باشد.

سه عامل فوق الذکر در بسیاری از موارد یکدیگر را نقض می نمایند. برای مثال جهت افزایش مقاومت تا مقدار مورد نظر، ناچار به افزایش سیمان می باشیم که از یکسو موجب افزایش وزن و از سوی دیگر منجر به نتایج نامطلوب اقتصادی خواهد گردید.

#### ۴-۵- روند طراحی بتن سبک سازه ای با دانه سبک لیکا ( لیکا بتن )

همانگونه که در تعریف بتن سبک سازه ای ذکر گردید، به بتنی که وزن مخصوص آن بین ۱۴۴۰ تا ۱۸۵۰ کیلو گرم بر متر مکعب باشد و مقاومت فشاری ۲۸ روزه آن بیشتر از ۱۷۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع باشد، می توان نام بتن سبک سازه ای را اطلاق نمود.

بنابراین در انجام طرح اختلاط، یک محدودیت وزنی و یک محدودیت مقاومتی وجود دارد. همچنین ساخت بتن سبک نیاز به دقت بیشتری نسبت به بتن معمولی دارد. عوامل عمده موثر بر مقاومت بتن معمولی، تنها نسبت آب به سیمان، مقدار سیمان و نوع آن می باشند. در حالی که عواملی چون نوع دانه سبک، اندازه دانه ها، مقدار میکروسیلیس و نوع فوق روان کننده مصرفی، علاوه بر عوامل موثر بر بتن معمولی، تاثیر بسزایی در مقاومت فشاری بتن سبک سازه ای دارند. به عنوان مثال استفاده از سبکدانه پومیس که وزن مخصوص و مقاومت بیشتری نسبت به سبکدانه لیکا دارد، منجر به حصول بتنی با وزن مخصوص و مقاومت فشاری بالاتر خواهد گردید [۱۴]. در ضمن استفاده بیشتر از درشت دانه لیکا، کاهش مقاومت و وزن مخصوص را به دنبال خواهد داشت.

همان گونه که بیان شد وزن مخصوص دانه های لیکا با تغییر اندازه آنها، به مقدار قابل توجهی دچار تغییر می گردد، که این امر در مورد سنگدانه های طبیعی شن و ماسه صدق نمی نماید. حتی

سبکدانه تولید شده در یک کارخانه ممکن است تفاوت های قابل توجهی با تولیدات قبلی همان کارخانه داشته باشد. به عنوان مثال در طی انجام این پایان نامه، در سه مرحله لیکا از کارخانه لیکا ایران واقع در ساوه خریداری گردید، که مشخصات هر بار، با بار دیگر تفاوت های محسوسی داشت و با استفاده از لیکای جدید در همان طرح اختلاط قبلی، مقاومت فشاری دچار تغییر می گردید.

بنا به دلایلی که ذکر گردید و عوامل بسیار دیگر، استفاده از یک دستورالعمل خاص مطابق با استانداردهای موجود، راه حل مناسبی برای تعیین طرح اختلاط بتن سبک سازه ای نمی باشد و چاره ای جز انجام آزمایش و سعی خطا در این زمینه وجود ندارد و استفاده از دستورالعمل های موجود تنها به عنوان طرح اولیه، راهکاری مناسب تلقی می گردد.

باید توجه داشت که در زمان انجام آزمایشات، به دلیل حساسیت زیاد بتن سبک، تغییر در هر یک از مصالح مصرفی، می تواند تغییرات قابل توجهی در نتایج آزمایش ایجاد نماید.

با عنایت به دلایلی که ذکر گردید ساخت بتنی سبک با شرایط مورد نظر، مستلزم صرف زمان قابل توجهی خواهد بود.

ماهیت اکثر روش های تعیین طرح اختلاط بتن سبک تقریباً یکسان می باشد، به طوری که ابتدا مقدار سیمان و نسبت آب به سیمان (جهت نیل به مقاومت کافی) فرض می گردند و با توجه به حجم و وزن باقیمانده، مقدار مصالح دیگر محاسبه می گردد.

در ادامه نمونه ای از نحوه تعیین یک طرح اختلاط بتن دانه سبک لیکا، جهت نیل به مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۲۷۰ کیلو گرم بر سانتی متر مربع و وزن مخصوص ۱۶۰۰ کیلو گرم بر متر مکعب ارائه می گردد.

وزن مصالح بر حسب کیلوگرم در یک متر مکعب می باشد و مقدار تخلخل ۵ درصد فرض

گردیده است.

$$\left. \begin{array}{l} \text{فرض} \quad (C) \text{سیمان} + (\text{SF}) \text{میکروسیلیس} = 450 \\ \text{فرض} \quad \frac{SF}{C} = 0.1 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} C=409 \\ Sf=41 \end{array} \right.$$

$$\text{آب به سیمان} \quad \left( \frac{W}{C+SF} \right) = 0.4 \rightarrow W = 0.4 \times 450 = 180$$

$$\text{فوق روان کننده} \quad (SP) = 0.01 \rightarrow SP = 0.01 \times 450 = 4.5$$

اکنون وزن و حجم مصالح سنگی محاسبه میگردد.

$$W_L + W_s = (1600 - 409 - 41 - 180 - 4.5) = 965.5 \text{Kg}$$

$$V_L + V_s = 1000 - \left( \frac{409}{3.15} + \frac{41}{2.1} + \frac{180}{1} + \frac{4.5}{1.13} + 50 \right) = 616.66 \text{lit}$$

$$\left. \begin{array}{l} W_L + W_s = 965.5 \text{Kg} \rightarrow V_L \times 1 + V_s \times 2.6 = 965.5 \\ V_L + V_s = 616.66 \text{lit} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_L = 398.81 \rightarrow W_L = 398.1 \\ V_s = 218 \rightarrow W_s = 567 \end{array} \right.$$

طرح اختلاط بدست آمده بطور خلاصه در جدول ۴-۴ ارائه گردیده است:

جدول ۴-۴: خلاصه ای از طرح اختلاط بدست آمده

اجزاء تشکیل دهنده	چگالی نسبی	$\text{Kg/m}^3$
سیمان	۳/۱۵	۴۰۹
میکروسیلیس	۲/۱	۴۱
آب	۱	۱۸۰
فوق روان کننده	۱/۱۳	۴/۵
لیکا	۱	۳۹۸
ماسه	۲/۶	۵۶۷

در این طرح که مورد آزمایش قرار گرفت، مقاومت فشاری ۷ روزه و ۲۸ روزه به ترتیب ۲۵۰ و ۲۹۰ کیلو گرم بر سانتی متر مربع به دست آمد. اسلامپ حدود ۷۰ میلیمتر و وزن مخصوص بتن تازه ۱۶۲۰ و وزن مخصوص خشک آونی حدود ۱۵۸۰ کیلو گرم بر متر مکعب اندازه گیری شد. برای دست یابی به بتنی با مقاومت دلخواه (۲۷۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع)، با کاهش در سیمان مصرفی و یا هر تدبیر دیگر، می توان طرح اختلاط و آزمایشی جدید انجام داد.

سیمان مصرفی از نوع سیمان پرتلند تیپ II کارخانه سیمان شاهرود، میکروسیلیس از کارخانه فرو سیلیس سمنان و فوق روان کننده از نوع NSF محصول شرکت وند شیمی بوده است.

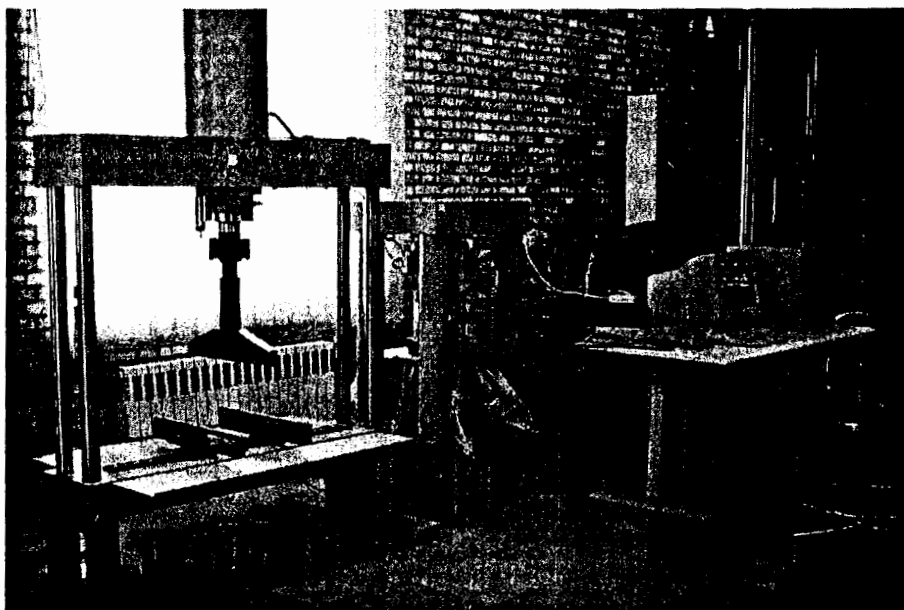
#### ۴-۶- آزمایشهای بتن

مقاومت نمونه های بتنی علاوه بر طرح و نحوه اختلاط و تراکم، تحت تأثیر عوامل ثانویه ای نظیر سرعت بارگذاری، اندازه نمونه و شرایط نگهداری می باشد. علاوه براین به منظور قابل قیاس بودن نتایج بدست آمده از آزمایشات انجام شده در تحقیقات مختلف، نیاز به استفاده از روشها و تجهیزات استاندارد برای تعیین خصوصیات بتن احساس می شود. کاهش سرعت بارگذاری یا افزایش زمان اعمال بار افزایش منجر به کسب مقاومت بیشتر نسبت به حالت آزمایش استاندارد می گردد. اگر بار به صورت آنی وارد شود مقاومت بالاتری ثبت می شود و کرنش نظیر گسیختگی کاهش می یابد (حالت شکننده). در این بخش توضیحات مختصری در مورد آزمایش های مقاومت فشاری و کشش دو نیم شدن ارائه می گردد.



جهت بارگذاری نمونه ها از دستگاهی که قابلیت اعمال نیروی فشاری با سرعت مشخص و ثبت

دقیق مقاومت آنها در زمانهای کوتاه را دارا می باشد، استفاده می گردد(شکل ۴-۲).



شکل ۴-۲: دستگاه یونیورسال

#### ۴-۶-۱- آزمایش مقاومت فشاری

مقاومت فشاری به عنوان مهمترین معیار جهت تعیین کیفیت بتن مورد استفاده قرار می گیرد.

از نمونه های مکعبی و استوانه ای در ابعاد مختلف برای اندازه گیری مقاومت فشاری بتن استفاده

می شود. اندازه نمونه ها بستگی به بزرگترین بعد سنگدانه و مقاومت بتن دارد. برای انجام آزمایش

مقاومت فشاری از نمونه های استوانه ای  $150 \times 300 \text{ mm}$  و دستورات قید شده در ASTM C 39

استفاده می شود. در این پایان نامه به منظور تعیین مقاومت فشاری، علاوه بر نمونه های استوانه ای

از نمونه های مکعبی با ابعاد  $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}$  نیز استفاده شده است.

در آزمایش مقاومت فشاری، نیرو با سرعت مشخص به نمونه بتنی وارد می شود تا خرابی اتفاق

بیافتد. سرعت اعمال بار برای نمونه های فشاری در سیستم تغییر مکانهای کنترل شده،  $1/3$

میلیمتر در دقیقه و در سیستم نیروی کنترل شده، ۰/۱۴ تا ۰/۳۴ مگا پاسکال در ثانیه می باشد. سرعت بارگذاری در نمونه های بتنی باید طوری باشد که در حدود ۲ الی ۳ دقیقه بارگذاری، بتن به مقاومت نهایی خود برسد. استفاده از سرعت بالای بارگذاری که در کمتر از ۳۰ ثانیه به شکست منجر شود، حدود ۲ تا ۳ درصد مقاومت بالاتری نسبت به مقاومت واقعی نتیجه می دهد. دلیل این امر عدم امکان تجربه پدیده خزش در بتن است.

جهت توزیع یکنواخت بار فشاری، عمل Caping باید بر روی نمونه های استوانه ای صورت پذیرد. اگر مدول الاستیسیته و مقاومت مصالح کپ کمتر از نمونه اصلی باشد، نیروی وارد شده بطور یکنواخت به نمونه منتقل نمی شود. علاوه بر این استفاده از مصالح ضعیف برای کپ با ضخامت زیاد، به دلیل پدید آمدن کرنش جانبی در لایه کپ و ایجاد تنشهای کششی در دو انتهای نمونه، باعث کاهش مقاومت فشاری می گردد. استفاده از ضخامت ۱/۵ تا ۳ میلیمتر برای لایه کپ مناسب می باشد و به دلیل مسائل اجرایی و عملی می توان آن را تا ۶ میلیمتر افزایش داد [۲۸].

#### ۴-۶-۲- آزمایش مقاومت کششی دو نیم شدن

مقاومت کششی بتن با روشهای غیر مستقیم یعنی آزمایش خمش و آزمایش دو نیم شدن مشخص می شود. این روشها به مقاومتی منجر می شوند که از مقاومت واقعی تحت بار کشش محوری بیشتر است. روشهای آزمایش مقاومت کششی بتن، به نتایج عددی متفاوت منجر می شوند. بطوریکه کشش مستقیم از کشش دو نیم شدن و کشش دو نیم شدن از کشش خمشی کمتر می باشد [۷].

دلایل این تفاوتها دو مورد است. اول آنکه درصد حجم بتن تحت کشش به ترتیب ذکر شده در فوق کاهش می یابد و دوم، در آزمایش های دونیم شدن و خمش، به دلیل توزیع غیر یکنواخت تنش ها، توسعه ترکها و در نتیجه گسیختگی به تعویق می افتد. در حالی که در کشش مستقیم توزیع تنش ها بصورت یکنواخت است.

در آزمایش کشش دونیم شدن (ASTM C496) نیز، از همان نمونه های استوانه ای آزمایش فشاری استفاده می شود. این نمونه ها طوری در دستگاه آزمایش قرار می گیرند که محور آنها عمود بر جهت بارگذاری باشد. اعمال بار تا زمانی افزایش می یابد که شکست بصورت دو نیم شدن در امتداد قطر استوانه و در صفحه قائم اتفاق بیافتد (مطابق شکل ۳-۴). برای جلوگیری از ایجاد تمرکز تنش، بار از طریق نوارهایی باریک (از جنس فیبر) به نمونه وارد می شود. مقاومت کششی دونیم شدن توسط رابطه زیر بدست می آید .

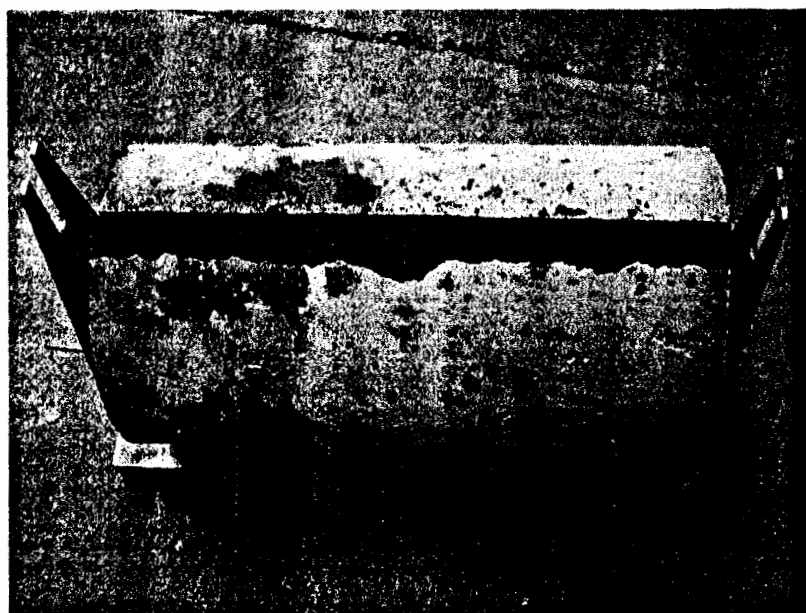
$$f_{sp} = \frac{2P}{\pi LD} \quad (1-4)$$

$f_{sp}$ : تنش کششی دونیم شدن (  $Kg/cm^2$  )

$P$ : نیروی فشاری حداکثر (  $Kg$  )

$L$ : طول نمونه استوانه ای (  $cm$  )

$D$ : قطر نمونه استوانه ای (  $cm$  )



شکل ۴-۳: آزمایش کشش برزیلی

#### ۴-۶-۳- آزمایش اسلامپ

کارایی بتن تازه، براساس آزمایش اسلامپ (ASTM C143) تعیین می گردد.

#### ۴-۷- نحوه انجام آزمایشات

جهت ساخت اولین نمونه‌ها، از طرح اختلاطی که در مجله بتن ایران موجود بود، استفاده

گردید (جدول ۴-۵). با انجام سعی و خطا و اصلاح نمونه‌ها در هر مرحله، پس از گذشت ۶ ماه طرح

اختلاط مورد نظر حاصل گردید .

در طول این ۶ ماه حدود ۸۰ طرح اختلاط و ۴۸۰ نمونه استوانه‌ای استاندارد ساخته شد و

مقاومت فشاری این نمونه‌ها ملاک ارزیابی آنها قرار می‌گرفت.

پیش از بحث در مورد چگونگی انجام آزمایشات، قابل ذکر است که انجام آزمایشهای بتن هدفمند

به لحاظ ماهیت آن، تفاوت عمده‌ای با آزمایشهای بتنی و مقایسه‌ای دارد .

\*جدول ۴-۵: طرح اختلاط اولیه بر گرفته از مرجع [۱۶] ( $Kg/m^3$ )

Cement	500
Silica Fume	50
Water	220
Superplasticizer	4
LECA	225
Sand	645
Lime Stone Powder	---
W/(C+SF) (%)	40
SP/(C+SF) (%)	0.7
*مقاومت فشاری ۲۸ روزه برای طرح اختلاط یاد شده ۲۰۵ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع و وزن مخصوص خشک شده در هوا ۱۵۸۵ کیلوگرم بر متر مکعب ذکر گردیده است.	

در آزمایشهای مقایسه‌ای، مقداری نمونه، صرف‌نظر از اینکه چه خصوصیاتی دارند، ساخته می‌شوند و در نهایت مورد قیاس قرار می‌گیرند و نتایج بر روی نمودارهایی نمایش داده می‌شوند. اما زمانیکه قرار است بتن دارای مشخصاتی خاص (مثلاً مقاومت فشاری حداقل ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع) باشد، ساخت هر نمونه منوط به نتیجه آزمایش نمونه‌های قبلی است، بطوریکه با انجام اصلاحاتی بر طرح اختلاط نمونه‌های قبل و با انجام سعی و خطا، طرح اختلاط نمونه جدید بدست می‌آید، که قطعاً مستلزم صرف زمان قابل توجهی است.

#### ۴-۷-۱- نحوه اختلاط

نحوه ساخت هر مخلوط بتن با توجه به مشخصه‌های آن نوع بتن، با انواع دیگر متفاوت می‌باشد. بعنوان مثال نحوه تهیه مخلوط بتن سبک با بتن معمولی مقاومت بالا، دارای تفاوت‌های عمده‌ای است.

پس از تعیین طرح اختلاط، به منظور ساخت مخلوط آزمایشی بتن سبک، ابتدا باید مصالح را مطابق با طرح اختلاط تهیه و وزن آنها را با دقت مناسب اندازه‌گیری نمود.

با توجه به درصد جذب آب بالای مصالح سبکدانه لیکا، با توجه به دستورالعمل‌های شرح داده شده، باید زمانی پیش از اختلاط، مقداری آب به آن اضافه نمود تا در زمان اختلاط آب لازم برای هیدراسیون را مصرف نکند و نیز از کارایی مخلوط نکاهد. لذا آبی که مقدار آن از طریق آزمایش جذب آب لیکا بدست آمده، در حدود نیم ساعت قبل از اختلاط به آن اضافه می‌گردد. مجدداً یادآوری می‌شود که درصد جذب آب لیکا، بستگی شدید به مقدار رطوبت اولیه آن، دما و فصل انجام آزمایش دارد.

دانه‌های لیکا در زمان اضافه نمودن آب، نباید ساکن باشند. در صورت ساکن بودن دانه‌ها، ممکن است آب به طور یکسان بین آنها توزیع نگردد. لذا بهتر است عمل اضافه نمودن آب درون بتنیر انجام شود.

شایان ذکر است که قبل از اختلاط، بهتر است خود بتنیر مرطوب باشد تا آب لازم برای جذب دانه‌ها را مصرف نکند. چنانچه دانه‌های لیکا خاک داشته باشند، باید قبل از آب زدن، درون بتنیر ریخته شده کمی هم بخورند تا خاک آنها از بتنیر خارج شود.

پس از آب زدن به دانه‌های لیکا و تا زمان شروع اختلاط، که حدوداً نیم ساعت می‌باشد، بهتر است بر روی بتنیر تشتی قرار داده شود تا رطوبت موجود در دانه‌ها تبخیر نگردد. پس از گذشت نیم ساعت از مرطوب نمودن دانه‌های لیکا، عمل اختلاط بوسیله اضافه نمودن مصالح سنگی دیگر یعنی،

ماسه و پودر سنگ و روشن نمودن بتنیر، شروع می‌شود. ذرات گلوله شده ماسه و پودر سنگ باید قبل از شروع اختلاط، خرد و یا جدا شوند.

پس از گذشت یک دقیقه از اختلاط مصالح سنگی، مصالح سیمانی، یعنی سیمان و میکروسیلیس به مخلوط اضافه می‌شوند.

دقیقه ای بعد، ۷۰ درصد آب لازم برای اختلاط، همراه باکل فوق روان کننده به مجموعه اضافه می‌شود و مخلوط به مدت چند دقیقه درون بتنیر هم می‌خورد. اگر همچنان مخلوط خشک بود، تا جایی که کارایی مناسب تامین شود، مابقی آب اضافه می‌گردد. در بعضی موارد نسبت آب به سیمان فرض شده کافی نمی‌باشد و لازم است مقداری آب اضافه گردد. مقدار آب اضافه شده باید با دقت محاسبه شود تا در محاسبات لحاظ گردد. در این صورت مقدار نسبت آب به سیمان بالا رفته و وزن بقیه مصالح و در نتیجه وزن بتن در متر مکعب کاهش می‌یابد.

عکس حالت یاد شده نیز صادق است. در صورتیکه مقداری آب زیاد بیاید، باید مقدار آن بطور دقیق در محاسبات قید گردد. این امر نیز باعث افزایش وزن مصالح و وزن بتن در متر مکعب می‌گردد. در زمان اختلاط بهتر است بتنیر نزدیک به حالت افقی قرار گیرد تا مصالح بطور مناسب‌تری با یکدیگر مخلوط شوند. پس از پایان اختلاط، بتن تازه درون قالب‌ها ریخته می‌شود تا عمل تراکم صورت پذیرد. عمل آوری و تراکم نمونه‌ها (آماده سازی) براساس ASTM C31 انجام می‌شود.

در ادامه تعدادی از طرح‌های اختلاط انجام شده، در جداول ۴-۶ تا ۴-۹، به عنوان نمونه ارائه می‌گردد.

جدول ۴-۶: طرح اختلاط نمونه های A1 ، A2 و A3 با عیار سیمان ۳۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب

Constituent( $Kg/m^3$ )	A1	A2	A3
Cement	332.5	315.0	297.5
Silica Fume	17.5	35.0	52.5
Water	105.0	105.0	105.0
Superplasticizer	5.3	6.3	7.7
LECA	563.2	557.8	552.1
Sand	405.1	408.8	412.4
Lime Stone Powder	71.5	72.1	72.8
W/(C+SF) (%)	30	30	30
SP/(C+SF) (%)	1.5	1.8	2.2

جدول ۴-۷: طرح اختلاط نمونه های B1 ، B2 و B3 با عیار سیمان ۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب

Constituent( $Kg/m^3$ )	B1	B2	B3
Cement	380.0	360.0	340.0
Silica Fume	20.0	40.0	60.0
Water	120.0	120.0	120.0
Superplasticizer	6.0	7.2	8.8
LECA	552.4	546.2	539.8
Sand	358.4	362.6	366.7
Lime Stone Powder	63.2	64.0	64.7
W/(C+SF) (%)	30	30	30
SP/(C+SF) (%)	1.5	1.8	2.2

جدول ۴-۸: طرح اختلاط نمونه های C1 ، C2 و C3 با عیار سیمان ۴۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب

Constituent( $Kg/m^3$ )	C1	C2	C3
Cement	427.5	405.0	382.5
Silica Fume	22.5	45.0	67.5
Water	135.0	135.0	135.0
Superplasticizer	6.8	8.1	9.9
LECA	541.6	534.7	527.4
Sand	311.7	316.4	321.0
Lime Stone Powder	55.0	55.8	56.7
W/(C+SF) (%)	30	30	30
SP/(C+SF) (%)	1.5	1.8	2.2



جدول ۴-۹: طرح اختلاط نمونه های D1، D2 و D3 با عیار سیمان ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب

Constituent( Kg/m <sup>3</sup> )	D1	D2	D3
Cement	475.0	450.0	425.0
Silica Fume	25.0	50.0	75.0
Water	150.0	150.0	150.0
Superplasticizer	7.5	9.0	11.0
LECA	530.8	523.1	515.0
Sand	265.0	270.2	275.4
Lime Stone Powder	46.8	47.7	48.6
W/(C+SF) (%)	30	30	30
SP/(C+SF) (%)	1.5	1.8	2.2

ذکر نکات زیر در مورد طرح های اختلاط ضروری به نظر می رسد:

۱. در تمامی موارد، مخلوطها برای وزن مخصوص تازه ۱۵۰۰ کیلوگرم در متر مکعب طرح

شده اند.

۲. با توجه به تحقیقات و بررسی های انجام شده در آزمایشگاه (که در مقاله ای تنظیم

گردید)، مقدار بهینه استفاده از پودر سنگ (در حضور میکروسیلیس)، ۱۵ درصد وزنی

ماسه می باشد. لذا مقدار پودر سنگ استفاده شده در تمامی نمونه ها، ۱۵ درصد وزن ماسه

می باشد.

۳. باتوجه به آزمایشات انجام شده، جهت نیل به مقاومت بالاتر و کارایی مناسب، از نسبت آب

به سیمان ۳۰ درصد استفاده شده است.

۴. به دلیل ریز بودن بیش از حد ذرات میکروسیلیس، در مخلوط های حاوی درصد بالاتر

میکروسیلیس، از فوق روان کننده بیشتری استفاده شده است تا کارایی مناسب ایجاد گردد.

۵. مقدار هوای محبوس در بتن، ۳ درصد در نظر گرفته شده است.

پس از انجام آزمایش بر روی نمونه ها، متوسط مقاومت فشاری ۲۱ روزه و ۲۸ روزه و وزن

مخصوص ۲۸ روزه خشک شده در هوا اندازه گیری شد. نتایج بطور خلاصه در جدول ۴-۱۰ درج

گردیده است.

جدول ۴-۱۰: نتایج آزمایشات بر روی نمونه ها

میانگین مقاومت فشاری ۲۸ روزه (Kg/cm <sup>2</sup> )	میانگین مقاومت فشاری ۲۱ روزه (Kg/cm <sup>2</sup> )	وزن مخصوص خشک شده در هوا (Kg/m <sup>3</sup> )	طرح اختلاط
۱۹۰	۱۸۰	۱۴۳۰	A1
۲۱۰	۲۰۰	۱۴۲۵	A2
۲۳۰	۲۲۰	۱۴۱۰	A3
۲۷۰	۲۵۰	۱۴۳۰	B1
۳۱۰	۲۸۰	۱۴۱۵	B2
۳۱۰	۲۸۵	۱۴۱۰	B3
۲۹۰	۲۸۰	۱۴۳۰	C1
۲۹۵	۲۸۵	۱۴۲۰	C2
۳۲۰	۳۱۰	۱۴۲۰	C3
۳۴۰	۳۲۵	۱۴۲۰	D1
۳۶۰	۳۳۵	۱۴۱۵	D2
۳۸۰	۳۶۵	۱۴۱۵	D3

با توجه به نتایج بدست آمده طرح اختلاط B1 به دلیل داشتن مقاومت کافی و نیز درصد

میکروسیلیس کمتر (بنابر ملاحظات اقتصادی)، به عنوان بتن سبک سازه ای مناسب، جهت ساخت

تیرچه های بتنی خود ایستا انتخاب گردید. به منظور اطمینان از صحت انتخاب طرح اختلاط B1،

در سه نوبت مجزا، طرح اختلاط یاد شده ساخته شد و مورد آزمایش قرار گرفت. مقاومت های

فشاری بدست آمده در هر سه مورد بالاتر از حد مورد نیاز بود و در نتیجه انتخاب طرح اختلاط B1،

گزینشی شایسته می نمود. در ضمن متوسط مقاومت کششی بتن سبک سازه ای ساخته شده با

طرح اختلاط B1، در حدود ۲۸ کیلو گرم بر سانتیمتر مربع اندازه گیری گردید (مطابق با

فرمول های ACI حدود ۲۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع مورد انتظار می باشد).

نحوه ساخت تیرچه های بتنی خود ایستا با استفاده از بتن سبک سازه ای طرح B1، به همراه

نتایج آن در فصل بعد ارائه شده است.

---

# فصل

نحوه ساخت و آزمایش  
تیرچه های بتنی خود  
ایستا و بررسی برخی  
رفتار آنها

۵

---

## ۱-۵- مقدمه

به منظور تعیین میزان قابلیت سیستم نوین احداث سقف و با توجه به تکنولوژی بتن بدست آمده متناسب با فرضیات محاسباتی، مرحله ساخت تیرچه‌ها آغاز گردید.

ساخت تیرچه‌ها در دو ارتفاع ۱۲ و ۱۵ سانتیمتر و با عنایت به شرایط و محدودیت‌های آزمایشگاهی، تنها با طول ۴ متر صورت پذیرفت.

تعداد پانزده تیرچه با طول ۴ متر و یک تیرچه بصورت آزمایشی با طول ۳ متر ساخته شد.

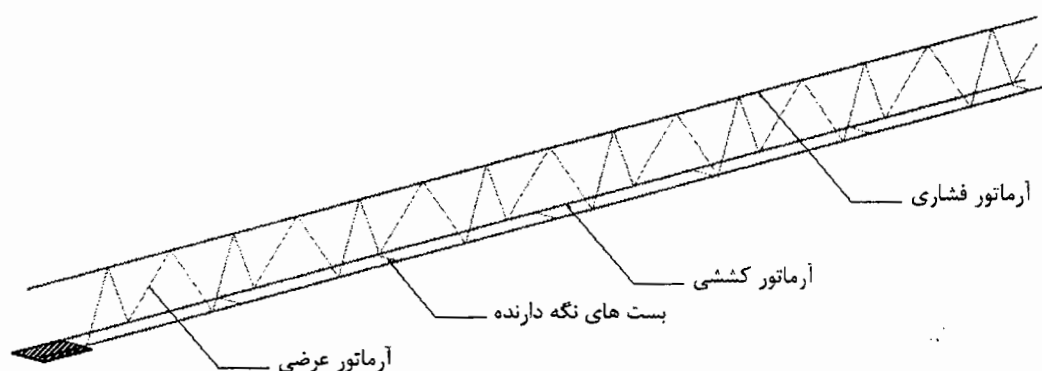
## ۲-۵- معرفی اجزا تیرچه‌ها

در ادامه به تشریح اجزای مختلف تیرچه بتنی خود ایستا پراخته خواهد شد.

### ۱-۲-۵- خرپای فلزی

در ذیل اجزای تشکیل دهنده خرپای فلزی معرفی شده است. اجزای مذکور در شکل (۱-۵)

نمایش داده شده است.



شکل ۱-۵: خرپای فلزی و اجزای آن

۲-۵-۱-۱- آرماتورهای کششی : از دو آرماتور آجدار  $\phi 12$  از نوع AII، بعنوان میلگرد کششی استفاده شد و فاصله محور تا محور دو میلگرد کششی حدود ۶ سانتی‌متر بود که در هر ۵۰ سانتی‌متر با یک میلگرد به هم متصل بودند (طرح آرماتور کششی بر اساس نشریه ۹۴ سازمان مدیریت و برنامه ریزی [۱]).

عمل برش بوسیله قیچی آرماتور بری صورت پذیرفت و از هوا برش استفاده نشد.

۵-۲-۱-۲- آرماتور فشاری : از آرماتور آجدار  $\phi 10$  و از نوع AII، بعنوان میلگرد فشاری استفاده گردید. عمل برش بوسیله قیچی آرماتور بری انجام شد .

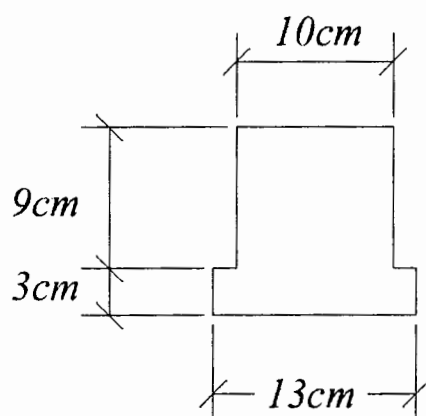
۵-۲-۱-۳- آرماتور عرضی : از خاموت  $\phi 6$  ساده (که به صورت رول تهیه شده بود)، بصورت زیگزاگ با زاویه ۴۵ درجه بعنوان آرماتور برشی استفاده شد. در صاف نمودن خاموتها از روش کشیدن استفاده نشد و صاف کردن خاموتها با دست انجام شد که بالتبع مشکلاتی ایجاد می‌نمود. خاموتها بوسیله قیچی بریده شدند .

۵-۲-۱-۴- ورق تقویتی تکیه‌گاه : این جزء در تیرچه‌های متعارف وجود ندارد. دلیل استفاده از ورق تقویت، افزایش مقاومت تکیه‌گاهی تیرچه می‌باشد. تکیه‌گاه تیرچه‌های بتنی خود ایستا در حقیقت دو آرماتور طولی می‌باشند که بصورت برهنه (به منظور ایجاد اتصال مناسب با بتن مرحله دوم) و خارج از بتن قرار دارند. چنین مقطعی تاب تحمل نیروهای برشی و لنگر خمشی ایجاد شده در طول خود را ندارد. بنابراین با استفاده از ورقی با ابعاد  $۱۵۰ \times ۱۰۰ \times ۴$  میلیمتر در زیر آرماتورهای کششی عمل تقویت برشی و خمشی انجام می‌پذیرد. عمل برش ورقها بوسیله گیوتین انجام شد.

شایان ذکر است که در کلیه موارد ساخت خرپای فلزی از شرایط کارگاهی (ولی استاندارد)، استفاده شد و هیچگونه تمهیدات اضافی که مختص به شرایط خاص آزمایشگاهی باشد، انجام نشد. جوشکاری و تولید زیگزاگها مطابق با روشهای متعارف و بوسیله یکی از جوشکاران شاغل در سطح شهر، صورت پذیرفت.

### ۵-۲-۲- بتن تیرچه

بتن مصرفی در تیرچه‌ها، مطابق با طرح اختلاط بتن سبک بدست آمده در آزمایشگاه می‌باشد. ابعاد مقطع تیرچه بتنی ۱۲ سانتیمتری مطابق با شکل ۵-۲ می‌باشد. زائده‌های قسمت تحتانی تیرچه، جهت ایجاد تکیه‌گاه مناسب برای بلوکها تعبیه شده‌اند.

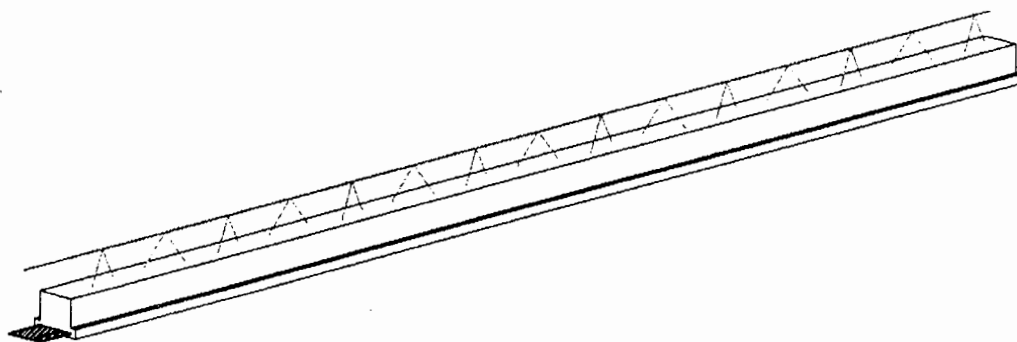


شکل ۵-۲: مقطع تیرچه بتنی خود ایستا با ارتفاع ۱۲ سانتیمتر

### ۵-۳- نحوه ساخت تیرچه‌ها در آزمایشگاه

مطابق با خرپای فلزی و مقطع بتن نشان داده شده در اشکال ۵-۱ و ۵-۲، تعداد پانزده تیرچه به طول چهار متر و مطابق با شکل ۵-۳ ساخته شد. تعداد ۱۰ تیرچه با ارتفاع ۱۲ سانتیمتر و تعداد ۵ تیرچه با ارتفاع ۱۵ سانتیمتر ساخته شد که یکی از آنها از نوع هیبرید و مطابق با بند ۵-۳-۵

می باشد. یک تیرچه نیز با ارتفاع ۱۵ سانتیمتر و طول ۳ متر بصورت آزمایشی ساخته شد. آرماتورهای عرضی در تیرچه اخیر از نوع خاموت با کادر بسته مستطیلی انتخاب گردید.

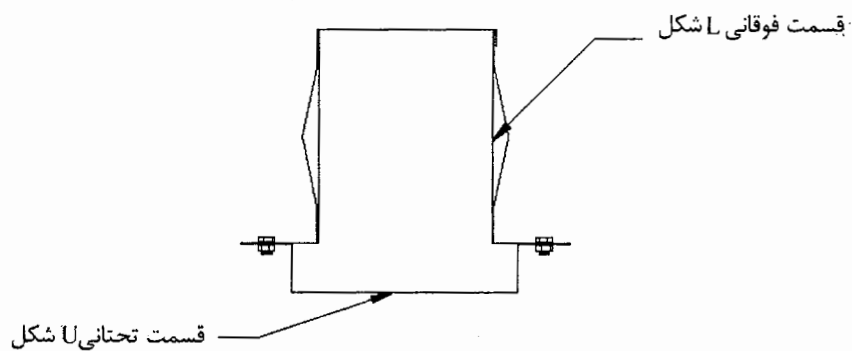


شکل ۳-۵: تیرچه بتنی خود ایستا

در ادامه به تشریح مراحل انجام شده تا ساخت تیرچه خود ایستا پرداخته می شود.

### ۳-۵-۱- ساخت قالب و آماده نمودن آن

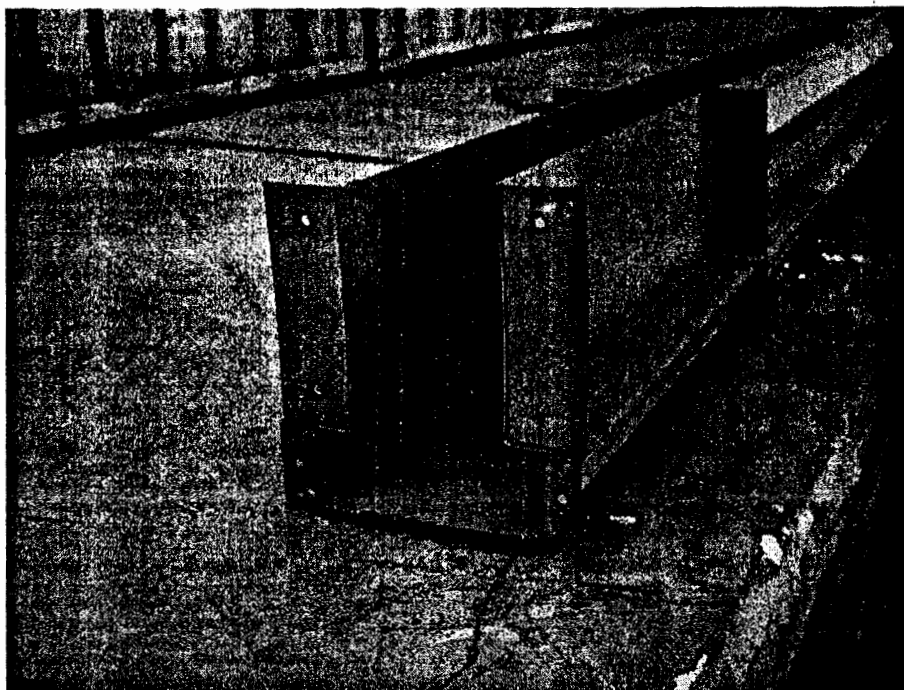
در ابتدا قالب هایی با طول های یک متر ساخته شد. نحوه ساخت این قالبها بگونه ای بود که قابلیت مونتاژ و ایجاد قالب با هر طولی را دارا بودند. هر قالب یک متری عبارت بود از یک قسمت ناودانی شکل تحتانی و دو قسمت L شکل فوقانی (مطابق با شکل ۴-۵).



شکل ۴-۵: مقطع قالب



بطور خلاصه برای آماده کردن هر قالب ۴ متری و مونتاژ قطعات آن بیش از ۷۰ پیچ و مهره بسته می‌شود. پس از مونتاژ قطعات باید دقت می‌شد که قالبها در امتداد هم باشند تا در تیرچه ساخته شده اعوجاجی پدید نیاید (شکل ۵-۵).



شکل ۵-۵: نمایی از قالب های مونتاژ شده

دور تا دور قالب بوسیله پلاستیک بطور کامل عایق‌بندی می‌شد تا شیره بتن هدر نرود. لازم به ذکر است انجام مراحل چون مونتاژ و عایق‌بندی قالبها، صرفاً به دلیل شکل نامناسب قالبها و محدودیت‌های آزمایشگاهی بوده است و با اتخاذ سیستم اجرایی مناسب، چنین مراحل یا بکلی حذف می‌شوند یا سهل تر می‌گردند.

شایان ذکر است که برای ایجاد خیز منفی در تیرچه‌ها، سطحی با قوس مورد نظر ایجاد گردید و قالبها بر روی آن بسته شدند تا در زمان بتن‌ریزی، تیرچه مطابق قوس ایجاد شده و با خیز منفی تولید گردد.

### ۵-۳-۲- کار گذاشتن خرپای فلزی درون قالب

به منظور ایجاد کاور مناسب از لقمه‌های بتنی استفاده گردید.

### ۵-۳-۳- ساخت بتن تیرچه، ریختن و تراکم آن

ساخت بتن سبک سازه‌ای مطابق با شرایط تشریح شده در قبل و بوسیله بتنیر حجیم کارگاهی

(۱۵۰ لیتری) صورت پذیرفت و تعداد ۱۰ تیرچه با ارتفاع ۱۲ سانتی‌متر، ۵ تیرچه با ارتفاع ۱۵

سانتی‌متری ساخته شد.

پس از پایان اختلاط، بتن در دو مرحله (ارتفاعی) درون قاب ریخته شد و در پایان هر مرحله

عمل تراکم بوسیله ویبراتور برقی داخلی صورت پذیرفت. قطر ویبراتور مذکور ۱/۵ اینچ بود که برای

تراکم مقاطع کوچکی چون تیرچه مناسب می‌باشد.

پس از ریختن بتن درون قالب، روی آن عمداً پرداخت نگردید، تا با بتن ریخته شده در مرحله

پایانی (بتن‌ریزی سقف)، اتصال مناسب‌تری ایجاد نماید. عمل ساخت تیرچه‌ها، بدلیل کم بودن

قالبها حدود ۱۰ روز به طول انجامید.

### ۵-۳-۵- عمل آوری تیرچه‌ها

پس از گذشت ۲۴ ساعت از پایان بتن‌ریزی، قالبها باز شده و تیرچه‌ها به محل استخر منتقل و

درون آب عمل‌آوری شدند.

### ۵-۳-۴- تیرچه هیبرید

با توجه به آنکه از قسمت کششی بتن تیرچه (که قسمت تحتانی آن می‌باشد)، به دلیل ترک

خوردگی آن می‌توان صرف‌نظر نمود، به منظور کاهش هرچه بیشتر وزن تیرچه از بتن سبک با وزن

مخصوص ۱۱۵۰ کیلوگرم در متر مکعب و مقاومت فشاری ۲۱ روزه ۹۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و به ارتفاع ۷ سانتی متر در ناحیه مذکور استفاده گردید. طرح اختلاط بتن یاد شده مطابق با جدول ۱-۵ می باشد.

جدول ۱-۵: طرح اختلاط بتن ناحیه کششی تیرچه هیبرید با عیار سیمان ۳۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب

Cement	255
Silica Fume	45
Water	150
LECA	700
W/(C+SF) (%)	50

ارتفاع نهایی تیرچه ۱۵ سانتی متر و وزن ۴ متر آن ۸۷ کیلوگرم بود. با توجه به آنکه وزن تیرچه ای متناظر ولی بدون بتن سبک با طرح اختلاط یاد شده حدود ۹۹ کیلوگرم می باشد، تیرچه هیبرید حدود ۱۲ کیلوگرم کاهش وزن داشته است. همین مقدار کاهش وزن در تیرچه های ۱۲ سانتیمتری نیز پدید خواهد آمد.

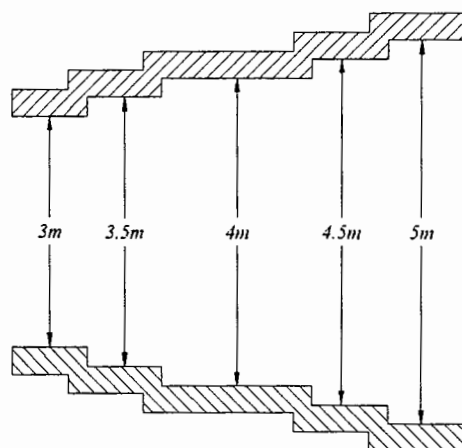
#### ۴-۵- نحوه انجام آزمایش

با توجه به محدودیتهای آزمایشگاهی و عدم وجود دستگاه اعمال نیرو با چنین ابعادی (دستگاه یونیورسال موجود در آزمایشگاه برای تیرهای با حداکثر دهانه ۱/۵ متر قابل استفاده می باشد) و نیز عدم وجود تکیه گاه مناسب، از قبل تمهیداتی صورت پذیرفت تا آزمایش بارگذاری و اندازه گیری های لازم با دقت هر چه بیشتر و مطابق با واقعیت انجام گیرد.

بدیهی است انجام آزمایشاتی چنین و در مقیاس واقعی، مشکلات خاص خود را به دنبال دارد و نیازمند دقت فراوان است. با کمی بی‌دقتی در هر یک از مراحل، نتایج چنان از هم دور می‌گردند که امکان نتیجه‌گیری تقریباً غیرممکن می‌شود. در ادامه مراحل انجام آزمایش تشریح شده است.

#### ۵-۴-۱- تکیه گاه

با توجه به شرایط و محدودیتهای ایجاد یک قاب فضایی مناسب به عنوان تکیه‌گاه، بهترین گزینه، ساخت دیواری بنایی همراه با کلاف بندی می‌نمود. در مرجع [۳] (استاندارد ۲۹۰۹) نیز جهت ایجاد تکیه گاه، دیوار بنایی برابر پیشنهاد شده است و تنها تفاوت در این است که دیوار پیشنهادی در مرجع مذکور بصورت پله‌ای می‌باشد تا دهانه‌های با طول‌های مختلف حاصل گردد. در حالیکه ایجاد دهانه‌های مختلف در دیوار یاد شده به وسیله ساخت آن مطابق با پلان شکل (۵-۶)، صورت پذیرفته است. بنظر می‌رسد وجود شکستگی‌ها در پلان، پایداری دیوار در مقابل کمانش را به طریق مناسبی تضمین نماید و در عین حال حجم دیوار را کاهش داده و در نتیجه باعث سرعت اجراء و بهبود اقتصاد طرح گردد.



شکل ۵-۶: پلان دیوار استفاده شده به عنوان تکیه گاه

## ۵-۴-۲- بارگذاری

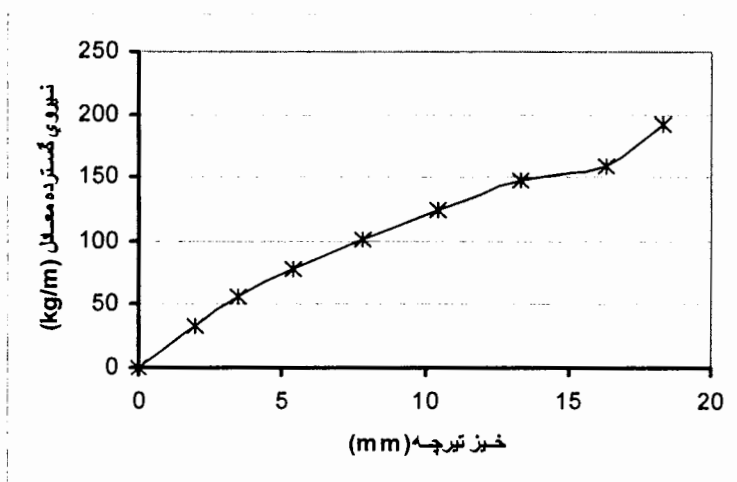
همانگونه که ذکر شد دستگاهی برای اعمال نیرو و اندازه‌گیری تغییر مکان، با توجه به ابعاد تیرچه‌ها و ساخت آنها در مقیاس واقعی، موجود نبود. لذا انجام بارگذاری با استفاده از ریختن ماسه درون بشکه‌های ۲۲۰ لیتری با وزن معلوم صورت پذیرفت. انتخاب ماسه، بدلیل چگال بودن آن و سهولت بارگذاری انجام شد. همچنین جهت اندازه‌گیری تغییر مکانها از گیجی استفاده شد که حداکثر میزان جمع‌شدگی آن ۱۱ میلیمتر بود و لذا در تمامی موارد صفر کردن و کار گذاشتن مجدد آنرا ضروری می‌نمود.

تیرچه‌ها پس از خارج شدن از آب، به محل دیوار حمل، و یکی یکی بر روی دیوار قرار داده می‌شدند. به منظور اعمال بار، تعداد پنج بشکه در فواصل مساوی از تیرچه‌ها آویزان شد و عمل ماسه ریزی بصورت همزمان و بوسیله پیمانیهایی با وزن پر معلوم انجام شد. پس از هر مرحله بارگذاری اعداد نشان داده توسط گیج به عنوان افت تیرچه ثبت گردید. روند مذکور تا حدود ۱/۵ برابر بار متعارف ادامه داشت و پس از آن گیج برداشته شده و عمل بارگذاری تا مرز خرابی صورت می‌پذیرفت. بدلیل خطرات موجود و جلوگیری از اتفاقات ناگوار احتمالی، بارگذاری تا مرحله خرابی تنها برای ۳ تیرچه صورت پذیرفت.

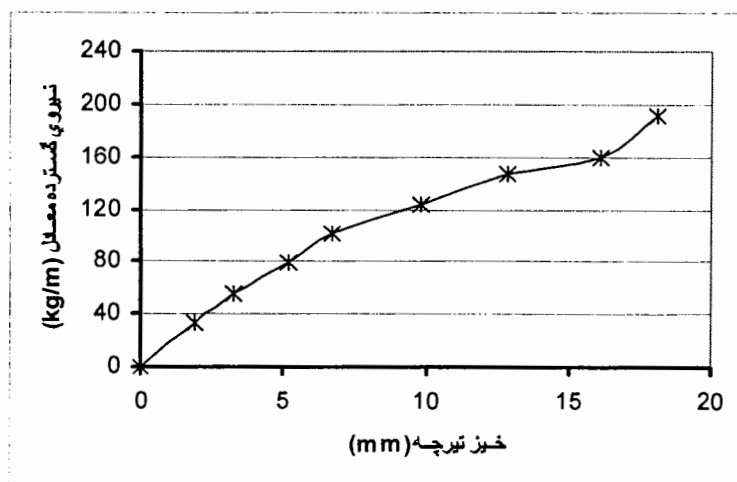
## ۵-۵- نتایج آزمایشات انجام شده بر روی تیرچه‌ها

پس از گذشت ۲۱ روز از زمان ساخت تیرچه‌ها، بارگذاری بر روی آنها صورت پذیرفت. میزان تغییر مکان (افت) ایجاد شده در هر تیرچه نسبت به بار وارده بر آنها، توسط نمودارهای اشکال

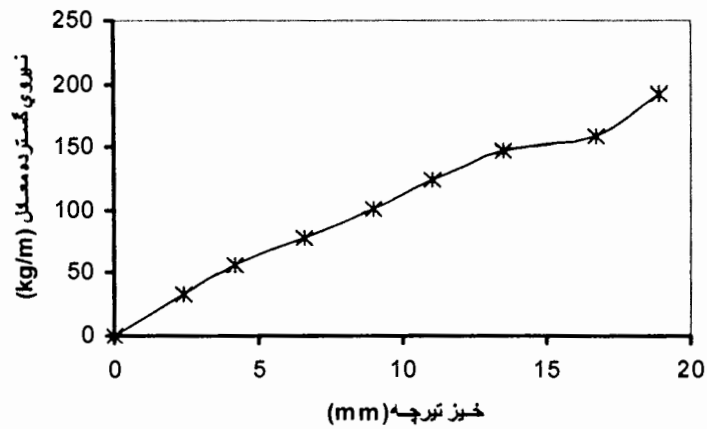
۷-۵ تا ۱۷-۵ ارائه می‌گردد. همان طور که در اشکال مشاهده میشود به ازای اعمال بار ۱۷۵ کیلوگرم بر متر (مختص به تیرچه های با فاصله محور تا محور ۷۰ سانتیمتر و بلوک سفال یعنی بحرانی ترین حالت) در کلیه نمونه های مورد بررسی، تغییر مکانی کمتر از ۲ سانتیمتر بوجود آمده است. این در حالیست که در زمان ساخت تیرچه ها ۱/۵ سانتیمتر خیز منفی در نظر گرفته شده است. به منظور اختصار تیرچه های ۱۲ و ۱۵ سانتیمتری به ترتیب A و B نامگذاری شدند.



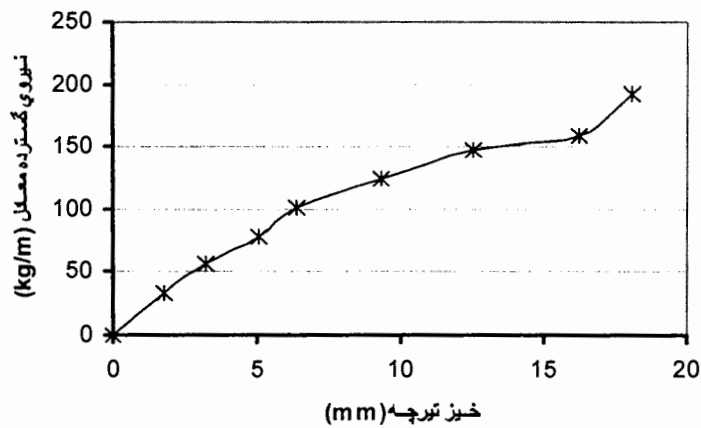
شکل ۷-۵: منحنی نیرو-تغییر مکان تیرچه A1



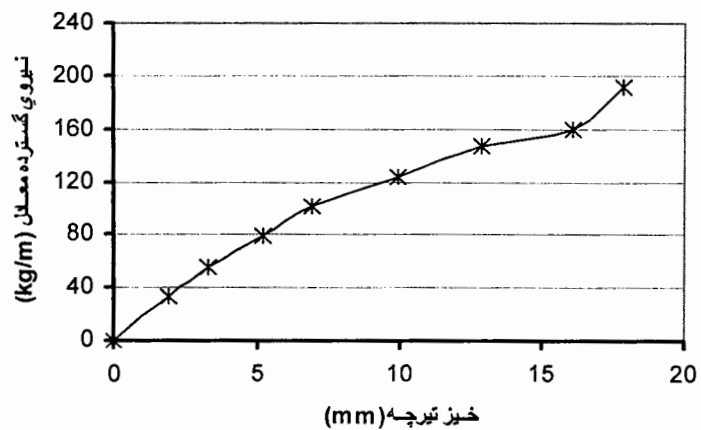
شکل ۸-۵: منحنی نیرو-تغییر مکان تیرچه A2



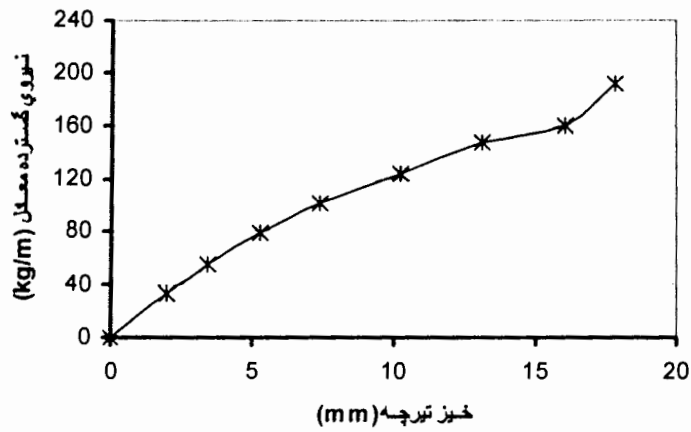
شکل ۵-۹: منحنی نیرو-تغییر مکان تیرچه A3



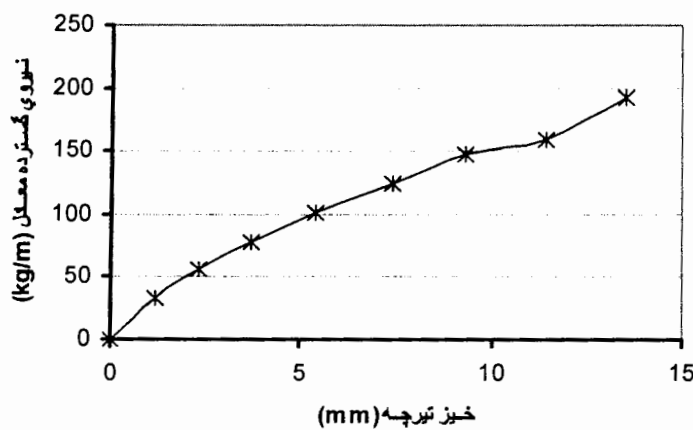
شکل ۵-۱۰: منحنی نیرو-تغییر مکان تیرچه A4



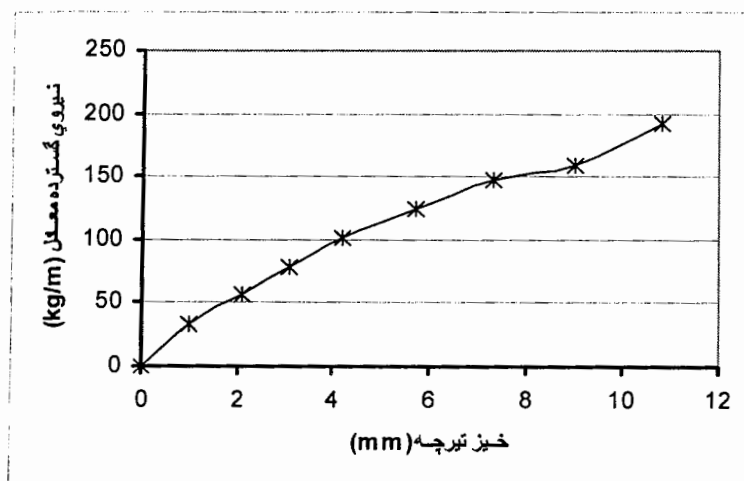
شکل ۵-۱۱: منحنی نیرو-تغییر مکان تیرچه A5



شکل ۵-۱۲: منحنی نیرو-تغییر مکان تیرچه A6

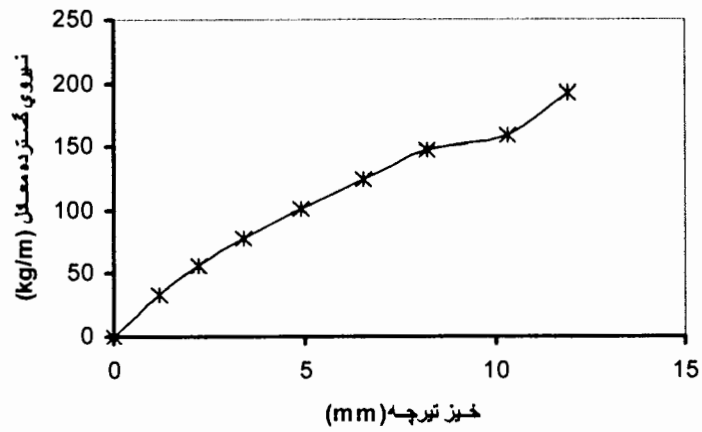


شکل ۵-۱۳: منحنی نیرو-تغییر مکان تیرچه B1

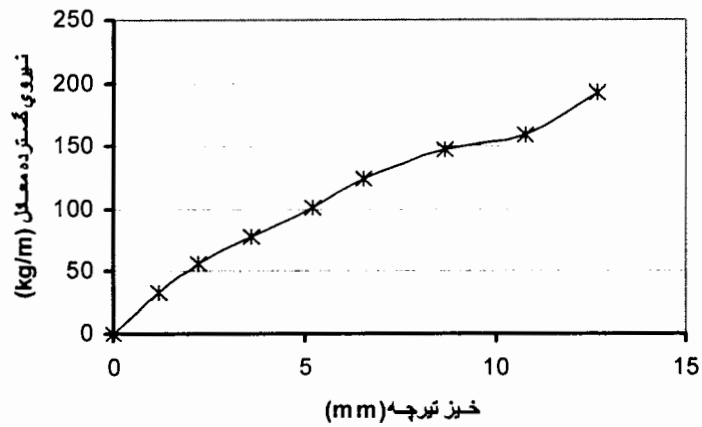


شکل ۵-۱۴: منحنی نیرو-تغییر مکان تیرچه B2

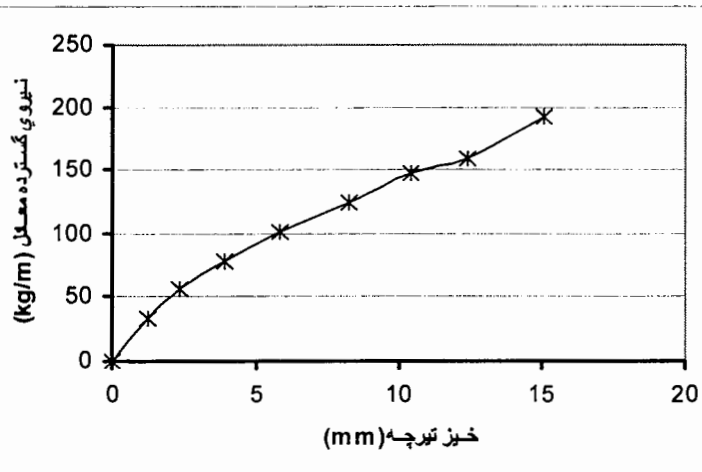




شکل ۵-۱۵: منحنی نیرو-تغییر مکان تیرچه B3



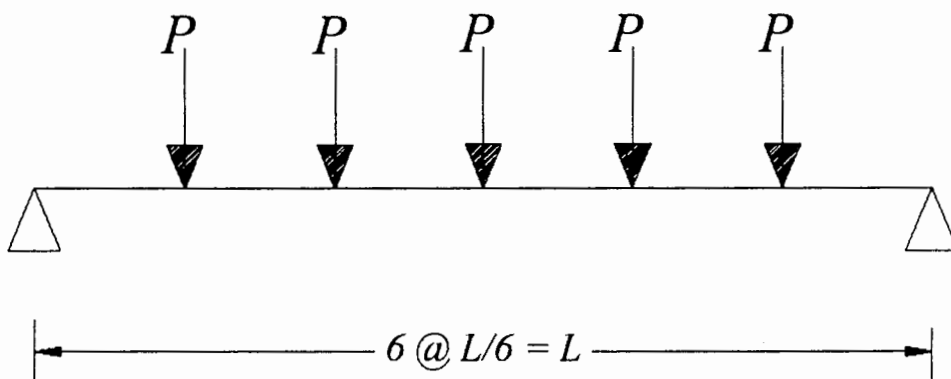
شکل ۵-۱۶: منحنی نیرو-تغییر مکان تیرچه B4



شکل ۵-۱۷: منحنی نیرو-تغییر مکان تیرچه هیبرید

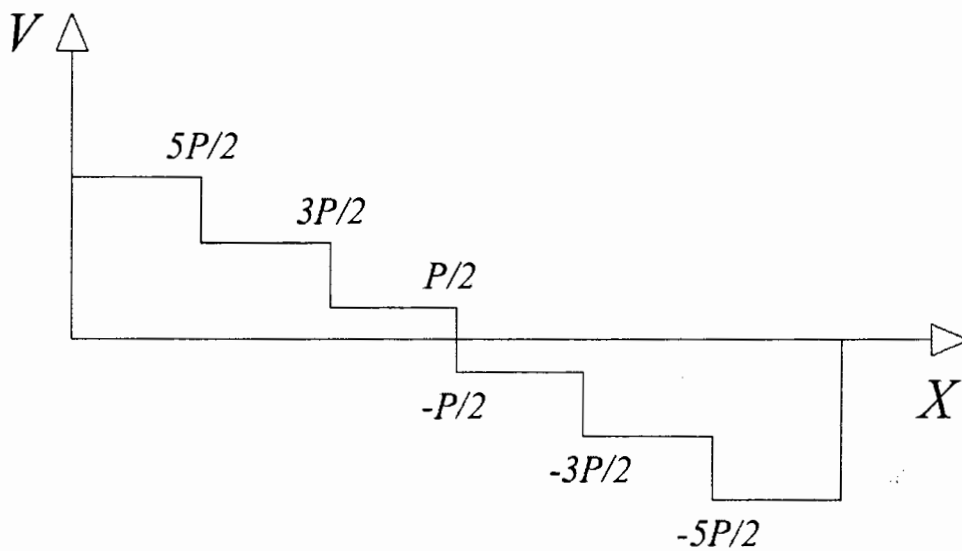
محور قائم در نمودارهای ارائه شده نشان دهنده بار گسترده معادل وارد بر تیرچه می‌باشد. نظر به اینکه در مرحله بارگذاری به جای بار گسترده، بار متمرکز بر تیرچه‌ها وارد شد، به منظور یکسان سازی و حصول بار گسترده یکنواخت معادل، مراحل زیر صورت پذیرفته است.

ابتدا دیاگرام آزاد تیرچه رسم می‌گردد.

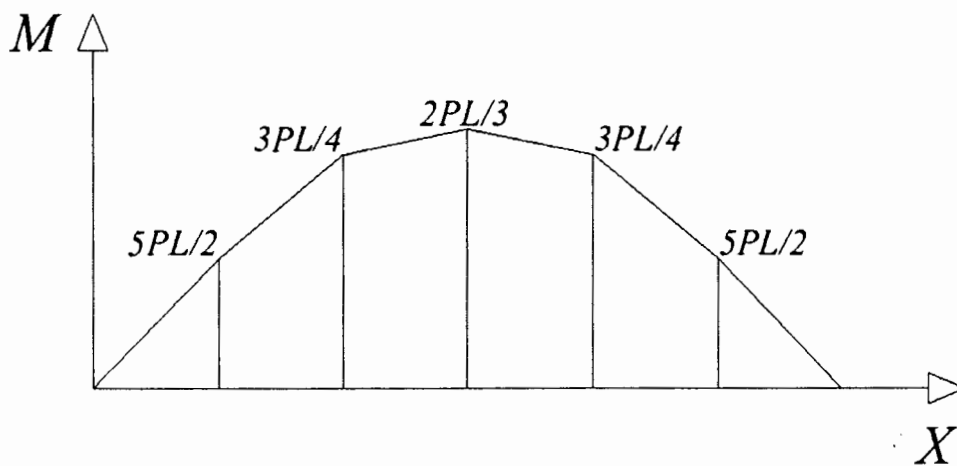


شکل ۵-۱۸: دیاگرام آزاد تیرچه

پس از آن دیاگرام برش و خمش بصورت زیر نمایش داده می‌شود.



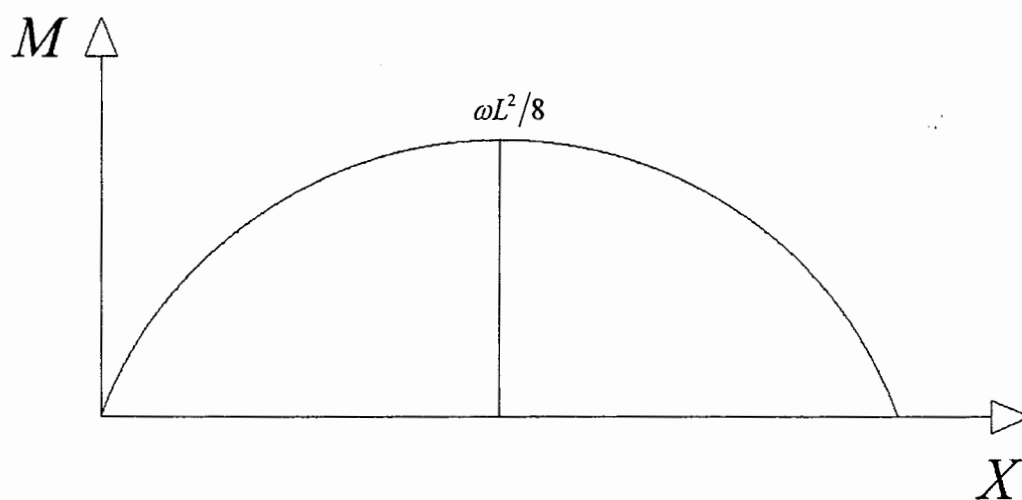
شکل ۵-۱۹: دیاگرام نیروی برشی برای تیرچه با بار متمرکز



شکل ۵-۲۰: دیاگرام لنگر خمشی برای تیرچه با بار متمرکز

و چنانچه با دیاگرام لنگر خمشی ناشی از بار گسترده مطابق شکل زیر متناظر قرار داده شود

خواهیم داشت:



شکل ۵-۲۱: دیاگرام لنگر خمشی برای تیرچه با بار گسترده یکنواخت

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = \frac{\omega L^2}{8} \\ M_{\max} = \frac{2PL}{3} \end{array} \right. \Rightarrow \frac{\omega L^2}{8} = \frac{2PL}{3}$$

با توجه به آنکه طول دهانه مورد نظر برابر با ۴ متر می باشد:

$$\omega = \frac{4P}{3}$$

پارامترهای بکار رفته در روابط فوق عبارتند از:

$M_{\max}$ : حداکثر لنگر خمشی بر حسب (kg.m)

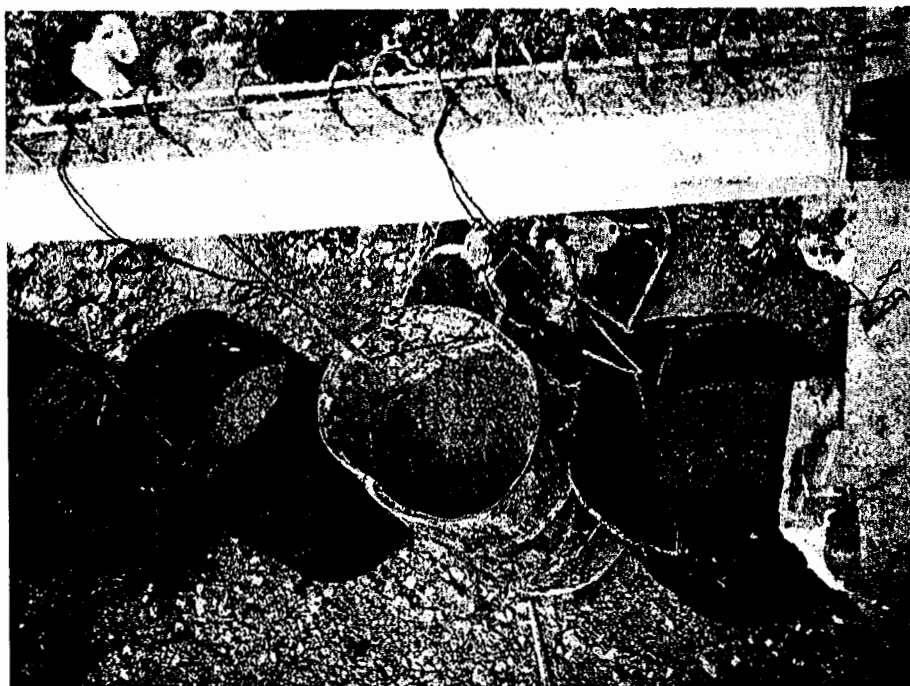
$P$ : نیروهای متمرکز وارده توسط بشکه ها (kg)

$\omega$ : بار گسترده معادل نیروهای متمرکز وارده (kg/m)

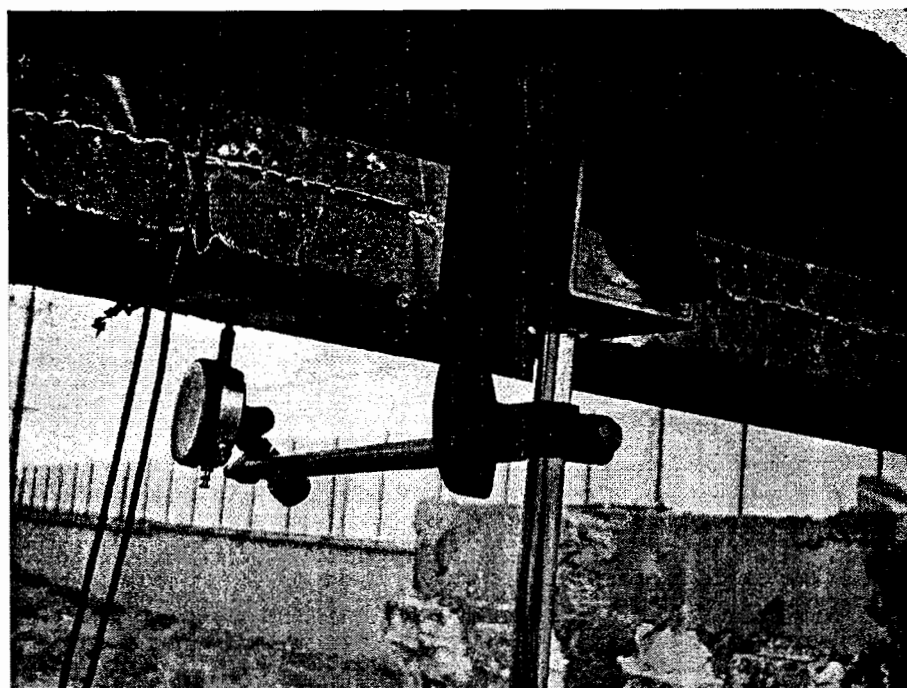
$L$ : طول دهانه مورد نظر (m)

یعنی چنانچه بارهای متمرکز به فاصله  $\frac{1}{6}$  بر تیرچه ۴ متری اعمال گردد، می توان فرض نمود

که بار گسترده یکنواخت به شدت 1.333p در مترطول اثر می کند.



شکل ۵-۲۲: نحوه بارگذاری تیرچه سه متری



شکل ۵-۲۳: نحوه اندازه گیری تغییر مکان تیرچه بوسیله گیج

---

# فصل

نحوه ساخت سقف با  
استفاده از تیرچه های  
بتنی خود ایستا و  
انجام آزمایشات

۶

---

## ۶-۱- مقدمه

پس از انجام آزمایشات بر روی تیرچه‌ها و کسب نتایج رضایت بخش، زمان آن فرارسید که از آنها در ساخت سقف استفاده گردد.

در کلیه مراحل اجرای سقف سعی شد بجای استفاده از نیروی متخصص از چند کارگر معمولی استفاده شود تا میزان سهولت اجرا نیز مورد بررسی قرار گیرد. در ذیل به بررسی و تشریح نحوه ساخت سقف و انجام آزمایشات لازم بر روی آن، و نیز به معرفی دستورالعمل‌های قید شده در استاندارد ملی ایران شماره ۲۹۰۹ (مربوط به سقف) پرداخته خواهد شد.

## ۶-۲- نحوه ساخت سقف با تیرچه‌های بتنی خود ایستا

کلیه مراحل که لازم است برای ساخت یک سقف تیرچه بلوک معمولی انجام شود (البته بجز شمع بندی)، در مورد سقف اخیر نیز، صورت پذیرفت. در ادامه به شرح مختصری بر مراحل انجام شده و چگونگی آنها پرداخته خواهد شد.

## ۶-۲-۱- نصب تیرچه‌ها و کارگذاری بلوک‌ها

به منظور ایجاد وضعیتی مشابه با سقف تیرچه بلوک و شرایط موجود در کارگاه‌های ساختمانی از پرسنل متخصص استفاده نشد و کلیه مراحل از جمله آرماتوربندی، ویرنه و ... بوسیله تیم دانشجویی و گروه کارگری انجام پذیرفت.

به منظور ساخت سقف ابتدا چهار تیرچه با ارتفاع ۱۲ سانتی متری بر روی دهانه ۴ متری که از قبل جهت احداث سقف با عرض مناسب تعبیه شده بود، قرار داده شد. از بلوک پلاستوفوم به عنوان بلوک مصرفی استفاده گردید. دلیل این انتخاب کم بودن وزن بلوک پلاستوفوم و کاهش خطرات احتمالی بود. لازم به یادآوری است که با توجه به نتایج بدست آمده از آزمایش تیرچه‌ها، تحمل وزن بلوک سفال نیز، توسط تیرچه‌ها ممکن بوده ولی همانگونه که ذکر گردید انجام آزمایشی چنین و با ابعاد واقعی ممکن بود به اتفاقات ناگوار منجر گردد که جبران آن میسر نباشد. لذا با وجود اینکه امکان تکرار آزمایش با عنایت به محدودیت‌های یاد شده ممکن نبود، در ساخت سقف از بلوک پلاستوفوم استفاده بعمل آمد.

فاصله محور تا محور تیرچه‌ها ۵۰ سانتی متر و عرض تمام سقف حدود ۱۷۰ سانتی متر اجراء گردید [۳].

#### ۶-۲-۲- قالب بندی

عمل قالب بندی، توسط قالب فلزی و دور تا دور تیرچه‌ها انجام گردید.

#### ۶-۲-۳- آرماتورهای حرارتی

مطابق با استانداردهای موجود برای اجرای سقف تیرچه بلوک، از خاموت بدون آج نمره ۶ با فواصل محور تا محور ۵۰ سانتی متر در امتداد تیرچه‌ها و ۲۵ سانتی متر عمود بر محور تیرچه‌ها، به عنوان آرماتور حرارتی استفاده گردید [۳].



### ۶-۲-۳- بتن ریزی

بتن مصرفی در دال سقف و فضای باقیمانده روی تیرچه ها از نوع بتن معمولی با عیار ۳۵۰ کیلوگرم در متر مکعب و عمل ساخت آن به وسیله بتنیر برقی مطابق با شرایط کارگاهی انجام پذیرفت.

در زمان بتن ریزی دقت شد بتن تازه در یک محل انباشته نشود تا عمل بارگذاری مطابق محاسبات و بصورت یکنواخت و بدون ضربه انجام شود.

در کلیه نقاط سقف، حدود ۵ سانتی متر از روی بلوک بعنوان دال، بتن ریزی گردید و کلیه آرماتورهای حرارتی و آرماتور فشاری تیرچه ها در میانه این لایه بتنی ۵ سانتی متری جای گرفتند. پس از پایان بتن ریزی سطح بتن پرداخت گردید.

### ۶-۲-۴- تراکم

به منظور متراکم نمودن بتن تازه، مطابق با شرایط کارگاهی از ویبراتور بنزینی با قطر شیلنگ ۲/۵ اینچ استفاده گردید.

### ۶-۲-۵- عمل آوری

پس از پایان بتن ریزی، از روز بعد و به مدت دو هفته، روزی دو نوبت، سطح بتن بوسیله آبپاشی مرطوب گردید تا روند افزایش مقاومت بدرستی ادامه یابد. قالبهای پیرامونی پس از گذشت ۴۸ ساعت باز شدند و معایبی چون تخلخل و جمع شدگی و ... مشاهده نشد.

### ۶-۲-۶- نمونه‌گیری از بتن

از هر میکس انجام شده دو نمونه مطابق با شرایط استاندارد گرفته و متراکم شد که مقاومت فشاری متوسط و حداقل نمونه‌ها پس از ۲۸ روز به ترتیب در حدود ۲۴۰ و ۲۱۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع بود.

### ۶-۳- بررسی معیارهای پذیرش سقف از دیدگاه موسسه استاندارد و تحقیقات

#### صنعتی ایران

با توجه به اهمیت موضوع مورد بحث، یعنی ساخت سقفی که قرار است سرپناه انسانها باشد، لازم است کلیه آزمایشات آن مطابق با استانداردهای موجود و معتبر بوده و نتایج آن با ضوابط قید شده کنترل گردد.

به منظور شناخت استاندارد معتبر سقف، در طی بازدید از سازمان مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن و آزمایشگاه سازه آن واقع در شهر تهران و مشاوره با اساتید و پرسنل آن سازمان (از جمله آقای دکتر علی کاوه و مهندس مجید سهیل زمانی و ...)، استاندارد شماره ۲۹۰۹ و آیین نامه بتن ایران (آبا)، برای انجام آزمایشات معرفی گردید.

استاندارد ۲۹۰۹ از موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، مربوط به بررسی ویژگی‌ها و روشهای آزمون تیرچه و بلوک سقفی است.

### ۶-۳-۱- بارگذاری

انجام مراحل بارگذاری باید مطابق با شرایط زیر باشد:

۶-۳-۱-۱- حدافل ۳ روز قبل از انجام آزمایش، سقف مورد آزمون باید از کلیه قالبهای مربوط آزاد گردد [۳].

۶-۳-۱-۲- پس از گذشت ۵۶ روز از تاریخ شروع بتنریزی سقف (بتن پوششی)، عمل بارگذاری انجام گردید. چنانچه سازنده انجام آزمون را به زمان جلوتری موکول نماید، باید در همان تاریخ تعیین شده از طرف سازنده، عمل بارگذاری انجام شود [۳].

۶-۳-۱-۳- به منظور ایجاد اثرهای آن قسمت از بار مرده که در زمان آزمایش هنوز به سازه وارد نشده‌اند، لازم است چنین باری چهل و هشت ساعت قبل از اعمال بار آزمایش روی سازه قرار داده شود و تا زمانی که تمام آزمایشها پایان نیافته است، در محل باقی بماند [۲].

۶-۳-۱-۴- مبنای قرائت (مبنای اندازه‌گیری تغییر مکانها)، باید بلافاصله قبل از اعمال بار آزمایش مشخص شود [۲].

۶-۳-۱-۵- به نسبت سطح مورد آزمون، باری برابر کل بار وارد بر سقف (بار آزمون)، به شرح بند زیر بر سطح سقف مورد آزمون وارد می‌شود [۳].

۶-۳-۱-۶- محل بارگذاری، بصورت مستطیلی با طول دهانه تیرچه (l) و عرض محور تا محور تیرچه‌های میانی (b) خواهد بود (شکل ۶-۱).

$$S_1 = l \cdot b \quad (۱-۶)$$

$$P = [0.85(1.4 P_1 + 1.7 P_2)] \cdot S_2 - P_3 \quad (۲-۶)$$

P = بار آزمون (کیلوگرم)

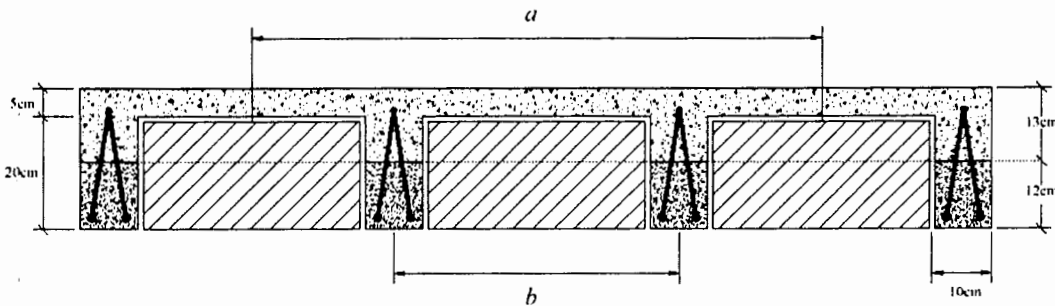
P<sub>1</sub> = بار مرده وارد بر سطح (کیلوگرم بر متر مربع)

$P_2$  = بار زنده در واحد سطح (کیلوگرم بر متر مربع)

$S_2$  = سطح سقف مورد آزمون که عبارت از فاصله محور تا محور بلوکهای جانبی (a) در طول دهانه

تیرچه (l) که برابر است با a. l بر حسب متر مربع (مطابق شکل ۱-۶)

$P_3$  = بار مرده اعمال شده مطابق بند ۳-۱-۳-۶ [۳].



شکل ۱-۶: مقطع سقف ساخته شده [۳]

۳-۱-۳-۷- بار آزمون باید بطور آهسته و به تدریج و حداقل در چهار مرحله اعمال گردد، بطوریکه

هیچ ضربه‌ای به سقف وارد نگردد [۲] و [۳].

۳-۱-۳-۸- طرز قرار گرفتن بارها چنان باشد که از ایجاد اثر قوس در حجم بار آزمون جلوگیری

بعمل آید [۲] و [۳].

۳-۱-۳-۹- قرائتهای اولیه باید ۲۴ ساعت پس از اعمال بار آزمایش صورت گیرند [۲] و [۳].

۳-۱-۳-۱۰- بلافاصله پس از قرائتهای اولیه، بار آزمایش باید برداشته شود و قرائتهای نهایی تغییر

شکل باید ۲۴ ساعت پس از حذف بار آزمایش صورت گیرند.

۳-۱-۳-۱۱- چنانچه در آن قسمت از سازه که مورد آزمایش قرار گرفته است، آثار گسیختگی یا

شکست مشاهده شود، باید نتیجه‌گیری نمود که آن قسمت از عهده آزمایش بر نیامده است و لذا

نباید اجازه هر گونه آزمایش مجدد روی آن قسمت داده شود [۲] و [۳].

۶-۳-۱-۱۲- چنانچه در قسمت مورد آزمایش سازه، اثری از گسیختگی یا شکست، با هر شکلی قابل

تشخیص نباشد، معیارهای زیر را باید نشانه رفتار رضایت بخش در نظر گرفت [۲] و [۳]:

الف: چنانچه حداکثر تغییر مکان اندازه گیری شده کمتر از  $\frac{l^2}{20000h}$  باشد (کلیه اعداد بر حسب میلیمتر).

$l$  : طول دهانه تیرچه به میلیمتر

$h$  : ارتفاع سقف به میلیمتر

ب: چنانچه حداکثر تغییر مکان اندازه گیری شده از  $\frac{l^2}{20000h}$  تجاوز کند، ولی برگشت تغییر مکان

طی ۲۴ ساعت پس از حذف بار آزمایش حداقل ۷۵ درصد حداکثر تغییر مکان باشد (کلیه اعداد بر حسب میلیمتر).

۶-۳-۱-۱۳- چنانچه معیارهای پذیرش بند ۶-۳-۱-۱۲ برآورده نگردید، بدرخواست تولید کننده

می توان آزمایش را تکرار نمود. در صورت نتیجه منفی در آزمون آخر، آزمون دیگری بر روی سقف انجام نخواهد شد.

۶-۴- نحوه بارگذاری سقف مطابق با دستورالعملهای یاد شده و نتایج آزمون

در آزمون انجام شده بر روی سقف، اطلاعات زیر ملاک آزمایش و ارزیابی قرار گرفت.

$b$  = فاصله محور تا محور تیرچه های میانی برابر ۵۰ سانتی متر می باشد.

$a$  = فاصله محور تا محور بلوکهای جانبی برابر ۱۰۰ سانتی متر می باشد.

$P_1 =$  بار مرده در واحد سطح برابر ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد.

$P_2 =$  بار زنده در واحد سطح برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد.

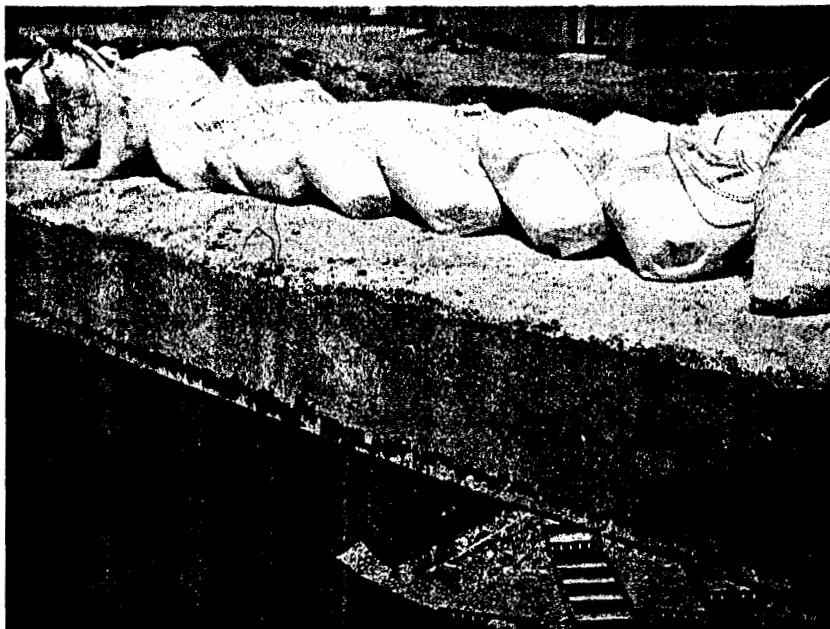
$L =$  طول تیرچه برابر ۴ متر می‌باشد.

با توجه به فرضیات فوق و استانداردهای یاد شده، بار ۱۵۰ کیلوگرم در متر طول سطح بارگذاری به عنوان بار اولیه و چهل و هشت ساعت پیش از انجام بارگذاری بر سقف نهاده شد. بار مذکور مجموع وزن سقف و بار مرده کف سازی و تیغه بندی است که بر سطح بارگذاری وارد شد. پس از تنظیم گیج، بار آزمون برابر ۲۰۰ کیلوگرم بر متر در سطح بارگذاری قرار داده شد. بار اخیر برابر با اختلاف بار ضریبدار ناشی از بارهای مرده و زنده، با بار مرده اعمال شده در مرحله قبل است. قرائت نهایی پس از ۲۴ ساعت از اعمال بار آزمون و در حضور بار اولیه، برابر با ۲ میلیمتر صورت پذیرفت


که در قیاس با تغییر مکان  $\frac{l^2}{20000h}$  خواهیم داشت:

$$\frac{l^2}{20000h} = \frac{4000^2}{20000 * 250} = 3.2 \text{ mm} > 2 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

با توجه به رابطه اخیر معیار پذیرش مورد الف از بند ۶-۳-۱-۱۲ برآورده شده و نتیجه آزمایش بر روی سقف مورد نظر مثبت ارزیابی می‌شود. حال با توجه به نتایج تجربی بدست آمده بر روی تیرچه‌ها، چنانچه این نتایج با مدل تحلیلی ANSYS(VER.5.4) که در فصل بعد اشاره شده است، تطبیق کند میتوان سیستم سقف تیرچه های بتنی خودایستا را به لحاظ فنی قابل قبول تلقی کرد.



شکل ۶-۲: تصویری از بارگذاری سقف.



# فصل

معرفی نرم افزار  
ANSYS و تحلیل  
تیرچه های بتنی خود  
ایستا با استفاده از آن

۷



## ۷-۱- مقدمه

پس از انجام آزمایشات لازم بر روی تیرچه ها، به منظور بررسی نتایج بدست آمده از آنها، از نرم افزار (ANSYS ver.5.4) استفاده شده است. نتایجی که از انجام آزمایشات بدست آمد، عبارت بود از نمودار تغییر مکان بر حسب نیروی وارده تا حدود  $1/5$  برابر بار متعارف، میزان بار نهایی وارد بر برخی تیرچه ها (بار خرابی) و نوع شکست.

در این فصل به معرفی و شرح مختصری بر نحوه عملکرد نرم افزار مذکور، به همراه توضیحاتی مبنی بر چگونگی شرایط و فرضیات مدل سازی و نتایج بدست آمده از تحلیل پرداخته خواهد شد. مقایسه نتایج تحلیلی با آنچه که از آزمایش بدست آمده، به فصل هشتم، مוקول می گردد.

## ۷-۲- معرفی نرم افزار ANSYS

بررسی رفتار سازه های مرکب، به دلیل شرایط خاص ناپیوستگی ها، رفتارهای غیر همسان و غیرخطی آنها بسیار پیچیده می باشد. لذا انجام چنین بررسی پیچیده ای، لزوم استفاده از برنامه های آنالیز عددی جامع با قابلیت های بالا را ایجاب می کند. در این پژوهش از برنامه کامپیوتری ANSYS نگارش ۵/۴ استفاده شده است که با بهره گیری از روشهای اجزای محدود، جهت تحلیل و طراحی سیستمهای مهندسی به کار می رود. این برنامه امتیازات ویژه ای نسبت به برنامه های مشابه دارا می باشد.

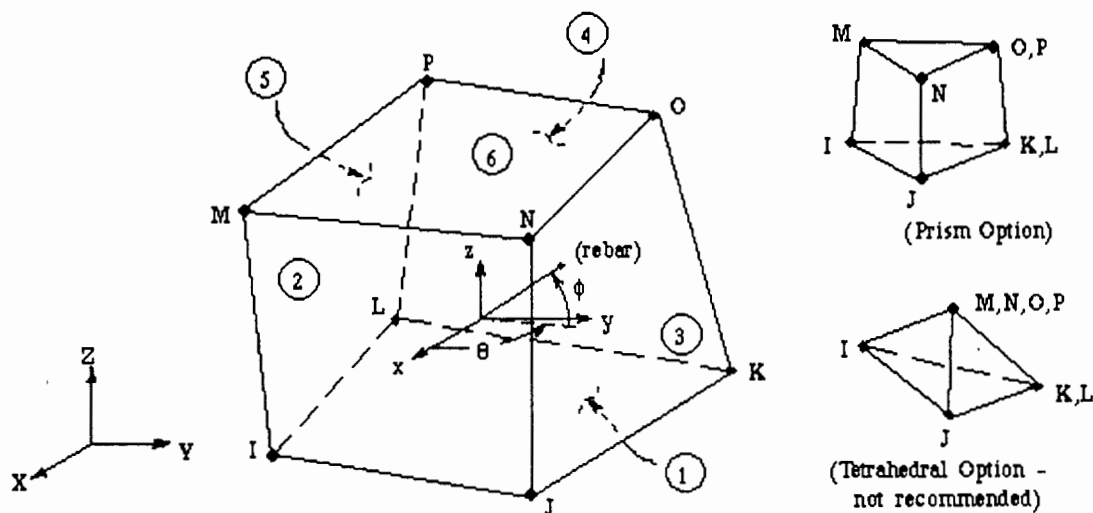
- الف- توانایی برنامه در آنالیز و طراحی انواع سیستمهای مهندسی از جمله سازه، سیالات، مکانیک، انتقال حرارت و الکترومغناطیس.
- ب- انواع آنالیز استاتیکی و دینامیکی.
- ج- علاوه بر آنالیز خطی، این برنامه توانایی بالایی جهت انجام آنالیزهای غیرخطی دارد به طوری که می‌توان هم مصالح و هم هندسه سازه را به صورت خطی و یا غیر خطی مدل کرد.
- د- وجود المانهای مختلف در این برنامه شامل المانهای یک بعدی، دو بعدی و سه بعدی با درجه آزادیهای متفاوت از دیگر توانایی‌های این برنامه است.
- ه- استفاده از پاره‌سازی سازه‌ها، ارتعاشات تصادفی، آکوستیک و بهینه سازی سازه‌ها، از دیگر امتیازات ویژه این نرم افزار می‌باشد.

### ۷-۳- شرحی بر مبانی تحلیل نرم افزار ANSYS

#### ۷-۳-۱- المانهای منتخب و خصوصیات آنها

نرم افزار المان محدود ANSYS، نگارش ۵/۴ دارای المانهای متعدد می‌باشد که این نرم‌افزار را برای مدلسازی انواع سیستم‌های سازه ای قادر می‌سازد. انتخاب المانها بر اساس نیاز مساله صورت می‌گیرد و به عهده کاربر می‌باشد. در ادامه به ذکر اجمالی خصوصیات المان های Solid 65 و Link 8 که در این پژوهش استفاده شده است، اکتفا می‌گردد.

از این المان برای مدل کردن بتن در تمامی مدلها استفاده شده است. المان 65 Solid یک المان ۸ گرهی است که متشکل از یک مصالح پایه (ماتریس) و حداکثر سه ماده مسلح کننده مصالح پایه، به صورت مستقل از یکدیگر می باشد و در مدلسازی اجسام حجمی مسلح یا غیر مسلح بکار می رود. این المان قابلیت ترک خوردگی در کشش و خردشدگی در فشار را دارا می باشد و در مدلسازی اعضاء بتن مسلح، مواد مرکب مسلح نظیر فایبر گلاس، مصالح زمین شناسی نظیر سنگ و مصالح بنایی یا بتن غیرمسلح بکار برده می شود. هر گره المان دارای ۳ درجه آزادی انتقالی  $U_z, U_y, U_x$  می باشد و امکان تعریف مشخصات سه نوع مختلف آرماتور در هر سه راستا وجود دارد. مشخصات ورودی مورد نیاز برای هر آرماتور، شامل شماره مصالح (MAT-NUM)، نسبت حجمی (VR) و زوایای امتداد آرماتور (THETA, PHI) می باشد. المان دارای خواص پلاستیسیته، ترک خوردگی در سه جهت عمود بر هم، خردشدگی، خزش، تغییر شکل های بزرگ، کرنش های بزرگ و سخت شدگی تنش می باشد. در ضمن آرماتورهای المان فقط فشار و کشش را تحمل می کنند و دارای خواص تغییر شکل های پلاستیک و خزش می باشند. شکل ۷-۱ هندسه، موقعیت گره ها و دستگاه مختصات المان را نمایش می دهد [۳۳].



شکل ۷-۱ - هندسه، موقعیت گره ها و دستگاه مختصات المان Solid 65 [۳۳].

خلاصه‌ای از اطلاعات ورودی و نتایج خروجی این المان در جداول (۷-۱) و (۷-۲) ارائه شده است.

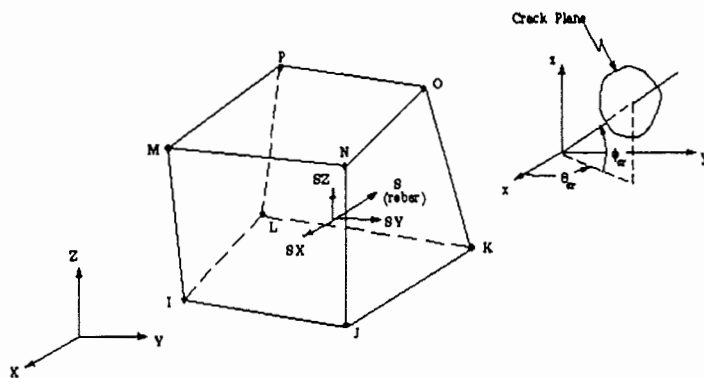
جدول ۷-۱- اطلاعات ورودی المان Solid 65 [۳۳].

Solid 65	نام المان
I,J,K,L,M,N,O,P	گره های المان
$U_x, U_y, U_z$	درجات آزادی هر گره
MAT1,VR1,THETA1,PHI1 MAT2,VR2,THETA2,PHI2 MAT3,VR3,THETA3,PHI3	مقادیر ثابت المان (برای تعریف سه ماده مسلح کننده)
Ex,Alpx,Prxy or Nuxy,DENS,DAMP (برای قسمت توپر) Ex,ALPx,DENS (برای هر آرماتور)	خصوصیات مصالح
Pressures: face1(JILK), face2(IJNM), face3(JKON), face4(KLPO) face5(LIMP), face6 (MNOP)	بارهای سطحی
Temperatures: T(1), T(J),T(K),T(L),T(M),T(N),T(O),T(P) Fluences : F(I), F(J),F(K),F(L),F(M),F(N),F(O),F(P)	بارهای حجمی
Large Strain, Large deflection, Crushing, Cracking creep, Plasticity, Adaptive descent, Birth and death, Stress Stiffening	خواص ویژه المان

جدول ۷-۲- نتایج خروجی المان Solid 65 [۳۳].

EL	شماره المان
NODES	شماره گره‌های المان
MAT	شماره مصالح
NREINF	تعداد آرماتورهای المان
VOLU:	حجم المان
PRES	فشار در گره‌های المان
TEMP	دمای هر گره
CENT : x, y, z	مختصات مرکز المان
S: EQV	تنش معادل
EPEL: x, y, z, xy, yz, xz	کرنشهای الاستیک
EPEL : 1, 2, 3	کرنشهای ارتجاعی اصلی
S : x, y, z, xy, yz, xz	تنشها
S : 1, 2, 3	تنشهای اصلی
THETCR, PHICR	زوایای $\theta$ و $\phi$ ترک
EPEL	کرنش ارتجاعی تک محوری
EPPL : x, y, z, xy, yz, xz	کرنشهای پلاستیک متوسط
NL : EPEQ	کرنش پلاستیک معادل
NL : SEPL	تنش معادل از منحنی تنش - کرنش
NL : HRRES	فشار هیدرواستاتیک
IRF	شماره آرماتور
MAT	شماره مصالح آرماتور
THETA, PHI	زوایای $\theta$ و $\phi$ آرماتور
S	تنش تک محوری آرماتور
EPEL	کرنش ارتجاعی تک محوری آرماتور
EPPL	کرنش پلاستیک تک محوری آرماتور
SEPL	تنش معادل از منحنی تنش - کرنش آرماتور

در شکل ۲-۷ برخی از اطلاعات خروجی المان نشان داده شده است.



شکل ۲-۷- خروجی تنش المان Solid 65 [۳۳].

رفتار خطی : ماتریس تنش - کرنش  $[D]$  مورد استفاده در این المان در حالت خطی بصورت زیر

تعریف می شود:

$$[D] = \left[ 1 - \sum_{i=1}^{N_r} V_i^R \right] [D^c] + \sum_{i=1}^{N_r} V_i^R [D^r] \quad (1-7)$$

که در رابطه فوق :

$N_r$  = تعداد فولادهای مسلح کننده بکار رفته در داخل یک المان

$V_i^R$  = نسبت حجمی آرماتور  $i$ ام به حجم کل المان می باشد که بصورت  $V^R$  به عنوان داده با

اطلاعات ورودی نمایش داده می شود.

$[D^c]$  = ماتریس تنش - کرنش المان پایه .

$[D^r]_i$  = ماتریس تنش - کرنش برای آرماتور  $i$ ام.

رفتار غیرخطی : لازم به توضیح است که این مدل قادر است رفتار ارتجاعی، رفتار ترک خوردگی و یا خردشدگی مصالح را در نظر بگیرد. هنگامی که رفتار ارتجاعی مصالح پیش‌بینی می‌گردد، مصالح پایه بصورت ماتریس ارتجاعی خطی در نظر گرفته می‌شود و زمانی که رفتار ترک خوردگی یا خردشدگی پیش‌بینی می‌شود، ماتریس تنش - کرنش مصالح برای هر مود گسیختگی اصلاح می‌یابد [۳۳].

مدل‌سازی ترک : وجود یک ترک در یک نقطه از طریق اصلاح روابط تنش - کرنش با معرفی صفحه‌ای ضعیف در جهت عمود بر صفحه ترک بیان می‌شود. همچنین یک ضریب انتقال برش  $\beta_t$  تعریف می‌شود که در واقع بیان‌کننده ضریب کاهش مقاومت برشی در سیکل‌های بعدی بارگذاری است که توسط لغزش (برش) در عرض صفحه ترک انتقال می‌یابد.

مدل خردشدگی : هنگامی که مصالح در یک نقطه در اثر فشار تک محوری یا دومحوری گسیخته می‌شود، در این صورت مصالح در آن نقطه خرد شده در نظر گرفته می‌شود. در المان Solid 65 ، خردشدگی بصورت تخریب و زوال کامل قابلیت سازه‌ای مصالح (نظیر پکیدن مصالح) تعریف می‌شود و جایی که تحت شرایط موجود خردشدگی رخ داده است، از سختی المان در آن نقطه چشم‌پوشی می‌شود [۳۳].

برای در نظر گرفتن المان Solid 65 فرضیات و محدودیتهایی به شرح زیر باید در نظر گرفته

شود:

۱ - در هر نقطه ترک خوردگی در سه جهت عمود بر هم مجاز می‌باشد.

۲ - هنگامی که ترک خوردگی در یک نقطه رخ می‌دهد، به جای مدل‌سازی ترک به صورت گسسته

(discrete)، ترک به شکل یک نوار پیوسته (Smearred band) مدل می‌شود.

۳ - مصالح المان به صورت ایزوتروپ فرض می‌شود.

۴ - زمانی که از قابلیت آرماتورگذاری المان استفاده می‌شود، آرماتورها به صورت پخش شده در

سرتاسر المان فرض می‌شوند.

۵ - هرگاه علاوه بر ترک خوردگی و خردشدگی از معیار گسیختگی دراکر - پراگر استفاده گردد در

این صورت رفتار پلاستیک المان نیز لحاظ خواهد شد [۳۳].

#### ۷-۳-۱-۲- المان Link 8

این المان، المانی است دو گره ای که هر گره دارای سه درجه آزادی انتقالی  $U_z, U_y, U_x$

می‌باشد. ولی تنها دارای سختی محوری در راستای محور المان می‌باشد. انواع بارهای جرمی،

حرارتی، گسترده و متمرکز را می‌توان به آن اعمال نمود. نکته قابل توجه این است که این المان

قابلیت انتقال بارهای خمشی را دارا نمی‌باشد و فرض بر این است که تنش بصورت یکنواخت در

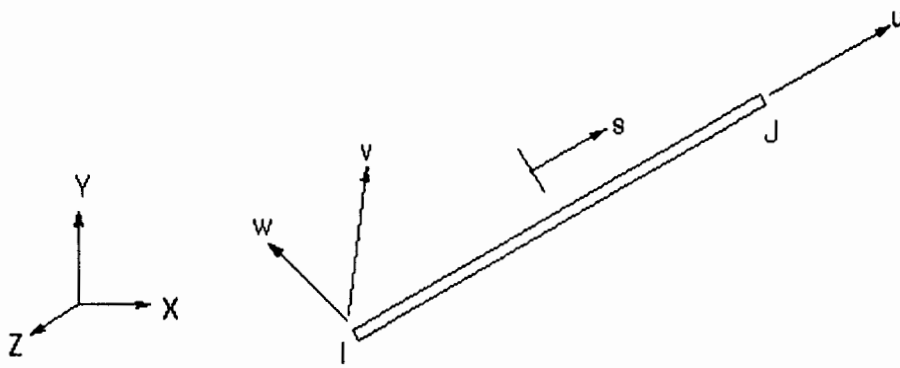
تمام طول المان توزیع می‌گردد. المان دارای خواص پلاستیسیته، خزش، تغییر شکلهای بزرگ،

کرنشهای بزرگ و سخت شدگی تنش می‌باشد. در این پژوهش از این المان جهت مدل‌سازی

آرماتورها، در کلیه مدلها استفاده شده است. شکل (۷-۳) هندسه، موقعیت گره ها و دستگاه

مختصات المان را نمایش می‌دهد.





شکل ۳-۷- هندسه، موقعیت گره ها و دستگاه مختصات المان Link 8 [۳۳].  
 خلاصه‌ای از اطلاعات ورودی و نتایج خروجی این المان در جدول ۳-۷ ارائه شده است.

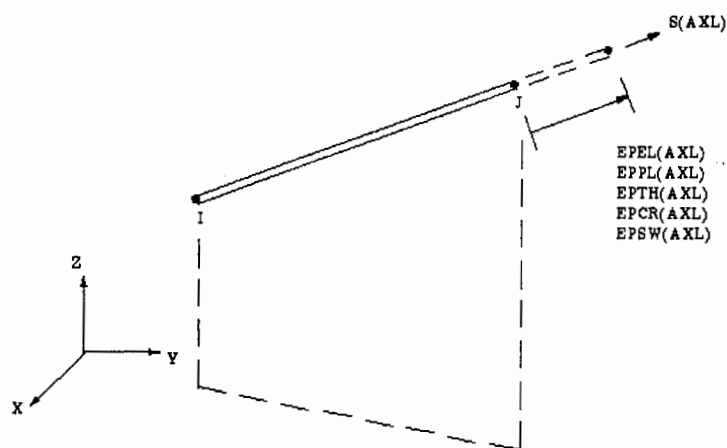
جدول ۳-۷- اطلاعات ورودی المان Link 8 [۳۳].

Link 8	نام المان
I,J	گره های المان
$U_x, U_y, U_z$	درجات آزادی هر گره
AREA,ISTRN	مقادیر ثابت المان
EX,ALPX,DENS,DAMP	خصوصیات مصالح
NONE	بارهای سطحی
Temperatures: T(1), T(J) Fluences : F(I), F(J)	بارهای حجمی
Plasticity,Creep,Swelling,Stress Stiffening,Large deflection	خواص ویژه المان

جدول ۷-۴- نتایج خروجی المان Link 8 [۳۳].

EL	شماره المان
NODES	شماره گره‌های المان
MAT	شماره مصالح
VOLU:	حجم المان
CENT : x, y,	مختصات مرکز المان
TEMP	دمای هر گره
SAXL	تنش محوری
EPELAXL	کرنش الاستیک محوری
EPINAXL	کرنش اولیه محوری
SEPL	تنش معادل از منحنی تنش - کرنش
EPEQ	کرنش پلاستیک معادل
HPRES	فشار هیدرواستاتیک
EPPLAXL	کرنش پلاستیک محوری

در شکل ۷-۴ برخی از اطلاعات خروجی المان نشان داده شده است.

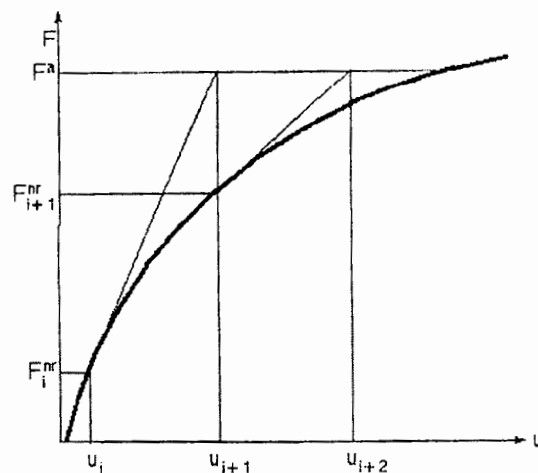


شکل ۷-۴- خروجی المان Link 8 [۳۳].

## ۷-۴- تحلیل غیر خطی

نرم افزار ANSYS مدل های غیر خطی را توسط روش نیوتن-رافسون تحلیل می کند [۵]. همانگونه که در شکل ۷-۵ نمایش داده شده است، در این روش پیمایش منحنی غیر خطی نیرو- تغییر مکان به صورت زیر انجام می شود:

پس از فرض یک جابجائی اولیه و محاسبه نیروی متناظر با آن، در هر مرحله  $n$  ام، با فرض رابطه خطی بین نیرو و جابجائی، ضریب تناسب این رابطه بر اساس شیب مماس بر منحنی در محل  $(F, U)_n$  استخراج می گردد.



شکل ۷-۵: تحلیل غیر خطی نرم افزار ANSYS به روش نیوتن رافسون [۵].

با این فرض می توان جابجائی در مرحله  $n+1$  را به ازای نیروی نهایی  $F_a$  بدست آورد. با استفاده از جابجایی جدید محاسبه شده، و رابطه غیر خطی تعریف شده نیرو بر اساس جابجایی، میتوان نیروی  $F_{n+1}$  را استخراج نمود و این کار تا زمان نزدیک شدن مقدار  $F_{n+1}$  به  $F_a$  ادامه پیدا می کند.

هر مرحله افزایش بار، خود می تواند طی چند گام بارگذاری (Loadstep) اعمال گردد. ضعف روش نیوتن-رافسون در مواقعی است که مماس بر منحنی بار-جابجایی به حالت عمودی نزدیک می شود. در این حالت احتمال همگرایی پاسخ به شدت کاهش می یابد. در چنین مواقعی می توان از روش تقریب طول کمان (Arc-length Method) بعنوان جایگزین استفاده نمود.

تحلیل های غیر خطی را می توان به سه مرحله اصلی تقسیم نمود:

۱. در ابتدا گامهای بارگذاری تعریف می گردد. فرض بر این است که مقدار بارها بین گام های بارگذاری به صورت خطی تغییر می کند.

۲. هر گام بارگذاری خود به تعدادی Substep تقسیم می گردد.

۳. در هر Substep، برنامه معادلات تعادل را بصورت مکرر (Iterative) حل می کند تا زمانی که پاسخ به همگرایی مورد نظر برسد.

برنامه ANSYS برای انتخاب شرایط همگرایی، انتخاب های متعددی را برای کاربر فراهم می سازد. همگرایی را می توان بر اساس مقادیر گشتاور، جابجایی، دوران و ... و یا ترکیبی از موارد مذکور سنجید. علاوه بر این برای هر یک از موارد فوق، یک تلورانس مجاز همگرایی بصورت جداگانه تعریف می گردد.

#### ۷-۴-۱- رفتار پایستار و ناپایستار در سیستم ها<sup>۱</sup>

در صورتیکه یک سیستم بتواند کلیه انرژی های ذخیره شده در خود در اثر اعمال نیروهای خارجی را پس از برداشته شدن نیروها مجددا آزاد نماید، پایستار نامیده میشود. اما در صورتی که

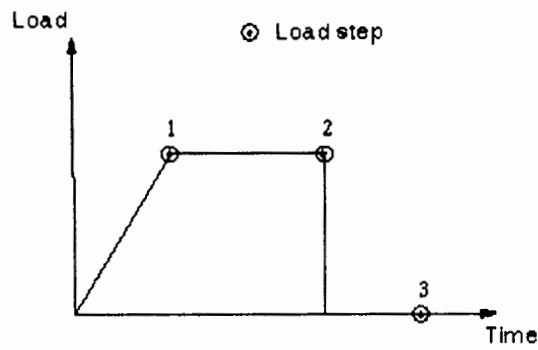
---

۱- Conservative and non-Conservative Behavior

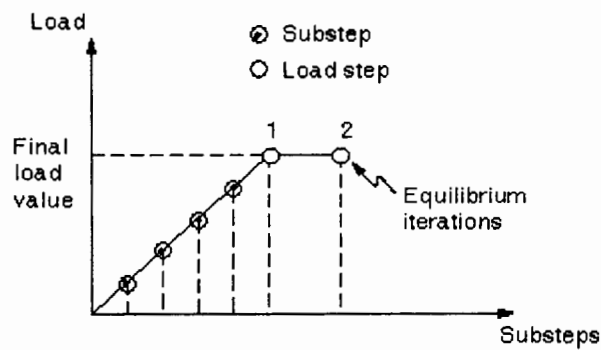
انرژی را (به صورت حرارت و اصطکاک و...) تلف کند، ناپایستار نامیده می شود. سیستم های دارای تغییر شکل پلاستیک را میتوان بعنوان نمونه ای از سیستم های ناپایستار نام برد. تحلیل سیستم های پایستار مستقل از مسیر می باشد. در چنین سیستم هایی، بارها می توانند با هر ترتیبی و با هر میزان افزایشی به سیستم اعمال شوند و روند اعمال بار هیچگونه تاثیری بر نتایج نهایی نخواهد داشت.

رفتار سیستم های ناپایستار، بر خلاف سیستم های پایستار وابسته به وضعیت سیستم و نحوه اعمال بار است. بنابراین پاسخ یک سیستم ناپایستار به یک مجموعه بار مشخص، وابسته به نحوه اعمال آن می تواند متفاوت باشد. در تحلیل استاتیکی سیستم های ناپایستار می بایست بارگذاری در گام های بسیار کوچک انجام گردد، تا مدل فرصت پاسخ دادن به بار اعمالی و آمادگی گام بعدی بارگذاری را دارا باشد.

نحوه بارگذاری در تحلیل غیر خطی به صورتهای مختلفی انجام می گیرد. به طور مثال شکل ۶-۷ تاریخچه بارگذاری را نشان می دهد که شامل سه گام بارگذاری است. در گام اول، بارگذاری افزایشی داریم، در گام دوم بار ثابت و در گام سوم بار برداشته می شود. همچنین تقسیم گامهای بارگذاری به صورتهای مختلف بر اساس مدل مورد نظر می باشد. در شکل ۷-۷ گام اول بارگذاری شامل ۵ زیر گام می باشد که هر کدام از این زیر گامها با یک تکرار انجام می شود. گام دوم شامل یک گام بارگذاری با چند تکرار می باشد.



شکل ۷-۶: گامهای یک بارگذاری [۳۳].



شکل ۷-۷: تقسیم گامهای بارگذاری به قسمتهای مختلف [۳۳].

## ۷-۵- تشریح مدل کامپیوتری

به منظور ارزیابی بیشتر تیرچه های آزمایش شده، سعی شد مدل کامپیوتری هرچه بیشتر به واقعیت نزدیک باشد و خصوصیات مصالح و ابعاد تیرچه ها، مشابه با نمونه ها در نظر گرفته شود. در ادامه، داده های ورودی به برنامه و شرحی بر چگونگی انجام آنالیز ارائه می گردد.

### ۷-۵-۱- خصوصیات مصالح و المان های انتخاب شده

مصالح به کار رفته در تیرچه های خود ایستا مطابق با شرح زیر به برنامه معرفی شدند.

#### ۷-۵-۱-۱- بتن سبک سازه ای

خصوصیات معرفی شده برای بتن سبک، مانند مقاومت فشاری، مقاومت کششی، وزن مخصوص، کرنش نظیر خرابی بر اساس آزمایشات انجام شده به ترتیب برابرند با ۲۴۰ و ۲۸ کیلو گرم بر سانتیمتر مربع، ۱۵۰۰ کیلو گرم بر متر مکعب و ۰/۳ درصد. در مورد عدد اخیر خاطر نشان می شود، نتایج آزمایشگاهی حاکی از مقادیر بزرگتری هستند که در جهت اطمینان از این کرنش استفاده شده است. ضریب پواسون و مدول الاستیسیته بتن سبک با استفاده از فرمول های موجود در آیین نامه ACI به ترتیب برابر با ۰/۲ و  $1/23 \times 10^5$  کیلو گرم بر سانتیمتر مربع فرض گردید. به منظور مدل کردن بتن از المان Solid 65 استفاده شد. دلیل انتخاب المان مذکور، قابلیت آن در لحاظ نمودن ترک خوردگی (در فشار و کشش) و نیز توانایی پذیرش آرماتور (در سه جهت عمود بر هم) می باشد. (رجوع شود به بخش ۷-۳-۱-۱).

#### ۷-۵-۱-۲- فولاد مصرفی

از المان Link 8 به منظور مدل سازی فولاد مصرفی در تیرچه ها استفاده شد. تنش تسلیم آرماتور برابر با ۳۰۰۰ کیلو گرم بر سانتیمتر مربع (فولاد از نوع AII)، وزن مخصوص آن برابر ۷۸۵۰ کیلو گرم بر متر مکعب و ضریب پواسون برابر ۰/۳ در نظر گرفته شد. جهت مدل کردن رفتار فولاد در آرماتورها از معیار سخت شدگی سینماتیک دوخطی (Bkin) استفاده شده است.

## ۷-۵-۲- هندسه مدل

تیرچه هایی با طول و ابعاد مقطع کاملاً مشابه با آنچه ساخته شده بود، مدل گردید. تیرچه های آزمایش شده دارای طول ۴ متر و ارتفاع مقطع ۱۲ و ۱۵ سانتیمتر بودند که در مدل نیز از همین ابعاد استفاده گردید. آرماتورهای عرضی به جای فرم زیگ زاگ به شکل U، مدل شدند و از مدل کردن خاموت های بیرون آمده از بالای تیرچه، میلگرد فشاری و آرماتورها و ورق تقویت بیرون آمده از بر تیرچه، صرفنظر شد. دلیل این تفاوت ها تاثیر کم و مشکلات مدل کردن آنها در نرم افزار (ANSYS VER.5.4) بوده است.

## ۷-۵-۳- بارگذاری

بارگذاری از نوع گرهی، موثر بر سطح فوقانی تیرچه و به شیوه افزایشی بر مدل اعمال گردید. در تهیه مدل عددی اثر وزن هم در نظر گرفته شد. این امر با معرفی وزن مخصوص بتن مسلح در جهت مورد نظر امکان پذیر است. هنگام اعمال بار افزایشی، که به احتمال زیاد از بار خرابی تیرچه بیشتر است، چندین مرحله به آن اختصاص می یابد. بررسی نتایج در هر مرحله از بارگذاری، و از جمله بار نهایی، امکان پذیر است. بدیهی است برنامه هنگام رسیدن به بار خرابی تحلیل را متوقف می نماید.



#### ۷-۵-۴- شرایط تکیه گاهی

با توجه به آن که محاسبات اولیه و آزمایشات با فرض مفصلی بودن تکیه گاه تیرچه ها انجام شده است، نقاط انتهایی آرماتورها (که در واقعیت تمام بار به آنها منتقل می شود) در مقابل جابجایی و نه لنگر خمشی، مقید شده اند.

#### ۷-۵-۵- نحوه مش بندی

مسئله بسیار مهم در ساخت مدل، چگونگی مش بندی المان Solid 65 می باشد که باید چنان صورت گیرد که بتوان مدلسازی آرماتورهای موجود در نمونه ها (المان Link8)، را دقیقاً در محل های واقعی خود انجام داد. در ضمن باید این مسئله را در نظر گرفت که مش بندی نباید از حدی ریزتر شود که در این صورت زمان تحلیل غیرخطی به شدت بالا می رود، همچنین مدلسازی آرماتورها بین گره های المان Solid 65 بسیار مشکل خواهد شد.

#### ۷-۶- نتایج تحلیل نرم افزار

پس از انجام تحلیل توسط نرم افزار ANSYS (VER.5.4)، تعیین خروجی هایی چون تنش های به وجود آمده در مصالح، میزان تغییر شکل هر نقطه از مدل، چگونگی تشکیل و امتداد ترک و خرد شدگی در بتن و ...، در هر یک از مراحل مختلف بارگذاری (substep) با استفاده از منوی POSTPROCESSING، امکان پذیر می باشد. در ادامه برخی نتایج بدست آمده از تحلیل

کامپیوتری ارائه خواهد شد. قیاس داده های بدست آمده با نتایج آزمایشگاهی به فصول بعد موكول می گردد.

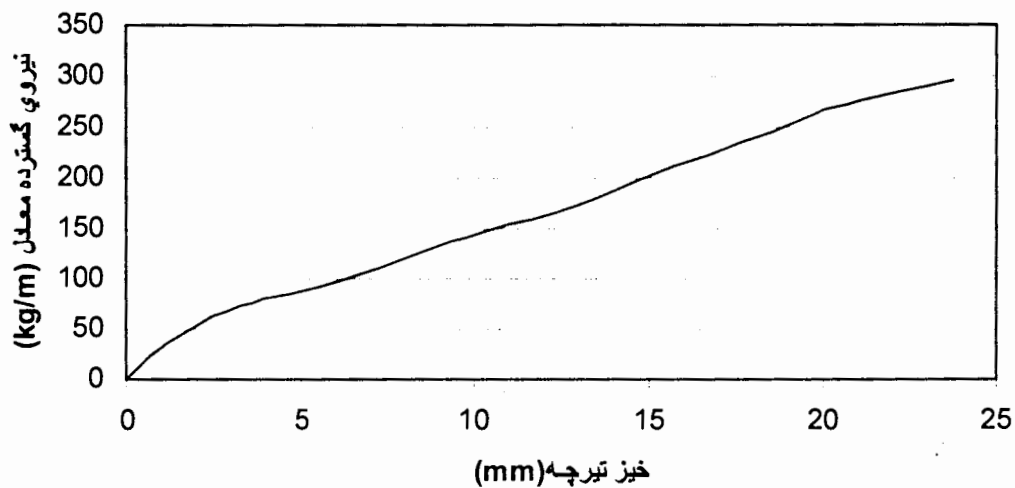
#### ۷-۶-۱- بار خرابی

همانگونه که بیان شد برنامه کامپیوتری، تحلیل را در زمان رسیدن به بار خرابی متوقف می کند. مقدار بار مذکور برای تیرچه ها با ارتفاع ۱۲ و ۱۵ سانتیمتر، به ترتیب ۲۹۵ و ۳۴۴ کیلو گرم بر متر بدست آمد.

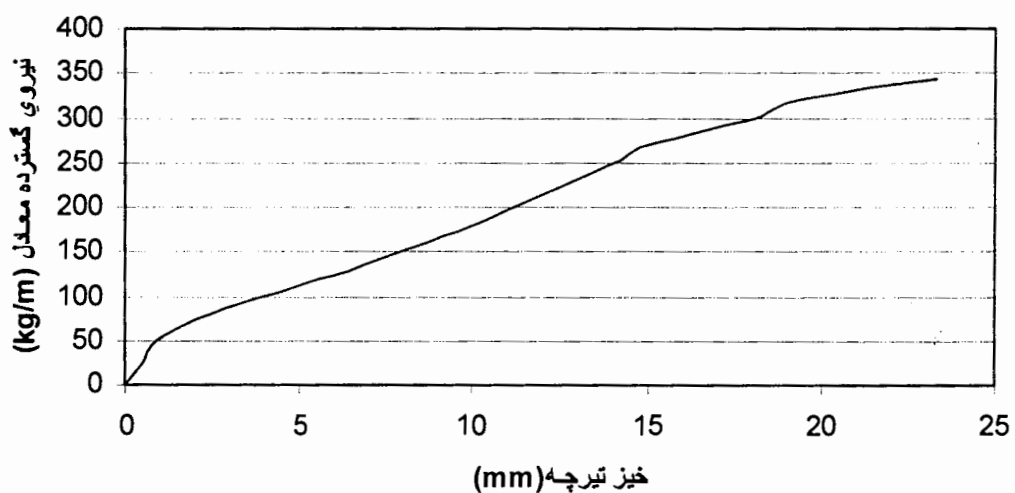
#### ۷-۶-۲- جابجایی های بدست آمده

پس از اتمام تحلیل، میزان جابجایی های بدست آمده در وسط تیرچه ها در هر مرحله از بارگذاری و تا مرحله قبل از شکست تعیین شد. قابل ذکر است که تغییر مکان بدست آمده در وسط تیرچه نسبت به نتایج تجربی تا حدی کوچکتر است. دلیل این امر را میتوان ماهیت ایده آلی تحلیل کامپیوتری، خطای مدل سازی و تفاوت برخی فرضیات انجام شده چون مقدار مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و ... با واقعیت برشمرد. نتایج به طور خلاصه، ابتدا برای تیرچه ۱۲ سانتیمتری و سپس برای تیرچه ۱۵ سانتیمتری در اشکال ۷-۸ و ۷-۹ ارائه خواهد گردید. در اشکال مذکور، محور افقی نشاندهنده تغییر مکان (خیز) ایجاد شده بر حسب سانتیمتر و محور قائم بیانگر نیروی گسترده وارده بر تیرچه در هر مرحله از بارگذاری و بر حسب کیلوگرم بر متر خواهد بود. همان طور که در اشکال مشاهده میشود به ازای اعمال بار ۱۷۵ کیلوگرم بر متر (مختص به تیرچه های با

فاصله محور تا محور ۷۰ سانتیمتر و بلوک سفال یعنی بحرانی ترین حالت) در کلیه نمونه های مورد بررسی، تغییر مکانی کمتر از ۱/۵ سانتیمتر بوجود آمده است. این در حالیست که در زمان ساخت تیرچه ها ۱/۵ سانتیمتر خیز منفی در نظر گرفته شده است.



شکل ۷-۸: منحنی نیرو- تغییر مکان برای تیرچه با ارتفاع ۱۲ سانتیمتر



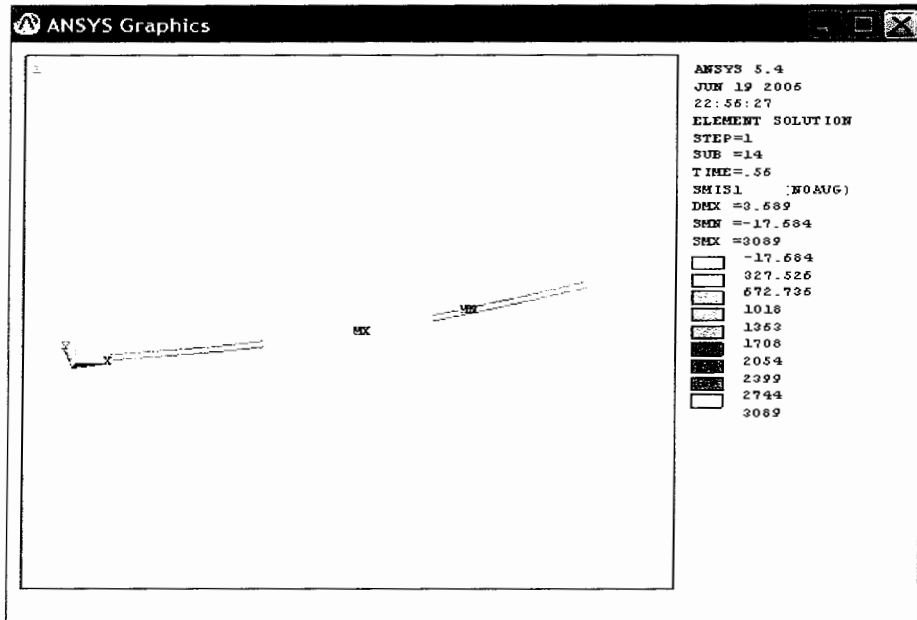
شکل ۷-۹: منحنی نیرو- تغییر مکان برای تیرچه با ارتفاع ۱۵ سانتیمتر

### ۷-۶-۳- تنش های ایجاد شده

میزان تنش (در المانهای موجود) در لحظه خرابی از اهمیت بالایی برخوردار بوده و می تواند نشان دهنده مود شکست و نوع خرابی باشد، میزان تنش های مذکور در هر دو مصالح موجود ارائه می گردد.

### ۷-۶-۳-۱- تنش های ایجاد شده در آرماتورهای طولی

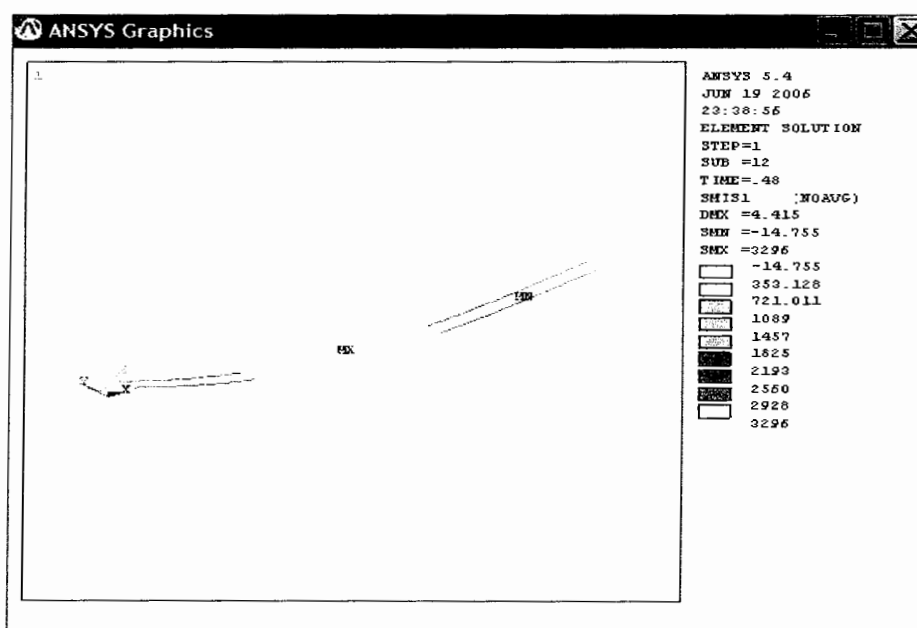
تنش های ایجاد شده در فولاد، در آستانه بار خرابی مذکور، برای تیرچه های با ارتفاع ۱۲ و ۱۵ به ترتیب در اشکال ۷-۱۰ و ۷-۱۱ نمایش داده شده است. همانگونه که ملاحظه می شود میزان تنش حداکثر در آرماتور از میزان تنش تسلیم آن بیشتر میباشد.



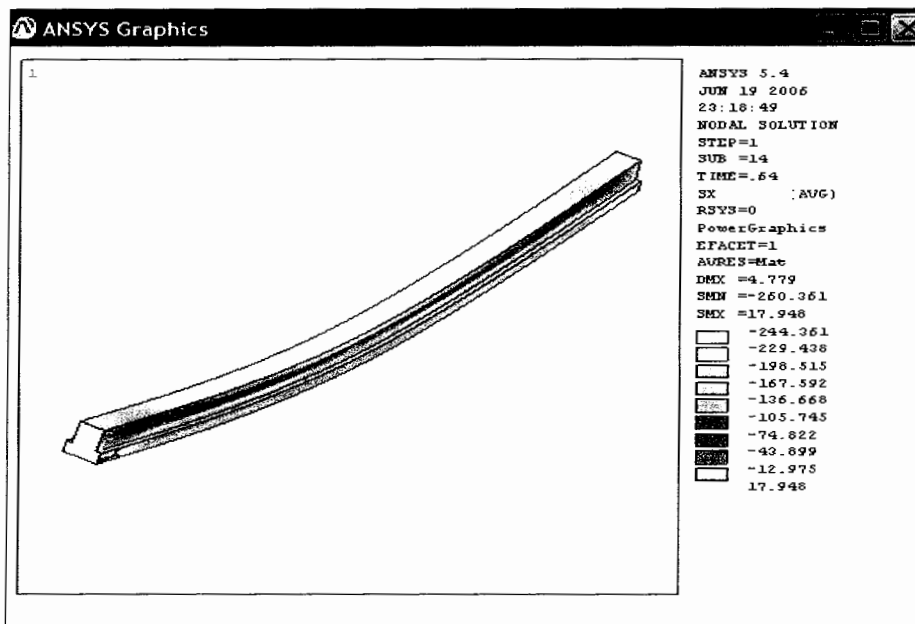
شکل ۷-۱۰: توزیع تنش در آرماتور در بار خرابی تیرچه ۱۵ سانتیمتری

### ۷-۵-۳-۱- تنش های ایجاد شده در بتن

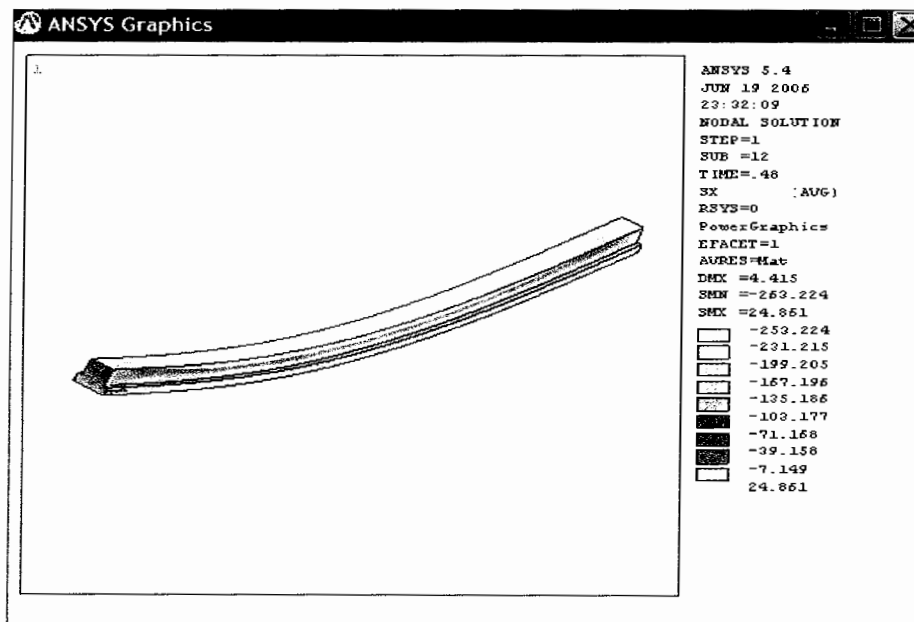
تنش های ایجاد شده در بتن، در آستانه بار خرابی مذکور، برای تیرچه های با ارتفاع ۱۲ و ۱۵ به ترتیب در اشکال ۷-۱۲ و ۷-۱۳ نمایش داده شده است. همانگونه که انتظار می رفت قسمت فوقانی بتن دارای تنش های فشاری و قسمت تحتانی آن دارای تنش های کششی است. میزان تنش، از وسط تیرچه به سمت تکیه گاه و از وجوه بیرونی به سمت تار میانی در حال کاهش می باشد.



شکل ۷-۱۱: توزیع تنش در آرماتور در بار خرابی تیرچه ۱۲ سانتیمتری



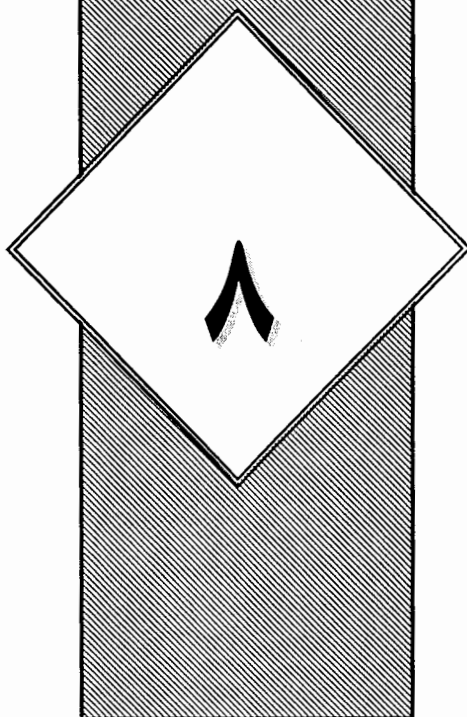
شکل ۷-۱۲: توزیع تنش در بتن در بار خرابی تیرچه ۱۵ سانتیمتری



شکل ۷-۱۳: توزیع تنش در بتن در بار خرابی تیرچه ۱۲ سانتیمتری

---

# فصل



مقایسه نتایج بدست  
آمده از انجام  
آزمایشات با خروجی  
نرم افزار ANSYS

---

## ۸-۱- مقدمه

پس از انجام تحلیل کامپیوتری زمان آن فرا می‌رسد که مقایسه‌ای میان خروجی نرم افزار ANSYS و نتایج آزمایشگاهی بدست آمده از آزمایشات انجام شده بر روی تیرچه‌های با ارتفاع ۱۲ و ۱۵ سانتی‌متری صورت پذیرد.

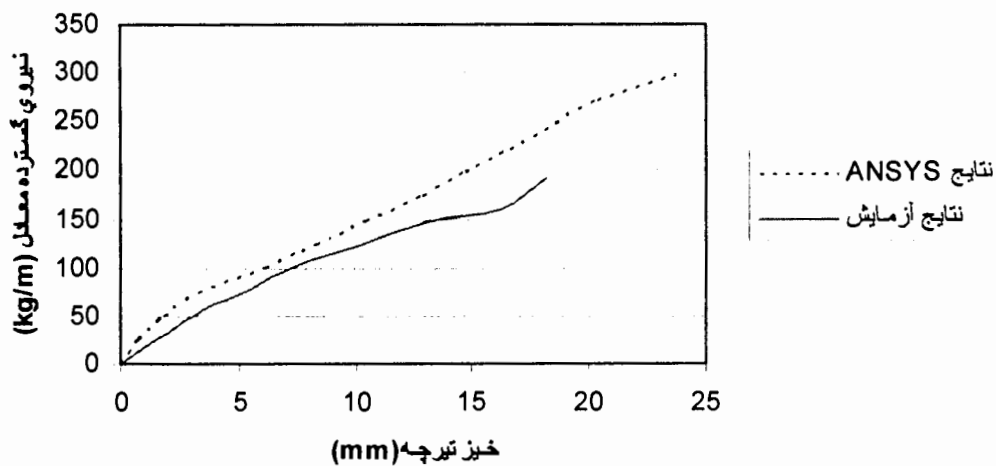
در ادامه، نتایج در قالب منحنی نیرو - تغییر مکان، بار خرابی و نحوه شکست مورد مقایسه قرار گرفته‌اند.

## ۸-۲- مقایسه منحنی نیرو - تغییر مکان

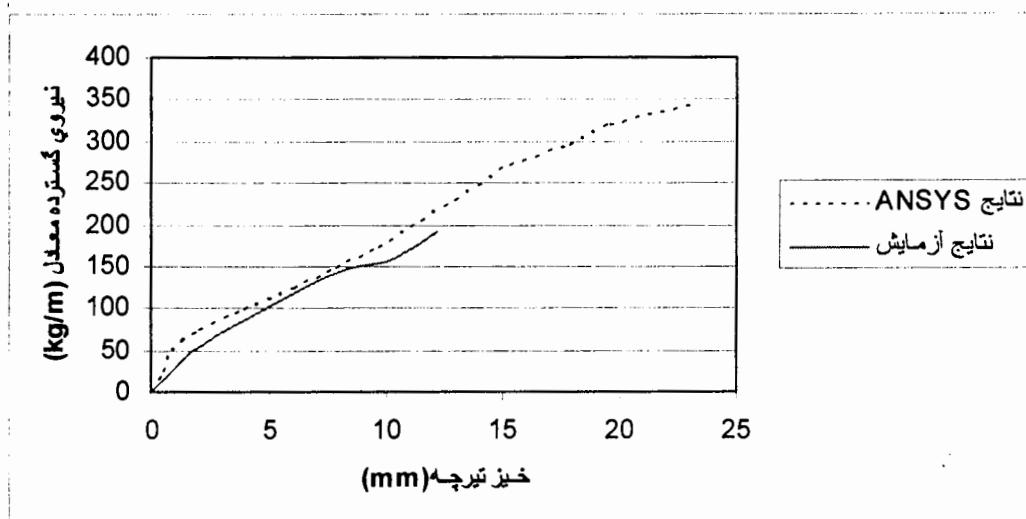
تغییر مکانهای بدست آمده در وسط تیرچه‌ها از آزمایش و تحلیل کامپیوتری در اثر اعمال نیروی گسترده معادل، در قالب نمودارهایی در فصول پنجم و هفتم ارائه گردید. به منظور بررسی نتایج بدست آمده، نمودارهای مقایسه‌ای بطور همزمان بر روی یک نمودار، برای تیرچه‌های ۱۲ و ۱۵ سانتی‌متری ترسیم شده است. (اشکال ۸-۱ و ۸-۲ ملاحظه شود).

مطابق با اشکال مذکور در هر دو حالت، با اعمال بار مساوی، تغییر مکانهای وسط تیرچه‌ها در تحلیل کامپیوتری کمتر از اعداد بدست آمده از آزمایش می‌باشد. بطور مثال در تیرچه ۱۲ سانتی‌متری با اعمال بار ۱۲۳ کیلوگرم بر متر تغییر مکان ناشی از تحلیل کامپیوتری و انجام آزمایش به ترتیب برابر با  $\frac{8}{3}$  و  $\frac{10}{1}$  (متوسط) و  $\frac{6}{5}$  میلی‌متر می‌باشد. اعداد بدست آمده با بار مذکور برای تیرچه ۱۵ سانتی‌متری به ترتیب  $\frac{6}{10}$  و  $\frac{6}{5}$  میلی‌متر می‌باشد.





شکل ۸-۱: مقایسه منحنی های نیرو-تغییر مکان حاصل از تحلیل کامپیوتری و آزمایشات برای تیرچه ۱۲ سانتیمتری



شکل ۸-۲: مقایسه منحنی های نیرو-تغییر مکان حاصل از تحلیل کامپیوتری و آزمایشات برای تیرچه ۱۵ سانتیمتری

دلیل این اختلاف را می توان ماهیت ایده آلی تحلیل کامپیوتری، اختلاف جزئی مدل کامپیوتری با تیرچه های حقیقی، فرض ضریب پواسون، فرض مدول الاستیسیته، فرض همگنی و ایزوتروپ بودن مصالح، فرضیات ساده کننده مدل کامپیوتری در فرآیند تحلیل خطی و غیر خطی و غیره برشمرد. از طرف دیگر قابل ذکر است که همواره در حین انجام آزمایش برخی عوامل، چون خطاهای اندازه گیری، مشکلات اجرایی و ... ، بطور ناخواسته بر کیفیت نتایج تأثیر گذار است.

همچنین به منظور بررسی بیشتر، مقایسه ای بین خیز بدست آمده از محاسبات کلاسیک، آزمایشات و تحلیل کامپیوتری انجام میشود. مقدار خیز بدست آمده از محاسبات کلاسیک برای تیرچه با طول ۴ متر و ارتفاع مقطع ۱۲ سانتیمتر تحت بار ۱۲۵ کیلوگرم بر متر برابر با ۲۰ میلیمتر بوده است (جدول ۲-۲۴). مقدار خیز در مورد تیرچه با بار مذکور از انجام آزمایش و تحلیل کامپیوتری (همانگونه که ذکر شد) به ترتیب برابر با ۸/۳ و (متوسط) ۱۰/۱ میلیمتر می باشد. همانگونه که مشاهده میشود مقدار خیز بدست آمده از محاسبات کلاسیک از مقادیر بدست آمده از انجام آزمایش و تحلیل کامپیوتری میباشد. دلیل این امر اساس تجربی روابط کلاسیک و عدم توانایی آن در لحاظ نمودن مواردی چون خرابی فلزی است.

### ۸-۳- مقایسه بار خرابی

بار نهایی که توسط تیرچه‌ها در زمان آزمایش حمل شد تنها در سه مورد تعیین گردید. دلیل این امر جلوگیری از بروز خطرات احتمالی در زمان آزمایش بود. بارهای خرابی بدست آمده از آزمایش با نتایج خروجی نرم افزار ANSYS در هر دو تیرچه، مورد مقایسه قرار گرفت. متوسط بار خرابی بدست آمده از آزمایش و تحلیل کامپیوتری برای هر دو تیرچه ۱۲ و ۱۵ سانتی متری در جدول ۸-۱ قید گردیده است.

جدول ۸-۱ متوسط بار خرابی ناشی از آزمایش و تحلیل کامپیوتری ( $Kg/m$ )

نوع تیرچه	متوسط بار خرابی	بار خرابی کامپیوتری
تیرچه ۱۲ سانتی متری	۲۸۳	۲۹۵
تیرچه ۱۵ سانتی متری	۳۲۸	۳۴۴

مطابق جدول ۸-۱ متوسط بار خرابی بدست آمده از آزمایش‌های انجام شده در هر دو تیرچه ۱۲ و ۱۵ سانتی‌متری کمتر از بار خرابی تعیین شده از تحلیل کامپیوتری نرم‌افزار ANSYS می‌باشد. علاوه بر دلایل مذکور در بند قبل، ایجاد ضربه در هنگام بارگذاری توسط گروه کارگران را نیز، می‌توان به عنوان یکی از دلایل کاهش بار خرابی بر شمرد.

#### ۸-۴- مقایسه نحوه شکست

با توجه به آنکه میزان تنش موجود در فولاد مصرفی در تحلیل کامپیوتری، بیانگر جاری شدن آرماتور می‌باشد، انتظار می‌رود نوع شکست تیرچه‌ها از نوع فشاری ثانویه و با اختار قبلی باشد. آزمایش‌های انجام شده نیز تا حدودی بیانگر وقوع نوع شکست مذکور در تیرچه‌ها می‌باشد. با نگاهی به وضعیت مقطع تیرچه‌ها در می‌یابیم که مقطع مذکور به لحاظ حداکثر آرماتور در حالت مرزی قرار دارد. با ایجاد اختلالی کوچک در هنگام ساخت و یا هنگام آزمایش، مود شکست می‌تواند از حالتی به حالت دیگر تغییر نماید.

مجدداً یادآوری می‌شود که پارامترهای موجود در تحلیل‌هایی از نوع کامپیوتری، اصولاً ماهیت یقین‌اندیشانه دارند. تغییری کوچک در تنش تسلیم آرماتور، کرنش نظیر خرابی بتن، فاصله آرماتورهای طولی از وجه فشاری تنها در برخی نقاط طول تیرچه و بسیاری عوامل دیگر، پارامترهایی می‌باشند که لحاظ کردن آنها در تحلیل کامپیوتری غیرممکن می‌باشد.

با توجه به محدودیت‌های ذکر شده و اندک بودن موارد تعیین بار خرابی در آزمایشات انجام شده، اظهار نظر قطعی امری مشکل می‌باشد و جا دارد که موضوع مورد تحقیق بیشتری قرار گیرد.

البته یادآور می شویم که بار خرابی تیرچه، به مراتب از آنچه بر اساس آن طراحی تیرچه صورت گرفته است، بیشتر است. عنایت به وجود چنین حاشیه امنیت و نیز توجه به آن که زمان ایفای نقش تیرچه ها در زمان بهره برداری از سقف نمی باشد، تردیدهای پدید آمده را تا حدود زیادی کمرنگ می نماید.

## ۸-۵- نتیجه گیری

با توجه به مقایسه های انجام شده می توان اظهار داشت که نتایج تیرچه های بتنی خود ایستا در هر دو حالت آزمایشگاهی و تحلیل کامپیوتری، تقریباً یکسان می باشند و نتایج تحلیل کامپیوتری و داده های بدست آمده از آزمایش یکدیگر را مورد تأیید قرار داده اند.

با کسب نتایج مشابه برای تیرچه های بتنی خود ایستا بر اساس مدل تجربی و تحلیلی و نتایج مثبت آزمایشات انجام شده بر روی سیستم سقف در فصل ششم، می توان بیان نمود که سیستم سقف تیرچه های بتنی خود ایستا، در گام اول شرایط فنی لازم را دارا بوده، لازم است با انجام بررسی های بیشتر، خصوصیات اجرایی و اقتصادی سیستم مذکور با دیگر سیستم های رایج اجرای سقف، مورد قیاس قرار گیرد. انجام بررسی ها و مقایسه های یاد شده به فصل نهم واگذار می شود.

# فصل

مقایسه سیستم سقف

تیرچه بتنی خود ایستا

با روشهای متداول از

لحاظ کیفی و اقتصادی

۹

## ۹-۱- مقدمه

نظر به اینکه مقادیر نتایج بدست آمده از تحلیل دقیق، با آنچه که از آزمایشات با مقیاس واقعی تعیین شده، در هر دو حالت (تیرچه با ارتفاع ۱۲ و ۱۵ سانتیمتر)، دارای تشابهاتی بوده‌اند و با توجه به آنکه سقف مذکور معیارهای پذیرش استاندارد ۲۹۰۹ را در برداشته است، می‌توان آنرا سیستمی مطمئن و استاندارد تلقی نمود.

اما برای استفاده از یک سیستم نوین احداث سقف، در برداشتن شرایط و معیارهای لازم در استانداردها و آیین نامه‌ها به تنهایی کفایت نمی‌کند. از عوامل بسیار مهم و تعیین کننده در انتخاب یک سیستم ساختمانی، در وهله اول ملاحظات اقتصادی و پس از آن سهولت اجرا و شرایط زمانی را می‌توان نام برد.

در صنعت ساختمان، روشی که بتواند علاوه بر تضمین ایمنی، سرعت ساخت را بالا ببرد و نیز دارای سهولت اجرا و توجیحات اقتصادی باشد، گزینه اول انتخاب پیمانکاران خواهد بود.

در این فصل به منظور بررسی بیشتر خصوصیات سقف ساخته شده با تیرچه‌های بتنی خود ایستا، به بررسی و مقایسه مزایا و معایب این سیستم با برخی روشهای رایج دیگر پرداخته خواهد شد.

## ۹-۲- معایب استفاده از شمع در احداث سقف

همانگونه که ذکر گردید در سیستم سقف تیرچه بلوک، وزن بتن تازه دال و جان تیرچه، وزن بلوکها و همچنین بارهای حین اجرا، توسط شمع تحمل و به سقف طبقه پایین منتقل می‌گردد.

بدیهی است که در صورت عدم توانایی تحمل سقف طبقه پایین (بدلیل عدم کسب مقاومت بتن آن در روزهای اولیه) و یا حتی عدم توانایی انتقال نیروها توسط خود شمع (بدلیل معایب خود شمع و یا نحوه اجرای غلط) ممکن است اجرای سقف با مشکلاتی روبرو شده و خسارتهای مالی و جانی جبران ناپذیر بدنبال داشته باشد.

حذف شمع بعنوان مهره‌ای آچمز، بوسیله مستقل سازی سقف‌ها از یکدیگر، می‌تواند با توجه به امنیت و سرعتی که در پی خواهد داشت، یک تحول بزرگ در صنعت ساختمان تلقی گردد. در ذیل برخی معایب عمده استفاده از شمع ذکر خواهد گردید.

#### ۹-۲-۱- اتلاف زمان بعنوان یکی از مهم‌ترین پارامترها

بدلیل عدم استقلال سقف‌ها از یکدیگر و اجرای هر سقف، دو هفته بعد از سقف قبلی و نیز صرف زمان طولانی جهت خارج نمودن شمع‌ها از زیر سقف و کارگذاشتن زیر تیرچه‌های طبقه بعد و ... ساخت یک ساختمان ۶ طبقه ممکن است ۳ ماه به طول بیانجامد.

این در حالیست که با حذف شمع و وابستگی سقف‌ها به هم، زمان اجرا ممکن است تنها به دو هفته کاهش یابد.

در برخی موارد، اتلاف چنین زمانی ممکن است منجر به عواقب و تبعات بسیار سنگین گردد. (در فصل دوم بصورت مشروح مورد بحث قرار گرفت).

#### ۹-۲-۲- نتایج نامطلوب اقتصادی

به دنبال بحث انجام شده در بند اتلاف زمان و با لحاظ کردن تورم قیمت‌ها و سود سرمایه در این زمان به هدر رفته، همواره مبلغی بر هزینه‌های پروژه بدون آنکه جلب توجه نماید، اضافه می‌گردد.

#### ۹-۲-۳- قوانین دست و پا گیر اجرایی در شمع بندی

مشکلات موجود در سر راه سیستم‌های وابسته به شمع، بدلیل وجود قوانین و دستورالعمل‌های دست و پاگیر، همواره موجبات نارضایتی پیمانکاران و حتی مهندسان محاسب و ناظر را فراهم آورده است و گاه، کیفیت مطلوب مد نظر مهندسان محاسب و ناظر حاصل نمی‌گردد.

پیمانکاران نیز از کثرت ضوابط و دستورالعمل‌ها به ستوه آمده‌اند. رعایت قوانینی چون حداکثر فاصله شمع، استفاده از شمع با خصوصیات استاندارد، شیب مناسب گوه و ... از معایب عمده اجرایی این سیستم می‌باشد.

#### ۹-۲-۴- هزینه بالای شمع بندی

در طول هر پروژه بسیاری از شمع‌ها دچار ضایعاتی می‌گردند و شرایط استاندارد لازم جهت استفاده را از دست می‌دهند. خرید مجدد شمع با توجه به قیمت بالای آن نیز یکی دیگر از عواملی است که باعث گران شدن طرح می‌گردد.



استفاده از شمع نه تنها باعث اتلاف زمان می‌شود، که استفاده زیاد نیروی انسانی و افزایش دستمزدها را نیز به همراه خواهد داشت. بدیهی است استفاده از شمع‌های فلزی که کیفیت بهتر و عمر مفید بیشتری دارند، مستلزم پرداخت مبالغ بیشتری است.

همچنین روشن است که حمل و نقل و جابجایی شمع‌ها در طبقات نیز یکی دیگر از عوامل هزینه بر است.

#### ۹-۲-۵- مشکلات ساخت سقف در ارتفاع

در بسیاری از پروژه‌های دولتی و نیز در ساخت سالن‌ها و برخی خانه‌های مسکونی (که بصورت دوبلکس ساخته می‌شوند)، احداث سقف باید در ارتفاع بالا (مثلاً ۸ متری) صورت پذیرد. پیدانمودن شمعی چوبی با چنین ابعاد، تقریباً غیر ممکن است و در صورت استفاده از شمع فلزی نیز (در صورت یافت چنین شمعی) باید مسأله کمانش مدنظر قرار گیرد و البته نتایج مطلوب اقتصادی به همراه نخواهد داشت.

در بعضی موارد اجرایی برای حل این مشکل از دو ردیف شمع در ارتفاع استفاده می‌گردد. استفاده از دو شمع روی هم (که به اصطلاح شاسی‌کشی نامیده می‌شود)، امری بسیار مشکل، زمان بر و خطرناک محسوب می‌گردد و مستلزم صرف دقت فراوان می‌باشد. با اندکی اشتباه و لغزش در زمان نصب شمع‌ها، ممکن است کل سقف به همراه افراد روی آن از ارتفاعی بسیار بلند به پایین فرو بریزد و منجر به ایجاد خسارتهای جانی و مالی جبران ناپذیر گردد.

در انجام مرحله شاسی‌کشی گاه دیده شده است که بار شاسی‌ها بطور نامناسبی به اعضای بار بر و غیر باربر سازه‌ای اعمال گردیده است. مواردی از این دست در اجرای سقف‌ها در تراز بالا، فراوان رؤیت شده است. به شکل (۹-۱) توجه شود.



شکل (۹-۱) اجرای سقف در تراز ۹/۵ متر بالاتر از سقف طبقه پایین

### ۹-۲-۶- عدم امکان اجرای دقیق خیز منفی

معمولاً در زمان کار گذاشتن شمع در زیر تیرچه‌ها، بوسیله گوه‌هایی که در زیر شمع گذاشته شده است، خیزی منفی به تیرچه‌ها داده می‌شود تا در زمان اعمال بار خیز منفی از بین برود و افتی در تیرچه و سقف مشاهده نگردد.

در این سیستم، روشی دقیق جهت ایجاد خیز منفی مورد نظر وجود ندارد و در دهانه‌های مختلف خیز های کم و زیاد رویت می گردد.

### ۹-۲-۷- ایجاد منحنی سینوسی شکل در تیرچه‌ها (در فضای بین شمع‌ها)

در برخی موارد که بتن بوسیله پمپ و با فشار بالا و بصورت متمرکز ریخته می‌شود، در نواحی حد فاصل شمع‌ها نیز تغییر مکانهای واضحی رویت گردیده است. دلیل این امر ضخامت کم بتن پاشنه تیرچه است که خود نتیجه وابستگی تیرچه به شمع می باشد.

### ۹-۳- مزایای استفاده از سیستم سقف تیرچه خود ایستا در قیاس با سقف تیرچه بلوک

برخی مزایای استفاده از سیستم سقف تیرچه های بتنی خود ایستا عبارتند از :

#### ۹-۳-۱- صرفه جویی در زمان

به دلیل عدم نیاز این سیستم به شمع‌بندی و در نتیجه استقلال اجرای سقف‌ها نسبت به یکدیگر، می‌توان تمامی سقف‌ها را یکجا بتن‌ریزی نمود. استفاده از چنین روشی به خصوص در ساختمانهای مرتفع و چندین طبقه، باعث صرفه‌جویی قابل توجه در زمان می‌گردد.

### ۹-۳-۲- صرفه جویی اقتصادی

با توجه به اینکه در این سیستم، زمان لازم جهت اجرا به شدت کاهش می‌یابد، هزینه های اجراء دستخوش رکود و یا تورم اقتصادی نخواهد شد و سود بازگشت سرمایه گذاری سریعتر خواهد بود.

در این روش هزینه‌های زیادی چون خرید شمع، شمع‌بندی و دستمزدهای مربوط به آن حذف گردیده و منجر به بهبود اقتصاد طرح می‌گردد.

در بخش آینده جهت بررسی بیشتر به مقایسه اقتصادی سیستم سقف تیرچه های بتنی خود ایستا با سیستم تیرچه بلوک پرداخته خواهد شد.

### ۹-۳-۳- رفع مشکلات اجرایی ناشی از شمع بندی

همانگونه که ذکر گردید همواره ضوابط بسیاری جهت نصب شمع وجود دارد که رعایت تمامی آنها مستلزم صرف زمان، هزینه و دقت بسیار است. با حذف شمع در سیستم تیرچه های بتنی خودایستا، چنین مشکلاتی خود بخود رفع می‌گردد.

### ۹-۳-۴- سهولت اجرای سقف در ارتفاع

با توجه به آنکه در این سیستم، سقف ها را می‌توان به طور مستقل بنا نهاد، اجرای یک سقف در هر تراز به آسانی میسر خواهد بود. اصولاً در این روش به جز مشکلات انتقال بتن و تیرچه‌ها به تراز سقف، مشکل دیگری در اجرای سقف در تراز پایین و یا بالا وجود ندارد.

همچنین در این روش مشکلاتی چون شاسی کشی و عواقب ناشی از آن به هیچ وجه به وجود

نمی آید.

### ۹-۳-۵- دقت مناسب در ایجاد خیز منفی

خیز منفی در تیرچه‌های خود ایستا درون قالب و بر روی زمین ایجاد می‌گردد. در این روش

سطحی که قالب روی آن قرار دارد، طوری طراحی گردیده است که با قرارگیری تیرچه بر روی آن

خیز منفی مطلوب حاصل می‌گردد.

با اتخاذ این روش، خیز منفی به وجود آمده در کلیه تیرچه‌ها یکسان بوده و امکان خطا و یا

اشتباه وجود ندارد.

### ۹-۳-۶- دقت مناسب در تراکم تیرچه

یکی از عوامل بسیار مهم و موثر در کیفیت و مقاومت بتن، مسأله تراکم آن می‌باشد. در سیستم

سقف تیرچه بلوک در زمان بتن‌ریزی، حدود ۲۰ الی ۲۵ سانتیمتر بتن تازه بر روی پاشنه ریخته

می‌شود. در اکثر موارد اجرایی، مجریان طرح بدلیل کثرت تیرچه‌ها سهل‌انگاری نموده و اقدام به

ویبره بتن جان تیرچه نمی‌نمایند. این مسأله بدلیل عرض کم جان تیرچه و عمق زیاد آن و نیز

وجود خرپای فلزی، احتمال خالی ماندن فضاهایی در جان تیرچه را بوجود می‌آورد. وجود چنین

فضاهایی هرگز پذیرفته نیست، هر چند که همانگونه که ذکر شد، در بسیاری از موارد چنین حالاتی

اتفاق می‌افتد.

در سیستم تیرچه خود ایستا به دلیل دقت مناسب در کارگاه ساخت تیرچه، بتن سبک مربوطه بخوبی متراکم می‌شود و با توجه به آنکه در زمان بتن ریزی تنها حدود ۱۰ سانتی‌متر بتن روی آن ریخته می‌شود، حتی در صورت عدم ویبره نیز، احتمال وجود فضای خالی بسیار کاهش می‌یابد. باچنین شرایطی می‌توانیم انتظار داشته باشیم که جان تیرچه (که نقش مهمی در مقابله با برش و تغییر شکل دارد)، دارای بتن متراکم و با کیفیت خوب خواهد بود.

### ۹-۳-۷- دقت مناسب در ایجاد عرض لازم در تیرچه

در سیستم سقف تیرچه بلوک، بسته به اینکه پس از قرار دادن بلوکها چه فاصله ای میان آنها پدید می‌آید، عرض جان تیرچه ها متفاوت خواهد بود. در بسیاری از موارد، عرض جان بدست آمده، کمتر از محاسبات می باشد. در سیستم تیرچه خود ایستا با توجه به اینکه عرض مورد نیاز با دقت مناسب در کارگاه ساخت تیرچه فراهم شده است، چنین معضلاتی به چشم نخواهد خورد.

### ۹-۳-۸- کاهش وزن سقف با استفاده از بتن سبک

با توجه به استفاده از بتن سبک سازه ای در تیرچه های خود ایستا، وزن واحد سطح سقف در این سیستم تقریبا ۲۵ کیلوگرم کمتر از سقف تیرچه بلوک خواهد بود. البته چنانچه فاصله محور تا محور تیرچه ها به ۷۰ سانتیمتر افزایش یابد، میزان کاهش وزن سقف، بیشتر از مقدار یاد شده خواهد بود. لیکن مورد اخیر بدلیل آن که در سیستم سقف تیرچه بلوک نیز قابل استفاده می باشد، بعنوان برتری سیستم تیرچه های بتنی خود ایستا به حساب نمی آید.

#### ۹-۴- مقایسه اقتصادی سیستم سقف تیرچه خود ایستا با سقف تیرچه بلوک

همانگونه که بیان شد دو سیستم سقف تیرچه خود ایستا و سقف تیرچه بلوک، در کلیه موارد مشابه یکدیگرند. تنها تفاوت در این است که در سیستم تیرچه خود ایستا، ارتفاع لازم برای جان، در دو مرحله حاصل می‌گردد و البته قسمت تحتانی و یا عبارتی دیگر تیرچه خود ایستا، ارتفاعی حدود ۱۲ سانتی متر دارد و از جنس بتن سبک سازه ای است.

با توجه به هزینه نسبتاً بالای بتن سبک، بنظر می‌رسد بهای تمام شده سقف تیرچه بتنی خود ایستا بیشتر از سقف تیرچه بلوک باشد، اما کم بودن حجم بتن سبک در قیاس با حجم کل بتن از یک سو و از سوی دیگر حذف شمع بندی با کلیه هزینه‌ها و مشکلاتش، احتمال وجود توجیه اقتصادی سیستم سقف تیرچه خود ایستا را بدنبال خواهد داشت.

در ادامه به بررسی هزینه‌های مربوط به ساخت بتن سبک سازه ای و بتن معمولی و نیز هزینه‌های مربوط به شمع‌بندی و اتلاف زمان ناشی از استفاده آن پرداخته خواهد شد.

#### ۹-۴-۱- هزینه ساخت یک متر مکعب بتن سبک سازه‌ای

پیش از برآورد قیمت یک متر مکعب بتن سبک سازه‌ای به بحث درباره دلیل بهای بالای مواد مصرفی آن پرداخته خواهد شد.

متأسفانه بدلیل عدم شناخت کافی و نیز عدم انجام تحقیقات مناسب، علیرغم کوششهایی که در این زمینه انجام شده، هنوز بتن سبک سازه ای جایگاه خود را در صنعت ساختمان پیدا ننموده است. استفاده کم از بتن سبک سازه‌ای و تولید بسیار کم آن در کشور، موجبات عدم سرمایه‌گذاری

در این زمینه را فراهم آورده است و در نتیجه واحدهای صنعتی انگشت شمار تولید کننده مصالح مصرفی در بتن سبک، بدون رقیب باقی مانده‌اند.

عدم احساس خطر برای تولید کنندگان (بدلیل عدم وجود رقابت) در هر صنعتی، کیفیت بدتر و قیمت بالاتر را بدنبال خواهد داشت. افزایش بی رویه قیمت مصالح مصرفی در بتن سبک باعث شده است که فکر استفاده از آن و نیز بکار بستن نتایج بدست آمده از آزمایشات انجام شده، به ذهن مهندسان و طراحان خطور ننماید.

همانگونه که ذکر گردید و بطور خلاصه، می‌توان بیان نمود که عدم انجام تحقیقات کافی باعث استفاده کم از بتن سبک و گرانی مصالح آن شده است. از طرفی گران قیمت بودن مصالح مصرفی سبب نتایج اقتصادی نامطلوب و عدم استفاده از بتن سبک سازه‌ای می‌گردد و تا زمانیکه چرخه مذکور ادامه داشته باشد، بتن سبک با تمامی مزایا و محسناتش درون آزمایشگاه باقی می‌ماند و ره به جایی نخواهد یافت.

در جدول (۹-۱) بهای واحد هر یک از مصالح مصرفی در بتن سبک سازه‌ای و بهای تمام شده بتن سبک سازه‌ای با توجه به طرح اختلاط نهایی بدست آمده در فصل چهارم، ارائه گردیده است.

جدول (۹-۱) : برآورد بهای هر متر مکعب بتن سبک سازه‌ای (تومان)

مصالح مصرفی	کیلو گرم بر متر	قیمت واحد مصالح	قیمت مصالح در هر متر مکعب
سیمان	۳۸۰	۵۰	۱۹۰۰۰
میکروسیلیس	۲۰	۲۶۰	۵۲۰۰
آب	۱۲۰	-	-
فوق روان کننده	۶	۸۰۰	۴۸۰۰
ماسه	۳۵۸/۴	۲/۳	۸۲۴/۳
لیکا	۵۵۲/۴	۲۵	۱۳۸۱۰
پودر سنگ	۶۳/۲	۱۵	۹۴۸
مجموع			۴۴۵۸۲



با توجه به جدول فوق، بهای هر متر مکعب بتن سبک سازه‌ای مورد استفاده در تیرچه‌های خودایستا برابر با ۴۴۶۰۰ تومان بدست می‌آید. این در حالیست که در حال حاضر قیمت بتن معمولی در شهر شاهرود حدود ۲۵۰۰۰ تومان برآورده شده است. بنظر می‌رسد چنین اختلاف قیمت قابل توجهی، اقتصاد طرح تیرچه خود ایستا را با مشکل مواجه نماید، لیکن حجم کم بتن مصرفی در تیرچه مذکور و در نتیجه اختلاف قیمت کمتر همراه با حذف هزینه شمع بندی، شانس استفاده از آنرا بوجود می‌آورد.

در ادامه به شرح پارامترهای اقتصادی موثر و مقایسه آنها پرداخته خواهد شد.

#### ۹-۴-۲- محاسبه اختلاف هزینه با توجه به استفاده از بتن سبک سازه‌ای

با توجه به قیمت برآورد شده برای بتن سبک سازه‌ای و بتن معمولی و اینکه فقط در ۱۲ سانتی متر تحتانی تیرچه از بتن‌های متفاوت استفاده می‌شود، اختلاف هزینه در مورد اخیر چنین خواهد بود:

$$V = 2(0.12 \times 0.1 \times 1 + 0.03 \times 0.03) = 0.0259 \text{ حجم تیرچه در متر مربع}$$

$$0.0259 \times 44600 = 1150.6 \sim 1150 \text{ بهای هر متر مربع تیرچه با بتن سبک سازه‌ای (تومان)}$$

$$0.0259 \times 25000 = 645 \text{ بهای هر متر مربع تیرچه با بتن معمولی (تومان)}$$

با توجه به اعداد فوق اختلاف هزینه بوجود آمده در اثر استفاده از بتن سبک سازه‌ای، حدود

۵۰۰ تومان در هر متر مربع می‌باشد.

#### ۹-۴-۳- حذف هزینه شمع‌بندی

زمانیکه به یک سقف آماده بتن‌ریزی و پایدار بر روی مجموعه ای از شمع‌ها می‌نگریم، در نگاه اول شاید متوجه چگونگی اجراء، مشکلات و هزینه‌های آن نشویم. برای اجرای یک سیستم شمع‌بندی مناسب، وجود پرسنل متخصص و کاربرد در زمینه نصب شمع، ضروری می‌باشد. بدیهی است برای تهیه و خرید خود شمع‌ها هزینه گزافی پرداخت شده است و استهلاک آنها نیز باید مدنظر قرار گیرد. یکی دیگر از هزینه‌هایی که شاید به چشم نیاید حمل و نقل تیرچه‌ها به محل کارگاه و نیز از طبقه‌ای به طبقه دیگر است.

تمامی این مراحل مستلزم صرف هزینه، اعم از ماشین آلات و دستمزد نیروی انسانی است. هرگز نمی‌توان هزینه دقیق نصب شمع در یک متر مربع را برآورد نمود، خصوصاً اگر مشکلاتی چون ساخت سقف در ارتفاع مد نظر باشد.

تنها راه حل برای برآورد هزینه شمع‌بندی در یک متر مربع، محاسبات آماری می‌باشد. بدین منظور می‌توان هزینه انجام چنین مراحل را در چندین ساختمان با شرایط مختلف محاسبه نمود و میانگین آنرا با تقسیم بر مترآژ کل ساختمانها تعیین نمود.

میزان برآورد هزینه شمع‌بندی با انجام مشورت با شرکتهای ساختمانی معتبر در حدود ۱۰۰۰

تومان برای هر متر مربع می‌باشد.

#### ۹-۴-۴- صرفه جویی در زمان و هزینه‌های آن

همانگونه که در قبل بررسی گردید، با استفاده از سیستم سقف تیرچه خود ایستا و با توجه به استقلال اجرایی سقف‌ها، مدت زمان اجرای سقف‌های یک ساختمان ۶ طبقه، از ۳ ماه ممکن است به دو هفته کاهش یابد.

میزان افزایش هزینه‌ها با لحاظ نمودن سود سرمایه خرج شده تا زمان اجرای سقف، امری است مهم که ممکن است در نگاه اول، دور از دید افراد باشد.

از سوی دیگر با توجه به صرفه جویی قابل توجه در زمان (حدود دوماه و نیم) مصالح خریداری شده با قیمت پایین‌تری نسبت به حالت قبل خریداری می‌شوند و دلیل آن میزان افزایش هزینه‌ها در اثر تورم قیمت‌ها در مدت مذکور می‌باشد. آثار مثبت این صرفه جویی تا اتمام پروژه بر روی قیمت‌ها و اقتصاد باقی خواهد ماند.

با احتساب ۴۰۰۰۰ تومان هزینه ساخت یک متر مربع اسکلت قبل از اجرای سقف، و سود سرمایه به مقدار ۲۴٪ در سال و مطابق با سود وام بانکی، میزان صرفه جویی در هزینه‌ها مطابق با محاسبات زیر خواهد بود.

$$40000 \times [(1 + 0.02)^{2.5} - 1] = 2030$$

میزان صرفه جویی در هر متر مربع (تومان)

به ازای دو ماه و نیم صرفه جویی در وقت

قابل ذکر است که عدد بدست آمده بدون توجه به صرفه جویی اقتصادی به لحاظ تورم قیمت می‌باشد (به دلیل نامشخص بودن نرخ تورم) و البته رقمی است بسیار قابل توجه (حدود دوهزار تومان در هر متر مربع)

#### ۹-۴-۵- ارزیابی اقتصادی نهایی و مقایسه نتایج

اختلاف بهای یک متر مربع ساخت سقف بر حسب تومان، با توجه به بندهای بخش ۹-۴، به

شرح زیر است

$$-۵۰۰+۱۰۰۰+۲۰۳۰=۲۵۳۰-$$

چنین میزان صرفه‌جویی (حدود ۲۵۰۰ تومان در هر متر مربع)، با استفاده از سیستم سقف

تیرچه بتنی خود ایستا بسیار شگفت آور و درخور توجه است که پیش از محاسبه اصلاً چنین

نمی نمود.

بنابراین استفاده از سیستم سقف تیرچه خود ایستا، نه تنها به صرفه‌جویی قابل توجه در زمان

می‌انجامد، بلکه دارای توجیحات قابل توجه اقتصادی نیز خواهد بود. خصوصیات مذکور در مورد

تیرچه خود ایستا، امتیازات ارزشمندی به شمار می‌آیند و استفاده از آنرا در اولویت اول قرار می‌دهد.

علیرغم امتیازات یاد شده هنوز نمی‌توان به طور اکید سیستم سقف تیرچه خود ایستا را توصیه

نمود و ابتدا باید این سیستم را با سیستم‌های اجرای سقف بدون شمع‌بندی دیگر، به لحاظ کیفی و

نیز اقتصادی مقایسه نمود.

#### ۹-۵- مقایسه سیستم اجرای سقف تیرچه خود ایستا با سیستم‌های اجرایی

##### رایج بدون شمع‌بندی به لحاظ کیفی

مزایای یاد شده در مورد سقف تیرچه خود ایستا اعم از صرفه‌جویی در زمان و هزینه‌های آن،

حذف مشکلات اجرایی ناشی از شمع‌بندی، سهولت اجرا در ارتفاع و دقت مناسب در ایجاد خیز

منفی، در کلیه سیستم‌های سقف بدون شمع‌بندی وجود دارند (بندهای اول تا پنجم از بخش ۹-۳)،

در حالی که برخی مزایای روش تیرچه خود ایستا مانند دقت مناسب در تراکم بتن تیرچه، مختص همین روش می باشد.

در اینجا به معرفی برخی معایب اجرایی و مزایای سیستم تیرچه فلزی با جان باز (سقف گرمیت) پرداخته می شود.

#### ۹-۵-۱- مزایای استفاده از سیستم سقف تیرچه فلزی با جان باز

در بروشور ها و دفتر چه های راهنمای شرکت های سازنده سقف تیرچه فلزی با جان باز، مزایای بسیاری در استفاده از سیستم سقف مذکور قید گردیده است. بسیاری از مزیت های یاد شده همانطور که در ابتدای همین بخش ذکر گردید، در میان کلیه سقف های بدون شمع بندی مشترک می باشد و برخی از آنها قابل توجه بوده و در ادامه ذکر می گردد.

#### ۹-۵-۱-۱- امکان حذف کش ها

با توجه به یکپارچگی سقف و اسکلت، میتوان کش ها (اعضای غیر باربر) را حذف کرد. حذف کش ها علاوه بر صرفه جویی در مصرف فولاد، باعث یکنواختی بیشتر زیر سقف شده و عملیات نازک کاری را به حد اقل می رساند [۴].

قابل ذکر است که در کلیه سازه های موجود در عکس های دفتر چه راهنما، از این مزیت استفاده نشده است.

#### ۹-۵-۱-۲-امکان طراحی و اجرای سقف با دهانه های بلند و باربری های خاص

در این سیستم امکان طراحی و اجرای سقف با دهانه های بلند و بارهای سنگین وجود دارد. تا کنون سقف با دهانه ۱۲ متر با شدت ۷ تن بر متر مربع اجرا شده که در هر دو مورد، آزمایش های بارگذاری ایمنی سقف را تأیید کرده است [۴].

#### ۹-۵-۲-معایب اجرایی سیستم سقف تیرچه فلزی با جان باز

با توجه به هندسه و نحوه عملکرد تیرچه فلزی با جان باز که بصورت خریا فرض گردیده است، برخی مشکلات بوجود آمده در زمان اجراء، با بهره گیری از تجارب مجریان این سیستم در ذیل معرفی و تشریح خواهند شد.

#### ۹-۵-۲-۱-اجرای گوشواره و مشکلات مربوط به آن

در سیستم تیرچه فلزی با جان باز کلیه بارهای اعمال شده به تیرچه اعم از وزن بتن تازه و بارهای حین اجراء و ... توسط خریای فلزی حمل می گردند. با توجه به عملکرد خریایی تیرچه مورد نظر، وجود عضوی مورب دقیقاً در محل تکیه گاه، ضروری می باشد. در برخی دهانه های خاص با توجه به هندسه و فاصله اعضای مورب خریا از یکدیگر، این عضو مورب موجود می باشد و در دهانه های دیگر استفاده از عضوی مورب به نام گوشواره ضروری می باشد. ایجاد خیزهای بسیار بزرگ در محل تکیه گاه، بدلیل سهل انگاری مجری سقف در اتصال گوشواره ها، در برخی موارد اجرایی گزارش شده است.

اجرای نبشی فوقانی خرپا و اعضای مورب یاد شده در بسیاری از موارد به دلیل برخورد آنها با بال فشاری تکیه‌گاه (در اسکلت فلزی) و یا با آرماتور فشاری و خاموتها (در اسکلت بتنی) یکی دیگر از مشکلات و معضلات سیستم مذکور می‌باشد.

#### ۹-۵-۲-۲- زنگ زدایی ورق تحتانی

پس از گرفتن بتن دال و تیرچه در روش تیرچه فلزی با جان باز، ورق تحتانی نقش آرماتور کششی را در تیر T شکل ایفا می‌نماید. بدلیل ضخامت کم ورق مذکور و عدم وجود بتن پوششی (کاور)، استفاده از سیستم مذکور خصوصاً در مناطق مربوط به شمال و جنوب کشور، با شک و تردید بسیار همراه خواهد بود. چنانچه به مرور زمان و در اثر خوردگی، ضخامت ورق تحتانی کاهش یابد قابلیت حمل تنش‌های کششی در قسمت تحتانی که ترک خرده می‌باشد از بین می‌رود و عواقب بدی بدنبال خواهد داشت.

#### ۹-۵-۲-۳- وجود تاب در تیرچه‌ها و مشکلات ناشی از آن

بدلیل کند بودن تیغه‌های برش ورق تحتانی در کارگاه برخی از این تیرچه‌ها تاب برداشته و مشکلات اجرایی بسیار در زمان قرار دادن بلوکها، بوجود می‌آورند.

#### ۹-۵-۲-۴- آسیب پذیری بلوک‌ها در برابر ضربه

با توجه به آنکه فاصله تیرچه‌های فلزی با جان باز ۷۵ سانتی‌متر می‌باشد، بلوکها دارای عرض بیشتری نسبت به بلوکهای معمولی می‌باشند و به همین دلیل شبکه‌های موجود درون بلوک وسیع‌تر و خود بلوک آسیب‌پذیرتر خواهند بود.

در برخی موارد خردشدگی و شکستن سریع بلوکها با کمترین ضربه، موجبات نارضایتی پیمانکاران را فراهم آورده است.

#### ۹-۵-۲-۵- تولید بسیار کم تیرچه فلزی با جان باز در کشور و مشکلات حمل و نقل

اجرای سقفهای یک ساختمان بوسیله تیرچه‌های فلزی با جان باز در بسیاری از شهرستان‌ها، منوط به حمل تیرچه از واحدهای صنعتی معدود و انگشت‌شمار تولید کننده آن می‌باشد. زمان و هزینه از دست رفته در این حمل و نقل، خصوصاً چنانچه تغییراتی احتمالی در طرح پدید آید بسیاری از طراحان را از اتخاذ چنین سیستمی، منصرف می‌نماید.

#### ۹-۵-۲-۶- مشکلات بتن ریزی و تراکم

با توجه به عرض کم ورقهای تحتانی در این سیستم، فاصله بلوکها به شدت کاهش می‌یابد. عمل ریختن بتن و متراکم نمودن آن به دلیل عدم وجود عرض لازم و حضور خریای فلزی با مشکلات زیادی روبرو بوده و احتمال ایجاد فضای خالی در قسمت تحتانی تیرچه وجود دارد.

#### ۹-۵-۲-۷- کمانش جانبی نبشی فوقانی

زمانی که بلوکها بر روی تیرچه‌های فلزی قرار داده می‌شوند، مقدار زیادی از خیز منفی اولیه کاهش یافته و همراه با خیز تیرچه، نبشی فوقانی تاب بر می‌دارد. در بسیاری از موارد اجرایی نبشی کمانش یافته به بلوک مجاور می‌چسبد و مشکلات مربوط به بتن ریزی و عمل تراکم (یاد شده در بند قبل) را افزایش می‌دهد.



## ۹-۶- مقایسه اقتصادی سیستم سقف تیرچه خودایستا با سیستم تیرچه‌های

### فلزی با جان باز به لحاظ اقتصادی.

به منظور انجام مقایسه اقتصادی میان روشهای موجود، برای هر دو سیستم تیرچه‌ای با دهانه ۵ متر، مجموع بار ۸۰۰ کیلو گرم بر متر مربع و فاصله محور تا محور ۷۰ سانتی متر، طراحی گردید و میزان اختلاف قیمت مورد ارزیابی قرار گرفت. هزینه بلوک و ساخت خرپای فلزی و دال بتنی در دو سیستم یکسان فرض میشود.

با استفاده از جداول مربوط به طرح تیرچه فلزی با جان باز، میزان فولاد کششی برای تیرچه با طول ۵ متر، ۴/۰۱ سانتی متر مربع و مساحت فولاد فشاری (نبشی) ۳/۷۶ سانتی متر مربع بدست می آید. با توجه به مقادیر بدست آمده برای فولاد کششی از ورق با ابعاد ۴×۱۰۰ میلیمتر استفاده میشود.

بنابراین پس از قرار گرفتن بلوک روی ورق تحتانی تیرچه، مقدار ۱/۵ سانتی متر در هر طرف، از عرض ۱۰ سانتی متر کاهش می یابد و عرض جان برابر با ۷ سانتی متر بدست می آید. از طرفی با توجه به شکل زاویه دار بلوک های مصرفی در سیستم تیرچه‌های فلزی با جان باز، احتساب عرض ۸ سانتی متر برای محاسبه هزینه بتن مصرفی، فرضی مناسب می نماید.

از سوی دیگر برای سیستم تیرچه های بتنی خودایستا آرماتورهای کششی و فشاری با استفاده از جداول موجود در مرجع [۱]، به ترتیب 2Φ16 (۴/۰۲ سانتی متری) و Φ10 (۰/۷۹ سانتی متر مربع) بدست می آید. شایان ذکر است که در تیرچه‌های کرمیت، به منظور مقابله با نیروی برشی، از یک نبشی مشابه نبشی فوقانی در ابتدا و انتهای دهانه استفاده می گردد. همچنین قابل

ذکر است که به دلیل آنکه تیرچه های خود ایستا از مقاومت کافی برخوردار میباشند، میتوان از میلگرد با شماره پایین تر استفاده نمود. لیکن این مزیت در انجام مقایسه اقتصادی لحاظ نشده است.

طول نبشی یاد شده برای تیرچه با طول ۵ متر، برابر با ۲۵ سانتی متر در هر طرف می باشد. با توجه به توضیحات ارائه شده و مقادیر بدست آمده، در ادامه به محاسبه اختلاف هزینه ها پرداخته خواهد شد. قبلاً یادآوری می شود که صرفه جویی در زمان و هزینه های مربوط به آن در دو روش یکسان خواهد بود.

#### ۹-۶-۱- اختلاف هزینه فولاد مصرفی

بهای فعلی هر کیلوگرم فولاد معادل ۶۵۰ تومان فرض میشود. در ذیل میزان تفاوت قیمت فولاد مصرفی در دو سیستم، در هر متر طول و بر حسب تومان محاسبه می گردد :

$$[(4.01 + 3.76) - (4.02 + 0.79)] \times 10^{-4} \times 7850 \times 650 = 1510$$

چنانچه مشاهده میشود در سیستم تیرچه فلزی با جان باز، هزینه فولاد مصرفی در هر متر طول

۱۵۱۰ تومان بیشتر است.

#### ۹-۶-۲- هزینه ورق تقویت برشی

هزینه نبشی  $L30 \times 30 \times 4$  به طول ۲۵ سانتی متر استفاده شده در هر طرف، به عنوان ورق

تقویتی برشی، بر حسب تومان، برابر است با :

$$2 \times 2.4 \times 25 \times 10^{-4} \times 7850 \times 650 = 610$$

با تقسیم عدد بدست آمده بر طول تیرچه، هزینه این آئتم در هر متر طول ۱۲۰ تومان می باشد.

### ۹-۶-۳- اختلاف هزینه بتن مصرفی

بهای هر متر مکعب بتن معمولی ۲۵۰۰۰ تومان فرض شده است، لذا میزان هزینه بتن مصرفی

در هر متر تیرچه فلزی با جان باز عبارتست از :

$$0.08 \times 0.2 \times 1 \times 25000 = 400$$

هزینه لازم (تومان) برای بتن مصرفی در هر متر تیرچه خود ایستا با توجه به ابعاد ذکر شده در

فصول قبل محاسبه می گردد :

$$0.0129 \times 44600 + 0.08 \times 0.1 \times 25000 = 775 \text{ تومان}$$

در نتیجه اختلاف هزینه مربوط به بتن، برای تولید هر متر تیرچه ۳۷۵ تومان خواهد بود.

### ۹-۶-۴- هزینه ساخت ورق تقویت طرفین تیرچه خود ایستا

با کنترل های انجام شده مطابق روابط فصل دوم، باید در هر طرف از ورقی به ابعاد

$4 \times 100 \times 150$  میلیمتر، به منظور تقویت تکیه گاه تیرچه استفاده نمود. هزینه ورق مذکور بر حسب

تومان برابر است با :

$$2 \times 0.15 \times 0.1 \times .004 \times 7850 \times 650 = 615$$

با تقسیم این عدد بر طول تیرچه هزینه ورق تقویت، در هر متر تیرچه ۱۲۵ تومان خواهد بود.

## ۹-۶-۵- محاسبه اختلاف هزینه نهایی و مقایسه اقتصادی دو طرح

با توجه به اختلاف هزینه محاسبه شده برای هر آیت، میزان تفاوت در هزینه نهایی در هر متر مطابق با محاسبات زیر است.

تومان  $1130 = 1510 + 120 - 375 - 125$  : اختلاف هزینه نهایی

با توجه به آنکه فاصله محور تا محور تیرچه‌ها ۷۰ سانتی‌متر می‌باشد، میزان تفاوت هزینه در هر متر مربع با ضرب عدد بدست آمده در ضریب  $100/70$  حاصل می‌گردد.

$$1130 * \frac{100}{70} = 1615 \cong 1600 \text{ تومان}$$

بطور خلاصه و با عنایت به محاسبات انجام شده استفاده از سیستم سقف تیرچه‌های بتنی خود ایستا در هر متر مربع ۱۶۰۰ تومان کاهش هزینه را به دنبال خواهد داشت، که البته رقم قابل توجهی می‌باشد.

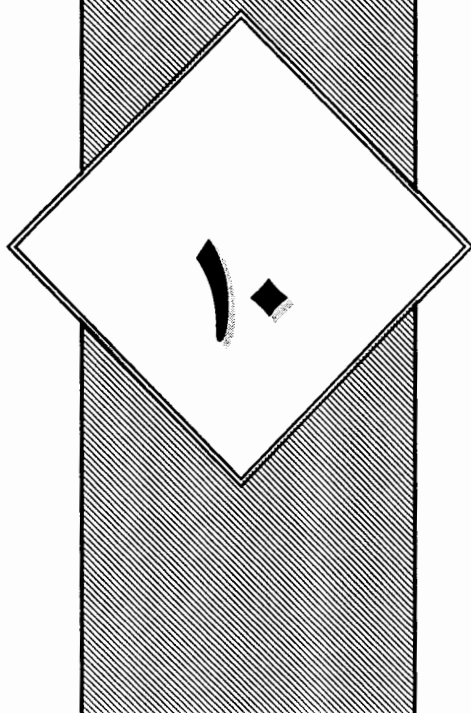
## ۹-۷- نتیجه‌گیری

با توجه به مزایای یاد شده در سیستم سقف تیرچه‌های بتنی خود ایستا (در محدوده مورد بررسی)، استفاده از آن چه به لحاظ کیفی و چه به لحاظ اقتصادی گزینه‌ای مناسب بنظر می‌رسد. بطور خلاصه حذف شمع‌بندی و عواقب آن به عنوان یک معضل، این سیستم را نسبت به سقف تیرچه بلوک معمولی ارجح گردانیده و نیز سیستم مذکور در مقایسه با روشهای رایج دیگر (که فاقد شمع بندی هستند) دارای توجیه اقتصادی قابل قبول می‌باشد.

با توجه به آنکه در برخی از زمینه ها بدلیل عدم وجود امکانات و زمان کافی تحقیقات و آزمایشات لازم صورت پذیرفته است، اظهار نظر نهایی قدری مشکل بنظر میرسد و به عنوان پیشنهاد جا دارد موضوع مورد تحقیق بیشتری قرار گیرد.

---

فصل



نتیجه گیری و

پیشنهادات

---

## ۱-۱۰- مقدمه

یکی از معایب عمده سقف تیرچه بلوک که رایج ترین سقف در سالهای اخیر است، شمع‌بندی و مشکلات مربوط به آن می‌باشد.

حذف شمع بعنوان مهره‌ای آچمز، باعث عدم وابستگی سقف‌ها به یکدیگر، صرفه‌جویی در زمان، نتایج مطلوب اقتصادی، سهولت اجرا و کیفیت بهتر، خواهد گردید.

با توجه به مشکلات شمع و کثرت استفاده از سیستم مذکور بر آن شدیم با انجام تدابیری، سقفی بنا کنیم که در تمام موارد مشابه و شامل مزایای سقف تیرچه بلوک باشد ولی مستقل از شمع و مشکلات ناشی از آن. در سیستم مذکور که سیستم "سقف تیرچه‌های بتنی خودایستا" نام دارد، با انجام محاسبات کلاسیک در گام اول، ارتفاع موثری (برای مقطع) بدست آمد که تیرچه را قادر به تحمل بارهای وارده قبل از گرفتن دال بتنی نماید. کنترل‌های لازم بطور نسبی نشان‌دهنده صحت محاسبات و البته ضرورت استفاده از بتن سبک سازه‌ای با حداقل وزن و مقاومت لحاظ شده در محاسبات بوده است.

به منظور تایید محاسبات، ابتدا با انجام آزمایشاتی در حدود ۶ ماه، بتن سبک سازه‌ای مورد نظر حاصل گردید و سپس با استفاده از نتایج حاصل و ابعاد مقطع بدست آمده از محاسبات، تعدادی تیرچه بتنی ساخته شد و آزمایشاتی بر روی آنها صورت گرفت.

به منظور تشخیص صحت و سقم آزمایشات انجام شده بر روی تیرچه‌ها، تحلیلی با استفاده از نرم‌افزار ANSYS(VER.5.4) صورت پذیرفت.

همچنین سقفی مطابق با استانداردهای موجود ساخته شد و آزمایشات لازم بر روی آن انجام گردید. در نهایت به مقایسه نتایج بدست آمده و ارزیابی کیفی و اقتصادی سیستم سقف تیرچه‌های بتنی خود ایستا پرداخته شد.

در ادامه نتایج بدست آمده در طول تحقیق و آزمایش به طور خلاصه، همراه با چند پیشنهاد به منظور عذر کاستی‌ها، و خواهش رفع آنها، ارائه می‌گردد.

## ۱۰-۲- نتیجه گیری

در ادامه برخی نتایج بدست آمده در طول این تحقیق ارائه می‌گردد.

۱. به منظور جلوگیری از ایجاد خطا در ساخت تیرچه‌های آزمایشی، ابتدا تیرچه‌ای با طول ۳ متر و ارتفاع ۱۵ سانتی‌متر با استفاده از خاموت با کادر بسته (به عنوان آرماتور عرضی) ساخته شد.

پس از انجام آزمایش بر روی تیرچه، خرابی از ناحیه تکیه‌گاه که مقطعی ضعیف بود (تنها دو آرماتور طولی  $2\Phi 10$ ) حاصل گردید، بار خرابی بدست آمده حدود ۲ برابر بار متعارف بوده است. لزوم تقویت تکیه‌گاه با استفاده از ورق تحتانی در زیر آرماتورها، نتیجه‌ای بود که از این آزمایش بدست آمد.

۲. تعداد ۱۵ تیرچه، با استفاده از بتن سبک بدست آمده با ارتفاعهای ۱۲ و ۱۵ سانتیمتری و طول ۴ متر ساخته شد. آزمایشات انجام شده نشان‌دهنده نتایج تغییر مکان کمتر، نسبت به محاسبات کلاسیک بوده است. دلیل این امر را میتوان ماهیت تجربی این روابط تلقی نمود. به منظور جلوگیری از ایجاد خطرات احتمالی، بار خرابی تنها برای ۳ تیرچه صورت پذیرفت. شکست تیرچه‌ها از نوع ترد و در اثر اعمال باری در حدود  $1/8$  برابر بار متعارف بوده است.

۳. به منظور کاهش وزن تیرچه‌ها، تیرچه‌ای بصورت هیبرید، با استفاده از بتن سبک با وزن مخصوص ۱۱۵۰ کیلوگرم در متر مکعب و مقاومت فشاری ۹۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع، در قسمت تحتانی تیرچه که ناحیه کششی آن (و قابل صرف‌نظر) می‌باشد، ساخته شد.



نتیجه استفاده از این بتن، کاهش وزنی در حدود ۱۲ کیلوگرم بوده است. هر چند که استفاده از چنین بتنی، تغییر مکان های ایجاد شده را افزایش و مقاومت سایشی را بطور محسوسی کاهش داده است.

۴. سقفی با چهار تیرچه به طول چهار متر با شرایط کارگاهی و مطابق با استاندارد ۲۹۰۹ ساخته شد. تغییر مکان ایجاد شده در اثر اعمال بارهای مد نظر استاندارد مذکور، به مقدار ۲ میلیمتر اندازه گیری شد. با توجه به آنکه عدد مذکور از مقدار حداکثر تغییر مکان مجاز (۳/۲ میلیمتر با توجه به ابعاد موجود) کمتر بوده است، سقف مورد نظر، معیار لازم برای پذیرش استاندارد ۲۹۰۹ و آیین نامه آبا را در بر داشته است.

۵. نتایج خروجی تحلیل کامپیوتری به لحاظ تغییر مکان، مشابه داده های بدست آمده از آزمایش و تا حدی کمتر از آن بوده است. بار خرابی بدست آمده از تحلیل کامپیوتری در حدود ۲ برابر بار متعارف و بیشتر از بار خرابی بدست آمده از آزمایش می باشد. در این مرحله از بارگذاری که منجر به خرابی تیرچه شده است، میزان تنش آرماتور بیش از حد تسلیم بوده است که نشان دهنده جاری شدن آرماتور و شکست فشاری ثانویه می باشد. دلیل این اختلاف را می توان ماهیت ایده آلی تحلیل کامپیوتری، اختلاف جزئی مدل کامپیوتری با تیرچه های حقیقی، فرض ضریب پواسون، فرض مدول الاستیسیته، فرض همگنی و ایزوتروپ بودن مصالح، فرضیات ساده کننده مدل کامپیوتری در فرآیند تحلیل خطی و غیر خطی و غیره برشمرد. از طرف دیگر قابل ذکر است که همواره در حین انجام آزمایش برخی عوامل، چون خطاهای اندازه گیری، مشکلات اجرایی و ... ، بطور ناخواسته بر کیفیت نتایج تأثیر گذار است.

۶. ارزیابی کیفی و کمی انجام شده در محدوده مورد بررسی در این تحقیق، نشاندهنده موجه بودن سیستم سقف تیرچه‌های بتنی خود ایستا بوده است. بعلاوه در صورت استفاده از سیستم مذکور بجای سقف تیرچه بلوک معمولی در یک ساختمان ۶ طبقه در هر متر مربع ۲۵۰۰ تومان و بجای سقف تیرچه‌های فلزی با جان باز ۱۶۰۰ تومان در هر متر مربع صرفه‌جویی اقتصادی پدید خواهد آمد.

### ۳-۱۰- پیشنهادات

۱. به منظور عذر کاستی‌ها و خواهش رفع آنها، که حجم بالای عملیات آزمایشگاهی و کمبود وقت دلیل عمده آن می‌باشد، پیشنهاداتی به شرح زیر خدمت ارائه می‌گردد:
  ۱. سیستم سقف مذکور با توجه به امکانات و شرایط موجود، تنها در برابر بارهای ثقلی مورد آزمایش قرار گرفت. پیشنهاد می‌شود مقاومت و صلبیت سقف مذکور در برابر بارهای جانبی مورد ارزیابی قرار گیرد.
  ۲. از آنجا که در این پایان‌نامه محاسبات بر روی تیرچه‌های با طول حداکثر ۵ متر و آزمایشات بر روی تیرچه‌های ۴ متری انجام شد، پیشنهاد می‌شود در مورد دهانه‌های بلندتر ارزیابی‌های لازم صورت پذیرد. استفاده از تیرچه دویل به منظور کاهش بار وارد بر تیرچه‌ها و کاهش درصد آرماتور موجود در مقطع، می‌تواند بعنوان راهکار اولیه مدنظر قرار گیرد. بدیهی است در صورت افزایش طول دهانه استفاده از بلوک با ارتفاع بیشتر ضروری می‌باشد.
  ۳. بطور حتم می‌توان با انجام تغییراتی در شکل مقطع و خرپای فلزی، نتایج بهتری بدست آورد. لذا پیشنهاد می‌شود تحقیقاتی در این زمینه صورت پذیرد.

۴. طرح اختلاط بتن سبک سازه ای بدست آمده به لحاظ وزن مخصوص با توجه به حداقل های موجود، جای بهبود ندارد، لیکن علیرغم تلاشهای انجام شده راه بهبود اقتصادی طرح با توجه به عواملی چون تغییرات زمان باز خواهد بود.
۵. استفاده از تیرچه هیبرید، ایده ای بود که تنها در یک مورد ارزیابی شد. با استفاده از بتن های مناسب با وزن کم می توان در جهت کاهش وزن تیرچه اقدام نمود.
۶. بررسی تقلیل در ضرایب افزایش بار برای تیرچه های بتنی خود ایستا که فقط در مقطع زمانی کوتاه وظیفه حمل بار بتن تازه را بعهده دارد، انجام پذیرد.

## مراجع

- ۱- نشریه ۹۴، "تیرچه های پیش ساخته خرابایی: مشخصات فنی، روش طرح و محاسبه به انضمام محاسبه ترچه ها"، سازمان برنامه و بودجه، دفتر تحقیقات و معیارهای فنی، چاپ سوم، ۱۳۷۰.
- ۲- نشریه شماره ۱۲۰، "آیین نامه بتن ایران (آبا)"، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، تجدید نظر اول، چاپ ششم، ۱۳۸۲.
- ۳- استاندارد ۲۹۰۹، "ویژگیها و روشهای آزمون تیرچه و بلوک سقفی"، موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، چاپ دوم، مرداد ماه ۱۳۷۰.
- ۴- جدول محاسبات ساخت تیرچه های فلزی با جان باز، تابستان ۱۳۸۲.
- ۵- شعبانعلی محمدرضا، "تحلیل المان محدود به کمک ANSYS"، موسسه علمی فرهنگی نص، چاپ دوم، بهار ۱۳۸۲.
- ۶- طاحونی شاپور، "طراحی سازه های بتن مسلح"، انتشارات دهخدا، چاپ هشتم، اسفند ۱۳۷۶.
- ۷- رضانیانپور. علی اکبر، شاه نظری. محمدرضا، "تکنولوژی بتن"، انتشارات علم و صنعت ۱۱۰، چاپ ششم، ۱۳۷۸.
- ۸- فامیلی.هرمز، "بتن شناسی"، نشر جهاد دانشگاهی دانشگاه علم و صنعت ایران، چاپ اول، آذر ماه ۱۳۶۸.
- ۹- گروه عمران جهاد دانشگاهی دانشگاه علم و صنعت ایران زیر نظر دکتر هرمز فامیلی، "پروژه تحقیقاتی بتن دانه سبک"، چاپ اول، مرداد ماه ۱۳۶۶.
- ۱۰- محمدی تهرانی. فریبرز، "راهنمای جامع لیکا، دانه رس سبک منبسط شده و فراورده های آن"، چاپ اول، ۱۳۷۷.
- ۱۱- تاییدی. کامبیز، "لیکا بتن، بتن سبک با استفاده از پوکه صنعتی"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، چاپ دوم، آبان ۱۳۶۹.

- ۱۲- گروه عمران جهاد دانشگاهی دانشگاه علم و صنعت ایران زیر نظر دکتر هرمز فامیلی و مهندس بهروز حکیمان، "بتن دانه سبک"، چاپ دوم آذر ۱۳۶۶.
- ۱۳- حامی، احمد، "راهنمای بتن ساز"، ۱۳۶۶.
- ۱۴- کباری، سیاوش، "مصالح شناسی"، انتشارات دانش و فن، چاپ چهارم، ۱۳۷۷.
- ۱۵- رضانیانپور، علی اکبر، پرهیزگار، طیبه، طاهری، افشین، "مواد افزودنی و پوزولانی و کاربردهای آن در بتن"، وزارت مسکن و شهر سازی، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۷۶.
- ۱۶- تدین، محسن، "بتن سبک با مقاومت زیاد"، انجمن بتن ایران، سال سوم، شماره ۱۱، پاییز ۱۳۸۲.
- ۱۷- طاهری، افشین، عدل پرور، محمد رضا، "تاثیر استفاده از مواد افزودنی به سیمان و جایگزین سیمان در بتن با مقاومت بالا"، مجموعه مقالات سمینار بین المللی سیمان، اول تا سوم شهریور ۱۳۷۶، دانشگاه علم و صنعت.
- ۱۸- مستوفی نژاد، داود، فرحبد، فرهنگ، "بررسی خواص مکانیکی بتن سبک سازه ای با استفاده از مصالح موجود در ایران و میکروسیلیس"، ششمین کنفرانس بین المللی مهندسی عمران ۱۵ تا ۱۷ اردیبهشت ماه ۱۳۸۲ - دانشگاه صنعتی اصفهان.
- ۱۹- نصرت ا... تاجیک، "تاثیر دوده سیلیسی بر خواص بتن های پر مقاومت"، سمینار بین المللی کاربرد میکرو سیلیس در بتن، ۷ و ۸ اردیبهشت ماه ۱۳۷۶.
- ۲۰- خالو، علیرضا، نوروزی اصفهانی، احمد، خشکباری، امیر، "بتن سبک مقاومت بالا"، یادمان، نشریه مرکز ارتباطات بین المللی تهران.
- ۲۱- دیلمقانی، صمد، "تکنولوژی بتن"، انتشارات دانشگاه تبریز چاپ چهارم، ۱۳۸۰.
- ۲۲- حسنی، ابوالفضل، سیاهپوش، سهیلا، "کاربرد بتن کفی در صنعت راه و ساختمان"، بنا، شماره هفتم، ۱۳۷۶.

۲۳- شفیق.پیام، بررسی رفتار خمشی و برشی تیرهای بتن آرمه ساخته شده از بتن سبک لیکا با مقاومت بالا، پایان نامه کارشناسی ارشد دانشکده فنی و مهندسی نوشیروانی بابل، دانشگاه مازندران، شهریور ۱۳۸۳.

۲۴- رضانیانپور.علی اکبر، طاحونی.شاپور، پیدایش.منصور، دستنامه اجرای بتن، انتشارات علم و ادب، چاپ اول، تابستان ۱۳۸۰.

25-ACI Committee 211.2, "Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete", ACI manual of concrete practice, 2004.

26- ACI Committee 304.5R, "Batching, Mixing, and Job Control of Lightweight Concrete", ACI manual of concrete practice, 2004.

27- ACI Committee 213R, "Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete ", ACI manual of concrete practice, 2004.

28- ACI Committee 363, "State of the Report on High Strength Concrete", ACI manual of concrete practice, 2004.

29- Thomas A.Holm and Theodore W.Bremer " State-of-the-Art Report on High Strength, High-Durability Structural Low-Density Concrete for Application in Sever Marine Environments " , US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center" August 2000.

30- George R.White, "Concrete Technology"

31- Arthur.H.Nelson, David Darwin, "Design of Concrete Structures"

32- Thorsten. Faust, "Stress Strain Curve of High Strength Lightweight Concrete", LACER No, P103-108, 1997.

33- ANSYS GUI Help Manuals, Ansys, Release, 5.4.1997.SAS IP,INC.

34- G.C.Hoff, "High Strength Lightweight Aggregate Concrete, Current Status and Future Needs.

35- ASTM Standard C31, Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field", ASTM vol 04.02, 1993.

36- ASTM Standard C39, Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens", ASTM vol 04.02, 1993.

37- ASTM Standard C496,"Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens ", ASTM vol 04.02, 1993.

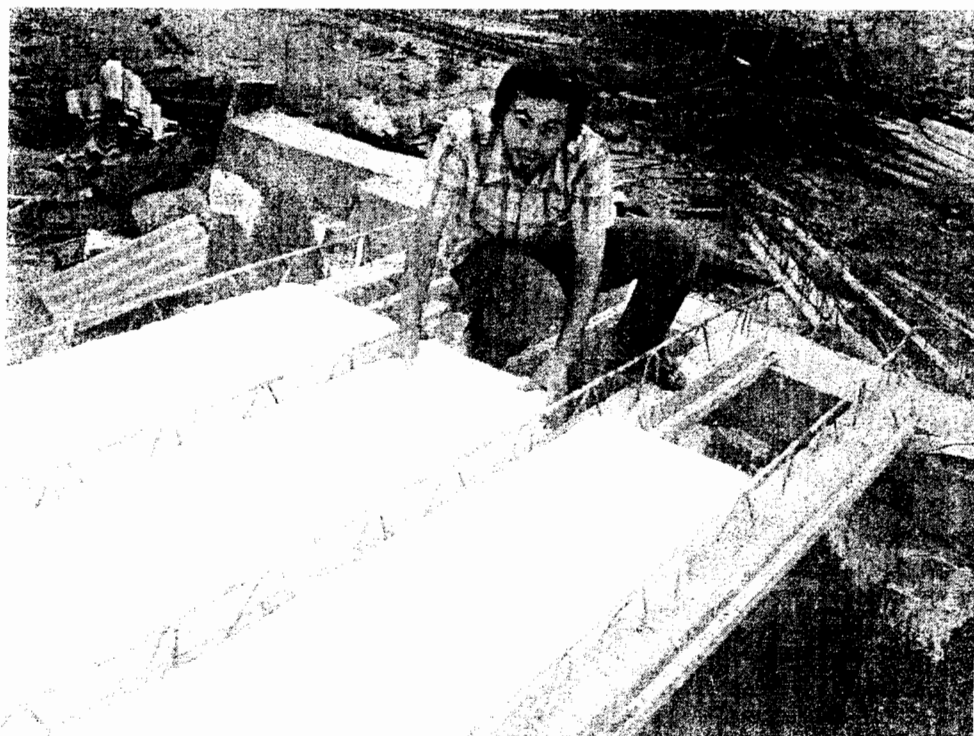
38- Nawy.E.G, Fundamentals of High Performance Concrete:, 2<sup>nd</sup> ed, John Wiley&Sons Inc, 2001.

# پیوست





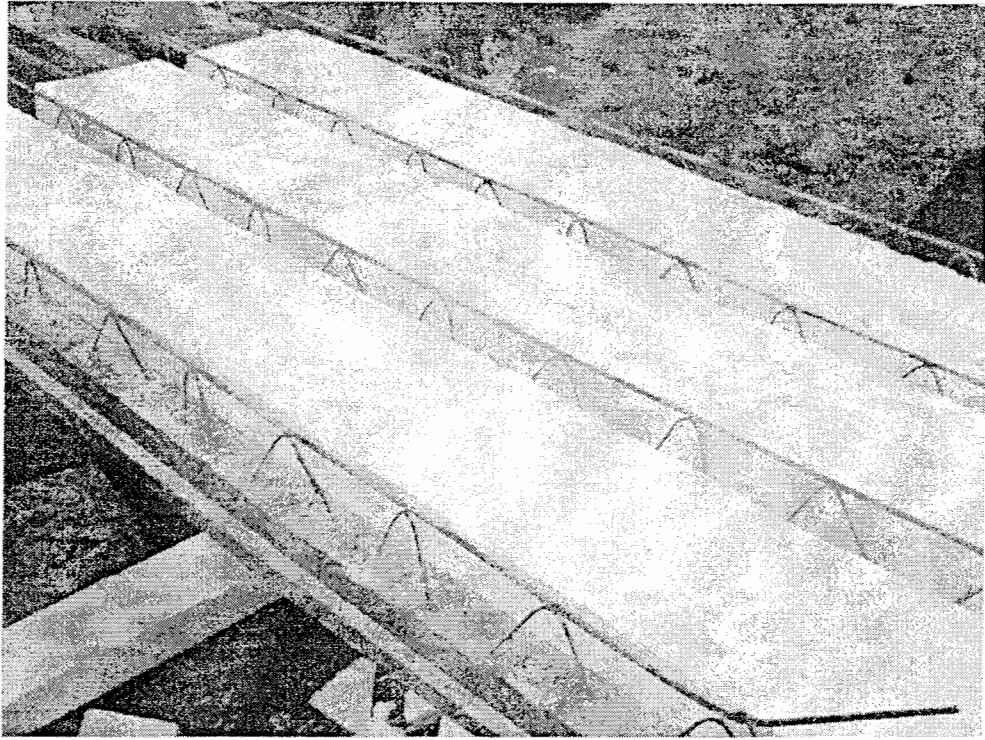
شکل ب ۳: تصویر از شمع ها



شکل ب ۴: تصویر از شمع ها در حال ساختن در کنار رودخانه



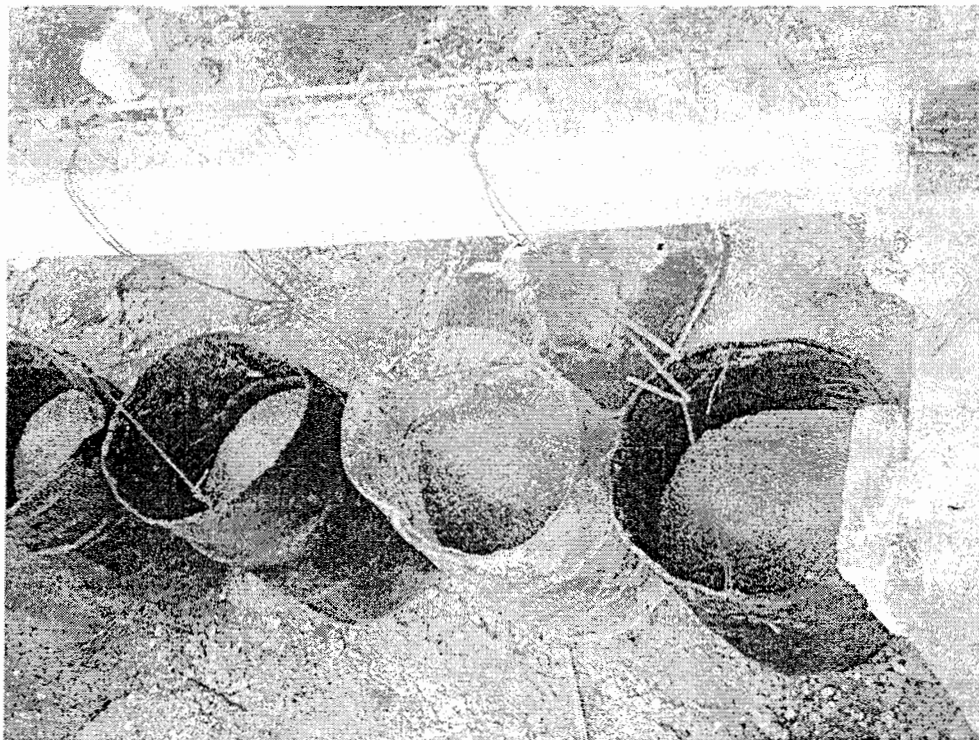
شکل پ-۵: تصویری از بارگذاری سقف



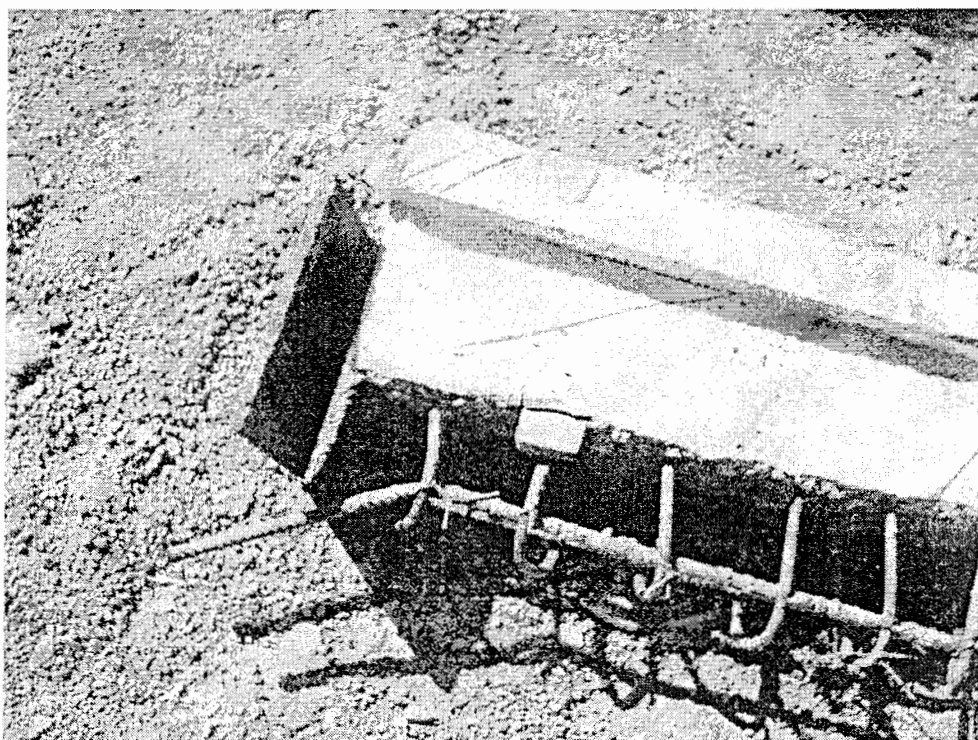
شکل پ-۶: نمایی از سقف قبل از بستن قالب های پیرامونی



شکل پ-۷: نمای جانبی از بارگذاری تیرچه ۳ متری



شکل پ-۸: نمای فوقانی از بارگذاری تیرچه ۳ متری



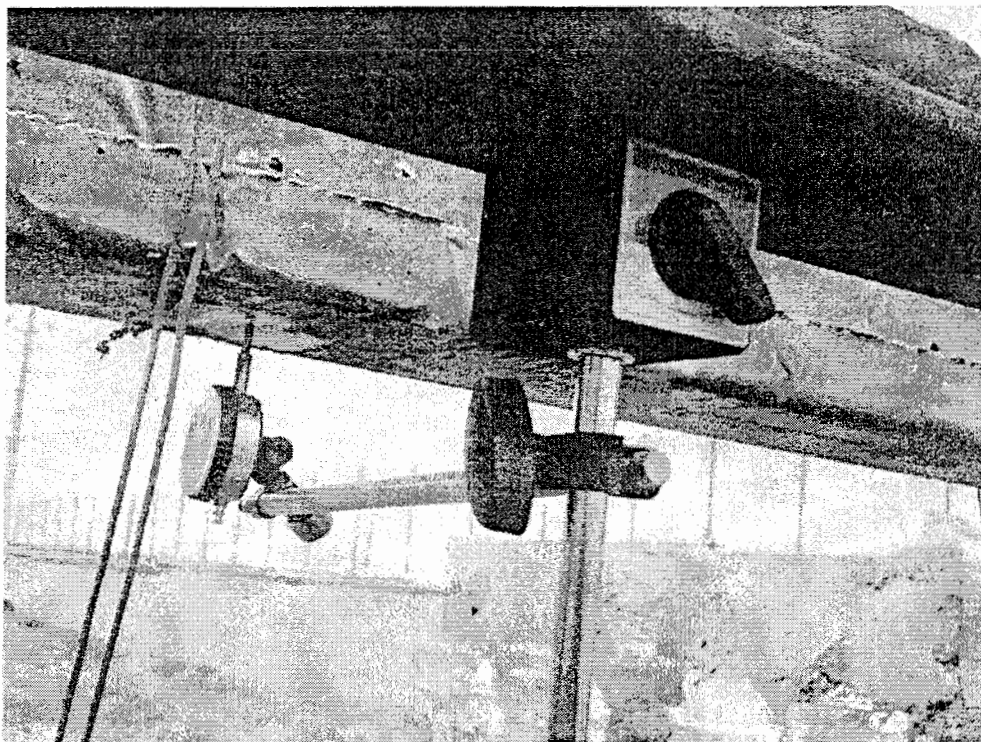
شکل پ-۹: نمایی از مقطع ضعیف تکیه گاه تیرچه ۳ متری و عدم توانایی آن در تحمل بارهای وارده



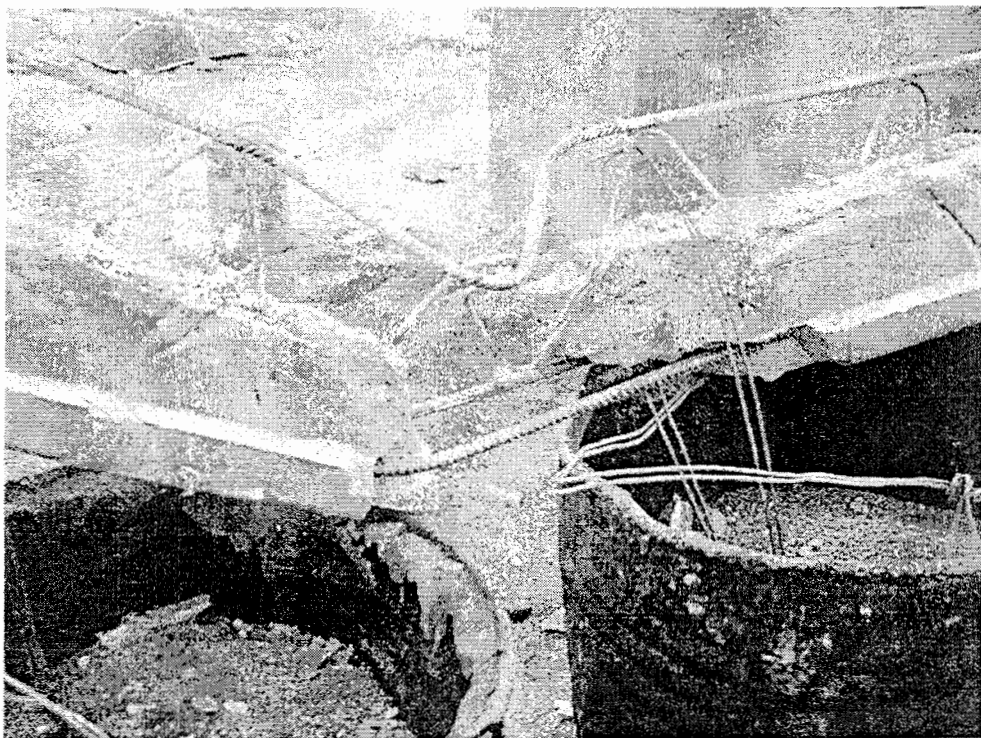
شکل پ-۱۰: تصویری از نحوه بارگذاری تیرچه ها با ماسه



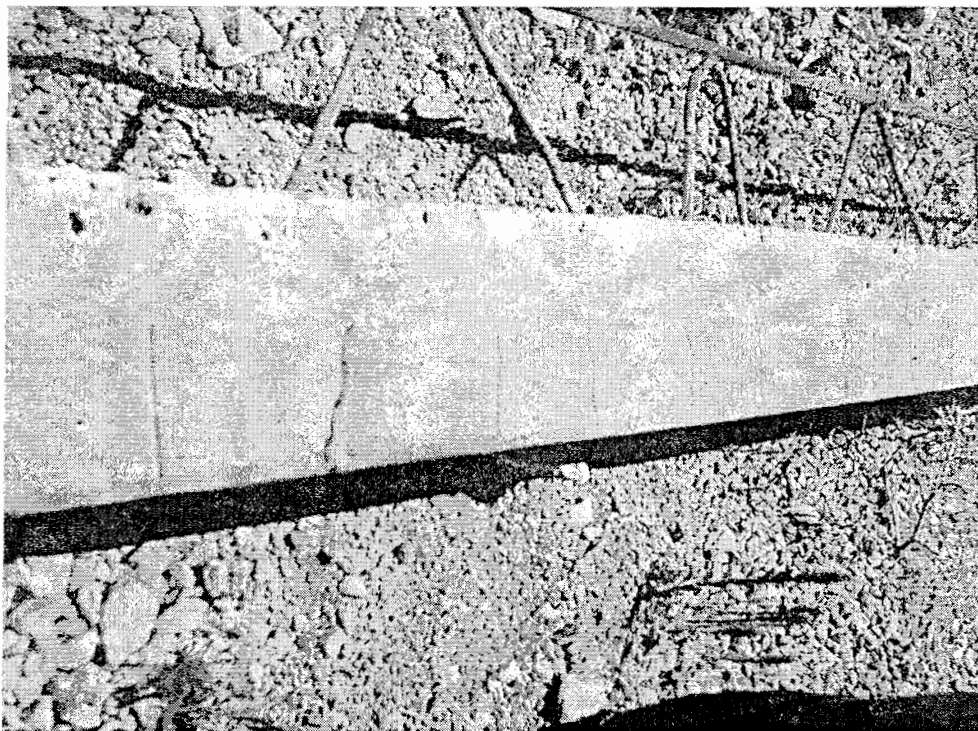
شکل پ-۱۱: تصویری از تیرچه ۱۵ سانتیمتری در لحظه خرابی



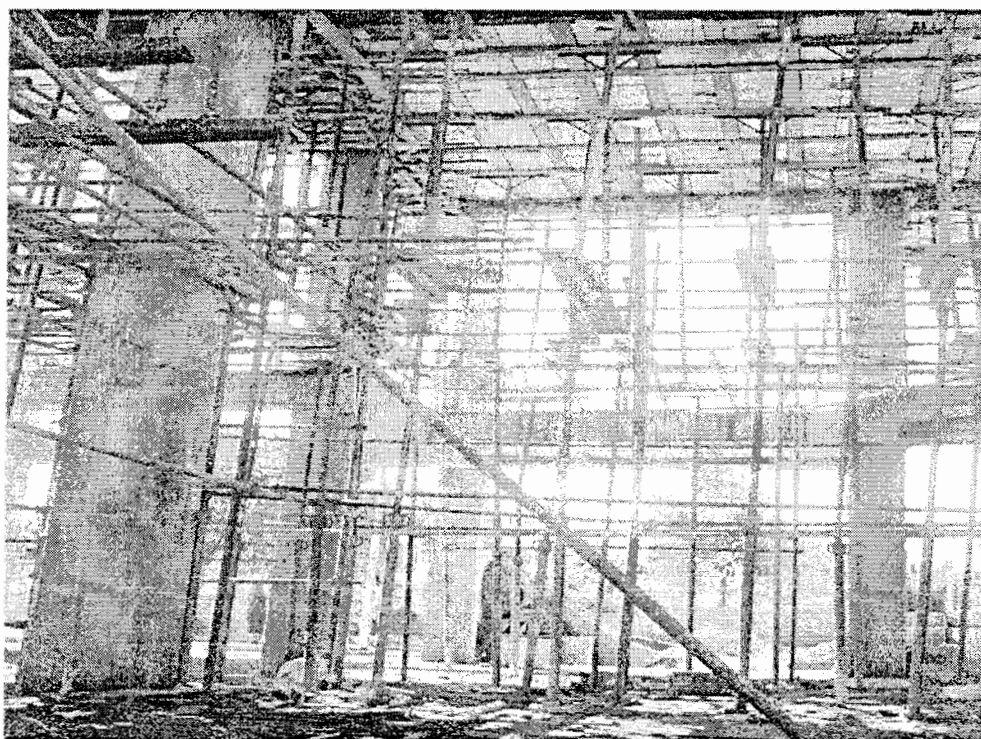
شکل پ-۱۲ : نحوه قرانت خیز در وسط تیرچه بوسیله گیج (دقت ۰/۰۲ میلیمتر)



شکل پ-۱۳ : تصویری از تیرچه ۱۵ سانتیمتری و نحوه خرابی



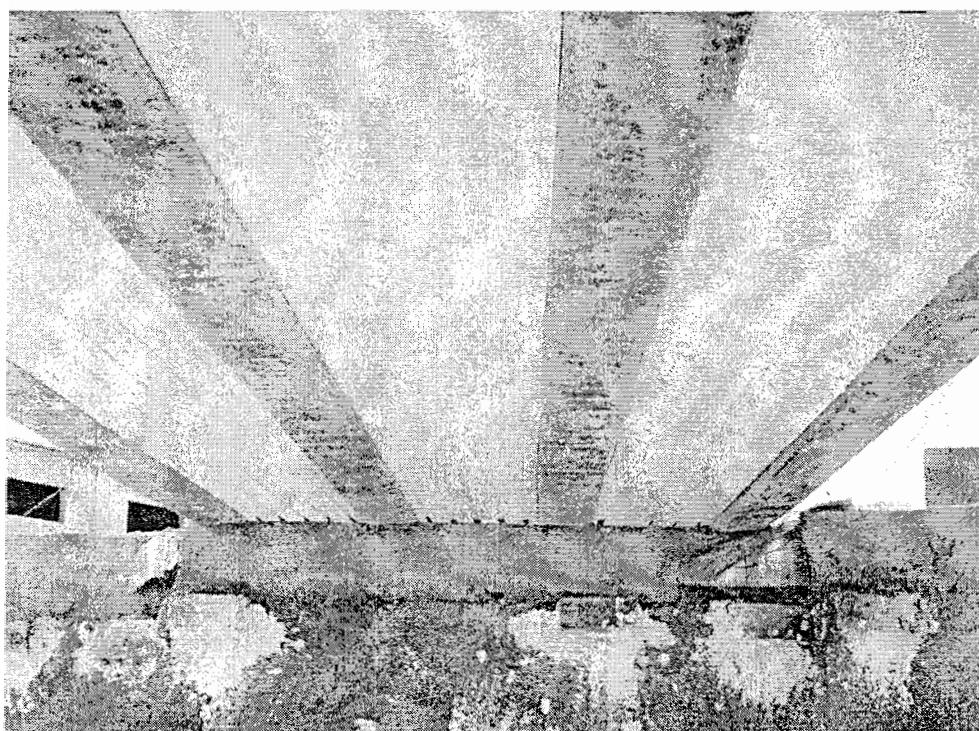
شکل پ-۱۴: تصویری از تیرچه ۱۲ سانتیمتری بدون پاشنه و نحوه ترک خوردگی



شکل پ-۱۵: تصویری از مشکلات اجرایی شمع بندی جهت احداث سقف در تراز ۹/۵ متر بالاتر از سقف پایین

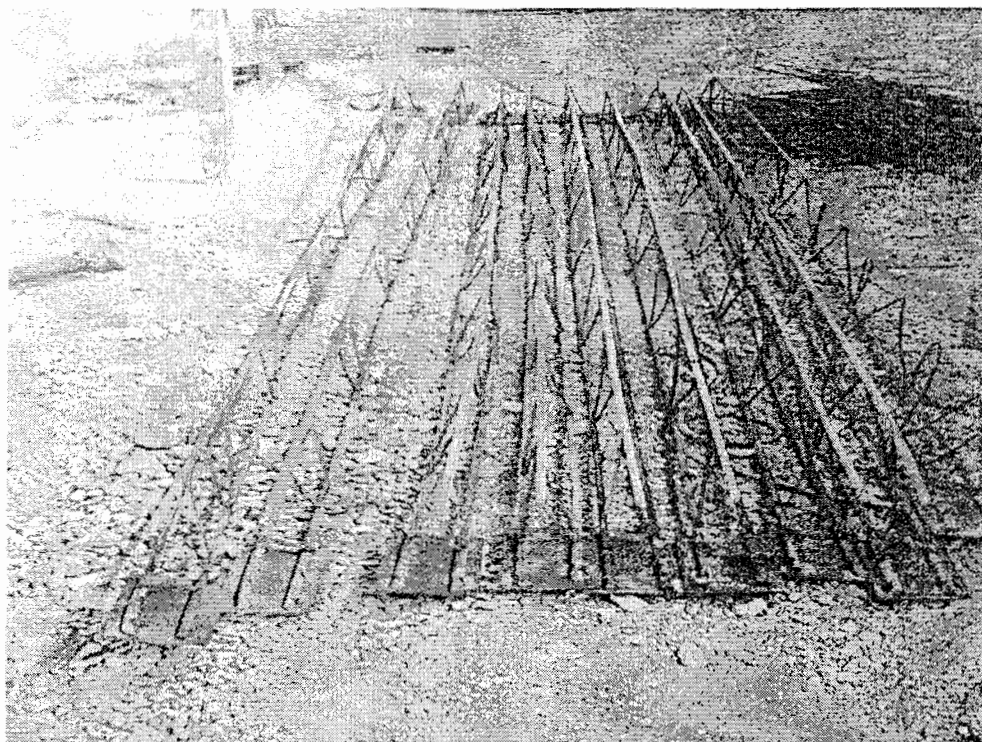


شکل پ-۱۸ : نحوه نامناسب انتقال بار شمع ها به عناصر سازه ای

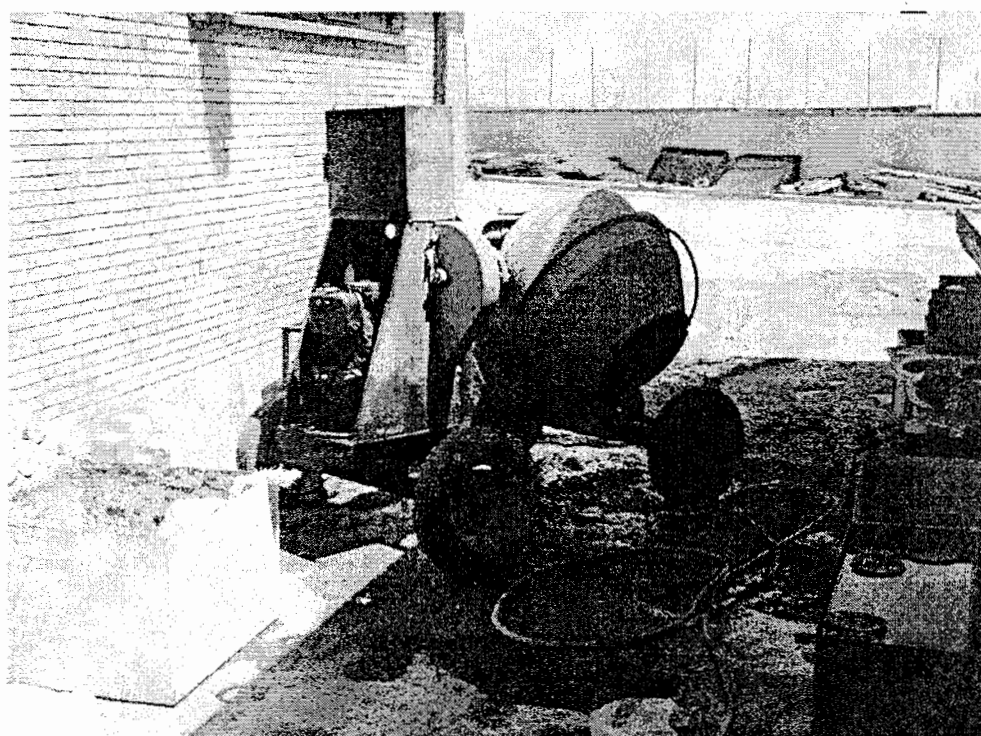


شکل پ-۱۹ : سطح تحتانی سقف ساخته شده با تیرچه های بتنی خودایستا

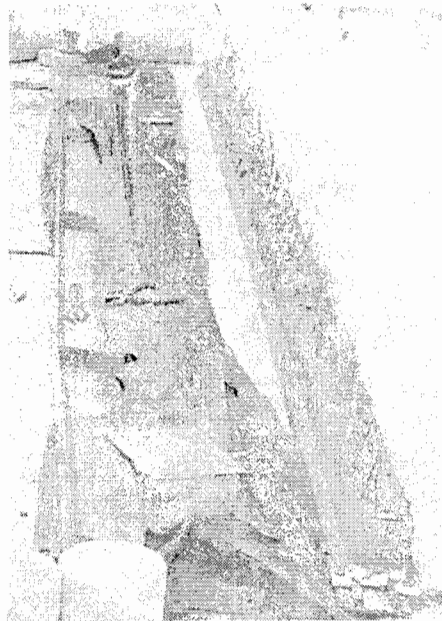




شکل پ-۲۰: خرابای فلزی ساخته شده مشابه تیرچه های معمولی جهت استفاده در تیرچه های بتنی خودایستا



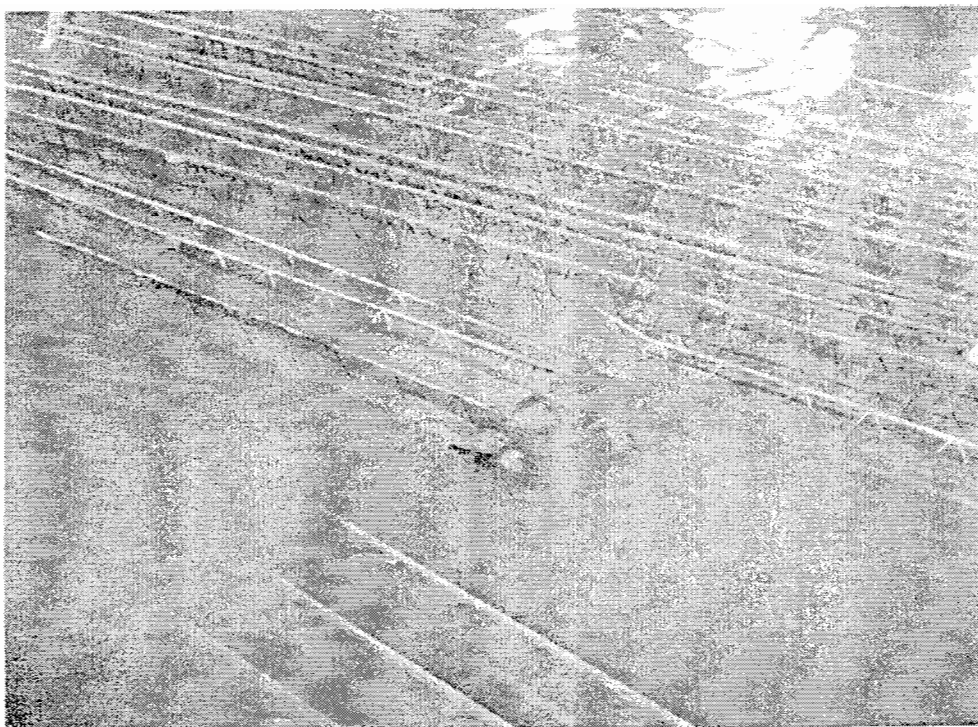
شکل پ-۲۱: بتنیر استفاده شده در ساخت بتن سبک سازه ای



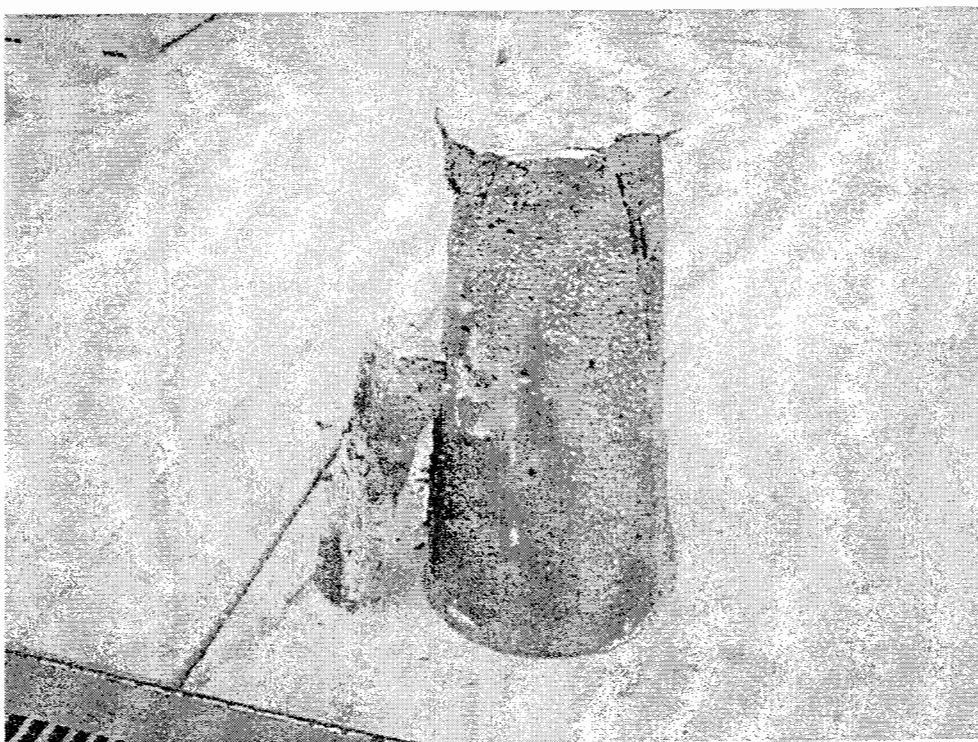
شکل ب-۲۲: نمایی از تیرچه ساخته شده، قالب مربوطه و آرماتورهای بیرون آمده با ورق تقویتی تحتانی



شکل پ-۲۳: تصویری از حمل تیرچه ها به محل استخراج به منظور عمل آوری



شکل پ-۲۳: تصویری از عمل آوری تیرچه ها در استخر



شکل پ-۲۳: تصویری از نمونه استوانه ای بعد از آزمایش مقاومت فشاری