دیوارهای برشی کنسولی وعملکرد آنها

برای تحلیل هر سازه لازم است مقاومت آنرا در مقابل نیروهای ثقلی وجانبی بررسی نمود وهمانطور که میدانید بانیروهای جانبی مؤثر بر سازه (بسته به موقعیت واهمیت سازه) با راههای مختلفی می توان مقابله کرد . این راهها در عمل توانسته تاحدودی ضررهای مالی وجانی راکاهش دهند که به عنوان نمونه میتوان از سیستم های قاب خمشی ـدیوار برشی ـسیستم لوله ای ـ سیستم های مرکب نام برد.
آنچه در این مقاله مورد بحث قرار میگیرد در باب دیوارهای برشی کنسولی ومقاومت خمشی وبرشی وطراحی آنهاوبدست آوردن درصد آرماتورها با استفاده از نمودارهای اندرکنش میباشد که از یک مرجع اصلی ترجمه شده وپس از تحقیق مواردی بدان افزوده گردیده است.

۱-دیوارهای برشی کنسولی

میتوان انتظار داشت که یک دیوار برشی کنسولی منفرد مانند یک عضو خمشی عمل کند البته به شرطی که نسبت ارتفاع به عمق بزرگتر از۲باشد، آئین نامه ACI نیز فقط درشرایطی که نسبت ارتفاع به عمق ۰/۵یا کمتر باشد دیوارهای برشی بلند را از عریض تفکیک می دهد.برخی از تمایزات بین دو نوع دیوار برشی در ادامه آورده شده است.
با بدست آوردن نیروی محوری نهائی طرح Nu ،گشتاور زاویه ای Mu ونیروی برشی Vu برای یک دیوار مفروض،معمولا ابتدا اندازه دیوار وآرماتور را برای مقاومت خمشی آزمایش نموده و پس از اطمینان حاصل می نمائیم که خاصیت تغییر شکل پذیری آن کافی بوده و قدرت برشی دیوار بیشتر از مقاومت خمشی آن است. با ملاحظه برش ها بایستی مطمئن شد که حداکثر ایمنی اعمال شده بر تنش برشی هرگز از مقدار مذکور تجاوز نکرده واتصالات ساختمانی تا حد کافی مسلح شده باشند باشند.

۱-۲-مقاومت خمشی دیوارهای برشی کنسولی

دیوارهای مستطیلی : به هنگام طراحی دیوارهای مستطیلی در گشتاورهای خمشی کوچک، طراح ممکن است بخواهد از یک توزیع یکنواخت فولاد عمودی برای دیوارها در مناطق غیر زلزلهای استفاده کند اما میتوان طبق اصول اولیه نشان داد که با این تغییر شکل پذیری ،آرایش فولاد بر اثر افزایش محتوای خودش کاهش می پذیرد.
هنگامیکه نیروی واردبر فولاد خمشی اضافه شود باید فولاد خمشی بیشتری را درنزدیکی دورترین تار قرار داده ودر عین حال حداقل ۲۵درصد فولاد عمودی رادر مابقی دیوار حفظ کرد . جدا از مقاومت خمشی مؤثر این آرایش فولاد به نحو قابل توجهی قادر است شکل پذیری چرخشی را تقویت نماید. در دیوارهای برشی مستطیلی که در آنها آرماتورها بیشترین تجمع را در انتها دارند، مقاومت خمشی را میتوان بر اساس اصول اولیه وطبق آئین نامه پذیرفته شده در عمل محاسبه کرد ویا چارت های طراحی ستون را که معمولا در دسترس اند تهیه نمود.از آنجا که چارت های طراحی برای اعضای یکنواخت تقویت شده به سهولت قابل استفاده نیست، مقاومت خمشی آنها در زیر مورد بحث قرار می گیرد.
مقاومت خمشی یک دیوار برشی مستطیلی که به طور یکنواخت مسلح شده اند(نسبت ارتفاع به عمق بزرگتر از یک)طبق مفروضات آئین نامه ACI ومحاسبات کاردناس وهمکارانش به صورت ذیل می باشد:

$Mu=0.5AsFyh(1+Nu/(AsFy))*(1-c/h)$

در این فرمول داریم :

$C/h=[(\alpha+\beta)/(2\beta+0.85\beta1)]$: $\alpha=(1.2*A*Fy)/(bhFcu)$

$\beta=(1.2Nu)/(bhFcu)$

Mu : گشتاور نهائی مقاومت طرح (Nmm)

As : مساحت کل آرماتور عمودی mm^2

Fy :مقامت کششی آرماتور عمودی (N/mm^2)

h : طول افقی دیوار برشی (mm)

c : فاصله دورترین تار از محور خنثی (mm)

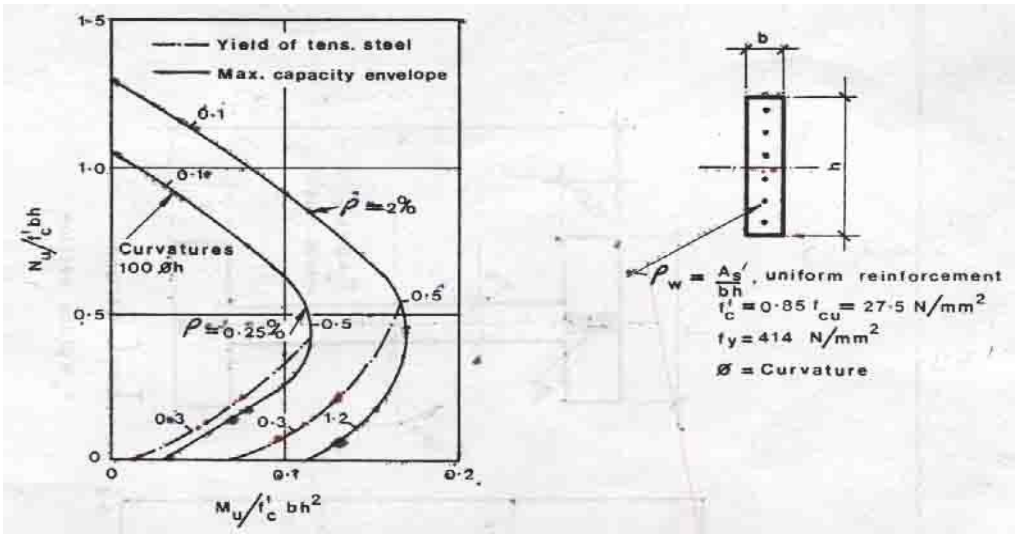
Nu : بار محور طراحی (نهائی) مثبت در صورتیکه فشاری باشد (N)

Fcu :تنش فشاری بتن مکعبی (N/mm^2)

β1 : 0.58 مقاومت برای Fcu تا 3275 N/mm^2 وکاهش آن بانسبت 0.05 و برای هر مقاومت 8N/mm^2 تا حد 32.5N/mm^2

در ضمن قدرت خمشی دیوارهای مستطیلی که به طور یکنواخت مسلح شده اند را می توان از تئوری تابع غیر خطی به صورتی که ((سیلز)) و ((فیشل)) مورد بحث قرار داده اند پیش بینی کرد.

منحنی های تداخلی با بار گشتاور محوری در شکل الف نشان داده شده است .



شکل الف-اثر متقابل گشتاور بار محوری منحنی ها برای میلگرد های یکسان قائم دیوارهای برشی

دیوارهای برشی لبه دار بخاطر تغییر شکل پذیری ومقاومت خمشی زیادشان مرغوب هستندو به شکلهای I یا خط مانند (کانال)نشان داده می شوند وممکن است مانند استوانه های بلند با هم جفت شوند . برای دیوارهای برشی مستطیلی با توجه به اثر متقابل منحنی های بار محوری وخمشی همچنین قوانین اولیه وبا کمک گرفتن از یک کامپیوتر کوچک به این نتیجه می رسیم که کارکردن آسانتر ازدیوارهای برشی لبه دار است.

اثرات رفتاری ازقرار دادن میلگردهای مختلف همانطور که در شکل ب دیده می شود نشانگر اثر متقابل منحنی ها و لنگر-بار محوری برای شکلهای I وقسمتهای خطی (کانالی) است که از فرظیه غیر خطی بودن

تیر استنتاج شده است. منحنی ها برای مقادیر hgb کلی هستند وجان میلگرد ها در تمام موارد بجز منحنی(۱) ۲۵درصد است . باید توجه شود که منحنی های (۱)و (۳) نشان دهنده قسمتهائی است که شامل ۳درصد فولاد در بالها (لبه ها) می باشند .

بطور قابل ملاحظه ای افزایش شدت مقاومت در منحنی (۱) کاملا با فرض وجود بتن زیاد در لبه ها تطابق دارد.

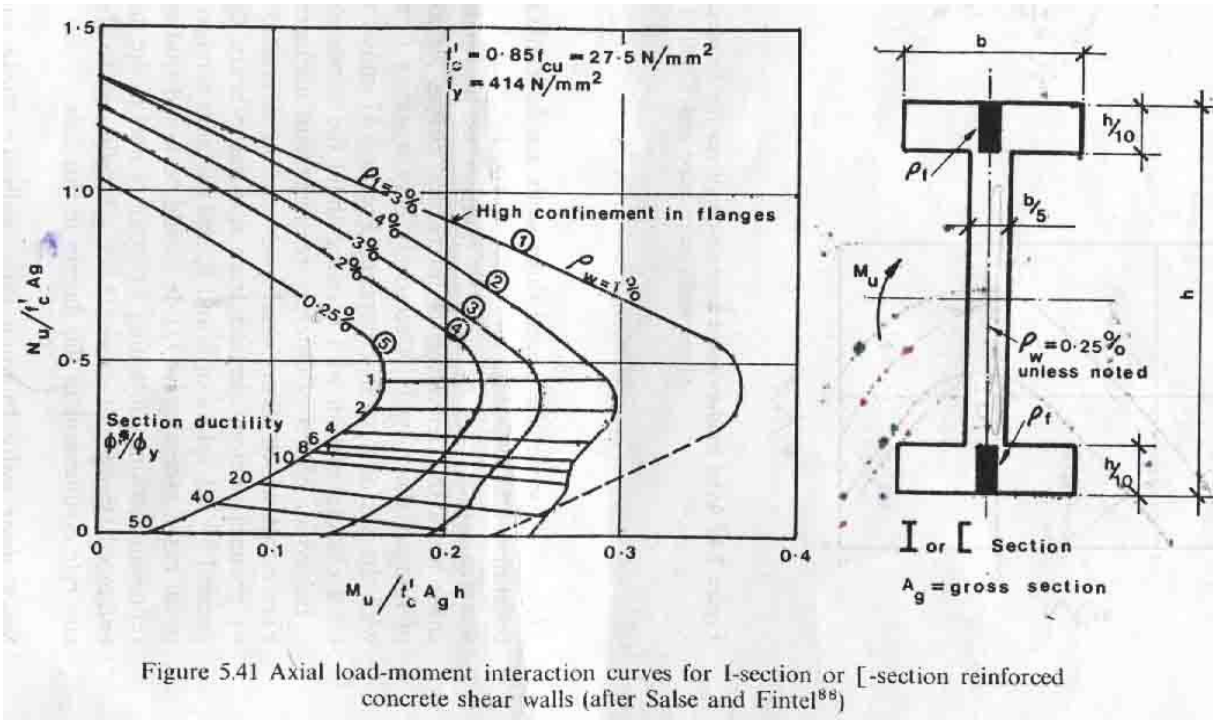


Figure 5.41 Axial load-moment interaction curves for I-section or [-section reinforced concrete shear walls (after Salse and Fintel[88])

شکل ب -اثر منحنی های گشتاور بار محوری برای مقطع I یا ناودانی

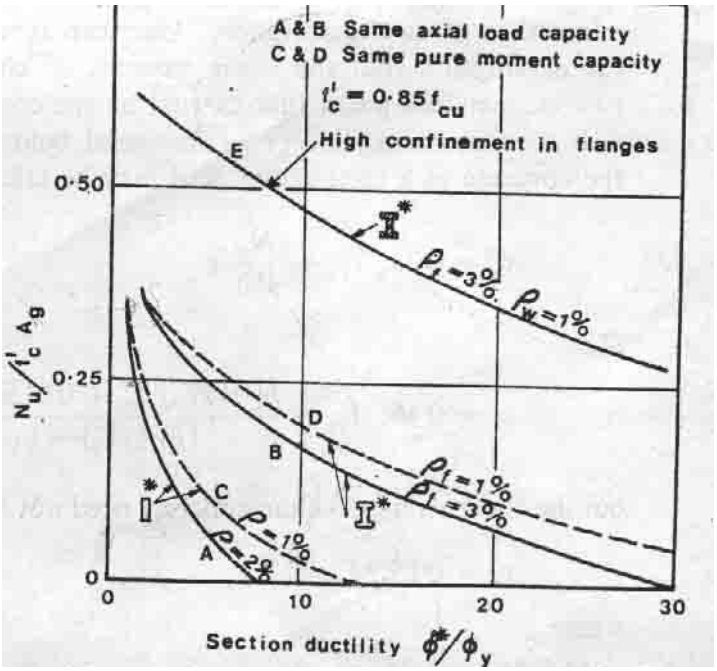
دیوارهای برشی ضخیم وکوتاه : در انواعی از این دیوارها که نسبت ارتفاع به عمق کوچکتر یا مساوی با یک است تشخیص دادن حالات خمشی وبرشی از همدیگر غیر ممکن می باشد وروشهای قبلی محاسبه مقاومت خمشی در واقع قابل اجرا نیستند .

تغییر شکل پذیری دیوارهای طره ای :

تغییر شکل پذیری مسئله پیچیده ومعضل عمومی است که در همه جا بحث می شود . اما در اینجا کافیست بگوئیم که تغییر شکل زیاد در اثر بارهای لرزه ای بطور ضمنی به شکلهای دورانی بدون کمترین مقاومت کششی می باشد، درنتیجه دیوارهای برشی انعطاف وتغییر شکل پذیری بیشتری در خمش خواهند داشت . اگر اکثریت میلگردها در نزدیکی دورترین تار متمرکز شوند در نتیجه قسمتهای لبه دارنسبت به قسمتهای مستطیلی انعطاف بیشتری خواهند داشت .مقایسه شکل پذیری قسمتهای مستطیلی با سایر قسمتها در شکل ج نشان داده شده است .

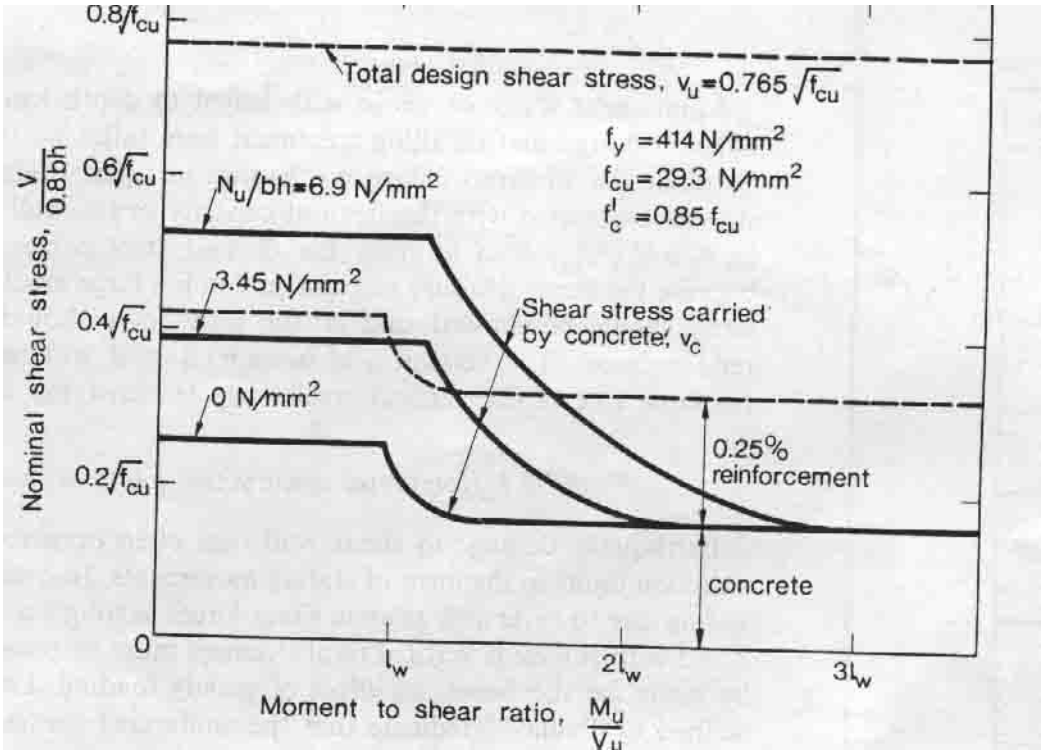
درقبل محاسبه تغییر شکل فقط بر پایه واساس بارهای یکنواخت صورت گرفته بود وبا مقایسه شکل ج در می یابیم که دلیل کم شدن تغییر شکل بیشتر بارهای معکوس می تواند باشد تا وابستگی به مقدار وحالت میلگردها ، همچنین طبق این شکل، تغییر شکل ناشی از برش عرضی درست در حدود توزیع فولاد وبتن دیده می شود و در اثر افزایش فولاد وبار محوری تغییر شکل پذیری کاهش خواهد یافت . با مقایسه منحنی A بامنحنی B ومنحنی C با D دیده می شود که تغییر شکل برشی برای شکل های I سه تا چهار برابر بزرگتر

از تغییر شکل های برشی اعضای قائم یکسان خواهد بود . با مقایسه منحنی E با باقیمانده در همان شکل اثر بزرگی بر روی حدود واقعی تغییر شکل بتن در لبه ها دیده میشود .

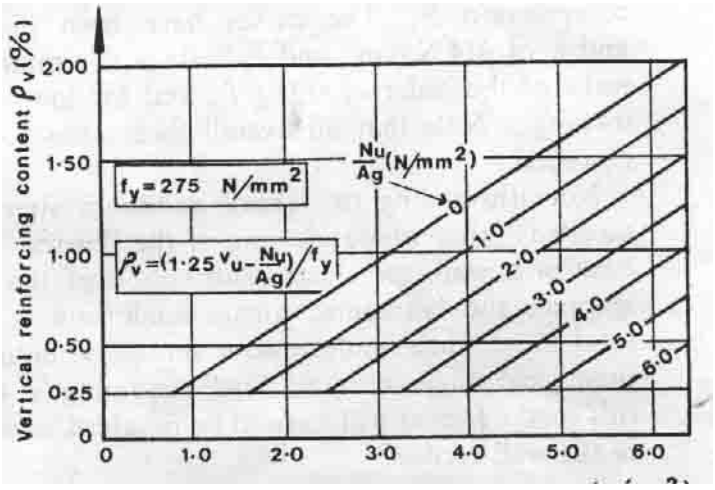


شکل ج -خاصیت شکل پذیری در اثر ترکیب برش عرضی ،پراکندگی فولادومحدود کردن بتن

در هنگام طراحی رجوع کردن به نموداری که در شکل د (شکل زیر) ملاحظه می شود مناسب و راحت بنظر می رسد، زیرا عوامل تغییر شکل را ثبت کرده واجازه داده که مقاومت وتغییر شکل مناسب بطـور همزمـان انتخاب گردند . در دیوارهای برشی ضخیم و دیوارهائی که H/h<=1 محاسبات تغییر شکل فوق جوابگو نیستند و به طور نسبی ظرفیت خمشی بزرگ ممکن است با نیروهای برشی بزرگ همراه شده و برای تخریب دیـوار در حالت ترد وشکننده کافی باشد .



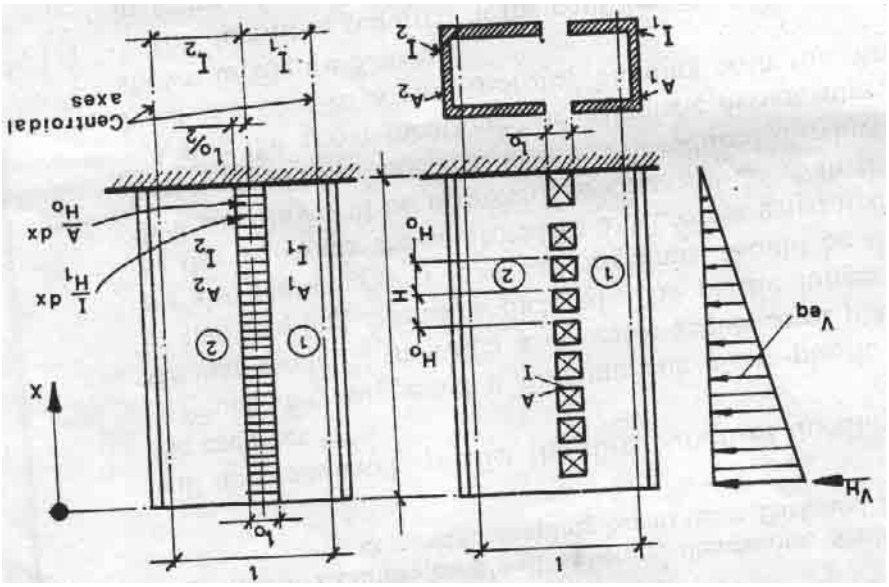
در همین مورد پاولی توصیه کرده که اگر ماکزیمم شکست خمشی برای دیوارهای برشی ضخیم وکوتاه مطلوب باشد در آنصورت باید تنش های برشی کوچک با ظرفیت خمشی دیوار معادل باشند.
مقاومت برشی اکثر تیر ها بجز تیرهای ضخیم مستطیلی قابل تشخیص بوده ودر شرایط محیطی مختلف پذیرفته می شود .
در طراحی برش به روش امریکائی فرض بر این است که ظرفیت برشی تیرهای بتنی شامل دو قسمت وابسته وغیر وابسته به بتن باشد ودرآنجا درمورد عرض میلگردهای بکار رفته در یک دیوار سؤال می شود .
در شکل س کمترین مقاومت برشی دیوار برشی مستطیلی نشان داده شده ، در شرکت های سهام بتن حداقل ظرفیت بتن ۲۵ درصد توصیه میشود وهمچنانکه در شکل نشان داده شده منحنیها بر اساس اصل فشار نیروی محوری Nu طراحی شده اند . چون در مقاومت هائی که ازحدود خاصی تجاوز کند فولاد تاب وتحمل خود را از دست می دهد بنابراین توصیه شده از سهم برشی بتن ترک خورده چشم پوشی شده و فولاد خمشی به عنوان مثال در نزدیکی پایه دیوار قرار بگیرد ورکاب میلگرد افقی برای مقابله با برش کلی باید آماده باشد ، در این مورد باید یک زاویه ۴۵ درجه در ارتفاعی مساوی عمق دیوار برای حرکت نهائی مورب میلگردها تشخیص داده شود .
برای بدست آوردن یک تغییر در مکانیزم شکست دیوار های ضخیم وکوتاه ،باید تنش های برشی مربوط به ظرفیت خمشی دیوار با هم مطابقت کنند ، بدینسان ظرفیت فولاد خمشی در دیوار محدود می شود .
همچنین به دلیل مکانیزم شکست خمشی ترکهای بزرگی در دیوار ایجاد می شود
وجان میلگردها می بایست در برابر تمام برش مقاومت نمایند ، ونقش فولادهای قائم نیز در لحظه شروع واژگونی مشخص می گردد .
خسارت وضرر ناشی از زمین لرزه در دیوارهای برشی در درزهای اجرائی افقی نمایان میگردد بنابراین می بایست در مقابل حرکتهای لرزشی ناشی از زمین توسط نیروی برشی پایداری کرده ، و یک سطح بتنی ناهموار ترکیب شده با میلگردهای قائم کافی آماده وتهیه شود .
در ضمن باید توجه داشت که روشهای آماده کردن مفصلها اهمیت ندارد ، البته مادامیکه سطح زبر ساخته شده وبتن تازه جاگرفته بتواند مقاومت کند .



شکل س-فولاد مورد نیاز در عرض افقی ساختمان مفصلی دیوارهای برشی

امروزه عمل جفت کردن دیوارهای برشی به وسیله تیرهای پی درپی با سطح هم تراز به صورت عملی معمولی ومتداول درآمده است ،که درآن از میلگرد های کمکی عمودی استفاده می شود . چنانچه در شکل ش نشان داده شده فرم وشکل نمونه کلاسیک این نوع اعضا از آنالیز دیوارهای برشی جفت وبا توجه به تغییر شکل محوری دیوارها وتغییر شکل تیرهای جفت بدست آمده است .

تکنیک پی در پی یا رویهم قرار دادن تیرهای مجزا به وسیله هم ظرفیت کردن آنها روش مناسبی از آنالیز می باشد که اخیرا مورد استفاده قرار می گیرد .



شکل ش -معرف سازه دیوار برشی ومدل نوین

ایده آل طرح اینست که دیوارهای جفت به صورت یک جعبه یا واحد I عمل کنند به صورتی که گوئی دهانه ومنافذی ندارد، چنین سازهای خیلی محکم تر ومقاوم تر از ترکیب واحدهای کانالی مستقل عمل می کند .

وجود نیروهای بزرگ طولی در هر واحد دیوار موجب شکست تیرهای دوتائی در دیوارهای برشی جفت تحت اثر زمین لرزه های قوی ، بدون حفاظ وتکیه گاه می شود و این مستلزم کمی تغییر شکل تیرها می باشد .

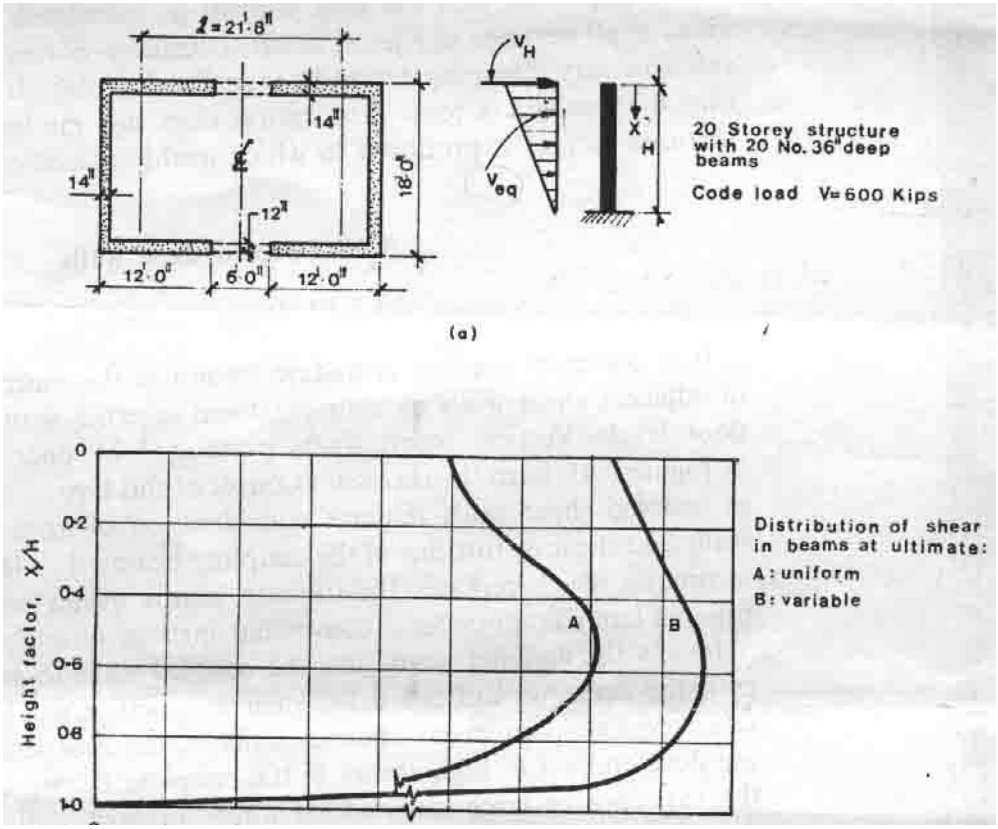
تااین حد که گفته شد مربوط به عملکرد نامناسب تیرها و تا حدی نیز مربوط به استفاده از آنالیز الاستیک می باشد که توزیع شکل پذیری در سرتاسر عضو قابل پیش بینی نخواهد بود .

پیشنهاد پاولی در این زمینه اینست که فلسفه آنالیز الاستو پلاستیک که بر روی مدل ورقه ورقه ای حاکم شده در مورد تغییر شکل مفصل پلاستیک در تیرهای جفت اثر مطلوبی می دهد .

مفصل های پلاستیک در دیوارها که بارهای کششی اصلی را تحمل می کنند باید در قسمت دورترین تارها باشند ،مخصوصا در حالتی که دو دیوار مورد برسی قرار می گیرند و نیروهای محوری آنها که توسط بارهای جانبی ایجاد می شوند ، موجب محدود شدن تغییر شکل و تاخیر در تغییر شکل مفصلها می شود .

با استفاده از طراحی تقریبی پاولی تحلیل کرده که در یک ساختمان ۲۰ طبقه با ابعاد وبارهای نشان داده شده در شکل ک (a) تغییرشکلهای لازم در نیروهای دوتائی بوجود می آید . در شکل ک(b) حداکثر تغییر شکل در دورهای ماکزیمم و θb و θy دیده می شود که در حدود ۱۱ می باشد .اگر تمام تیرها یک مقاومت داشتند (منحنی A) یا در حالیکه مقاومت تیرهای داده شده به تناسب مقاومت الاستیک مطلوب تغییر کند (منحنی B) ماکزیمم تغییر شکل لازم برابر با ۱۲/۶خواهد بود .

علاوه بر این به علت دوتائی سیستم نیروهای محوری نسبتا زیادی بوجود می آید که تنش های خاص آنها در دیوار قابل بررسی خواهد بود ،واضح است که بررسی های طراحی مانند دیوارهای کنسولی است که در بالا بحث شد .



شکل (ک)بارها وتغییر شکل های محاسبه شده در تیرهای جفت ومثالی درباره مرکز دیوار

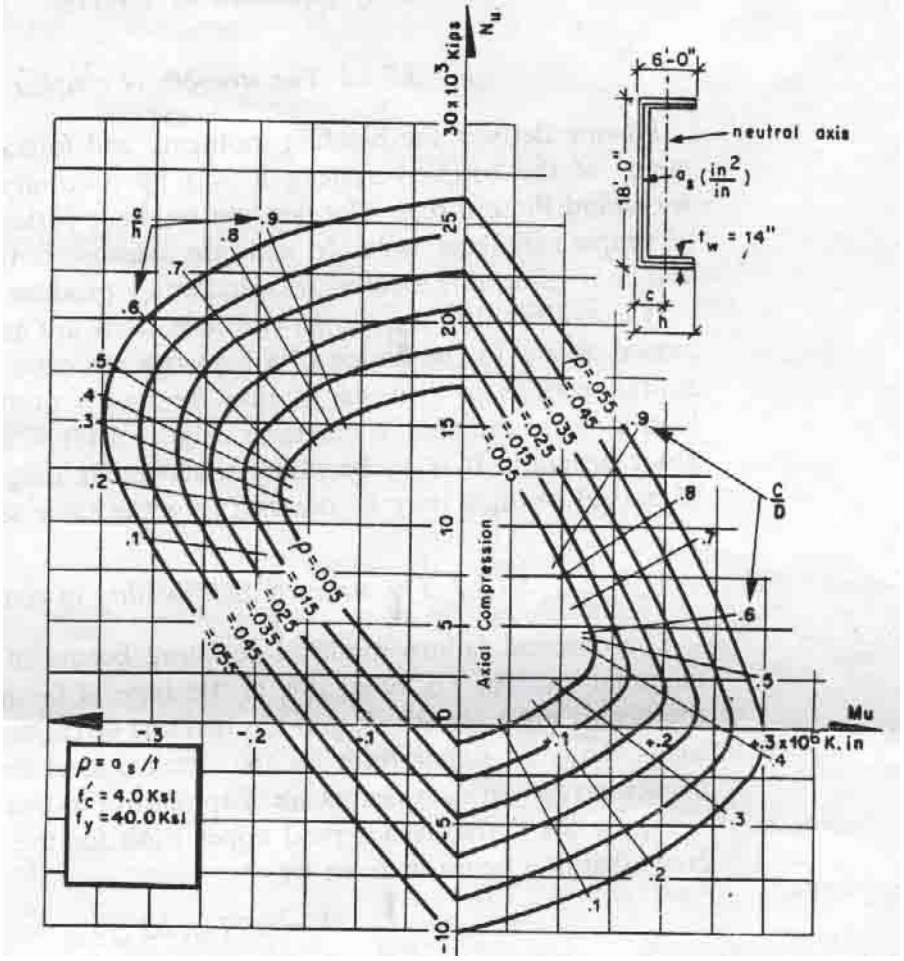
مقاومت وتغییر شکل تیرهای جفت

شکل شکست کلاسیک تیرهای جفت در زمین لرزه ها ناشی از کشش مورب بوده و برای اجتناب از این نوع شکست ترد مقاومت برشی تیرها همیشه باید بیشتر از مقاومت برشی بدن توجه به بارهای طراحی باشد .

از آنجائیکه تیرهای جفت ممکن است در تنش های بالا ناشی از زلزله آزمایش شوند ،میلگردهای قطری این نوع بتن مسلح بیشتر از مقاومت لرزشی عمل را تحمل می کند و همانطور که از مقایسه تغیر شکلها در شکل ه نشان داده شده است تیرهای دوتائی عمیق طوری تقویت می شوند که دارای تغییر شکل مناسبی به نسبت ۴تا۵ باشند و واضح وآشکار است که آزمایش سازه رضایت بخش نخواهد بود.

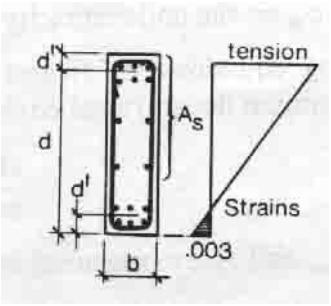
در شکلهای ش و ک از آنجائیکه میلگردهای مورب نسبت به تغییر شکل لازم به نسبت معین ۱۲ تهیه شده است ،در نتیجه درزمین سخت و متوسط یا نواحی محرک نیروهای دوتائی عمیق دیده می شود .

پس اهمیت مقاومت کردن قطرها در مقابل فشار کمانش از اینجا روشن می شود .



(شکل ه)

(شکل ن)



(شکل ی)