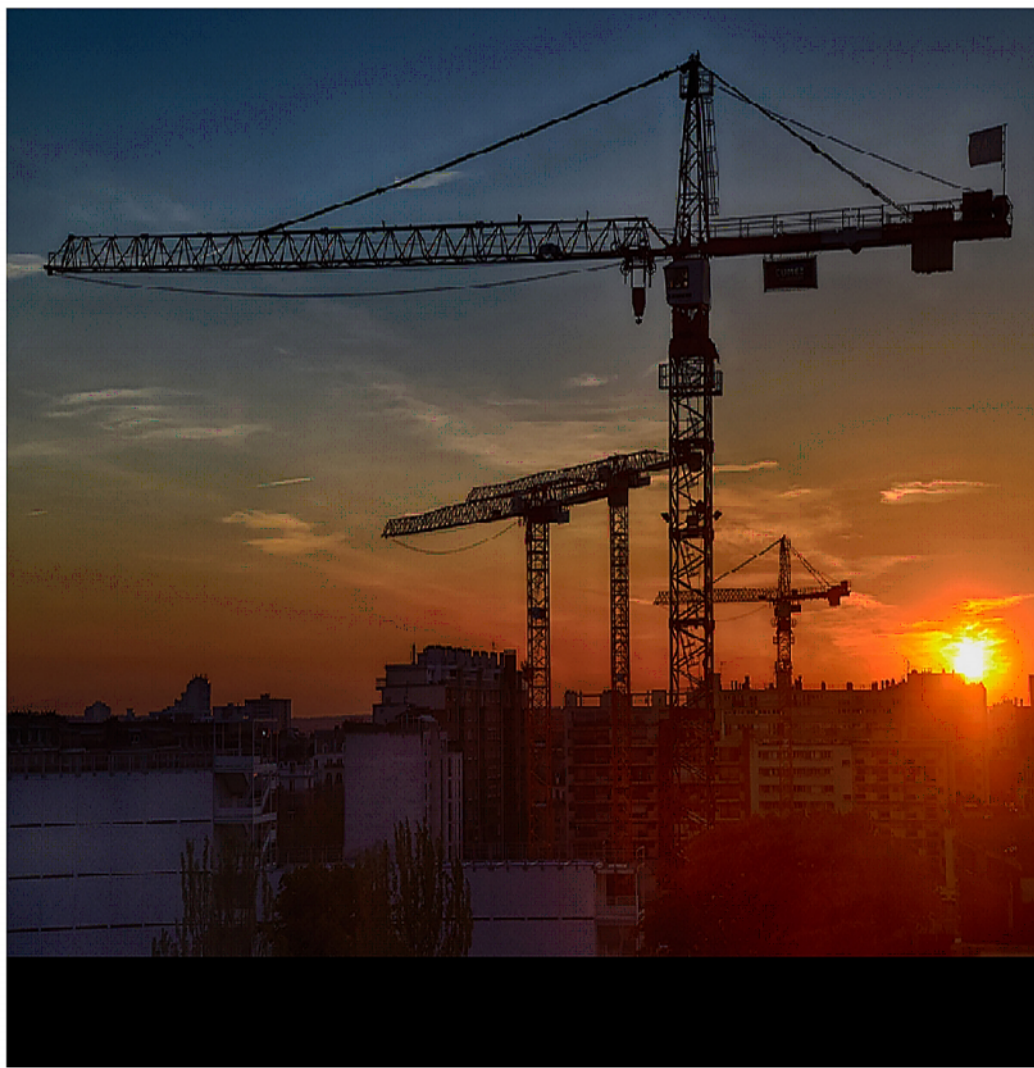


طراحی اقتصادی سازه فولادی



انتشارات گومیت پارس

۸۸۰۵۷۵۲۲-۴

۹۷۸-۹۶۴-۸۲۳۹-۲۱-۸
ISBN 978-964-8239-21-8

طراحی اقتصادی سازه فولادی

- گرمیت پارس، ۱۳۹۶

۴۰ ص، مصور، جداول، نمودار.

ISBN 978-964-8239-21-8

فهرست نویسی بر اساس اطلاعات فیبا.

- ساختمان- سازه های فولادی - گرمی، محمد جعفر، ۱۳۲۹

TA ۶۸۴/ک۴ط۴-۱۳۹۶

کتابخانه ملی ۴۸۸۰۷۹۱

چاپ اول: پاییز ۱۳۹۶

تیراژ: ۱۰۰۰ جلد

قیمت: ۳۰۰۰۰ ریال

ویراستار: دفتر تحقیق و توسعه شرکت گرمیت پارس

حروف چینی و صفحه آرایی: انتشارات گرمیت پارس

انتشارات: گرمیت پارس

مرکز پخش: تهران، خیابان ملاصدرا، خیابان شیراز جنوبی، خیابان سامان شماره ۵۹

تلفن: ۸۸۰۵۷۵۲۲-۴

کد پستی: ۱۴۱۵۵-۱۴۵۱

[Web: www.kormitpars.ir](http://www.kormitpars.ir)

email: kormitpars@gmail.com

کلیه حقوق برای ناشر محفوظ می باشد.

۱- قوانین پایه ای طراحی اقتصادی

در این بخش به چند اصل مرتبط با طراحی اقتصادی که بایستی در مفاهیم فاز طراحی هر پروژه رعایت شود، اشاره می‌گردد. در عین حال ملاحظات بسیار دیگری وجود دارد، اما نظرات زیر ساده بوده و می‌تواند به یک طراحی مناسب اقتصادی کمک نماید.

هزینه تمام شده یک تیرچه و یا تیر اصلی سازه شامل هزینه فولاد، هزینه ساخت و اجرا می‌باشد. اصولاً هزینه ساخت و نصب برای یک تک تیر سنگین و سبک فرقی نمی‌کند. صرفه جویی واقعی در بین انتخاب یک تیر سبک و سنگین هزینه مواد نورد شده می‌باشد. بنابراین به منظور کاهش این هزینه‌ها بایستی تیرها تا حدی که در عمل سقف مشکلی ایجاد نگردد، به علت کم کردن تعداد تیرهایی که باید ساخته و نصب شوند، در فواصل بیشتری قرار گیرند.

هزینه اجرای اتصالات گیردار و اتصالات ویژه بادبندها زیاد است. بنابراین تا حد - ممکن بایستی تعداد این نوع اتصالات را در پروژه کاهش داد. این بدان معنی است که تعداد این گونه اتصالات را به حداقل رسانید و در صورتی که امکان داشته باشد از قاب‌های خمشی محیطی به منظور تحمل بارهای باد (جانبی. م) استفاده گردد. مقاطع

عمیق‌تر که اقتصادی‌تر بوده ممکن است برای کاهش تعداد اتصالات ممان گیر بکار رود.

به صورت مناسب در تیرها و ستون‌ها از فولاد پر مقاومت $F_y = 50ksi$ به جای فولاد نرمه $F_y = 36ksi$ استفاده شود. علت این پیشنهاد صرفه جویی اقتصادی 25 درصدی در تیرها و 10 الی 15 درصدی در ستون‌ها، بسته به طول آن‌ها می‌باشد. به عنوان مثال به جای تیر ساده با مقطع $W21x44 (F_y = 36ksi)$ می‌توان از تیر $W16x26 (F_y = 50ksi)$ در سقف مختلط استفاده نمود. (باید در نظر داشت که استفاده از فولاد اعلاء برای قطعات فشاری - خمشی مناسب می‌باشد. این بدان بستگی دارد که لاغری قطعات (kl/r) از حد $C_c = \sqrt{2\pi^2 E / F_y}$ کوچکتر باشد. این مورد مخصوصاً برای ستون‌ها و بادبندها، حائز اهمیت است و در صورتیکه لاغری قطعات نزدیک و زیادتر از این حد باشد استفاده از فولاد اعلاء مزیتی را بدست نمی‌دهد. م) حدود لرزش برای دو تیر فوق قابل مقایسه می‌باشد. میرایی بحرانی مورد نیاز با استفاده از ضوابط *Murray* برای تیر $W21x44$ و $W16x26$ با دهانه 30 فوت و فاصله 10 فوت مرکز به مرکز و $10psf$ بار زنده به ترتیب 4 و 3.46 است. البته بایستی به این نکته اشاره نمود که در برخی موارد استفاده از فولاد پر مقاومت نامناسب می‌باشد.

تیرهای کوچک، پروفیل‌های ناودانی، نبشی و ... بایستی از فولاد نرمه $F_y = 36ksi$ باشند. همچنین در مقاطعی که مقاومت در طراحی آن‌ها عامل تعیین کننده نیست بایستی از فولاد نرمه استفاده نمود. چرا که این مواد عمدتاً در انبار سازندگان وجود داشته و یا می‌توان به راحتی از بازار تهیه شود. اعضائی که طراحی آن‌ها کنترل کننده مقطع آنها نمی‌باشد باید از فولاد $F_y = 36ksi$ استفاده شود. تکرار یک مقطع خاص نیز هزینه‌های اجرای جزئیات و ساخت را کاهش می‌دهد. همچنین هر چه قاب بندی

سازه ساده تر باشد هزینه نهایی ساخت کاهش می‌یابد. تکرار یک مقطع باعث کاهش در تعداد جزئیات و هزینه ساخت و نصب می‌گردد.

برای مثال در یک سقف کامپوزیت غیر تیپ می‌توان با تغییر فاصله تیرک‌ها از یکدیگر مقطع را تغییر داد که در این صورت باید به کاهش تعداد برشگیرها نیز توجه شود. قاب بندی ساده باعث پائین آمدن هزینه در زمان عقد مناقصه و در نتیجه کاهش هزینه پروژه می‌شود. در صورتیکه اعمال ضریب کاهش بار زنده میسر می‌باشد، بارهای زنده را کاهش دهید. زمانیکه این عمل نتیجه قابل توجهی در کاهش وزن نمی‌دهد، یک تغییر در مقطع از $W16 \times 31$ به $W16 \times 26$ موجب 16 درصد صرفه جویی در فولاد مصرفی می‌گردد. (بهر صورت) این کاهش بار زنده باعث کاهش در پل‌ها و سازه و فونداسیون می‌شود. میزان آزمایش‌های کنترل کیفیت نیز بسته به کیفیت اجرای کار متفاوت است. برای جوش‌های گوشه معمولاً بازرسی چشمی (VT) به تنهایی کفایت می‌کند. تست‌های غیر مخرب نیز می‌تواند در طول دوره ساخت برای جوش‌های شیاری (BUTT/ GROOVE) صورت گیرد. اگر جواب تست‌ها نزدیک مرز باشد، می‌توان تعداد آن‌ها را زیاد نمود و بالعکس در صورت خوب بودن نتایج می‌توان تعداد آن‌ها را کم نمود. مخصوصاً برای پروژه‌های بزرگ، می‌توان از سازندگان مورد تائید، برای کم نمودن مشکلات استفاده کرد.

بالاخره فقط به قسمتهایی از سازه که آیین نامه AISC ملزم می‌نماید، ضد زنگ زده می‌شود. به عنوان مثال به سطوح فولادی که در تماس با بتن قرار می‌گیرند نبایستی ضد زنگ زده شود. همچنین لازم به ذکر است پوشش‌های مقاوم در برابر آتش نیز بر سطوح رنگ نشده راحت تر می‌چسبند.

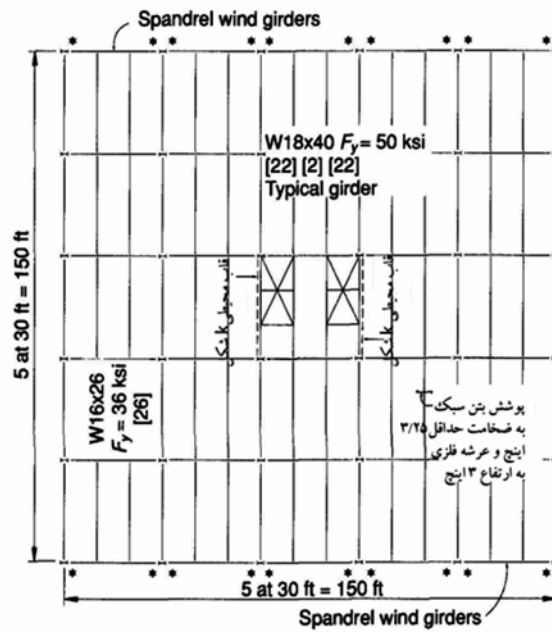
۲- تعیین میزان بار زنده و انتخاب طول دهانه

بیشتر ساختمان‌ها تابع پیش‌بینی‌های اقتصادی هستند. بویژه، بسیاری از ساختمان‌های اداری بر اساس نظریات تجربی ساخته می‌شوند. موفقیت این نظریات ممکن است در پتانسیل تطبیق پلان با شرایط سرویس دهی باشد. دهانه‌های بزرگ انعطاف‌پذیری بیشتری را در چیدمان فضاهای معماری به همراه دارد. همچنین طراحی ساختمان برای بارهای زنده بیشتر، انعطاف‌پذیری بیشتری را در کاربری مجاز آن ایجاد می‌نماید. واضح است که رعایت دو مورد ذکر شده بالا برای مالک ساختمان بسیار با ارزش است. در این بخش چگونگی دست یافتن به دهانه بزرگتر و بار زنده بیشتر از آنچه بعنوان حداقل در آئین‌نامه‌ها آمده، بدون افزایش قابل توجه در هزینه‌های ساخت، شرح داده می‌شود.

۲-۱ انتخاب بار زنده

اغلب اوقات طراحان ساختمان و سازندگان، کمترین بار زنده توصیه شده توسط آیین‌نامه را انتخاب می‌نمایند. طبیعی است این انتخاب هزینه ساخت را تا پایین‌ترین حد ممکن کاهش می‌دهد. اما به عنوان مثال می‌توان به جای بار زنده $50 psf$ به علاوه

20 psf بار پارتیشن‌ها، ساختمان را برای بار زنده 100 psf (بدون افزایش اضافه‌تر برای پارتیشن‌ها) طراحی نمود و افزایش هزینه ساخت در اثر این تغییر ناچیز خواهد بود. به عنوان مثال، در شکل 1 اختلاف یک ساختمان اداری تیپ با دهانه مربعی 30 ft و 10 طبقه ارتفاع را مقایسه می‌کنیم.



شکل ۱ - پلان سقف یک ساختمان اداری

برای ساختمان فوق بارهای زنده زیر با یکدیگر مقایسه شده‌اند:

- بار زنده 50 psf و بار پارتیشن 20 psf
- بار زنده 80 psf و بار پارتیشن 20 psf
- بار زنده 100 psf بدون بار پارتیشن

در جدول زیر بار یک ستون داخلی بر اساس ضوابط آیین نامه طراحی به روش تنش مجاز (AISC ASD, 1978) و آیین نامه طراحی به روش بار و مقاومت ضریب‌دار (AISC LRFD, 1986) نشان داده شده است.

آیین نامه طراحی	50 PSFLL +20 PSFPART	80 PSFLL + 20 PSFPART	100 PSFLL
ASD	100%	110%	100%
LRFD	100%	111½%	105%

جدول ۱- مقایسه بار ستون داخلی

در جدول فوق ضرائب کاهش بار زنده مطابق با آیین نامه ASCE 7-88 (قبلاً آیین نامه ANSI A58.1 بوده) اعمال شده است. جدول 1 مقایسه درصدی بر اساس بار در پایه یک ساختمان ده طبقه و ترکیب سه نوع بارگذاری است. با طراحی مطابق با آیین نامه ASD بار ستون‌ها برای ترکیب بارگذاری 1 و 3 یکسان است و علت آن نیز اعمال ضرائب کاهش بار زنده می‌باشد. با توجه به ضریب کاهش 60 درصد برای بار زنده، ترکیب 1 و 3 با هم برابر شده‌اند. در ترکیب بارگذاری 2 نیز نیروی وارده به ستون‌ها و فونداسیون 10 درصد افزایش یافته است.

نتایج حاصل از آیین نامه LRFD به علت تفاوت ضرائب بار مرده و زنده متفاوت است. بطوریکه نیروی وارد به ستون‌ها در ترکیب بارگذاری 3 حدود 5 درصد افزایش و در ترکیب بارگذاری 2 حدود 11.5 درصد افزایش یافته است.

از دیاد هزینه برای مقاطع ستون‌ها در مورد بارگذاری 3 حدود 17 صدم دلار برای متر مربع ساختمان ده طبقه خواهد بود. در بارگذاری مقاطع حاصل از آیین نامه LRFD

سبکتر از مقاطع طراحی شده با آیین نامه ASD می‌باشد. این کاهش عمدتاً ناشی از کاهش ضریب بار مرده از 1.67 در ASD به 1.2 در LRFD می‌باشد. جداول 2 و 3 هزینه ساخت سقف با دهانه 30 فوتی را برای سه ترکیب بار فوق و برای طراحی ASD و LRFD نشان می‌دهد. مقایسه بر اساس هزینه فولاد مصرفی و هزینه گلمیخ‌ها است.

هزینه ساخت و نصب در هر شش شرط ثابت گرفته شده. این بدان علت است که هزینه مواد مصرفی به اضافه هزینه گلمیخ‌ها شرایط مقایسه مستدلی را ارائه می‌نماید. هزینه فولاد $F_y = 36000 \text{ psi}$ برابر 0.55 دلار در هر کیلو و هزینه فولاد $F_y = 50000 \text{ psi}$ برابر 0.62 دلار در هر کیلو گرم است. (قیمت‌ها صرفاً برای مقایسه عیناً ذکر شده اند. م)

قیمت واحد برای هر دو نوع فولاد یاد شده به صورت روزانه تغییر می‌یابند. اگر شخصی بخواهد اینگونه مقایسه قیمتی داشته باشد، قیمت فولاد از تولید کنندگان محلی می‌تواند مورد سوال قرار گیرد.

آنطور که انتظار می‌رود، مقدار 50 psf بار زنده بعلاوه 20 psf بار تیغه‌ها حداقل شرایط قیمتی را فراهم آورده. با این حال تفاوت انتخاب بار زنده 100 psf فقط 1 دلار بر متر مربع می‌باشد. در مقایسه با هزینه کلی ساختمان، هزینه اضافه شده کمتر از 1 درصد خواهد بود.

شاید لازم باشد بدانیم، بسیاری از مالکان انتخاب ظرفیت بار زنده زیادتر مورد تمایلشان است. مقدار واقعی تفاوت، ناچیز است اما در عمل ظرفیت باربری بالاتر بار زنده ساختمان ارزش ساختمان را تغییر می‌دهد و قابلیت اجاره آنرا بالا می‌برد.

مقطع	بارگذاری		
	50 + 20	80 + 20	100
تیرچه تعداد گل میخ هزینه	$W16 \times 26F_y = 36$ 26 \$702	$W16 \times 26F_y = 50$ 26 \$772	$W16 \times 26F_y = 50$ 24 \$763
تیر اصلی تعداد گل میخ هزینه	$W21 \times 44F_y = 50$ 44 \$436	$W21 \times 50F_y = 50$ 54 \$501	$W21 \times 44F_y = 50$ 56 \$454
متوسط وزن ستون بر سطح طبقه هزینه	1027 \$288	1079 \$302	1027 \$288
هزینه کل هزینه نسبی مبلغ اضافه	\$1426 1.0 —	\$1575 1.10 \$.17	\$1495 1.06 \$.09

شکل ۲- مقایسه هزینه ساخت تیر ریزی کف (طراحی به روش ASD)

مقطع	بارگذاری		
	50 + 20	80 + 20	100
تیرچه تعداد گل میخ هزینه	$W16 \times 26F_y = 36$ 12 \$639	$W16 \times 26F_y = 36$ 22 \$684	$W16 \times 26F_y = 36$ 26 \$702
تیر اصلی تعداد گل میخ هزینه	$W18 \times 35F_y = 50$ 48 \$366	$W18 \times 40F_y = 50$ 62 \$429	$W18 \times 35F_y = 50$ 54 \$375
متوسط وزن ستون بر سطح طبقه هزینه	913 \$256	1036 \$290	965 \$270
هزینه کل هزینه نسبی مبلغ صرفه جویی	\$1261 \$.88 (\$.18)	\$1403 \$.98 (\$.03)	\$1347 \$.94 (\$.09)

صرفه جویی نشان داده (\$.09)

جدول ۳- مقایسه هزینه ساخت تیر ریزی کف (طراحی به روش LRFD)

۲-۲ انتخاب طول دهانه

کاهش طول دهانه‌ها در سازه‌های فلزی به منظور صرفه جویی اقتصادی عموماً یک تصور اشتباه است. به منظور رعایت نکات اقتصادی، مهم است که تعداد قطعات مورد ساخت و نصب کاهش یابد. همانطوریکه قبلاً گفته شد، هزینه ساخت و نصب یک تیر کوتاه، معادل یک تیر بلند است. صرفه جویی ناشی از کم شدن وزن عضو، ابتداً به هزینه مصالح مورد نورد مربوط می‌شود. زمانی که تعداد قطعه کاهش می‌یابد، هزینه واقعی ساخت و نصب کاهش می‌یابد. در زمان مقایسه هزینه‌ها، تغییرات در طول دهانه

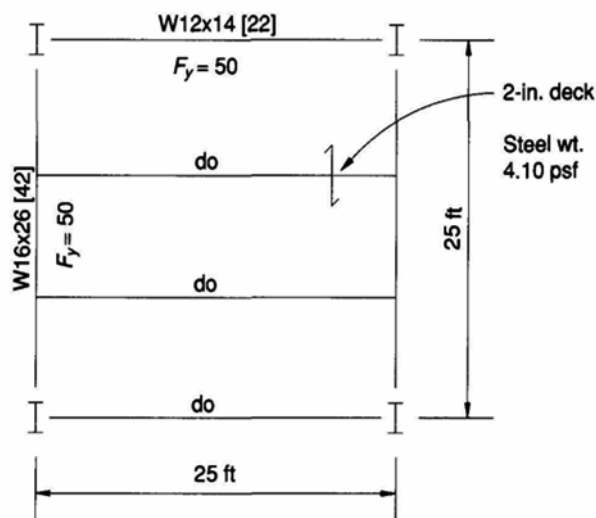
و یا فاصله تیرها از یکدیگر، هزینه مواد مورد نورد، هزینه ساخت و اجرا باید در نظر گرفته شود. برای این منظور قیمت تمام شده چهار دهانه نشان داده شده در شکل‌های 2 الی 5 از دو سازنده یکی در ساحل شرقی و دیگری در میانه غربی استعلام شده است. (لازم به ذکر است واحد قیمت‌ها، دلار و هم چنین مقاطع تیرها، تیرآهن‌های W هستند و صرفاً به منظور مقایسه نسبی عیناً ترجمه شده اند. م) جدول شماره 4 هزینه متر مربع مربوط به دهانه انتخاب شده را نشان می‌دهد.

اعضاء این مثال بر اساس LRFD طراحی شده اند و سائز واقعی مقاطع بر اساس مقایسه انتخاب شده است. در واقع، ممکن است انتخاب یک تیر $W12 \times 14$ برای دهانه 25 فوت، واقعی نباشد.

همچنین فرض شده است در صورت لزوم سقف به صورت شمع بندی شده و یا خیز دار، هر کدام لازم باشد اجرا شود.

قیمت‌های ذکر شده جداول 2 و 3 شامل هزینه، اسکلت فولادی، عرشه فلزی و گلمیخ-ها، آماده برای بتن ریزی، می‌باشد.

طرح اول (شکل 2) مربوط به یک چشمه مربعی 25 فوت می‌باشد که برای بار زنده 100 psf و بار مرده 65 psf طراحی شده است. وزن واحد فولاد مصرفی برابر 4.10 psf بدست آمده است. هزینه کل ساخت این سقف برای فولاد سازه‌ای، گلمیخ و عرشه فولادی برابر با 5.15 دلار در فوت مربع شده است. این مقدار به عنوان درصد قیمت پایه مقایسه (100%) در نظر گرفته می‌شود.

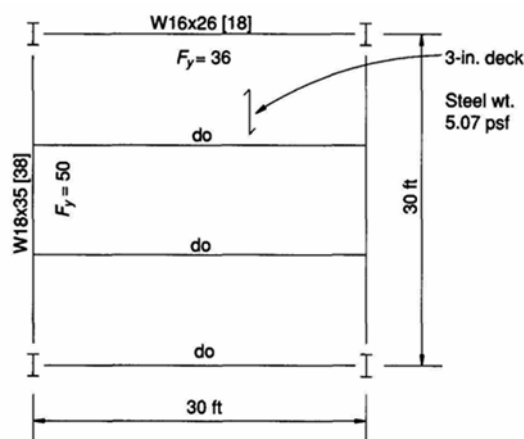


شکل ۲- سقف با ابعاد ۲۵ فوت در ۲۵ فوت

این قیمت نشان دهنده جمع کل هزینه اسکلت ساختمان شامل قاب‌های غیر تیپ، دست اندازها و سیستم مقاومت در مقابل نیروهای جانبی نمی باشد.

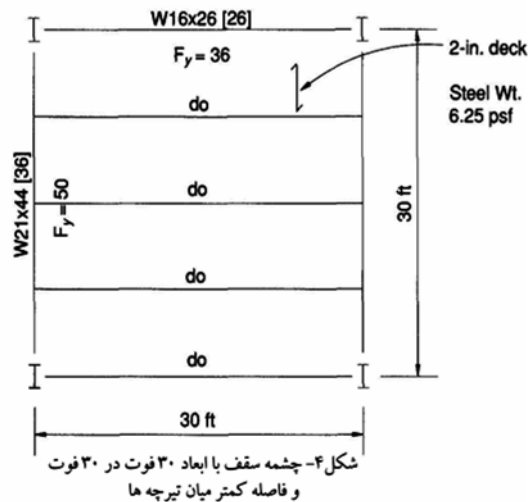
طرح دوم (شکل ۳) چشمه مربعی به ابعاد 30 ft می باشد که برای بارهایی مطابق طرح اول (قبلی) طراحی شده است. وزن واحد فولاد مصرفی برابر با 5.07 psf به دست آمده است و هزینه ساخت نیز 103% قیمت پایه است. دهانه ۳۰ فوتی طراحی معماری و چیدمان فضای داخلی را ساده تر می نماید. مدول های اداری ۱۰ فوتی و ۱۵ فوتی و ۲۰ فوتی بدون تداخل با ستون‌ها چیده می شوند. همچنین تعداد قطعاتی که بایستی در سقف اجرا شوند نیز کاهش می یابد. این کم شدن تعداد قطعات برای سازنده و نصاب مطلوب است. این مورد هزینه نهایی ساخت را کاهش داده و این مسئله باعث می شود که در هنگام فروش ساختمان با دهانه ۳۰ فوتی ارزانتر از ساختمان با دهانه ۲۵ فوتی

می‌گردد. به هر حال افزایش 3 درصدی هزینه ساخت در قبال افزایش انعطاف پذیری در چیدمان پلان معماری مقدار بسیار ناچیزی است.



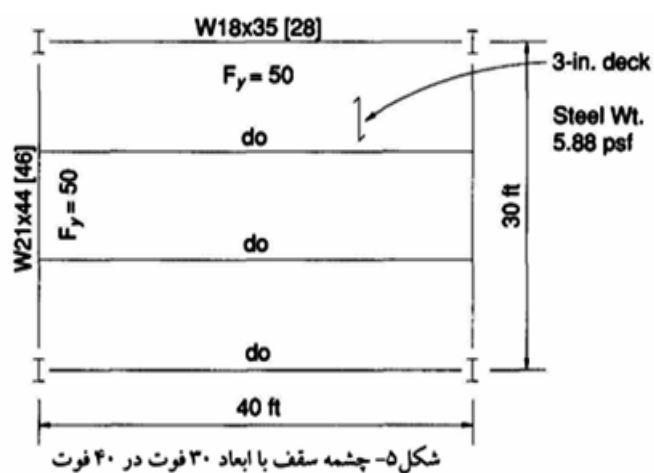
شکل ۳- چشمه سقف با ابعاد ۳۰ فوت در ۳۰ فوت

طرح سوم (شکل 4) نیز یک سقف با دهانه های 30 ft است. با این تفاوت که به ازای هر دهانه، چهار عدد تیر تعبیه شده است. این مثال به منظور نشان دادن افزایش قیمت تمام شده در اثر کاهش فاصله تیرچه‌ها می‌باشد. هزینه ساخت به میزان 113% نسبت به طرح اول افزایش یافته و یا 10% بیشتر از طرح دوم می‌باشد. از لحاظ عملکردی نیز تفاوت محسوسی وجود ندارد. میرایی بحرانی مورد نیاز Murray (1991) و ملاحظات مربوط به لرزش سقف Galambos (1988) نیز در هر دو مورد نتایج یکسانی دارد. (بحث ارتعاش سقف مربوط به تیرچه‌های فولادی دارای جان باز، در بخش 4 بررسی می‌گردد.)



طرح چهارم (شکل ۵) یک چشمه 30 ft در 40 ft است. وزن فولاد مصرفی برابر با 5.88 psf بدست آمده است و نسبت هزینه فولاد و عرشه نیز 109% قیمت پایه است. لازم به توجه است که این میزان هزینه کمتر از هزینه مربوط به دهانه‌های با طول 30 ft و دارای فواصل کمتر برای تیرهای پرکننده می‌باشد. این طرح وقتیکه فاصله مرکز سرویس‌ها^۱ تا دیواره خارجی 40 ft باشد مناسب به نظر می‌رسد. توجه شود که افزایش هزینه در مقایسه با انعطاف پذیری حاصل در چیدمان معماری پلان قابل توجه نمی‌باشد. البته هنگامی که طول دهانه به 45 ft و یا بیشتر می‌رسد، گزینه‌های دیگری مثل شاهتیرهای اصلی و یا خرپاهای سقفی مورد توجه قرار می‌گیرد. بررسی طول دهانه و بار زنده باید در هنگام طراحی اولیه پروژه دیده شود. از دیدگاه کلی اقتصادی، کوچکترین طول دهانه و کمترین بار زنده، احتمالاً طراحی موفق اقتصادی نخواهد بود.

¹ Service Core



در جدول 4 هزینه مقایسه ای ساخت چهار طرح فوق آمده است.

طول دهانه	هزینه فولادمصرفی	هزینه حمل و ساخت	هزینه اجرا	هزینه عرشه فلزی	هزینه کل
25 x 25 ft	21%	14%	34%	31%	100%
30 x 30 ft	25%	14%	32%	32%	103%
30 x 30 ft (alt.)	31%	16%	35%	31%	113%
30 x 40 ft	31%	13%	33%	32%	109%

جدول ۴- مقایسه نسبی هزینه تمام شده ساخت هر فوت مربع از سقف

۳- ملاحظات سرویس دهی

سه موضوع در این بخش بایستی مورد توجه قرار گیرد:

- ارتعاش سقف در اثر حرکت ساکنین
- اُفتادگی (Deflection)
- کنترل ترک‌ها

تحت شرایط خاصی، ممکن است سیستم‌های سقف کامپوزیت در اثر فعالیت ساکنین ارتعاشات ناخوشایند داشته باشند. این مورد در سقف‌های بزرگ و بدون کف سازی و یا بدون مبلمان (کف‌پوش، موکت، اثاثیه تیغه‌های جداگر) رخ می‌دهد. زیرا کف سازی و مبلمان در صورت وجود به صورت میراگر عمل نموده و ارتعاشات سقف را کاهش می‌دهند. اطلاعات Murray و Galambos و Hendrich در این مورد کمک کننده است.^۲ اُفتادگی بوجود آمده در سقف‌های مختلط بستگی به نوع سقف دارد.

²- در این رابطه در جلد یازدهم از سری کتابهای AISC Design Guide series تحت عنوان: Floor vibration due to human activity توضیحات کامل داده شده است. این کتاب تحت عنوان لرزش کف‌ها ناشی از عملیات انسانی توسط این انتشارات ترجمه و چاپ گردیده است.

در سقف بدون شمع بندی، افتادگی ناشی از بار بتن سقف (کل بارهای وارده به سقف قبل از گرفتن بتن.م) مستقل از زمان بوده و با گذشت زمان افزایش نمی یابد. در سیستم سقف با شمع بندی، افتادگی ناشی از بار بتن با گذر زمان در اثر جمع شدگی و خزش افزایش می یابد. همچنین در هر دو سیستم افتادگی، ناشی از بار مرده کف سازی سقف و متوسط بار زنده به علت جمع شدگی و خزش در طول زمان افزایش می یابد. یک روش به منظور در نظر گرفتن اثرات خزش و جمع شدگی، کاهش 50 درصدی مدول الاستیسیته بتن در محاسبات سقف مختلط است. در این صورت:

$$E_c = 0.5W^{1.5} \times \sqrt{F'_c} \quad 3$$

که در آن:

$$W = \text{وزن مخصوص بتن بر حسب } lb/ft^3$$

$$F'_c = \text{مقاومت سیلندری بتن بر حسب } lb/in^2$$

(توجه شود که در مبحث دهم مقررات ملی در این مورد⁶⁶ درصد کاهش پیش بینی شده یعنی به پیشنهاد نویسنده n دو برابر شده و در مبحث دهم سه برابر شده، ضمناً می توان $E_c = 5000\sqrt{F'_c}$ فرض کرد و $n = E_s/E_c$ می باشد. م) در بخش ۲-۶ یک مثال در رابطه با در نظر گرفتن خزش در طراحی تیرهای مرکب حل شده است. در این مثال تیرها از پروفیل $W16x31$ ساخته شده از فولاد $F_y = 36ksi$ به طول $30ft$ و دارای 32 عدد گل میخ به قطر $0.75in$ که تیرها به فواصل مرکز به مرکز $10ft$ از یکدیگر قرار گرفته اند. برای این مقطع مختلط ممان اینرسی در محاسبات بارگذاری

$$E_c = 0.5(w^{1.5} \times 0.137\sqrt{F'_c}) \quad 3 \text{ - در مقیاس متریک}$$

$$W = \text{وزن مخصوص بتن بر اساس } kg/m^3$$

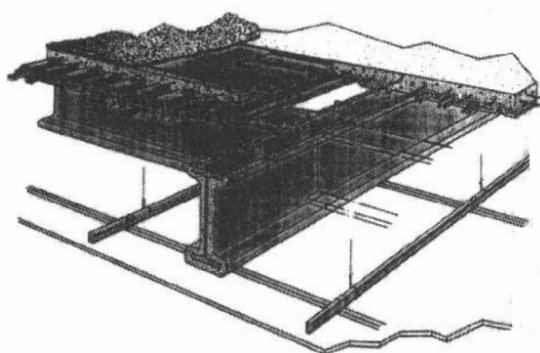
$$f'_c = \text{مقاومت سیلندری بتن بر حسب } kg/cm^2$$

کوتاه مدت برابر $1400in^4$ می باشد که با در نظر گرفتن اثر خزش و بارگذاری طولانی مدت، 15 درصد کاهش یافته و به $1185in^4$ می رسد. در ساخت بدون استفاده از شمع، افتادگی ناشی از بار بتن خیس برابر $0.9in$ است. با در نظر گرفتن بار $9psf$ برای کف سازی و متوسط بار زنده دائمی $10psf$ مقدار افتادگی دراز مدت به اندازه $0.10in$ افزایش می یابد. در ساخت به روش شمع بندی شده افت دراز مدت ناشی از بار بتن خیس، بار کف پوش و متوسط بار زنده دائمی $10psf$ ، برابر با $0.37in$ می شود. همانطور که قبلاً توضیح داده شد، بهتر است در قسمت هایی از دال بتنی که بالای تیرهای اصلی قرار دارند، آرماتورهایی به منظور کنترل ترک قرار داده شود. در سقف های شمع بندی شده، پس از برداشتن شمع ها در قسمتی از دال که در بالای (وجوارم) تیرهای اصلی سازه قرار دارد، ترک ظاهر می گردد. آرماتورهایی که در این قسمت قرار داده شده اند، وسعت و ابعاد ترک ها را محدود می کنند. اساساً با توجه به ماهیت مقطع مختلط، بروز ترک در قسمت بالای دال و بر روی تکیه گاه ها، قبل از عمل نمودن مقطع به صورت مختلط، طبیعی است.

اکثر طراحان، سقف های مختلط را به روش حالت حدی طراحی می نمایند که در آن از ممان منفی در تکیه گاه ها صرف نظر می گردد. بنابراین بتن سقف بر روی تکیه گاه وقتیکه بار واقعی به آن وارد می شود ترک می خورد. علاوه بر مورد ذکر شده، قبل از وارد عمل شدن بتن و فولاد به طور مختلط، میزان کمی لغزش بین مقطع فولادی و مقطع بتنی رخ می دهد. (این مطلب برای سیستم های با شمع بوده و بعد از برداشتن شمع پیش می آید. م) برای سقف هایی که بارهای زنده سنگین دارند و یا در معرض بارهای متحرک مانند بار لیفتراک قرار دارند، بهتر است دال های سقف را با آرماتور فوقانی طراحی نمود تا عملکرد سقف در دراز مدت قابل قبول باشد.

۳-۱ عبور تاسیسات از زیر سقف

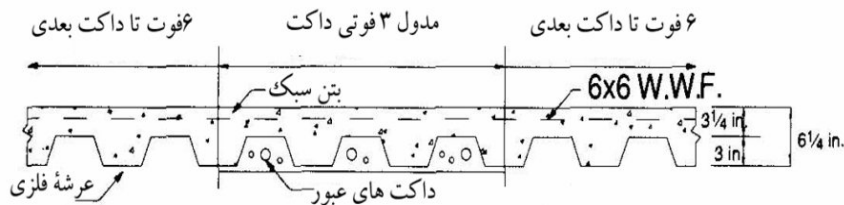
استفاده از داکت‌های زیر سقفی که امکان دسترسی راحت تر به منظور تعمیرات و همچنین جا نمایی مناسب تر فضای داخلی دفاتر را به همراه دارد. مورد قبول استفاده کننده و مالکین و انبوه سازان است.



شکل ۶- سیستم سقف مختلط با عرشه فلزی و در توزیع برق و فضاهای خالی زیر سقف

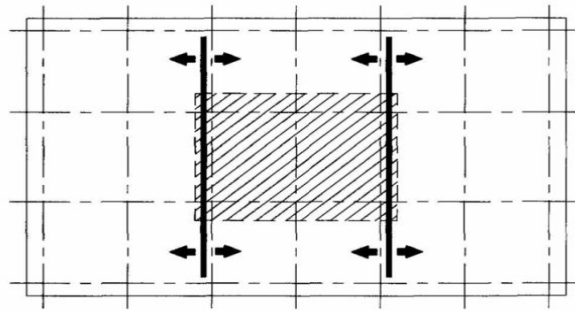
همچنین استفاده از این روش، سرویس و تعمیر سیستم‌های تاسیساتی و برق و ارتباطات را برای ساکنین ساختمان از داخل واحد مربوطه امکان پذیر می‌نماید. معمولاً واحدهای لانه زنبوری عرشه سقف با واحدهای فلزی سقف کامپوزیت به منظور ایجاد سیستم های عبور تاسیسات از زیر سقف با فواصل منظم ترکیب می‌شوند. شکل ۷ مقطع داکت‌های زیر سقف به پهنای 3 فوت را که از بین تیرچه‌های سقف و از زیر دال عبور کرده اند نشان می‌دهد. داکت‌ها به فواصل مرکز به مرکز 9 فوت و به موازات یکدیگر

از زیر سقف عبور می کنند. فواصل داکت ها با تغییر پهناي داکت و يا تعداد واحدهای لانه زنبوری و سقف کامپوزیت آنها تغییر می کند.

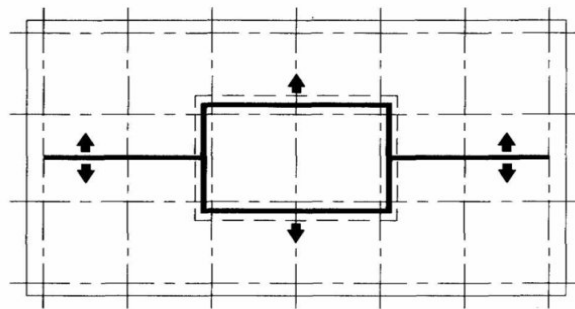


شکل ۷- عبور داکت های تاسیساتی از زیر دال بتنی سقف

عبور داکت ها از زیر سقف نیازمند به در نظر گرفتن برخی ملاحظات طراحی از سوی مهندسین معمار می باشد. به منظور کاهش دادن طول کانال ها بایستی محل قرارگیری داکت های قائم به طور مناسب انتخاب گردد. شکل (الف- ۸) و (ب- ۸) دو گزینه مختلف از نحوه قرارگیری داکت های قائم برای فضایی با ابعاد $100\text{ ft} \times 180\text{ ft}$ را نشان می دهد. طول داکت ها در شکل الف حدوداً $\frac{2}{3}$ مورد نشان داده شده در شکل ب می باشد، بنابراین با انتخاب گزینه الف صرفه جویی قابل توجهی در هزینه های اجرای داکت امکان پذیر می شود. (در هر فوت مربع 0.15 تا 0.2 \$)



الف- طول مجراهای توزیع برابر ۲۰۰ فوت می باشد.



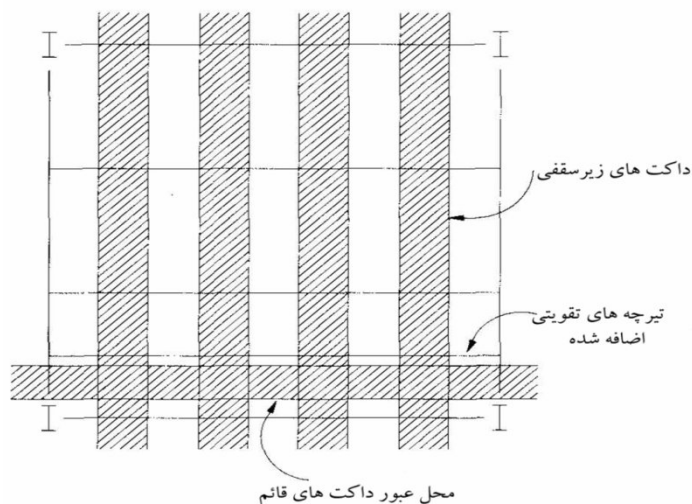
ب- طول مجراهای توزیع برابر ۳۰۰ فوت می باشد.

شکل ۸- پلان مسیرهای توزیع داکت‌های زیر سقفی

برای یک ساختمان اداری به منظور محافظت 2 ساعته در مقابل آتش سوزی استفاده از بتن سبک به ضخامت $3\frac{1}{4}$ in بر روی عرشه فلزی کافی است. همچنین در صورت عبور داکت از زیر سقف، علاوه بر رعایت ضخامت فوق الذکر برای بتن، بایستی از پوشش‌های ضد حریق بر روی کانال‌های عبور تاسیسات استفاده نمود. البته راه حل دیگر برای محافظت در برابر آتش سوزی استفاده از بتن معمولی به ضخامت حداقل $2\frac{1}{2}$ in می‌باشد که سطح آن با اسپری‌های مخصوص محافظ آتش پوشیده شده باشد.

استفاده از داکت‌های زیر سقفی و همچنین داکت‌های قائم نیازمند در نظر گرفتن

برخی ملاحظات خاص در طراحی سازه بوده و وجود کانال‌های عبور تاسیسات بر طراحی سقف مختلط، تیرچه‌ها و تیرهای اصلی تاثیر گذار است.



شکل ۹- تیرچه اضافی در مجاورت داکت قائم

عبور داکت‌های قائم باعث تضعیف سقف مختلط می‌شود. بنابراین عرشه باید به طریقی طراحی شود که بارهای قائم را بدون کمک عمل مختلط سقف متحمل شود. ممکن است یک تیرچه اضافی به این منظور استفاده شود. (شکل ۹)

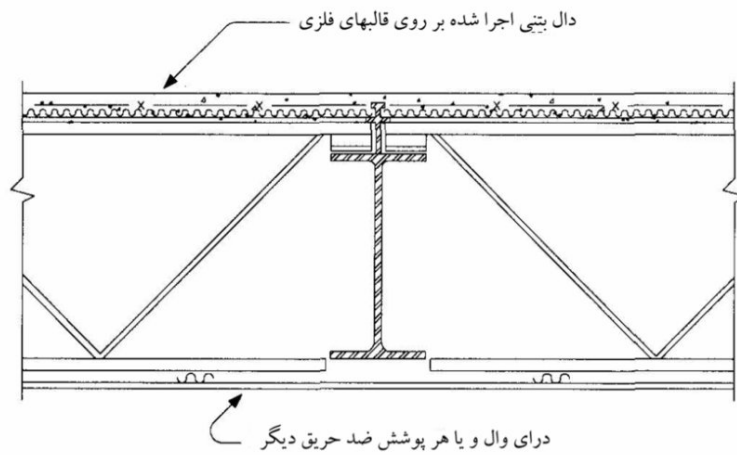
تیرچه مجاور داکت باید فقط برای شرایط دال که به یک طرف تیر مرتبط می‌شود، طراحی شود. (چه از نظر بار و چه از نظر بال بتنی م). اگر تیرچه در هر دو طرف داکت وجود نداشته باشد، عرشه باید به تنهایی، بدون عمل مختلط برای تحمل بار طراحی شود. در اینصورت، سختی سقف در آن دهانه، کاهش یافته و در آن ناحیه کف، حالت ژله ای (نرم و اسفنجی) می‌گیرد. شایسته‌ها نیز باید در این مورد با عملکرد غیر مختلط محاسبه شوند.

۴- سیستم سقف با تیرچه های با جان باز

سیستم سقف با تیرچه های فولادی با جان باز در پروژه های مسکونی و تجاری استفاده می شود. (شکل ۱۰) آمار بالای استفاده سالیانه ده ها میلیون فوت مربع از این سیستم حاکی از به صرفه بودن این سیستم از لحاظ اقتصادی می باشد و استفاده از این نوع سیستم، نقایص روند خدمت رسانی را به حداقل می رساند. آیین نامه طراحی و استانداردهای مربوط به این نوع تیرچه ها توسط موسسه (SJI, Steel Joist Institute)، واقع در Myrtle Beach در کالیفرنیا جنوبی، تدوین گشته است.

۴-۱ اندازه تیرچه ها و فواصل آنها

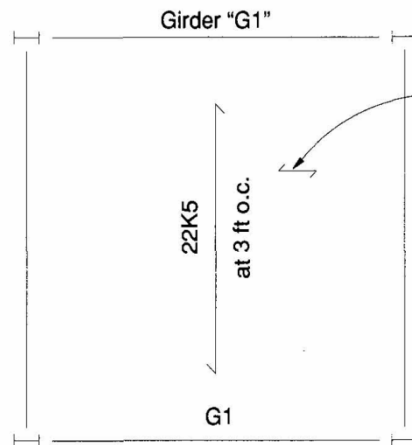
اقتصادی ترین انتخاب برای تیرچه های با جان باز معمولاً عمیق ترین و سبک ترین تیرچه است که در بیشترین فاصله مجاز از یکدیگر قرار گیرند. بیشترین فاصله مجاز قرارگیری تیرچه ها به ضخامت دال بتنی بستگی دارد. استفاده از فواصل 3ft و بیشتر باید مورد دقت قرار گیرد. کاهش تعداد تیرچه ها منجر به سنگین تر شدن تیرچه ها و همچنین مقاطع بهینه تر و احتمالاً کم شدن تعداد پل ها می گردد. البته در این صورت ضخامت دال بتنی افزایش می یابد. افزایش هزینه بتن مصرفی اغلب با صرفه جویی ناشی از کاهش تعداد تیرچه ها جبران می گردد. لازم به ذکر است افزایش ضخامت دال بتنی ارتعاشات ناشی از حرکت ساکنین را نیز کاهش می دهد. (به بخش ۴-۴ مراجعه شود).



شکل ۱۰- سقف دارای تیرچه‌های جان باز با پوشش ضد حریق

۲-۴ طراحی شاهتیر

شاهتیرهای نگهدارنده تیرچه‌های با جان باز معمولاً به صورت دو سر مفصل طراحی می‌شوند. البته هنگامیکه از پوشش‌های ضد حریق در سقف استفاده می‌شود (شکل ۱۰)، طراحی شاهتیرها به صورت تیرهای پیوسته و یا تیرهای مختلط به جهت کم شدن ارتفاع و وزن، اقتصادی‌تر است. به عنوان مثال در (شکل ۱۱) یک شاهتیر در سه حالت دو سر مفصل، یکسره (تیپ ۱ ساختمان‌های ASD و تیپ FR ساختمان‌های LRFD) و مرکب طراحی شده است.



دال بتنی به ضخامت حداکثر ۳ اینچ که بر روی عرشه فلزی به عمق ۰/۵۶۲۵ اینچ اجرا شده است.
مقاومت بتن برابر با ۳۰۰۰ psi می باشد. اگر شایسته ها نیز به صورت مرکب طراحی شوند، مقاومت بتن برابر با ۳۵۰۰ psi در نظر گرفته می شود.

بارها:

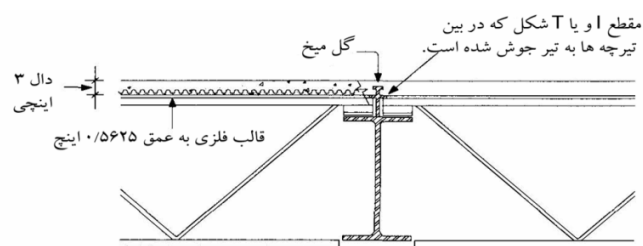
$$\begin{aligned} LL &= 50 \times 1.6 = 80 \\ \text{پارتیشن} &= 20 \\ DL &= 47 \} \times 1.2 = 80 \\ \text{مجموع} &= 117 \times (1.37) = 160 \text{ psf} \end{aligned}$$

روش های طراحی	افتادگی ناشی از بار زنده	پروفیل	F_y
دهانه ساده	0.96 in.	W18x60	50 ksi
دهانه یکسره (AISC)	0.38 in.±	W18x46	50 ksi
حالت تیر و پل به صورت مختلط طراحی شده	0.69 in.±	W18x35	50 ksi

شکل ۱۱- مقایسه یک تیر به صورت درو سر مفصل، یکسر

حداکثر عمق تیرها به 18in محدود شده تا پوشش ضدحریق به صورت پیوسته در زیر تیرهای اصلی نصب شود. افتادگی ناشی از بار زنده در این مثال بر اساس بارهای زنده کاهش یافته محاسبه شده است. باری معادل 20 psf برای پارتیشن ها در نظر گرفته شده است که ممکن است هر زمان (در طول بهره برداری) محل آن تغییر یابد. افتادگی تیر در حالت دو سر مفصل 0.96in می باشد. اگرچه این افت در مرز قبولی بوده و

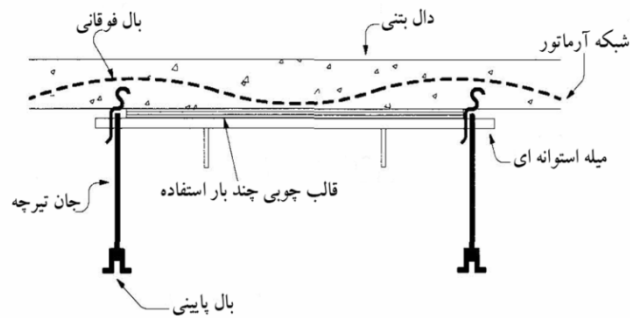
بعضی از مهندسين با آن موافق نمی‌باشند. در صورتیکه از فولاد $F_y = 36ksi$ استفاده شود، مشخصات تیر برابر با $W18x76$ بدست خواهد آمد. این مقطع تحت بار زنده اُفتادگی معادل $0.71in$ خواهد داشت. اگر تیر یکسره انتخاب شود مقایسه‌ای در وزن فولاد مصرفی و هزینه اتصال، در مورد ساخت و نصب، باید مورد توجه قرار گیرد. یک سیستم ثبت شده در مورد تیر مختلط که در مجله AISC(1984) معرفی شده ممکن است مناسب باشد. (شکل ۱۲)



شکل ۱۲ - تیر مرکب به همراه تیرچه‌های جان باز

۳-۴ سیستم تیرچه‌های مختلط

سیستم تیرچه‌های مختلط کاربرد بسیار گسترده‌ای دارند و با سیستم‌های دیگر قابل رقابت هستند. سازندگان مختلف تولیدات مختلفی ارائه می‌دهند. به عنوان مثال روشی که توسط شرکت Canam Hambro Systems بکار گرفته می‌شود، در شکل ۱۳ نمایش داده شده است. در این روش تیرچه‌ها به صورت منظم و در فواصل $4ft$ از یکدیگر قرار داده می‌شوند تا قالب‌های چوبی، که به شکل تخته‌های چندلا هستند، بین آن‌ها گذاشته شود. پس از آرماتور بندی و بتن ریزی دال قالب‌ها، به منظور استفاده مجدد، برداشته می‌شود. و دوباره قابل استفاده خواهند بود.



شکل ۱۳ - سیستم سقف با تیرچه فلزی به صورت مختلط

۴-۴ ارتعاشات کف

در مورد سقف‌های ساخته شده از تیرچه‌های فلزی با جان باز، مانند سایر سقف‌ها که فضای وسیعی بدون پارتیشن و یا انواع بارگذاری‌ها را دارند، ممکن است در اثر حرکت ساکنین ارتعاشات ناخوشایندی ایجاد شود. سقف‌های با طول دهانه‌های کوچکتر از 20 ft و بزرگتر از 35 ft به ندرت این مشکل را خواهند داشت، مگر در مورد دهانه‌های بسیار بلند با فرکانس طبیعی پایین. از طرفی سقف‌هایی که دارای تعدادی پارتیشن و یا سایر وسائل زندگی را دارند، معمولاً عملکرد مناسب داشته و ضعف ارتعاشی در اثر حرکت ساکنین را نخواهند داشت. در حال حاضر روش مرسوم و جهانی جهت ارزیابی این مشکل وجود ندارد. مطالعات آقایان Galambos (1988) و Murray (1975, 1981, 1991) و Murray and Hendrick (1977) شامل روش‌های طراحی می‌باشد که احتمال وقوع این مشکل در سقف‌ها در نظر گرفته شده است. یک روش به منظور ارزیابی عملکرد سقف ساخته شده با تیرچه‌های دارای جان باز، در کتاب *Vibration of Steel Joist-Concrete Floor Slabs* نوشته Galambos (1988) توسط انجمن تیرچه‌های فلزی

(SJI) چاپ شده است. این روش که برای سقف‌های با تیرچه با جان باز مناسب می‌باشد در اینجا توضیح داده خواهد شد. تعدادی از ضوابط مختلف برای تخمین مسائل لرزشی مطرح شده است. Murray (1981) روش‌های زیادی را در این مورد بررسی نمود و مشخص شد که نتایج این روش‌ها معمولاً با هم اختلاف دارد. دو روش از آن‌ها توضیح داده می‌شود. یکی از آن‌ها در چاپ Steel Joist Institute (1988 Galambos) و دیگری روش پیشنهادی Murray در کتاب‌های: "Acceptability Criterion for Occupant Induced Floor Vibrations (1981)" و "Floor Vibrations" (1991) مورد بررسی قرار می‌گیرد. همچنین یکی از گزارشات ASCE (1986) تحت عنوان:

"Structural Serviceability: A Critical Appraisal and Research Needs (ASCE 1986)" معیار پذیرشی را معرفی می‌نماید که مشابه کار انجام شده توسط Murray می‌باشد. رابطه زیر توسط آقایان Wise And Parmelee به عنوان معیاری در لرزش کف‌ها، ناشی از رقص و دویدن و عملیات مشابه، ارائه گردیده:

$$R = 5.08 \left(\frac{fA_o}{D^{0.217}} \right)^{0.265}$$

که در آن :

f = فرکانس طبیعی ارتعاش، cps

A_o = دامنه ارتعاش، in

D = درصد میرایی بحرانی

می‌باشد.

معیار پیشنهادیِ موسسهٔ SJI نیز به صورت زیر است :

$R = 2.5$: ارتعاشات چندان محسوس نیست.

$R = 3.5$: ارتعاشات مشخصاً محسوس است.

$R = 4.5$: ارتعاشات به شدت محسوس است

این مقادیر معتدل‌تر از آنچه در مقاله Wiss & Parmelec (1974) آمده است می‌باشد. همچنین Galambos محاسباتی را عرضه نمود که در آن ضوابط Murray که در ادامه می‌آید، مورد قضاوت قرار می‌گیرد.

روش Murray (1975, 1981) به نظر اغلب مهندسان طراح قابل اطمینان‌ترین و در عین حال ساده‌ترین روش در این مورد است. در این روش حد پایین میرایی لازمِ سقف از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$D = 35A_0f + 2.5$$

که در آن :

D = درصد میرایی بحرانی

A_0 = دامنه ارتعاش سقف در اثر ضربه پاشنه

f = اولین فرکانس ارتعاش طبیعی سقف

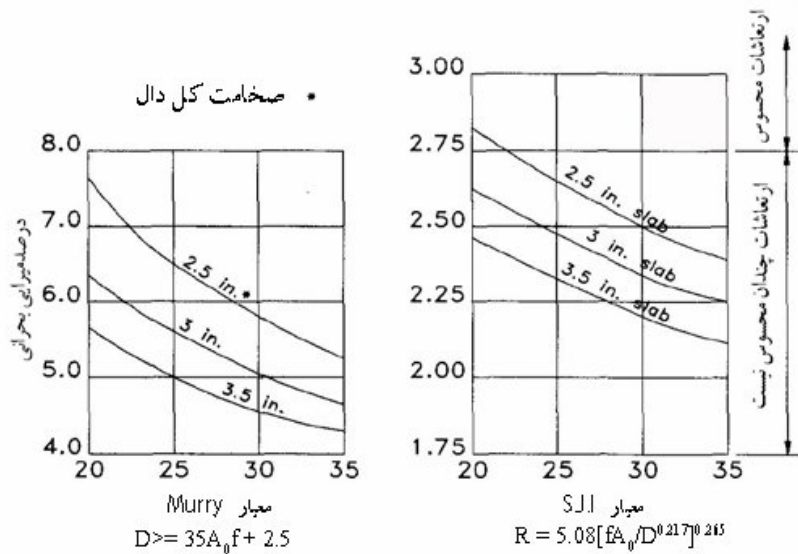
این روش ساده‌ای برای استفاده مهندسين می‌باشد و حد پائين درصد میرایی بحرانی لازم را نتیجه می‌دهد. بررسی‌های Murray روی رفتار 91 سیستم سقف انجام شده است. بعضی از مهندسين اعتقاد دارند که این روش برای سیستم‌های متنوع پوشش نتایج بهتری را عاید می‌کند. در بعضی اوقات طراحی سقف‌ها به منظور کاهش ارتعاشات ناشی از حرکت ساکنین موضوعی متناقض نما می‌باشد. به عنوان مثال در

صورتیکه تیر سقف را به منظور افزایش سختی آن سنگین تر انتخاب شود، در اغلب موارد افزایش فرکانس ارتعاش، اثر بیشتری در مقایسه با کاهش دامنه نوسان بر جای می‌گذارد.

در نتیجه مقدار (R) و درصد میرایی لازم (D) به جای کم شدن، افزایش می‌یابند. بنابراین افزایش اندازه تیر به منظور کاهش ارتعاشات سقف نتیجه معکوس به همراه دارد.

پیامدهای لرزش با ازدیاد دهانه به طور معکوس تغییر می‌یابد. اگر طول دهانه افزایش یابد، میزان R سقف و درصد میرایی بحرانی لازم D هر دو کاهش می‌یابد. تیرچه‌های سیستم کف با طول 20ft و کمتر، با مسائل لرزشی روبه‌رو نیستند. در شکل ۱۴ هر یک از دو معیار میرایی بحرانی Murray و پیشنهاد SJI به صورت نموداری برای سه ضخامت مختلف از دال رسم شده‌اند. مقادیر معیار SJI با فرض میرایی بحرانی 0.04 رسم شده است.

در رسم این نمودار تیرچه‌های با ابعاد و فواصل مختلف مورد بررسی قرار گرفتند و مشخص شد که معیار R تابعی از ابعاد و فواصل تیرچه‌ها نمی‌باشد. با توجه به نمودارهای شکل ۱۴ مشخص است که با افزایش ضخامت دال یا طول دهانه هر دو پارامتر R (معیار SJI) و میرایی لازم به سرعت کاهش می‌یابند.



شکل-۱۶ ارزیابی ارتفاعات سقف ساخته شده با تیرچه فلزی

به صورت مشابه، با افزایش طول دهانه و کاهش فرکانس طبیعی به کمتر از 3.0hz مشکل ارتعاشات ناخوشایند می‌تواند بسیار حاد شود. به عنوان مثال یک سقف با تیرچه‌های از نوع $52DLH$ و دهانه 90ft به فواصل 3ft و دال بتنی 3in. و عرشه فولادی که بار کل 100psf را تحمل می‌کند (30psf بار زنده و 70psf بار مرده)، دارای فرکانس طبیعی 2.6cps می‌باشد و با در نظر گرفتن 4% میرایی، پارامتر R برای این سقف برابر 1.97 بدست می‌آید.

ظاهراً، با در نظر گرفتن روش $Wiss$ and $Parmelee$ این سقف مورد قبول است. اگرچه بارگذاری‌هایی که تکرری نزدیک به فرکانس طبیعی این سقف دارند (همانند فعالیت‌هایی مانند رقص) ممکن است اثرات مخربی بر این سقف داشته باشد. بنابراین برای دهانه‌های بلند که محل تجمع و فعالیت‌های گروهی است، بهتر است آنالیز لرزشی انجام شود و در صورت لزوم از میراگرها استفاده شود. این موضوع در هر یک از دو

کتاب SJI و همچنین ASCE که در فوق معرفی شد، بررسی شده است. (مخصوصاً توسط کتاب AISC بعنوان راهنمای طراحی لرزش کف‌ها ناشی از عملیات انسانی، که در مورد تاثیر لرزش پل‌ها و ستون‌ها نیز به طور دقیق به طرح موضوع پرداخته و تحت همین نام توسط این انتشارات ترجمه و چاپ شده در زمان چاپ این نشریه هنوز نشریه راهنمایی AISC به چاپ نرسیده بوده است. ولی تجربیات مترجم برآنستکه بارعایت بند ۹-۱۴-۲-۶-۲ مبحث نهم مقررات ملی جدول ۹-۱۴-۲، در مورد ضخامت سقف‌ها، در صورتیکه پل‌های ساختمان مشکلی نداشته باشند، لرزش سقف‌ها در مورد انواع سیستم تیرچه و بلوک، که جان تیرچه در بتن محاط شده، قابل احساس نخواهد بود.م)

۵- طراحی برای بار باد

طراحی سیستم‌های سازه‌ای برای تحمل بارهای باد یکی از جالب‌ترین کارهایی است که مهندس طراح در زندگی حرفه‌ای خود با آن روبرو می‌شود. تعداد راه حل‌ها برای چنین مسائلی در حقیقت بی‌نهایت است و طراح با توجه به قضاوت مهندسی می‌تواند روش‌های جدید و راه حل‌های منحصر به فردی جهت طراحی سازه‌های بلند مرتبه ارائه دهد. طراحی سازه‌ها برای بارهای باد متضمن نوعی از طراحی است که علی‌رغم تحمل نیروهای ناشی از باد، هزینه ساخت سازه نیز مثل همیشه کاهش یابد و همچنین

سطح عملکردی مورد نیاز تامین شود. به عنوان مثال برای سازه‌ای که کاربری بیمارستانی دارد، سطوح عملکردی بالاتری مد نظر قرار می‌گیرد تا بارهای ناشی از باد، ارتعاشات ناخوشایندی برای بیماران ایجاد نکند.

از طرفی برای یک ساختمان اداری بوجود آمدن ارتعاشات محدود با دوره بازگشت 5 و یا 10 ساله مشکل چندانی ایجاد نمی‌کند. بنابراین لازم است سطوح عملکردی مختلفی از نظر مقاومتی و سرویس دهی برای سازه‌های با کاربری متفاوت تعریف شود. مثلاً یک بیمارستان معمولاً از لحاظ مقاومتی برای بار باد با دوره بازگشت 100 ساله و برای جابجایی‌های حاصل از بار باد با دوره بازگشت 50 ساله کنترل می‌شود. یک ساختمان اداری نیز از لحاظ مقاومتی برای بار باد 50 ساله و از لحاظ جابجایی‌های مجاز برای طوفان‌های با دوره بازگشت 10 ساله کنترل می‌گردد. در هر حال جابجایی‌های ناشی از بار باد نبایستی به نمای ساختمان و نازک کاری آسیبی وارد نماید.

۱-۵ مقادیر مجاز جابجایی افقی^۴ سقف

انتخاب یک محدوده معین برای جابجایی افقی ماکزیمم سازه، مسئله‌ای است که از زمان بوجود آمدن آسمان خراش‌ها و سازه‌های بلند مرتبه پیش روی مهندسان بوده. امروزه مشخص شده است که کنترل تغییر مکان جانبی سازه لزوماً به معنی مطمئن بودن از عملکرد بهتر ساختمان در برابر بارهای باد و عدم تاثیرات ناخوشایند بر ساکنین نیست. در ساختمان‌های بلند (دارای ارتفاع بیش از 100 متر) پارامتری که بایستی کنترل شود، شتاب جانبی ایجاد شده در بررسی اثر القایی حرکت باد است.

⁴ Drift

تعداد طبقات	نسبت ابعادی	تنش ستونها				ضرب تنش جان
		طبقه				
		طبقه پایین	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه آخر	شاهتیرها و مهارتندها
10 HT=125	5/1	10.1	8.9	7.2	7.1	1.36
	7.5/1	8.1	7.1	5.7	4.5	1.36
	10/1	6.5	5.7	4.6	3.6	1.36
20 HT=250	5/1	8.2	7.2	5.8	4.0	1.36
	7.5/1	7.4	6.8	5.4	4.2	1.36
	10/1	6.3	5.5	4.4	3.1	1.36
30 HT=375	5/1	6.8	5.9	4.7	3.1	1.36
	7.5/1	6.6	5.8	4.6	3.0	1.36
	10/1	4.6	4.0	3.2	2.1	1.36

جدول ۶- مقادیر تنش بهینه مربوط به قابهای مهاربندی شده با بادبندهای K شکل

(جدول ۶ بر اساس آییننامه BOCA - سرعت با 70 مایل در ساعت راس بادبند K رو به بالا.)

برای ساختمان های زیر 25 یا 30 طبقه کنترل تغییر مکان جانبی نیز احتمالاً در آینده نزدیک اهمیت پیدا می کند.

در حال حاضر بررسی در تونل باد، توجیه اقتصادی در مورد ساختمان های کوتاه ندارد. دو مرجعی که در این رابطه به تفصیل صحبت کرده اند، به منظور مطالعه بیشتر معرفی می شوند:

“Structural Design of Tall Steel Buildings (CTBUH 1978)”

“Human Response to Tall Buildings Wind-Induced Motion (Reed, Hansen and van marke 1972)”
مقادیر تغییر مکان جانبی مجاز در طول زمان بسیار متغیر بوده است (CTBUH 1979).

اخیراً در کمیته ASCE بخش طراحی سازه های فولادی تحقیقات و همچنین نظر سنجی گسترده ای از مهندسين طراح سازه انجام داد تا نتایجی را در این مورد بدست آورد

(ASCE 1988). این تحقیقات در گزارشی منتشر شده است. اما کمیته فوق فقط به نتایج نظر خواهی نپرداخته بلکه به ضمیمه پیشنهاداتی نیز در بیان نتایج ارائه کرده است.

نتیجه این نظر خواهی در هم و بر هم است. مهندسين باید در پاسخ به سوال

"مقدار مجاز تغییر مکان جانبی را چقدر انتخاب می‌کنید؟" نظر خود را اعلام می‌کردند.

در این سوال سی و چهار نوع مختلف از سازه‌ها و شرایط قرار گیری آنها در مقابل باد تعریف شده بود. در اغلب پاسخ‌ها، مقدار مجاز (تغییر مکان جانبی سازه تقسیم بر ارتفاع سازه) برای بار ناشی از باد در سطح بهره برداری برابر 0.0025 را جوابگو دانسته‌اند. با این حال کمیته فوق‌هیچگونه پیشنهادی در مورد مقدار مجاز تغییر مکان جانبی نداد. هدف از کنترل تغییر مکان جانبی ساختمان علاوه بر جلوگیری از ایجاد احساس نامطلوب در ساکنین، جلوگیری از آسیب به نمای ساختمان و اتصالات نما به قاب ساختمان می‌باشد.

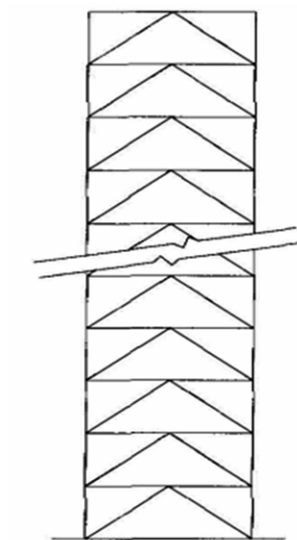
اتصالات نما به سازه باید به گونه‌ای باشند که تغییر مکان‌های جانبی را تحمل نمایند. رفتار ناشی از تغییر مکان افقی در سازه‌های بادبندی شده و بدون بادبندی به صورت مختصر در بخش بعد آمده است.

۲-۵ طراحی قاب‌های با بادبندی

معمولاً اقتصادی‌ترین روش برای تحمل بارهای ناشی از باد در ساختمان‌های چندین طبقه استفاده از قاب‌های بادبندی است. البته استفاده از بادبند باعث بوجود آمدن نیروهای برگشت^۵ زیادی حتی در ساختمان‌های 10 تا 15 طبقه می‌شود. در این مورد با استفاده از پی‌های عمیق که با نیروهای برگشت ایجاد شده مقابله می‌نمایند مشکل رفع

⁵ Uplift

خواهد شد. البته به طور کلی استفاده از قاب‌های بادبندی به همراه سیستم‌های سازه‌ای دیگر مانند خرپاهای کلاهی (Hat) و کمر بندی (Belt) می‌تواند بهینه‌تر باشد. به عنوان مثال در شکل ۲۳ ترکیب سیستم بادبندی را ببینید. (منظور احتمالاً شکل ۲۴ می‌باشد.)



شکل ۱۵- نمای سیستم مهاربندی K شکل

طراحی اتصالات مفصلی قاب‌های بادبندی K (شکل ۱۵) با مقاطع بهینه با استفاده از روش پیشنهادی Baker (1987) در ساختمان دفتری (Skidmore) شیکاگو استفاده شده است. روش‌های مشابه نیز توسط سایر مهندسين استفاده شده است. آقای Baker بر مبنای یک فرض کلاسیک پیشنهاد نمود:

$$A_i = \sqrt{\frac{p_i n_i}{\beta}}$$

که در آن :

$$\begin{aligned} A_i &= \text{مساحت بهینه مقطع عضو بادبندی} \\ p_i &= \text{نیروی عضو } i \text{ در اثر بارگذاری خارجی} \\ n_i &= \text{نیروی عضو } i \text{ در اثر بارگذاری مجازی} \\ \beta &= \text{پارامتر مجهول} \end{aligned}$$

مراحل محاسبه سطح مقطع بهینه بادبندها به صورت ذیل است:

- ۱- محاسبه نیروی اعضاء در اثر بارگذاری خارجی.
 - ۲- محاسبه تنش اعضاء در اثر بار مجازی. این بار در محل و جهت و نقطه‌ای وارد می‌شود که خواستار بهینه شدن جابجایی آن نقطه هستیم.
 - ۳- محاسبه سطح مقطع اعضاء (A_i) با فرض $\beta = 1$.
 - ۴- محاسبه جابجایی سازه در محل اعمال بار مجازی با استفاده از سطح مقاطع (A_i) محاسبه شده با فرض $\beta = 1$.
 - ۵- اصلاح سطح مقطع اعضاء (A_i) با ضرب آن در کسر (جابجایی مورد نظر تقسیم بر جابجایی محاسبه شده) با فرض $\beta = 1$.
- مثالی از روش فوق در بخش ۳-۶ ارائه شده است. در این مثال شاخص جابجایی (DI) به صورت زیر تعریف و مقدار مجاز آن برابر 0.0025 فرض شده است.

جابجایی کلی تقسیم بر ارتفاع کلی ساختمان = Deflection Index (DI)

همچنین برای سادگی، نیروی باد یکنواخت 10kips در هر طبقه در نظر گرفته شده است. در این مثال، حل در جداول متوالی ارائه شده. ستون‌های این جداول شماره گذاری و نامگذاری شده است، به صورتیکه می‌توان هر ستون را به عنوان یک متغیر در برنامه کامپیوتری تعریف نموده و حل را با استفاده از کامپیوتر انجام داد. الگوریتم مورد استفاده در تعیین جابجایی خرپا مشابه الگوریتم مطرح شده در کتاب:

Plastic Design of Braced Multistory Steel Frames (AISI, AISC 1986)

است. لازم به ذکر است سطح مقطع محاسبه شده از روش فوق فقط با توجه به جابجایی جانبی ساختمان بهینه شده است و مقاومت هر یک از اعضاء برای ترکیب بارهای مختلف بایستی کنترل گردد. واضح است که سطح مقطع بهینه اعضاء در طبقات بالائی کمتر از آنچه که برای مقاومت سازه لازم است می‌باشد، بنابراین جابجایی نهایی ساختمان کمتر از شاخص جابجایی فرض شده، بدست می‌آید. این روش برای بهینه سازی طراحی هر سازه خرپایی - مفصلی دیگر نیز قابل استفاده است.

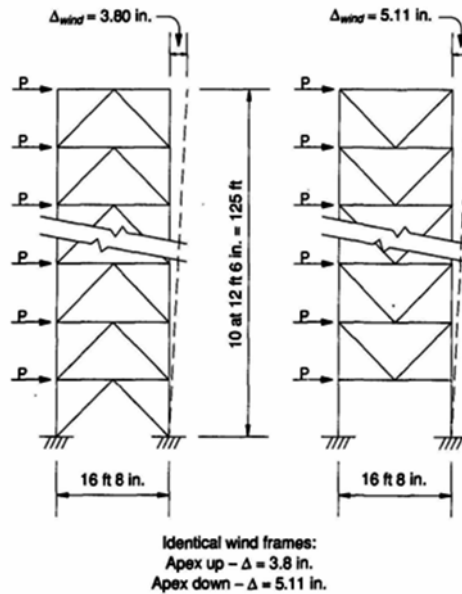
نکته مهم در طراحی بادبندهای K شکل آن است که راس این اعضاء به سمت بالا باشد. جابجایی جانبی یک ساختمان 10 طبقه (شکل ۱۶) با نسبت ارتفاع به پهنای $\frac{7.5}{1} = \frac{125}{16.66}$ و با استفاده از تنش متوسط بدست آمده از جدول ۱ در بخش ۶-۳ حداکثر برابر 3.8in بدست آمده است، بنابراین شاخص جابجایی آن برابر است

$$DI = \frac{3.8/12}{125} = 0.00253 \quad \text{با:}$$

با در نظر گرفتن همان قاب که رأس بادبندهای K شکل آن رو به پایین است، مقدار جابجایی برابر با 5.11in و شاخص جابجایی برابر مقدار زیر بدست می‌آید:

$$DI = \frac{5.11/12}{125} = 0.00341$$

ملاحظه می‌شود که صرفاً به دلیل تغییر در جهت قرار گیری بادبند، جابجایی جانبی 35 درصد افزایش یافته است.

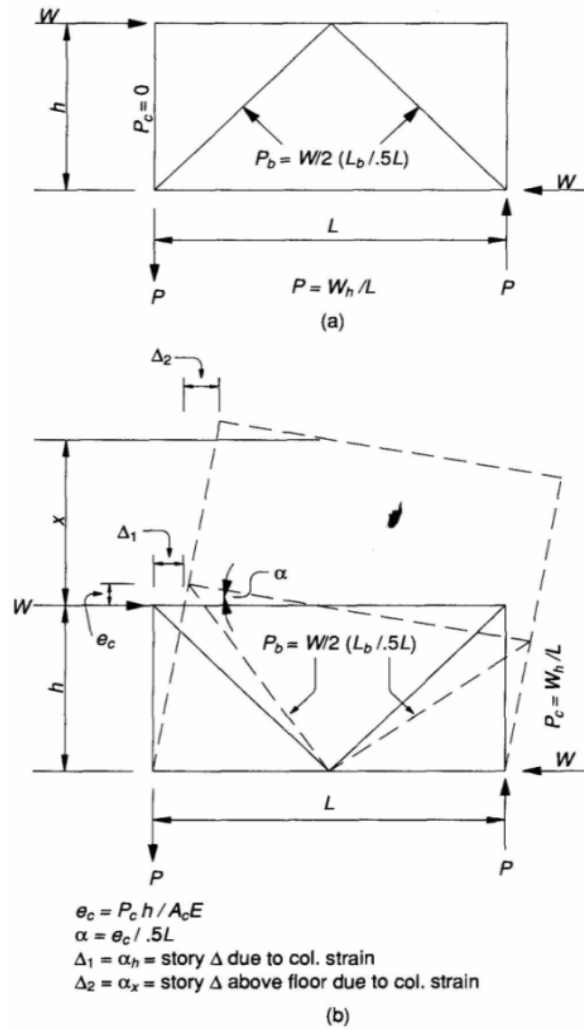


شکل ۱۶ - مقایسه جابجایی جانبی قاب در اثر بار باد

هنگامیکه رأس بادبندهای K شکل رو به بالا است، تغییر شکل ستون‌های آن طبقه نقشی در جابجایی جانبی آن طبقه ندارد. شکل ۱۷ تغییر مکان جانبی ناشی از تغییر شکل ستون‌ها در یک طبقه از قاب را نمایش می‌دهد. در شکل (۱۷-الف) که رأس بادبند K شکل رو به بالا قرار دارد، نیروی ایجاد شده در ستون‌ها در اثر برش وارد به آن طبقه صفر است و تمام نیروی برشی توسط بادبندها تحمل می‌شود. بنابراین تغییر شکل در ستون‌ها ایجاد نمی‌شود و در نتیجه چرخشی نیز در این طبقه به علت تغییر

⁶ Strain

شکل ستون‌ها بوجود نمی‌آید. در شکل (۱۷-ب) رأس بادبند رو به پایین است و همانطور که در شکل نمایش داده شده در ستون‌ها نیروی محوری ایجاد می‌شود و باعث تغییر شکل (محوری) ستون‌ها و پیچش طبقات و جابجایی جانبی طبقه می‌گردد.



شکل ۱۷- تغییر مکان مهاربند K شکل ناشی از تغییر طول ستون

تغییر مکان طبقات بالاتر نیز به علت چرخش طبقات زیرین بیشتر می‌شود. که برابر است با فاصله از طبقه پایینی در چرخش طبقه پائین $[\delta_2 = (h+x) \times (\delta_1/h)]$ م. این پدیده در ساختمان‌های بلند کمتر دیده می‌شود.