آنجاکه ستون بتن آرمه خوب کار نمی کند

مجتبی صادقی اشکوری

طراح و ناظرسازه ساختمانهای بلند و پل

عضو هیئت مدیره و بازرس اصلی انجمن ایرانی مهندسان محاسب و انجمن مهندسان راه و ساختمان

e mail address : m_sadeghi_eshk@yahoo.com

چکیده :

اگر ستونهای بتن آرمه ای که این سالها در ساختمانها طراحی واجرامی شوند ، مورد ارزیابی وبررسی فنی قرارگیرند ، ملاحظه می شود ، که دراغلب آنها طراحی نامناسب و اجرای ناصحیح تر دست به دست هم می دهند ، تا ستونهایی ضعیف و بدون کیفیت ساخته شوند . این ستونها عموما دو ایراد آشکار دارند ، که عبارتند از :

الف – اشکال درطرح واجرای فولاد اصلی ستون ، ومشخصا کوچک بودن مقطع و پرفولاد بودن آن بویژه درپای ستون ، که باعث پوکی بتن ستون وصعوبت در ویبره کردن آن می شود .

ب – ایراد در ساخت وعمل آوری بتن ستون ، و مشخصا ساخت بتن ستون درمحل باشرایط غیراستاندارد

این نوشتار باتمرکز روی دو اشکال فوق تنظیم شده وضمن اینکه شرایط طراحی واجرای متعارف زیر ذره بین قرار گرفته و به نقد کشیده می شود ، راهکارهای افزایش راندمان ستون را، هم درطراحی و هم دراجرا به خواننده نشان میدهد .

الف – اشکال درطرح واجرای فولاد اصلی ستون ، ومشخصا کوچک بودن مقطع و پرفولاد بودن آن بویژه درپای ستون ، که باعث پوکی بتن ستون وصعوبت در ویبره کردن آن می شود .

مقدمه:

همانطوریکه می دانیم از نظر معماری اگر ابعاد ستونهای یک ساختمان بتن آرمه زیاد باشد، غیر از آنکه سطح مفید و قابل استفاده ساختمان کم می شود، باعث می شود تا :

۱- تامین پارکینگ دچار مشکل شود. (بطور مثال اگر فاصله مفید و خالص بین دو ستون کمتر از ۴/۵ متر باشد، شهرداری این فاصله را جهت تامین دو واحد پارکینگ تایید نمی کند.شکل (۱))

۲- از عرض مفید پله کم شود. اگر ستونی مجاور پله باشد و عرض پله به طور مثال ۱/۲ m باشد. زیاد بودن ابعاد مقطع ستون ممکن است مطابق شکل (۱) از عرض مفید پله کم نماید.

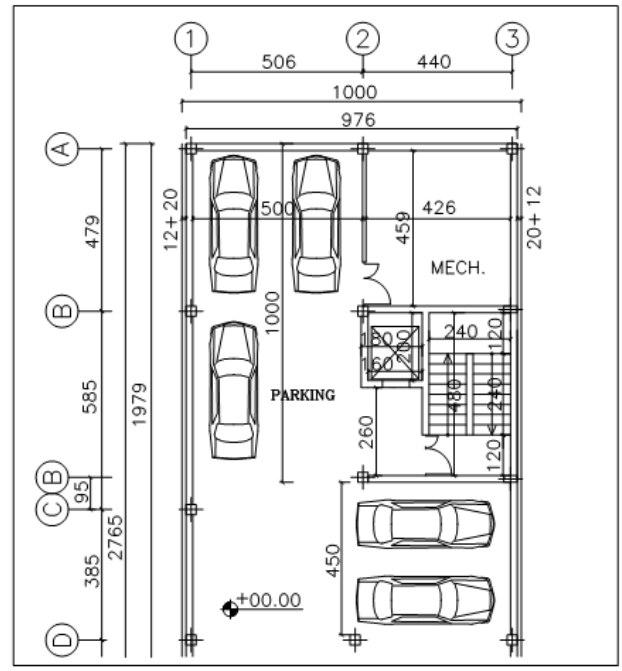
۳- از عرض مفید راهروها کم شود.

۴- تامین فضا برای آسانسور به مخاطره بیفتد.

۵- از مساحت سطح حفره های تاسیساتی و پاسیوها کاسته شود.

۶- از مساحت مفید فضاهای کوچک مثل سرویس ها و ... به میزان غیرقابل قبولی بکاهد.

و . . .



شکل (۱)

بنابراین **از دید معماری ، ستون مناسب ، ستونی با ابعاد مقطع ظریفتر و کوچکتر است** تا محدودیت های کمتری ایجاد کند. این تمایل در بحث تاسیسات برقی و مکانیکی نیز دیده می شود. زیرا بزرگی ابعاد مقطع ستونها باعث تنگ شدن فضا برای داکتهای تاسیساتی خواهد شد.

اما دیدگاه سازه ای ابعاد کوچک را برای ستونها و تیرها نمی پسندد. بخصوص در شرایط حاضر که آیین نامه زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) شرایط دشوارتری را در بارگذاری ساختمانهای بتن آرمه مورد توجه قرار داده است. نظیر ضرورت بارگذاری بار زلزله در یک جهت و اعمال همزمان ۳۰ درصد بار زلزله در جهت متعامد، ضرورت محدود شدن تغییرمکانهای نسبی ساختمان و . . .

همچنین ورود برنامه های ETABS 2000 به عرصه تحلیل و طراحی در سالهای اخیر که پکیج های متنوعی از انواع آیین نامه های آمریکایی، اروپایی، کانادایی ، چینی ، نیوزیلندی حتی ، هندی ومکزیکی جهت طراحی و ترکیب بارها در اختیار کاربر قرار می دهد و این آیین نامه ها بخصوص آیین نامه های قابل استفاده تر برای ایران نظیر آیین نامه ACI، کانادا(CSA) بارگذاری هایی را در ترکیبات خود دارند که شرایط دشوار ایجاد شده توسط آیین نامه ۲۸۰۰ را تشدید می کند. (نظیر ترکیب بار $0.9D \pm 1.43Eq$ و . . .)

بنابراین اگرمطالب فوق را بطور خلاصه باردیگر مرورکنیم بایدبگوئیم مهندس معمار برای رعایت ضوابط معماری و تاسیساتی، خود را ناگزیر می داند ابعاد مقطع ستون را کمتر بگیرد. (همینطور تیرها را، تا بقول معماران سنتی آویز نداشته باشند.)

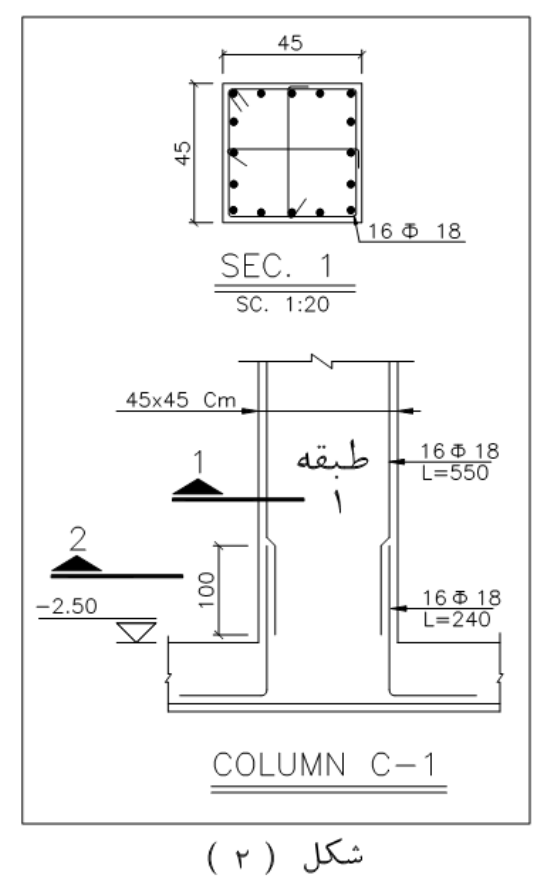
امامهندس محاسب برای خروج ازاین بن بست ، برای تامین نظر آیین نامه سازه های بتن آرمه ، راه حل را در زیاد کردن میلگرد در ستونها (و تیرها و ...) می داند. (چرا که محدودیتهای معماری، تاسیساتی امکان بزرگتر گرفتن ابعاد مقطع عضوها را نمی دهد) و لذا این موضوع باعث می شود در ستونها تراکم میلگرد زیادی ایجاد شود. بدتر از آن نیاز میلگردها به وصله شدن در پای ستون، درمحل اتصال به شالوده وهمچنین درطبقات وضع را از آنچه هست بسیار بدتر می کند.

نتیجه آنکه در یکی از حساس ترین نقاط ساختمان یعنی پای ستونها بدلیل کمی ابعاد مقطع ستون و تراکم میلگرد ، فاصله مناسبی بین میلگرد های اصلی باقی نمی ماند تا دانه های شن و ماسه موجود در بتن عبور آسانی از لابلای آن داشته باشند. لذا بتن در این نقاط مستعد پوکی، کرمو شدگی، غیریکنواختی و ... می شود. خلاصه اینکه :

به عوض آنکه دغدغه محاسب به داشتن ستونی قوی و مناسب درمحل اتصال به شالوده، واقعیت عملی پیدا کند. برعکس، حاصل کار ستونی با شرایط ضعیف و نگران کننده و آسیب پذیر درمی آید.

حال پرسش اینست که آیا راه حلی وجود دارد که ضوابط معماری، تاسیساتی و سازه ای درتلاقی بایکدیگر مخدوش نشده وباعث اختلال دررسالت یکدیگرنگردند ؟ پاسخ مسلماً مثبت است.

و اما راه حل :



شکل (۲)

۱. طرح در نقاط پرآرماتور ستون با میلگردهای نمره بالاتر انجام شود تا تعداد آنها کمتر و به تبع آن فاصله آزاد بین میلگردها بیشتر شود . بطور مثال اگر در پای ستونی به ۴۰ Cm2 فولاد نیاز باشد به جای استفاده از $16\phi18$ (شکل ۲)، صحیح ترآنست که از $8\phi25$ استفاده شود. (شکل ۳) (بافرض آنکه تقریب ایجادشده قابل اغماض باشد .)

۲. از پیش بینی میلگرد انتظار یا ریشه ستون صرفنظر شود. به زبان دیگر میلگرد ستون مستقیماً خم شده و داخل پی برود. با این کار سطح مقطع میلگردها در مقطع بتنی نصف خواهد شد و تراکم آرماتور بوجود نخواهد آمد. (شکل ۳)

یکی از مشکلات آنست که بسیاری از همکاران همواره با طرح عباراتی همچون "نمیشود انجام داد"، "آرماتوربندها زیر بار نمی روند"، "این روش توجیه مالی ندارد"، "اگر جوابگو بود حتماً دیگران هم همین کار را می کردند" و ... از انجام برخی روشهای مناسبتر فرار می کنند

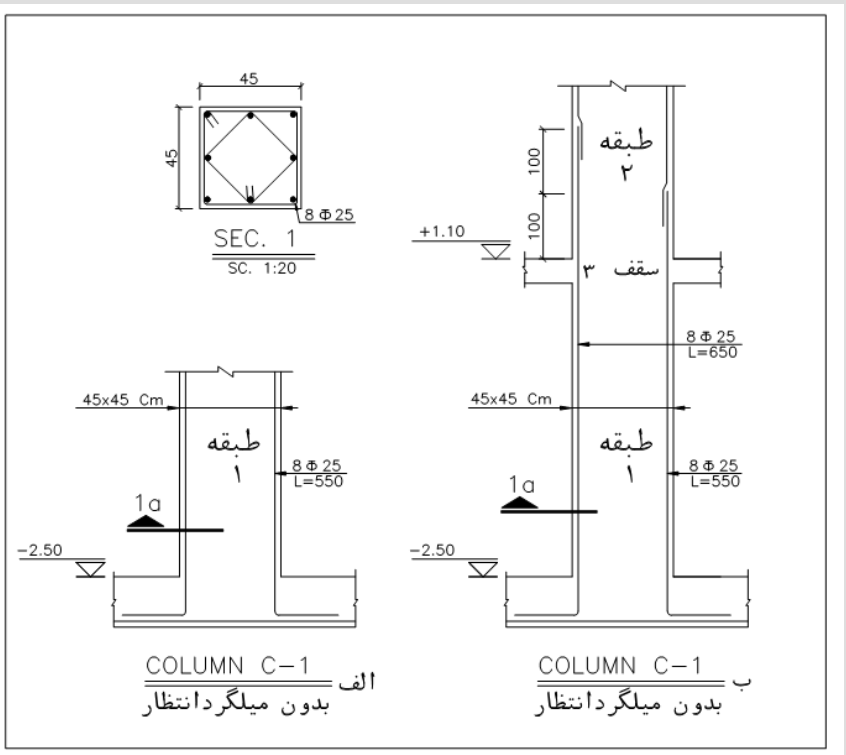
۳. در تعیین طول میلگرد اولین طبقه ستون ، به گونه ای عمل شود که در طبقه بعد هم، وصله با تراکم زیاد آرماتور اتفاق نیفتد. مثلاً ۵۰٪ میلگردهای اصلی ستون به طول ۵تا ۵/۵ متر و ۵۰٪ باقیمانده به طول ع تا۶/۵ متر بریده شود . (شکل ۳ – ب) قابل ذکراست که درطبقات بالابرای آنکه ۵۰٪ میلگردها وصله شوند ، نیازی نیست طول میلگردها مثل اولین طبقه شود ، که دردوطول متفاوت بریده می شوند . بلکه میتوانند باطولی برابربریده شوند .

۴. در ساختن خاموتها به گونه ای عمل شود که پوشش بتن زیاد در نظر گرفته نشود. مثلا اگرساختمان درتهران ساخته می شود ،پوشش بتن یا cover از ۳/۵Cm بیشتر اختیارنشود . یعنی برای ستون بتنی به ابعاد ۵۰در۵۰سانتی متر ابعادخاموت کمتراز ۴۳در۴۳ سانتی متر (ازهرطرف۳/۵ Cm) درنظرگرفته نشود . (رجوع شود به ص ۹۲ مبحث ۹ جدول ۹-۶-۵) دراین جدول شرایط محیطی ملاک انتخاب میزان پوشش بتن قرار می گیرد .

۵. از بتن با مقاومت مناسب ($f'_c = ۲۸۰$ kg/Cm2) استفاده شود .

۶. از میلگرد با مقاومت بالا (مثلا AIII) استفاده شود .این کار به کاستن از تعداد میلگرد مورد نیاز در ستون منجر خواهد شد .

۷ . وصله مکانیکی (با جوش یا پیچ) البته به روش استاندارد و صحیح . این روشها درکشورهای پیشرفته نظیر انگلیس ،ژاپن و چین و .. . بسیارزیاد استفاده می شود . واین سالها اشکال مختلف آ ن به ایران نیزراه یافته است . واستفاده ازاین روش ها به جدتوصیه می شود .



شکل (۳)

ب – ایراد در ساخت وعمل آوری بتن ستون ، و مشخصا ساخت بتن ستون درمحل باشرایط غیراستاندارد

ابتدا ضرورت دارد به این سئوال پاسخ دهیم که چراستون بتن آرمه باشرایط اجرایی متعارف که درمحل ساخته می شود ، نمی تواند مقاومت مناسبی داشته باشد ؟

این مساله دلایل زیادی دارد امااهم آنها به شرح زیر است :

۱ – داشتن خاک واملاح بیش ازحداستاندارد (که بافاکتور SE=SAND EQUIVALENT ارزش ماسه ای سنجیده میشود .) درمصالح شن وماسه دراستاندارد فوق در نشریه شماره۵۵ در صفحه ۲-۲۱ و۲-۲۲ سازمان مدیریت، روش کنترل میزان خاک به صورت تقریبی داده شده است . که درانتهای این نوشتار می آید .

۲ – وجودمقادیرزیادی دانه سوزنی وپولکی ، همچنین ذرات رس وشیل درشن وماسه مصرفی

۳ - ساختن بتن باابزارهای ابتدائی نظیر بیل (البته این رویه غلط دربسیاری کارگاه ها باآوردن میکسرقدری اصلاح شده است .)

۴ – اختلاط مصالح شن وماسه وسیمان وآب بدون حساب وضابطه . درحالیکه کار درکارخانجات تولید بتن توسط افراد متخصص وکارآزموده ، همراه باتهیه جداول طرح اختلاط بتن و . . . انجام می شود .

۵ – ریختن بتن ازارتفاع ۳تا۳/۵متری داخل قالب ستون ، که باعث جداشدن دانه های درشت وریزازهم ودرنتیجه پوکی بتن می شود . درحالیکه مبحث۹ حداکثر این ارتفاع را۱/۲ متر اعلام کرده است .(رجوع شود به ص ۱۱۷مبحث ۹ چاپ ا ول بند ۹-۷-۴-۱۰)

۶– عدم ویبره ، ویبره ناقص وغیراصولی

۷ - ناشاغولی ستون وعدم انطباق دقیق مقطع هرستون دریک طبقه روی ستون طبقه زیر . قابل ذکراست که این موضوع به سهولت درمحل اتصال تیربه ستون های هرطبقه ودرمحل کنج مقطع ستون ازساختمانهای بتنی درحال ساخت مشهود و قابل رویت است .

۸- عدم رعایت پوشش یکنواخت بتن روی میلگردهای اصلی ستون ، به گونه ای که دریک طرف ، پوشش بتن ممکن است به ۱ Cm برسد . ودر طرف دیگرخصوصا کنجهاحتی به ۱۰ Cm برسد .

۹- کوتاه بودن طول وصله میلگرداصلی ستون ها { البته ساخت بتن درمحل باعث این مشکل نمی شود ، این ایراد درساخت ستون بابتن آماده (کارخانه ای) نیزمی تواند اتفاق بیفتد. }

۱۰ – بی توجهی به مراقبت ، نگهداری وعمل آوری بتن ستون درامرمرطوب نگه داشتن آن ، محافظت بتن دربرابرگرما، سرما وباد و . . . (که البته این نکات دربتن آماده نیز به همین میزان حائزاهمیت است .)

پیشنهادمی شود . باوجود نارسایی ها ونقایص فوق باصدوردستورالعمل یابخشنامه ای توسط سازمانهای مسؤل ، ساخت دستی ستونهای بتنی درکارگاه ها ممنوع اعلام گردد.

با اطمینان می توان گفت که اتخاذ چنین سیاستی موفق خواهد بود زیرا همانطوری که کارفرما امکان تهیه وتدارک دیدن بتن آماده برای تیرهای بتن آرمه وسقف ها رادارد. برای ستون ها نیزاین کاربرایش امکان پذیراست .

بدیهی است که بایستی همراه با ممنوعیت فوق ، روی تهیه بتن آماده درکارخانجات تولید وعرضه کننده بتن آماده نظارت جدی بعمل آید زیرا متاسفانه محصول اکثراین کارخانجات فاقدکیفیت است . که تهدیدی جدی در ساخت مسکن ایمن است .

باسازوکارموجوددراجرای بتن ستون ها ، دراکثرقریب به اتفاق ساختمانها نمی توان انتظارداشت ستون های بتنی به مثابه یکی ازاصلی ترین اجزا سازه ازحداقل معیارهای فنی موردنظر آیین نامه ها (مثل مقاومت بتن ، شاغولی ستونها و .) برخورداباشد .

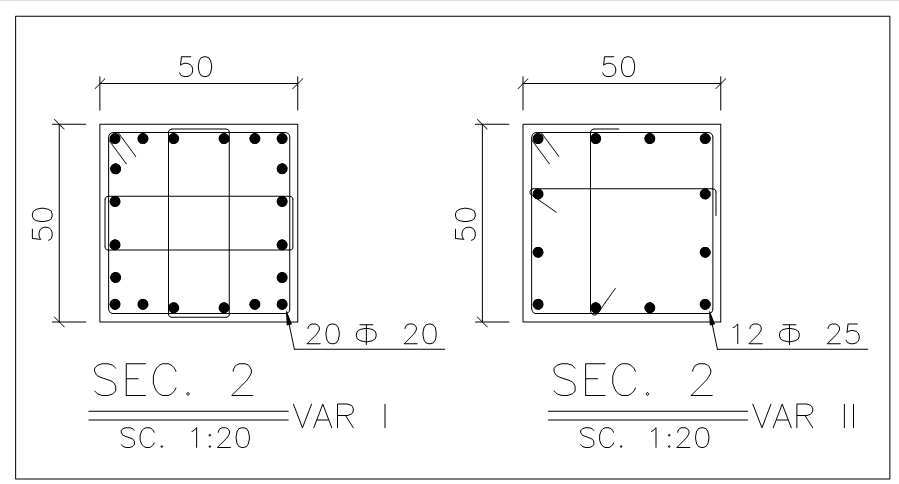
سایرنکات :

۱- آیین نامه ACI مقرر میدارد : حداقل فاصله خالص مجاز بین میلگردهای اصلی ستون ها وتیرها و . . . برابر بزرگترین عدد بین الف) قطر میلگرد ، ب) قطر بزرگترین دانه شن پ) Cm ۲/۵ یا یک اینچ می باشد . { آیین نامه آشتوکه درپلها کاربرددارد ، بجای یک برابر قطر میلگردمندرج در بند الف ، ۱/۵برابر قطر میلگرد رامدنظرقرارمی دهد . } ، همچنین بند ۹-۱۱-۱۱ مبحث ۹درص ۱۸۹ فاصله آزادمیلگردهارامشخص کرده است .

باید پذیرفت که اجرای مناسب و با کیفیت بتن در شرایطی که فاصله میلگردها به حداقل مقدار ممکن می رسد(در این حالت در ستونها حداکثر مجاز نسبت سطح مقطع کل میلگرد ستون در محل وصله به سطح مقطع بتن ستون ۰/۰۶ است.) زمانی امکان پذیر است که بتن دارای اسلامپ بالا باشد؛ یعنی از فوق روان کننده ها استفاده شود. نه در شرایطی که بتن بدون رعایت اصول دانه بندی ساخته شده و با بیل ریخته شود و به روش های سنتی اجرا گردد و ارتفاع ریختن بتن چیزی در حدود m ۳ باشد.

بنابراین با شرایط متعارف اجرای بتن که تقریباً هیچیک از مقدمات ساخت و تولید بتن مهیا نیست اساساً مهندس محاسب نبایستی طرحش براساس حداکثر درصدمجاز فولاد انجام شود.

۲ - یکی دیگرازایرادهای پرتعداد بودن میلگردستون آنست که به تعداد بیشتری خاموت و سنجاقک نیاز دارد . بطورمثال اگر بجای آنکه از $12\phi25$ برای میلگرد ستون استفاده شود ، از $20\phi20$ استفاده گردد، این موضوع باعث پرتعدادشدن خاموت و سنجاقک شده(شکل ۴) واین مساله هم ضمن آنکه باعث نیاز بیشتر ستون به فولادمی شود که خود گرانتر شدن کار را به دنبال خواهدداشت ، سختی اجرا ، بخصوص صعوبت ویبره کردن بتن ستون رابه دنبال خواهدداشت . که هم میتواند باعث کاستن ازکیفیت کارشود وهم بالارفتن دستمزد آرماتوربند گردد .



شکل (۴)

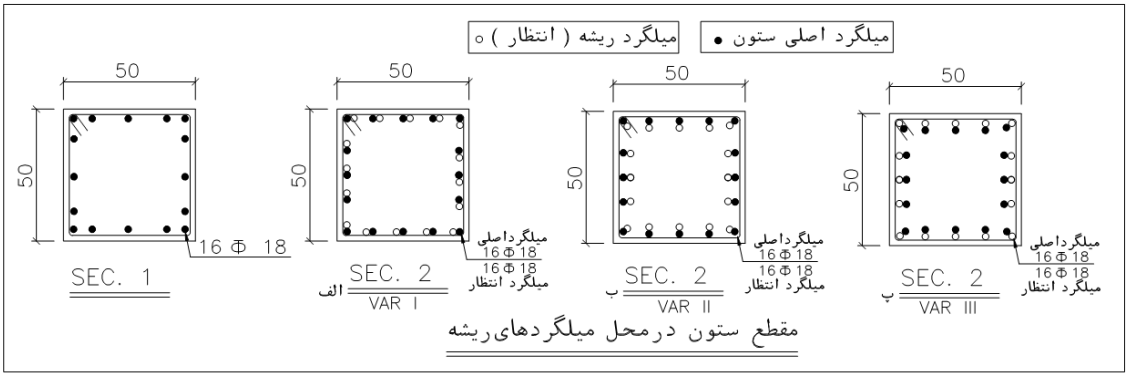
۳ - چنانچه تعدادمیلگردهای ستون زیاد باشد . کارگذاشتن سنجاقک هاسخت می شود . زیرا فاصله کم میلگردهای ستون اجازه نمی دهد جزء خم شده انتهای سنجاقک داخل سبد آرماتورها شود . ا ین موضوع در خاموت هم مطرح است . درمحل وصله میلگردها شرایط برای کارگذاشتن سنجاقکها دشوارترهم می شود .

۴- اگر میلگردستونها بجای آنکه کم قطروپر تعدادباشد ، پرقطروکم تعدادشود ، پرت میلگرد هم کمتراست . زیرا زیادپیش می آید که طول ۱۲متر مضربی ازطول میلگرد درطبقات نباشد . که این موضوع باعث ایجادپرت میلگرد خواهدشد .

۵- وقتی که در پای هر ستون میلگردهای انتظار که با قسمت خم آن طولی حدوداً برابر ۲-۲/۴-۳متردارند حذف می شود، مالک ساختمان از نظر اقتصادی برخوردار از مزیتی می شود. اما چون آرماتوربند به دلیل کم تجربگی و یا صعوبت کار، می خواهد از زیر بار این تصمیم شانه خالی کند جهت تامین نظر وی می توان او را در منافع ایجاد شده شریک و آنگاه تشویق به کار گذاشتن میلگرد ستون در داخل پی نمود. بی آنکه از میلگرد ریشه استفاده شود.)
گفتنی است که استفاده از میلگرد نمره بالا، به آرماتوربند کمک می کند که طول زیاد میلگرد ستون در هنگام اجرای اولین طبقه دچار کج شدن یا خمیده شدن نگردد. وبه اصطلاح ایجاد لمبرننماید .(نگارنده این روش اجرا را بارها تجربه کرده است .)

۶- در ایران آرماتوربندها به حسب عادت غلط پوشش بتن را ۵ سانتی متر اختیار می کنند و لذا برای یک ستون ۵۰در۵۰ سانتی متر ابعاد خاموت را ۴۰ در ۴۰ سانتی متر می سازند. و این موضوع باعث افت باربری ستون می شود. زیرا میلگردها ی اصلی ستون به مرکز نزدیک می شود . بدتر آنکه در بسیاری مواقع این مقدار زیاد پوشش اجرا شده با مقدار کمتر پوشش معرفی شده در برنامه ETABS 2000 هماهنگ نیست. ولذاازانطباق مدل طراحی شده سازه با سازه اجراشده کاسته می شود . لازم به ذکر است که پوشش بتن بیش از ۳ سانتی متر و . . . در بندرعباس و جنوب کشور و نقاط دارای شرجی و. . . بایستی همانطور که گفته شد براساس جدول شماره ۹-۶-۵ ص ۹۲ ، همینطور بر اساس ملاحظات آتش سوزی براساس جدول شماره ۹-۱۹-۳ ص۳۱۹ از مبحث ۹ باشد .

۷- ممکن است مجری یا محاسب برای پیشگیری از تراکم و فشردگی میلگردها در پای ستون بیاید و میلگردها را به جای آن که مطابق شکل (۵-الف) و در بین دو میلگرد انتظار قرار دهد و آنرا طبق شکل (۵ -ب) یا طبق شکل (۵ - پ) با آن اورلپ(وصله) کند. طبیعی است که در حالت ۵ - ب ، عمق موثر میلگرد اصلی ستون کم می شود و از راندمان آن کاسته می شود و در حالت ۵ - پ پوشش بتن از حد استاندارد کمتر می شود. لذا هردو روش نادرست هستند .



شکل (۵)

۸– ازدیدگاه نظری استفاده ازمیلگردنمره پایین باتعدادزیاد ، درمقایسه بااستفاده ازمیلگردنمره بالا وتعدادکم درستون ، ازنظرشکل پذیری برتری دارد . ودرصورت رعایت حداقل فاصله آزادبین میلگردهای اصلی درستون قطعاگزینه بهتری است .. همچنین وجود امکان برای استفاده ازافزودنی های مجاز بتن نظیر فوق روان کننده ها و . . . ، درکنار کیفیت خوب اجرا، نیز می تواند مبنای خوبی برای طراحی وساخت ستون با تعداد زیاد میلگرد نمره پایین باشد . معهذا توصیه های پیشنهادی دراین نوشتار ، صرفابرای پرهیزاز تراکم غیراصولی میلگردها در مقطع کوچک ستون ومخدوش شدن ضوابط آیین نامه ای درروش های متعارف طرح واجراصورت گرفته است .

۹ - لازم به ذکر است که محاسب بایستی تنها در صورتی خودرا مجاز به بالاگرفتن مقاومت بتن بداند که به شرایط کیفی کارگاه تولید بتن آگاهی داشته باشد؛ وگرنه استفاده از این فرض در طرح زیانبار خواهد بود . زیرابراساس فرضی که واقعیت عینی پیدانمی کند میلگردهای محاسبه شده توسط برنامه کم درمی آید .

۱۰ – رابطه تقریبی مقاومت بتن وتعدادپاکت سیمان :

اگردرهرمترمکعب بتن ، ۳۵۰ kg سیمان معادل۷پاکت سیمان داشته باشیم ، این بتن حداقل باید دارای مقاومت مکعبی ۳۰۰kg/Cm2 **Fcu=۳۵۰-۵۰=**

و مقاومت استوانه ا ی ۲۴۰ kg/Cm2 = ۰/۸×۳۰۰ =Fc باشد . و

اگردرهرمترمکعب بتن ، ۴۰۰ kg سیمان معادل۸پاکت سیمان داشته باشیم ، این بتن حداقل باید دارای مقاومت مکعبی ۳۵۰kg/Cm2 **Fcu=۴۰۰-۵۰=**

و مقاومت استوانه ا ی ۲۸۰ kg/Cm2 = ۰/۸×۳۵۰ =Fc باشد .

بنابراین داریم :

عدد مقاومت مکعبی بتن برحسب kg/Cm2 = عددوزن سیمان برحسب kg منهای عددثابت ۵۰

عدد مقاومت استوانه ای بتن برحسب kg/Cm2 = عدد مقاومت مکعبی بتن برحسب kg/Cm2 ضربدر عددثابت ۰/۸

معمول است که درنقشه ها مقاومت بتن رابرحسب مقاومت استوانه ای معرفی نمایند . که با **Fc** نشان داده می شود . درحالیکه درآزمایشگاه های سنجش مقاومت بتن ، مقاومت بتن رابرحسب مقاومت مکعبی معرفی نمایند . که با **Fcu** نشان داده می شود .

لازم به ذکر است که ابعاد نمونه گیر مکعبی ۲۰×۲۰×۲۰ سانتی متر و نمونه گیر استوانه ای دارای قطر۱۵ وارتفاع قطر۳۰ سانتی متراست .

جهت کسب اطلاعات بیشتر به بند ۹-۶-۱ص۷۶و۷۷ از مبحث ۹ مراجعه شود .

گاه عوامل اجرای ساختمان بتنی بااین تصورکه مقاومت مورداشاره درقسمت توضیحات عمومی نقشه ها همان مقاومت مکعبی است ، تامین مقاومت مکعبی بتن کارگاه درحدارقام مندرج درنقشه ها را قانع کننده می دانند درحالیکه مقاومت بتن مورداشاره درنقشه ها ممکن است استوانه ای باشد .

۱۱ – روش کنترل خاک موجوددر شن وماسه مصرفی دربتن :

برای کنترل کارگاهی خاک موجوددر شن وماسه مصرفی دربتن به یک شیشه استوانه ای شکل ، یک خط کش مدرج و مقداری آب و نمک با غلظت ۱٪ نیاز است. و برای ساختن آن می توان یک قاشق چای خوری نمک طعام را در نیم لیتر آب تمیزریخت .

روش آزمایش به این ترتیب است :

ابتدا ماسه مورد آزمایش را به قدری درون ظرف شیشه ای می ریزیم که ارتفاع آن به ۵۰ میلیمتر برسد ، سپس آنقدر آب نمک می افزاییم تا مجموع ارتفاع ماسه وآب نمک به ۷۵ میلیمتر برسد . آنگاه محتویات ظرف را به خوبی تکان داده و میگذاریم به مدت ۳ ساعت آرام و بی حرکت بماند و ذرات رس و لای روی ماسه ته نشین گردد. ارتفاع این ذرات نباید بیش از۳میلی متر باشد . دراین آزمایش هرمیلی متر ارتفاع ذرات ریز معادل یک درصد وزنی ماسه است .

روش سریع برای تشخیص مناسب بودن ماسه وارده به کارگاه کف مال کردن آنست . چنانچه ذرات گل به دست بچسبد بایدازتخلیه آن جلوگیری شود .