

قابل توجه طراحان سازه‌ای ساختمان‌ها

مقاله حاضر حاصل تجربیات یکی از اعضای گرامی گروه بازیابی دفترچه‌های محاسبات سازه‌ای می‌باشد که با هدف تبادل این تجارب تنظیم گردیده و امید می‌رود ضمن جلب توجه ویژه مهندسان محترم محاسب و بخصوص مهندسان جوان، در ارتقاء کیفیت طراحی‌های سازه‌ای، مفید واقع گردد. در ضمن چنانچه اعضای گرامی محاسب سازه نکات مفید دیگری را مدنظر دارند که بتواند راه‌گشای طراحی سازه‌ای ساختمانها باشد می‌توانند برای فصلنامه "گزارش" ارسال فرمایند تا نسبت به درج آن موارد در فصلنامه اقدام گردد.

شورای نویسندگان

بازیابی محاسبات سازه‌ای، بستری برای تبادل تجارب

مهندس غلامحسین هوشمند سروستانی

عضو هیأت علمی دانشگاه آزاد اسلامی استهبان

مهندسان محاسب و بخصوص به مهندسان جوان می‌باشد و نتیجه قطعی چنین اقدامی، کاهش قابل توجه مشکلات دفترچه‌های محاسباتی و نقشه‌های سازه‌ای و همچنین ارتقاء سطح فنی محاسبات و مدارک فنی خواهد بود.

نویسنده، طی مدت طولانی همکاری با ارگانهای مختلف در امر بازیابی مدارک فنی سازه‌ای، موارد اشکال متعددی را، آنهم به دفعات، در دفترچه‌های محاسباتی مشاهده نموده و ناگزیر از انعکاس این موارد به مهندسان محترم محاسب مربوطه گردیده‌ام. لذا باتوجه به واقعی و مستند بودن اینگونه موارد و در راستای هدف انتقال متقابل تجارب حرفه‌ای، ذیلاً خلاصه‌ای از اهم این موارد به نظر خوانندگان محترم می‌رسد امید است این رویه آغازی باشد برای ادامه اینگونه اقدامات در زمینه‌های مشابه.

شایان ذکر است بیان این موارد فقط و فقط با هدف فوق‌الذکر صورت گرفته و به هیچ عنوان از ارزش والای تخصصی و خدمات طاقت‌فرسای مهندسان محاسب سازه نمی‌کاهد.

خلاصه اهم نتایج بازیابی:

۱- استفاده از دو سیستم سازه‌ای برابر جانبی متفاوت، در یک راستا، در پلان، (مثلاً اینکه تعدادی از قابهای عرضی قاب خمشی و تعدادی دیگر از قابهای عرضی؛ قاب ساده با مهاربند باشند) قابل قبول و یا مورد تأیید استاندارد ۲۸۰۰ نمی‌باشد. (بطورخوش‌بینانه میتوان گفت که استاندارد ۲۸۰۰ در این

یکی از مراحل قانونی در روند صدور پروانه ساختمانی ساختمانهای طبقاتی، مرحله بازیابی مدارک فنی محاسبات سازه‌ای ساختمان می‌باشد، و این در حالی است که، شیوه اجرایی رایج جهت انجام این مرحله، در حال حاضر با نقاط ضعف متعددی مواجه بوده و از زوایای مختلفی قابل نقد و بررسی می‌باشد. موضوعاتی از قبیل ارگان یا سازمان مسئول بازیابی، نحوه انتخاب مهندسان بازیابی، وظایف مهندس محاسب در پاسخگویی به موارد، شیوه پاسخگویی مهندس محاسب، مسئولیت‌های حقوقی بازیابی، تأثیر نتایج بازیابی در ارزیابی و سوابق عملکرد مهندس محاسب، حق‌الزحمه بازیابی، رعایت شئون حرفه‌ای، تأثیر روابط شخصی فیما بین محاسب و بازیابی بر امر بازیابی، حدود وظایف و اختیارات بازیابی، محتویات ضروری دفترچه‌ها، زمان‌بندی مراحل بازیابی، مزایا و معایب بازیابی بودن، مستندسازی نتایج بازیابی، نحوه گردش کار و... همگی، از جمله مواردی هستند که مستلزم بحث و بررسی جدی اما جداگانه می‌باشد.

با این حال یکی از نتایج مفید و مهم مرحله بازیابی، انتقال تجارب حرفه‌ای و آموزش متقابل فیما بین مهندسان بازیابی و مهندسان محاسب می‌باشد که می‌توان با تمهیداتی مناسب، آن را عملیاتی نمود.

در همین راستا، یکی از راهکارهای مؤثر، شناسایی اهم نتایج بازیابی‌های گذشته و اهم نقاط ضعف دفترچه‌های محاسباتی قبلی و سپس انعکاس و شناساندن این موارد به

زمینه، مسکوت و فاقد ضوابط مربوطه می‌باشد، به ضابطه ۲-۳-۸ و بندهای مربوطه از استاندارد ۲۸۰۰ مراجعه شود).

۲- آخرین مقاطع مورد استفاده در آنالیز مدل ساختمان برای تمامی اعضا (تیرها، ستونها، مهاربندها) می‌بایست با آخرین مقاطع طراحی‌شده، یکسان باشند و بالعکس. در مواردی مشاهده می‌شود که آنالیز سازه، براساس دو یا سه نوع مقطع (مثلاً مهاربند و یا ستون) صورت می‌گیرد، اما در طرح نهایی، مقاطع اعضا بسیار متنوع می‌باشد. این موضوع در قابهای مهاربندی شده، به مقطع مهاربندها و در قابهای خمشی به مشخصات مقطع تیرها و ستونها حساس می‌باشد. و در صورت عدم انطباق مقاطع آنالیز با مقاطع طراحی، منجر به غلط شدن نتایج آنالیز می‌گردد.

۳- ستونهای کناری ساختمان، که در مجاورت رمپ پارکینگ قرار می‌گیرند، در یک راستا؛ در تراز سقف، فاقد مهار جانبی بوده و در آن راستا دارای ارتفاع آزاد بمیزان دو طبقه بوده، لازم است در طراحی و کنترل ضریب لاغری (KL/r)، مورد توجه قرار گیرند.

۴- در طراحی قابهای خمشی توسط ETABS، درموردی محاسبه ضریب طول موثر کماتشی ستونها، K ، با اشکال مواجه می‌شود. لازم است این امر، مورد توجه قرار گیرد.

۵- برای یک ساختمان، حتی در صورت منظم بودن، حالات بارگذاری استاتیکی زلزله شامل ۸ حالت می‌باشد که در مواردی اشتباهاً، فقط ۴ حالت منظور می‌شود. این ۸ حالت عبارتند از:

$$\pm EQ_x \pm Eccentricity_y$$
$$\pm EQ_y \pm Eccentricity_x$$

(البته ساختمانهای مشمول بند ۲۸۰۰-۲-۳-۱۰-۴ از این مورد مستثنی می‌باشند).

۶- لزوم کنترل برش تیری در فونداسیونهای نواری؛ علاوه بر کنترل برش سوراخ‌کننده یا کنترل مقاومت خمشی. این موضوع گرچه در مواردی می‌تواند منجر به تغییر عرض نواریهای فونداسیون شود، اما معمولاً توسط محاسبین، کمتر مورد توجه قرار می‌گیرد.

۷- درمدل‌سازی تراز پای ستونها بر روی فونداسیون، توجه شود، که این تراز، معمولاً در حدود 50cm - 25cm پایین‌تر از تراز کف تمام شده معماری بوده و می‌تواند در نتایج آنالیز تاثیرگذار باشد. به این ترتیب ارتفاع پائین‌ترین طبقه در مدل سازه‌ای، با ارتفاع نظیر در نقشه‌های معماری متفاوت خواهد بود.

۸- در صورت تعبیه پدستال برای پای ستونها، برش پای ستون، به صورت لنگر خمشی متمرکز بر روی فونداسیون ظاهر می‌گردد که بایستی در بارگذاری و طراحی فونداسیون مدنظر قرار گیرد. این برش، به علاوه منجر به بروز برش و خمش در خود پدستال نیز می‌گردد که می‌بایست در طراحی پدستال مدنظر قرار گیرد. (علاوه بر فشار یا کشش محوری در پدستال) این موارد، در قابهای ساده، برای پای ستونها مجاور مهاربند، و در قابهای خمشی برای پای همه ستونها (حتی با اتصال مفصلی)، ایجاد شده، و در مواردی می‌تواند، بصورت برش دو جانبه پای ستون به پدستال منتقل شده و در پای پدستال بر روی فونداسیون، لنگر خمشی دو جانبه ایجاد نماید.

۹- در اتصال مهاربندها به پای ستونها، خط جوش اتصال ورق اتصال به وجه قائم ستون تحت اثر سه نوع تنش‌های کششی، برشی و کشش ناشی از خمش قرار می‌گیرد و لازم است در طراحی این جوش، اثر ترکیبی تنش‌های سه‌گانه مذکور مدنظر قرار گیرد. در این موارد، بعد جوش مذکور، به زاویه تمایل مهاربند (α) حساس می‌باشد.

۱۰- کنترل تنش برشی برای تیرهای فولادی درسقف‌های مختلط (Composite)، به علت افزایش باربری تیر ناشی از عملکرد مختلط، حائز اهمیت می‌باشد. (بند ۱۰-۲-۳-۷-۳ مقررات ملی). توضیح اینکه در طراحی تیرهای فولادی غیر مختلط، کنترل تنش خمشی حاکم بر طرح مقطع بوده و تنش برشی تیر، کنترل‌کننده طرح مقطع نمی‌باشد. اما در تیرهای فولادی مختلط، به علت افزایش برش تکیه‌گاهی (ناشی از افزایش باربری خمشی مقطع مختلط)، تنش برشی می‌تواند کنترل‌کننده طرح مقطع باشد.

۱۱- در مواردی که به علت گیرداری پای ستون، یا به علت وجود پدستال، یا به علت برون مرکزیت ستون بر روی کف ستون، در فونداسیون لنگر خمشی متمرکز خارجی ایجاد می‌گردد، لازم است در کنترل برش سوراخ‌کننده فونداسیون، علاوه بر اثر نیروی برشی، تنش‌های برشی ناشی از بخشی از لنگر خمشی نیز، محاسبه و مدنظر قرار گیرند: ضوابط این مطلب در بندهای ۹-۱۲-۱۷-۵-۱ و ۳-۱۵-۹-۳ و نیز بندهای ۹-۱۲-۱۷-۱۲-۱۲ ب مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ارائه شده است. برای توضیحات بیشتر می‌توان به بخش تفسیر ۲۰۰۵-۳۱۸-ACI (ترجمه مهندس علی قربانی و همکاران) بند ۱۱، ۱۲، ۶ انتقال لنگر در اتصالات دال-ستون مراجعه نمود.

رابطه محاسباتی مربوطه به شرح زیر است و تعاریف پارامترهای مربوطه در مآخذ مذکور ارائه گردیده است:

$$v = \frac{V_U}{\Phi.A_c} + \frac{M_{UV}.C}{\Phi.J_c} \leq v_c$$

۱۲- در بارگذاری کفها، در مدلسازی کامپیوتری، احتساب بار معادل تیغه‌ها به روشهای زیر غلط است:

۱- بمیزان 130kg/m^2

۲- بمیزان 100kg/m^2

۳- بر مبنای محاسبه بار معادل متوسط در کل مساحت پلان. و روش صحیح عبارت است از: (بند ۲-۲-۲۶ مقررات ملی) یعنی: محاسبه وزن کل تیغه‌های سبکتر از 275kg/m^2 در هر چشمه از کف و پخش کردن آن در مساحت همان چشمه.

بار معادل تیغه‌ها در برخی از چشمه‌های کف، بسته به تراکم تیغه‌ها تا حدود 400kg/m^2 نیز می‌رسد. و اشتباه در طرح و محاسبه بار معادل تیغه‌ها تاثیر تعیین کننده در طراحی‌ها و از جمله:

- در طرح تیرها، در طرح نشیمن تیرها، در طرح ستونها، در طرح کف ستونها، در طرح فونداسیون و از همه مهمتر در تعیین وزن موثر ساختمان و برش پایه و... خواهد داشت.

۱۳- در کنترل مقطع تیرهای طبقات که به مهاربندهای Δ متکی هستند، می‌بایست از اثر وجود مهاربند Δ (که اثر کاهنده بر روی لنگر خمشی و خیز تیر دارد)، صرف نظر شود. (بند ۱۰-۳-۱۰-۴ مقررات ملی)

۱۴- امتداد تیرچه‌ریزی کفها (چشمه‌های مختلف کفها) در نقشه‌های اجرایی و در مدل سازه‌ای می‌بایست یکسان باشد. در مواردی این تناقض در مدارک فنی مشاهده شده است. تعویض امتداد تیرچه‌ریزی در حین اجرا نیز صرفاً با هماهنگی با مهندس محاسب مجاز خواهد بود.

۱۵- نبشی نشیمن، به عنوان تکیه‌گاه تیر (اتصال تیر به ستون) تنها برای عکس‌العملهای سبک قابل استفاده است. مثلاً استفاده از نبشی نشیمن $L100 \times 100 \times 160$ برای تیر IPE220 تنها، قادر به انتقال عکس‌العمل تکیه‌گاهی $R=4,4\text{TON}$ و استفاده از نبشی نشیمن $L150 \times 180 \times 150$ برای تیر IPE300، عکس‌العمل $R=7,1\text{TON}$ را انتقال خواهد داد. (برگرفته از جداول کتاب راهنمای اتصالات در ساختمانهای فولادی - دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان)

بدیهی است در سایر موارد، می‌بایست از روشهای دیگر مثلاً صفحه نشیمن تقویت شده یا اتصال با نبش‌های جان استفاده شود.

۱۶- در اتصال تیر به ستون توسط نبشی نشیمن، تعبیه سخت کننده لچکی در دهانه نبشی گرچه ممکن است، خمش بال نبشی را منتفی سازد، اما ظرفیت باربری اتصال را نه تنها

افزایش نداده بلکه کاهش نیز خواهد داد زیرا

اولاً: طول جوش اتصال نبشی به ستون، ثابت می‌ماند.

ثانیاً: خروج از مرکزیت بار عکس‌العملی روی نبشی نسبت

به بر ستون بحرانی‌تر می‌گردد.

لذا اضافه کردن سخت کننده مذکور چه در نقشه‌های

اجرایی و چه در حین اجرا، از نظر تنش ایجاد شده در جوش

نبشی به ستون، درخلاف جهت اطمینان است. در صورت نیاز

به افزایش ظرفیت باربری اتصال، می‌توان از گزینه‌های دیگر

نظیر نبشی‌های جان یا صفحه نشیمن تقویت شده استفاده

نمود.

۱۷- به منظور کنترل کماتش جانبی بال فشاری تیرهای

کناری لازم است بنحو مناسبی بال فشاری تیر به داخل سقف

مهار گردیده و جزئیات لازم در نقشه‌ها ارائه شود.

۱۸- در طراحی باربری مهاربندهای V و Δ ، می‌بایست، علاوه

بر اعمال ضریب B در تنش مجاز فشاری بصورت $F_{as}=B.F_a$

نیروهای زلزله طراحی نیز، $1/5$ برابر گردیده و ملاک طراحی قرار

گیرد. (بند ۱۰-۳-۱۰-۴ مقررات ملی)

۱۹- در تیر لانه‌زنبوری، به علت افزایش عمق مقطع،

ظرفیت باربری تیر افزایش می‌یابد به علاوه: در صورت تقویت

بالهای تیر با ورق، ظرفیت باربری تیر، باز هم افزایش می‌یابد.

به همین علت، عکس‌العمل‌های تکیه‌گاهی، افزایش می‌یابد،

حال آنکه به علت وجود چشمه‌های لانه زنبوری ظرفیت

برشی مقطع (برش قائم) کاهش یافته و متقابلاً شدت تنش

برشی افقی بر روی میان‌تار مقطع افزایش یافته است. در نتیجه

توجه به ظرفیت برشی مقطع و کنترل‌های مربوطه حائز اهمیت

می‌گردد.

۲۰- در استفاده از مهاربندهای Δ در طبقه پارکینگ و در

مسیر عبور اتوموبیل، توجه به ابعاد مفید باقیمانده، به خصوص،

از نظر مسئولیت‌های حقوقی مهندس محاسب، حائز اهمیت

است. همچنین توجه به ابعاد ستونها در ارتباط با عرض مفید

عبور اتوموبیل. در موارد متعددی تعبیه این گونه مهاربندها

منجر به مسدود شدن مسیر عبور اتوموبیل در طبقه پارکینگ

گردیده و منتهی به کشمکش‌های قضایی و فنی مابین مالک

و محاسب گردیده است.

۲۱- بار مرده سقف تیرچه و بلوک با تیرچه‌های دوبل،

در حدود ۱۵ درصد از بار مرده سقف با تیرچه‌های تک، بیشتر

می‌باشد که لازم است در محاسبات بارگذاری و محاسبه وزن

موثر ساختمان مدنظر قرار گیرد.

۲۲- فاصله لقمه‌های مهاربندهای دوبل: لاغری حداکثر

هر نیم‌رخ در حد فاصل لقمه‌ها نباید از ۷۰ درصد لاغری کل

عضو، تجاوز نماید. (بند ۳-۱۰-۲-۱۰ ت مقررات ملی)

نکته توجه شود. در موارد متعددی با دور ماندن این موضوع از ذهن محاسب، مقطع اعضا و اتصالات مربوطه، به میزان قابل توجهی سنگینتر از حد معقول گردیده و در نقشه‌ها و محاسبات نیز درج می‌گردد.

۲۳- دستک‌های قطری نیم ارتفاعی بالکن‌ها، که به وسط ارتفاع ستون متصل می‌گردد، منجر به بروز نیروی برشی و لنگر خمشی اضافی در ستون گردیده و لازم است در کنترل تنش‌های ستون‌ها مورد توجه قرار گیرد.

۲۹- چنانچه در یک حالت خاص، دو بلوک ساختمانی (مثلاً جدا شده توسط درز)، بر روی یک فونداسیون مستقر گردد، ترکیبات بار زلزله روی فونداسیون، میتواند ناشی از زلزله رفت یکی از بلوک‌ها (مثلاً EX 1+) به همراه اثر زلزله برگشت بلوک دیگر (مثلاً EX 2+) بوده و لذا ترکیبات متعددی از بارگذاری زلزله بر روی فونداسیون حاصل خواهد شد.

۲۴- در محاسبه تعداد برشگیرها برای تیرهای سقف کمپوزیت (مختلط)، با استفاده از روابط مربوطه، تعداد برشگیرها برای نیمی از دهانه محاسبه می‌گردد. (از نقطه M_{max} تا نقطه $M=0$). لذا تعداد برشگیرها برای کل دهانه، دو برابر تعداد محاسبه شده مذکور خواهد بود. (بند ۱-۱۰-۲-۴-۷ مقررات ملی)

۳۰- استفاده از ورق برای اتصال جان تیرها به ستون، در اتصال ساده تیر به ستون، به علت ایجاد صلبیت دورانی، صحیح نبوده، ضمن آنکه تششهای قابل توجهی در جوش اتصال ورق به ستون ایجاد می‌کند. در صورت کمبود ظرفیت برشی اتصال، می‌توان از ترکیب نبشی نشیمن و نبشی جان استفاده نمود. (فصل ۵-۲ راهنمای اتصالات در ساختمانهای فولادی)

۲۵- در محاسبه ضریب لاغری مهاربندهای تک‌قطری، V و Λ و برون محور، $K_x=K_y=1/0.0$ میباشد، و برای مهاربندهای ضربدری، $K_x=0.5$ و $K_y=2/3$ است. البته در نرم‌افزار ETABS این موضوع بصورت $K=1$ و $L_x=0.5L$ و $L_y=0.67L$ تعبیر می‌شود و در طراحی‌ها از همین مقادیر به‌عنوان طول مؤثر کمانشی، استفاده می‌گردد.

۳۱- در یک طبقه از ساختمان، تمامی مهاربندها نمی‌تواند از نوع تک‌قطری هم‌راستا باشد. بلکه بایستی ضابطه ۳-۱۰-۲-۱۰ پ مقررات ملی مراعات گردد. مگر اینکه تبصره بند ۳-۱۰-۲-۱۰ پ، برقرار باشد.

۲۶- در کنترل جابجایی نسبی طرح، از بارهای سرویس (بدون ضریب)، بایستی استفاده شود و پس از تعیین Δw_i ، آن را به تغییر مکان جانبی نسبی افزایش یافته (به علت اثر $P-\Delta$) تبدیل نموده $\bar{\Delta w}_i = \Delta w_i / (1 - \theta_i)$ و سپس آن را به تغییر مکان جانبی نسبی افزایش یافته واقعی تبدیل نموده $\Delta_M = 0.7R \cdot \bar{\Delta w}_i$ ، سپس با مقادیر مجاز مربوطه مقایسه و کنترل شود. (بند ۲-۵-۲۸۰۰)

۳۲- در طراحی لایه‌های Z برای بام سوله‌های با بام شیبدار، رفتار حاکم بر خمش لایه‌ها، "خمش کج" بوده و روابط محاسبات تنش، با روابط خمش ساده دوجانبه، متفاوت میباشد. نتایج حاصل از روابط تنش ساده، با نتایج واقعی، تفاوت بسیار داشته و در خلاف جهت اطمینان می‌باشد.

۲۷- در قابهای ساده مهاربندی شده، یا دارای دیوار برشی، نیروهای جانبی زلزله، از طریق عملکرد سختی مهاربندها، یا دیوارهای برشی جذب گردیده و منجر به بروز لنگر خمشی یا نیروی برشی در ستونها نمی‌گردد. و بررسی نتایج خروجی آنالیز برای اطمینان از عدم بروز این وضعیت ضروری است. در غیر اینصورت می‌بایست نسبت به بررسی صحت مدل سازه‌ای اقدام نمود.

۳۳- از اتصالاتی که منجر به بروز پیچش در تیرها یا ستونها می‌گردد، جداً خودداری گردد. مقاطع فولادی، بخصوص مقاطع باز فولادی، در مقابل پیچش ضعیف بوده و دستخوش دوران پیچشی زیاد می‌گردد و برای مقابله با تنشهای پیچشی و دورانه‌های مربوطه، استفاده از مقاطع سنگین اجتناب‌ناپذیر می‌گردد که فاقد توجیه اقتصادی است. نمونه‌ای از این مورد، اتصال تیر باربر کناره بالکن به تیر لبه‌ای ساختمان می‌باشد. در همین مورد اخیر و بعنوان راه‌حل جایگزین، بهتر است از تیرچه‌های طره‌ای با تعبیه میلگردهای منفی مناسب استفاده شود و در غیر اینصورت در راستای تیر باربر کناره بالکن، تیر فرعی در سقف اصلی تعبیه شده و با تیرهای طره‌ای کناره بالکن با اتصال یکسره، ممتد گردد. (به فصل ۱۷ راهنمای اتصالات در ساختمانهای فولادی مراجعه شود)

(این موضوع، ناشی از رفتار کلی فرم سازه‌ای انتخابی بوده و ممکن است به علت پیوستگی ستونهای طبقات، تنها مقدار بسیار اندکی برش و لنگر خمشی در ستونها ایجاد شود.)

۳۴- چنانچه در مدلسازی فونداسیون، شناژهای رابط هم

۲۸- در مباحث مقررات ملی، منظور از "مقاومت"، ظرفیت نهایی عضو یا اتصال می‌باشد که با ظرفیت مجاز عضو یا اتصال، متفاوت می‌باشد، "مقاومت"، $1/7$ برابر "ظرفیت مجاز" بوده و در کنترل مقاومت (مثلاً مقاومت ستونها تحت ترکیب بار خاص ستونها و یا مقاومت اتصال مهاربندها تحت نیروهای تعیین شده در بند ۳-۱۰-۳-۱۰ مقررات ملی) بایستی به این

مدلسازی شده و بر روی فنرهای خاک قرار گیرد، در جذب فشار خاک و کنترل نشست مشارکت نموده و با بروز لنگرهای خمشی و نیروی برشی زیاد در این شناژها، میلگردهای خمشی قابل توجهی را طلب نموده که با رفتار واقعی مورد انتظار متفاوت است. (در مدل SAFE) (بهتر است این عناصر را در مدلسازی وارد نموده و یا در صورت مدلسازی، بر روی Soil support مدلسازی نگردند).

۳۵- چنانچه دیوارهای حایل اطراف زیرزمین، با فاصله محاسبه شده‌ای، از اتکا به ساختمان، دور نباشند، لازم است اثر فشار جانبی خاک (استاتیکی و دینامیکی) نیز در طراحی اسکلت ساختمان، منظور شود. (البته در مبحث ۶ مقررات ملی، ترکیب بار زلزله و فشار خاک مشاهده نمی‌شود که از اشکالات آن می‌باشد).

۳۶- در مواردی که در مجاورت زیرزمین ساختمان مورد نظر، احتمال احداث زیرزمین در ساختمانهای همسایه وجود دارد، حتی با وجود دیوار بتنی در اطراف زیرزمین، امکان انتقال تراز پایه به ترازهای بالاتر، وجود ندارد و این فرض، صحیح نخواهد بود.

۳۷- چنانچه در یکی از قابهای ساختمان با قاب ساده+مهاربندی، که دارای دهانه مهاربندی است، مهاربند مذکور در یکی از طبقات پایین حذف شود و در همان قاب، در همان طبقه، در دهانه دیگری جایگزین نگردد، این امر منجر به بروز نامنظمی در پلان گردیده، ضمن ایجاد آثار نامطلوب در توزیع نیروهای مهاربندها و دیافراگمها، اعمال ضوابط ساختمانهای نامنظم در پلان را اجتناب‌ناپذیر میسازد. (به بندهای ۶-۷-۱-۸-۱-۱-۱-۲-۷-۶، الف-۳-۱-۲-۷-۶-۲-۳-۲-۷-۶ مقررات ملی در خصوص نامنظمی در پلان، اعمال زلزله‌های همزمان و تحلیل دینامیکی مراجعه شود).

۳۸- در طراحی دستک‌های کششی نگهدارنده بالکن‌ها، که دارای رفتار کششی بعنوان نگهدارنده اصلی بالکنها محسوب می‌شوند، بارزنده بالکن باید در ضریب ۱/۳۳ ضرب شود. (بند ۳-۶-۱-۵-۳ مقررات ملی)

۳۹- در صورت انجام آنالیز دینامیکی ساختمان، با فرض وجود سقفهای صلب (بدون ارتعاش قائم)، تعداد مودهای قابل محاسبه می‌بایست برابر با $3n$ باشد. (n : تعداد سقفها) و نه بیشتر یا کمتر. این کنترل، یکی از کنترلهای مفید جهت اطمینان نسبی از صحت مدلسازی انجام شده خواهد بود.

۴۰- در طراحی توسط ETABS با استفاده از AISC-ASD در طراحی مهاربندها، ضریب کاهش تنش مجاز فشاری مهاربندها،

در رابطه $Fas=B.Fa$ اعمال نمی‌گردد. برای این قسمت بهتر است طراحی توسط UBC صورت گیرد که در آن ضریب B اعمال می‌شود.

همچنین در طراحی اعضای فولادی از ضوابط ASD-AISC در ترکیبات حاوی بار زلزله، بطور اتوماتیک تنشهای مجاز در ۱/۳۳ ضرب میشود لذا در ترکیبات بارهای همراه با زلزله ضریب ۰/۷۵ نباید به بارها اعمال گردد.

به علاوه در طراحی اعضا به کمک ASD-AISC در مواردی که افزایش تنش مجاز ۳۳ درصدی مجاز نباشد نه تنها نباید ترکیبات بار زلزله‌ای در ضریب کاهش ۰/۷۵ ضرب شوند بلکه باید در ضریب افزایشی ۱/۳۳ نیز ضرب شوند.

۵۰- با توجه به ضرورت پیش‌بینی درز انقطاع با مجاورین، و نظر به اینکه در نقشه‌های معماری غالباً (قریب به اتفاق) فاصله آکس‌های کناری تا مرز زمین، بمیزان ۱۰ cm پیش‌بینی میشود، لازم است فاصله آکس‌های کناری در نقشه‌های سازه‌ای، تا بر زمین، بیش از این مقدار منظور شده تا درز مورد نیاز با مجاورین تامین گردد. در نتیجه فاصله دو محور کناری طرفین ساختمان تا محور داخلی متناسباً در نقشه‌های سازه‌ای کاهش می‌یابد.

۵۱- عدم دقت در انتخاب زمین نوع II بجای نوع III و یا بالعکس منجر به تغییر ضریب زلزله به میزان حدود ۳۸ درصد خواهد شد. (برای ثانیه $0.7 < T < 0.7$: شیراز). این موضوع میزان اهمیت دقت در تعیین نوع زمین را برای مهندسان ژئوتکنیک و مهندسان محاسب سازه، بیش از پیش، روشن می‌سازد.

۵۲- با توجه به استفاده وافر از ستونهای دابل، بهتر است امتداد استقرار مقطع ستون‌های دابل در پلان، به نحوی انتخاب شود که تیرهای حمال (تیرهای اصلی) به بالهای ستونها واصل شوند و نه به جان ستون (ملاحظات اجرایی جوشکاری...)

۵۳- در صورت قابل توجه بودن پیچش در ساختمان، برون مرکزی اتفاقی، با احتساب ضریب بزرگنمایی برون مرکزی اتفاقی، تا میزان ۱۵ درصد نیز میرسد و در هر حال می‌بایست برون مرکزی اتفاقی با احتساب ضریب بزرگنمایی اعمال گردد.

۵۴- برای جوش اتصال ورق اتصال مهاربند به قاب، حداکثر بعد مؤثر جوش، براساس ضخامت ورق تعیین می‌گردد. لذا در صورت لزوم، می‌بایست یا طول جوش افزایش یابد (با بعد کمتر) و یا می‌بایست ضخامت ورق افزایش یابد، (جهت امکان اجرای جوش با بعد بیشتر): در این رابطه با مساوی قراردادن ظرفیت دو خط جوش اتصال با ظرفیت برشی ورق، می‌توان رابطه بین بعد مؤثر جوش و ضخامت ورق را محاسبه نمود.

به شرح زیر:

$$R_{all} = D \frac{\sqrt{2}}{2} 0.3 F_u \times \Phi \times L$$
$$V_{all} = 0.4 F_y \times t_{PL} \times L$$

ظرفیت دو خط جوش
ظرفیت برشی ورق

۵۷- در مدلسازی اتصال مهاربند برون محور به تیر مربوطه، استفاده از گزینه اتصال صلب، منجر به ایجاد لنگر خمشی ناچیزی در مهاربند گردیده و مهاربند همچنان به صورت عضو محوری عمل خواهد کرد. به عبارت دیگر استفاده از این گزینه منجر به کاهش قابل توجهی در نیروی محوری مهاربند و یا افزایش قابل توجه سختی قاب نخواهد شد.

۵۸- در مدلسازی سیستم قابهای ساختمان با مهاربندهای واگرا، از اختصاص نقاط انتهایی مهاربند (انتهای تیرهای رابط)، به سقف صلب خودداری گردد تا نیروهای محور در تیر رابط و تیر خارج از آن، به درستی محاسبه گردد.

۵۹- هرگاه در قاب خمشی، مقطع تیرها، متشکل از نیمرخ نورد شده و ورق تقویت بال باشد، ورقهای روسری و زیرسری جهت اتصال بال تیر به ستون میبایست جهت انتقال نیروی مجموعه بال تیر (شامل بال نیمرخ+ورق تقویت بال) محاسبه گردند.

۶۰- در نشیمنهای تقویت شده، افزایش طول نشیمن در زمان اجرا در خلاف جهت اطمینان خواهد بود.

مآخذ:

- ۱- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران: طرح و اجرای ساختمانهای فولادی
- ۲- آئین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران)
- ۳- مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران: بارهای وارد بر ساختمان
- ۴- راهنمای اتصالات در ساختمانهای فولادی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان
- ۵- بایگانی شخصی نویسنده از نتایج بازیابی دفترچه‌های محاسباتی و نقشه‌های سازه‌ای

با استفاده از مقادیر $F_u=4200 \text{ kg/cm}^2$ ، $F_y=2400 \text{ kg/cm}^2$ (برای الکتروود E60)، $\Phi=0.75$ (کنترل چشمی- کارگاهی) و پس از مساوی قرار دادن R_{all} و V_{all} ، رابطه زیر حاصل می‌شود: $D_{max\text{ eff}} \approx 0.7 t_{PL}$

۵۵- نقش زلزله‌بری سقفها در سیستم سازه‌ای قابهای خمشی، متعادل تر و یکنواخت‌تر از نقش زلزله‌بری سقفها در سیستم قابهای مهاربندی شده میباشد، زیرا تعداد قابهای خمشی دریلان، متعدد بوده و توزیع نیروی جانبی سهم قابها توسط سقف، بدون تمرکز برش صورت می‌گیرد اما تعداد قابهای مهاربندی شده نسبت به تعداد قابهای خمشی محدود بوده و نیروی زلزله سهم هر قاب مهاربندی که توسط سقفها توزیع می‌گردد از مقدار و تمرکز بیشتری برخوردار می‌باشد. لذا توجه به صلبیت سقفها و تعداد و ابعاد بازشوها و همچنین ظرفیت برشی درون صفحه‌ای سقفها در سیستم قابهای مهاربندی شده حایز اهمیت بیشتر میباشد. (این مورد برای قابهای دارای دیوار برشی نیز مطرح میباشد).

۵۶- اثر افزایش فاصله آزاد مونتاژ تیرها تا بر ستونها، برای نشیمنهای انعطاف‌پذیر (نبشی نشیمن)، درحین اجرا، درخلاف جهت اطمینان می‌باشد (به شدت)، زیرا نقطه اثر نیروی عکس‌عملی تیر بر روی بال نبشی نشیمن به سمت دور از بر ستون افزایش یافته و در نتیجه منجر به افزایش تنش خمشی در نبشی نشیمن و تنش خمشی در جوش نبشی می‌گردد. درصورت مواجهه با این مورد، تعبیه سخت کننده نیز، بدون انجام محاسبات جدید، تنش خمشی جوشها را افزایش خواهد داد که در خلاف جهت اطمینان است.

