



دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده عمران

پایان نامه جهت دریافت درجه کارشناسی ارشد سازه

عنوان پایان نامه :

ارزیابی ایمنی سازه های بتن مسلخ طراحی شده بر اساس
آیین نامه بتن ایران و امریکا

استاد راهنما : جناب آقای دکتر وحید رضا کلات جاری

استاد مشاور: جناب آقای دکتر علی کیهانی

دانشجو : محسن هراتی

۱۳۸۳

تقدیم به :

پدر گرامی

مادر مهربان

و همسر عزیزم

تشکر و قدردانی:

از زحمات بی دریغ استاد ارجمندم جناب آقای

دکتر کلات جاری کمال تشکر را دارم.

چکیده :

طراحی سازه های بتن مسلح در یک محیط کاملاً احتمالاتی صورت می پذیرد . بعنوان مثال می توان به متغیرهای تصادفی بارهای خارجی ، مقاومت فشاری بتن ، تنش تسلیم فولاد ، رواداریهای ابعاد هندسی ، قرار گیری میلگرد در جای صحیح خود و عوامل متعدد دیگر اشاره نمود . ضرایب تقلیل مقاومت و افزایش بار که در آیین نامه آبا و ACI مطرح شده اند جهت تامین حاشیه اطمینان مناسب برای تامین مقاومت و بهره برداری مطلوب سازه های بتن مسلح است . در این پایان نامه با استفاده از نظریه قابلیت اعتماد ، شاخص ایمنی اعضای بتن مسلح طراحی شده بر اساس آیین نامه آبا در خمش ، برش و پیچش تعیین شده است و در ادامه با اتخاذ شاخص ایمنی هدف ، ضرایب تقلیل ظرفیت و افزایش بار بدست آمده است . در خاتمه با استفاده از آنالیز مونت کارلو ، شاخص ایمنی تیرهای بتن مسلح در خمش طراحی شده بر اساس آیین نامه آبا و ACI مقایسه شده است .

فهرست

صفحه

| | |
|-------------------|------|
| عنوان..... | یک |
| تقدیم..... | دو |
| تقدیر و تشکر..... | سه |
| چکیده..... | چهار |

| | |
|---------------------------------|---|
| مقدمه..... | ۱ |
| مروری بر مطالعات انجام شده..... | ۲ |

فصل یک

ایمنی و روشهای تعیین شاخص قابلیت اعتماد

| | |
|---------------------------------------|---|
| (۱-۱) تاریخچه..... | ۳ |
| (۲-۱) ایمنی در سازه های بتن آرمه..... | ۵ |
| (۳-۱) روشهای طراحی..... | ۵ |

- ۱-۳-۱) روش تنش مجاز ۵
- ۱-۳-۲) روش طراحی براساس مقاومت نهایی (طراحی پلاستیک) ۶
- ۱-۳-۳) روش سطح حدی ۷
- ۱-۳-۲) طبقه بندی دوم (براساس شرایط ایمنی) ۷
- ۱-۳-۲-۱) روش طراحی یقین اندیشانه ۷
- ۱-۳-۲-۲) روش طراحی احتمال اندیشانه ۷
- ۴-۱) تئوری قابلیت اعتماد ۸
- ۵-۱) روشهای لنگر دوم در تعیین شاخص قابلیت اعتماد ۱۰
- ۶-۱) شاخص قابلیت اعتماد کرنل ۱۲
- ۷-۱) تعریف شاخص قابلیت اعتماد ۱۳
- ۸-۱) شاخص قابلیت اعتماد مرتبه اول لنگر دوم ۱۵
- ۱-۸-۱) توابع حدی خطی ۱۵
- ۲-۸-۱) توابع حدی غیر خطی ۱۵
- ۹-۱) نظریه شاخص قابلیت اعتماد مرتبه اول لنگر دوم میانگین ۱۷
- ۱۰-۱) روش هاسوفر-لیند در تعیین شاخص قابلیت اعتماد ۱۸
- ۱۱-۱) روش راکویتز-فیسلر ۲۳
- ۱۲-۱) متغیرهای تصادفی وابسته ۲۴
- ۱۳-۱) آنالیز مونت کارلو ۲۶
- ۱-۱۳-۱) متغیرهای تصادفی مستقل یکنواخت ۲۶
- ۲-۱۳-۱) متغیرهای تصادفی مستقل غیر یکنواخت ۲۷

فصل دو

مدلهای بارو مقاومت

- ۲۹..... (۱-۲) انواع بارها
- ۳۱..... (۲-۲) مطالعه بار مرده
- ۳۱..... (۳-۲) بار زنده در ساختمانها
- ۳۱..... (۱-۳-۲) بار زنده طراحی (اسمی)
- ۳۲..... (۲-۳-۲) بارزنده بهره برداری و بارزنده گذرا
- ۳۲..... (۱-۲-۳-۲) بار زنده بهره برداری
- ۳۴..... (۲-۲-۳-۲) بار زنده گذرا
- ۳۴..... (۳-۳-۲) بار زنده ماکزیمم
- ۳۶..... (۴-۲) بار باد
- ۳۹..... (۵-۲) بار زلزله
- ۳۹..... (۶-۲) مدلهای مقاومت
- ۴۰..... (۱-۶-۲) مطالعه اعضاءبتن آرمه
- ۴۰..... (۱-۱-۶-۲) مطالعه مقاومت فشاری بتن
- ۴۳..... (۲-۱-۶-۲) مطالعه مقاومت جاری شدن فولاد
- ۴۷..... (۷-۲) مطالعه تغییرات در ابعاد قطعات بتن آرمه
- ۴۸..... (۸-۲) توزیع احتمالی مقاومت اعضاءبتن آرمه

فصل سه

آیین نامه های طراحی

- ۵۱.....(۱-۳) ترازهای طراحی
- ۵۳.....(۲-۳) گامهای مهم بسط آیین نامه
- ۵۷.....(۳-۳) معرفی آیین نامه بتن ایران
- ۶۰.....(۴-۳) روابط آیین نامه آبا برای طراحی
- ۶۰.....(۱-۴-۳) حالت حدی نهایی مقاومت در خمش
- ۶۰.....(۱-۱-۴-۳) فرض های طراحی
- ۶۱.....(۲-۱-۴-۳) ضوابط کلی طراحی
- ۶۲.....(۳-۱-۴-۳) محدودیت های آرماتور در مقاطع خمشی
- ۶۲.....(۲-۴-۳) حالت حدی نهایی مقاومت در برش
- ۶۳.....(۱-۲-۴-۳) محدودیت های آرماتور برشی
- ۶۳.....(۳-۴-۳) حالت حدی نهایی مقاومت در پیچش
- ۶۴.....(۱-۳-۴-۳) مقاومت پیچشی نهایی تامین شده توسط آرماتورها
- ۶۵.....(۲-۳-۴-۳) محدودیت های آرماتور پیچشی
- ۶۵.....(۳-۳-۴-۳) ضوابط آبا برای طراحی پیچشی

فصل چهار

تعیین سطح ایمنی آیین نامه بتن ایران در مودهای مختلف

- ۶۷.....(۱-۴) نحوه تعیین شاخص β براساس روش مونت کارلو

فهرست ضمايم

- ۱۰۴..... الف (توابع چگالی احتمال متداول
- ۱۱۰..... ب (روش مربع چي
- ۱۱۲..... ج (برنامه کامپيوتري
- ۱۱۸..... د (جدول اعداد تصادفي يکنواخت در فاصله ۰ تا ۱۰۰,۰۰۰

مقدمه

با توجه به طبیعت تصادفی پارامترهای سازه ای ، تحلیل و طراحی سازه ها به کمک نظریه قابلیت اعتماد مورد توجه قرار می گیرد. به کمک این نظریه می توان قابلیت اعتماد و یا احتمال خرابی را برای یک سازه تعیین نمود که روشهای بدست آوردن آن در فصل اول شرح داده شده است .

برای تعیین قابلیت اعتماد می بایست ماهیت آماری متغیرهای تصادفی بار و مقاومت را بدانیم که معمولاً توسط مقادیر میانگین ، واریانس و تابع توزیع شناخته می شوند . شرح خصوصیات متغیرهای تصادفی بار و مقاومت در فصل دوم آورده شده است . در این فصل در حد مقدمات نتایج آماری مربوط به مقاومت فشاری بتن ، مقاومت کششی آرماتور ، تغییر در ابعاد قطعات بتن آرمه و سطح مقطع آرماتور و نیز سرعت باد با توجه به شرایط ایران گرد آوری شده است .

در فصل سوم به مراحل تدوین و بسط آیین نامه ها و نیز معرفی آیین نامه بتن ایران پرداخته شده است .

در فصل چهارم مقادیر قابلیت اعتماد برای اعضای طراحی شده بر اساس آیین نامه آبا در خمش ، برش و پیچش طبق مشخصه های آماری کشور ایران تعیین شده است . در قسمت بعد با توجه به قابلیت اعتماد مبنا برای حالات مختلف ، ضرایب افزایش بار و کاهش مقاومت بدست آمده است .

در فصل آخر قابلیت اعتماد آیین نامه آبا و ACI در خمش مورد بررسی قرار گرفته و در این مقایسه تطابق خوبی مشاهده شد .

مروری بر مطالعات انجام شده

متأسفانه در کشور ما مطالعات آماری گسترده ای جهت پارامترهای موثر در طراحی مقاطع بتن آرمه صورت نگرفته است. از این رو به مطالعات انجام شده در خارج از کشور می پردازیم که می توان به مطالعه آماری مقاومت فشاری بتن و آمار خواص فولاد توسط Ranganathan, 1990 اشاره کرد که روی نمونه هایی از شهر های مختلف هند صورت پذیرفته است. در رابطه با تغییرات در ابعاد مقاطع بتن آرمه تحقیقاتی توسط Mirza, Mac Gregor, 1979 برای شرایط امریکا صورت گرفته است. مطالعه گسترده تری در رابطه با پارامترهای موثر در طراحی اعضا بتن آرمه توسط Ellingwood, Galambos, Mac Gregor, Cornell, 1980 صورت پذیرفته است.

مطالعه آماری انجام شده در این پروژه مربوط به مطالعه مقاومت فشاری بتن و مقاومت کششی فولاد با توجه به نتایج آزمایش صورت گرفته در یکی از کارگاههای تهران (برج ۵۴ طبقه تهران) می باشد. در رابطه با ارزیابی قابلیت اعتماد سازه های بتن آرمه، آقای محمد علی قلی تبار در سال ۱۳۶۸ در نگارش پایان نامه خود شاخص قابلیت اعتماد یک عضو بتن آرمه طراحی شده توسط آیین نامه ACI را در خمش بدست آورده است.

کار انجام شده در این پروژه در رابطه با ارزیابی قابلیت اعتماد سازه های بتن آرمه، اندازه گیری شاخص قابلیت اعتماد یک عضو بتنی در خمش، برش و پیچش و مقایسه شاخص قابلیت اعتماد یک عضو طراحی شده توسط آیین نامه آبا و ACI و نیز تعیین ضرایب بار و مقاومت جهت رسیدن به شاخص ایمنی مطلوب می باشد.

فصل یک

ایمنی و روشهای تعیین شاخص قابلیت اعتماد

۱-۱) تاریخچه :

مفهوم ایمنی یک داستان معتبر تاریخی را به دنبال دارد. در رم باستان ، طراح هر پل پس از پایان مرحله ساخت پل می بایست در حالیکه یک دسته ارابه از روی پل می گذشتند در زیر پل بایستد . این روشی قابل قبول برای آزمایش کردن پل محسوب می شد . این ایده ، سبب می شد که طراح در محاسبه و اجرا ضریب اطمینانی در نظر بگیرد تا آن پل ، ایمن و قابل اعتماد باشد . از گذشته تا کنون ، داشتن خانه ای مقاوم ، اتومبیلی ایمن و وسایل مورد اطمینان از خواسته های هر کس می باشد . این نشان دهنده آن است که ما همواره در جستجوی ایمنی و اطمینان هستیم . آیین نامه ACI در سال ۱۹۶۳ طراحی به روش مقاومت نهایی را ارائه نمود که در آن اصول زیر رعایت می شود :

۱- در تعیین مقاومت واقعی یک قطعه مقاومتی واقعی و رفتار آنها مد نظر گرفته و محاسبات بر مبنای آن صورت می گیرد . مقاومت واقعی قطعه که به این ترتیب محاسبه می شود در آزمایشگاه قابل کنترل می باشد .

۲- با اعمال ضرایب اطمینان روی بارها مقدار بارها افزایش می یابد .

۳- مقاومت واقعی با استفاده از ضرایب اطمینان کاهش داده می شود .

ضرایب اطمینان بکار برده شده در ACI 318-63 بیشتر بر اساس قضاوتهای مهندسی بوده و کمتر مطالعات آماری روی آن انجام شده بود .

از سال ۱۹۶۳ مفهوم تئوری ایمنی توسعه یافت و مطالعاتی برای تعیین ضرایب بارهای ایمن در سازه های بتنی و فولادی انجام شد. این حرکت باعث شد که ACI از سال ۱۹۷۶ حرکتی را برای یکسان نمودن این ضرایب شروع کند.

در سال ۱۹۷۹ مرکز تکنولوژی ساختمان امریکا آقایان : Theodore V.Galambos , James G.Mac Gregor , Bruce. Ellingwood , Allin Cornell را جهت تعیین ضرایب بار مربوط به طرح ساختمانها که برای انواع ساختمانها عمومیت داشته باشد به همکاری دعوت کرد. ضرایب بار پیشنهادی این گروه با اندکی اصلاح در استاندارد ANSI A58.1-82 وارد گردید .

جهت تعیین ضرایب مقاومت نیز روشهای مفیدی ارائه گردید که مطالعات گسترده ای به جریان افتاد.

در کشور ما نیز جهت تهیه و تدوین دستورالعملها و آیین نامه ها در زمینه های مختلف کوشش شده است و آیین نامه آبا یکی از این دستاوردهاست .

اولین نسخه بخش اول آیین نامه در سال ۱۳۷۰ و اولین نسخه بخش دوم در سال ۱۳۷۴ منتشر گردید و در سال ۱۳۷۷ کمیته تدوین آیین نامه گسترش یافت و تعداد اعضای آن به ۲۶ نفر بالغ شدند که کار بازنگری را آغاز نمودند. پس از پایان بازنگری این آیین نامه در سال ۱۳۷۹ به دستگاههای اجرایی و مهندسان مشاور و پیمانکاران ابلاغ گردید تا از ابتدای سال ۱۳۸۰ به اجرا در آید .

(۲-۱) ایمنی در سازه های بتن آرمه:

ارزیابی ایمنی سازه های بتن آرمه موضوع مهمی می باشد که بستگی به عواملی از قبیل مقاومت سازه R و عملکرد بار یا بار مؤثر S روی سازه دارد.

مقاومت سازه بستگی به خواص فیزیکی مواد و خواص هندسی اعضاء دارد که تحت تغییرات آماری قرار دارند. بار مؤثر نیز تابعی است از بارهای مختلف نظیر بار مرده ، زنده ، باد ، برف ، زلزله و غیره که همگی متغیرهای تصادفی می باشند .

در نگارش آیین نامه های بتن ، این عدم قطعیتها در بار و مقاومت در نظر گرفته شده است .

در این پروژه ضوابط آیین نامه بتن ایران را به لحاظ ایمنی مورد ارزیابی قرار می دهیم .

(۳-۱) روشهای طراحی :

اصول کلی کنترل ایمنی ، روشی را برای محاسبه رفتار و مقاومت سازه ها ارائه میدهد.

روشهای طراحی به صورت زیر دسته بندی میشوند:

(۱-۳-۱) در طبقه بندی نخست :

(۱-۱-۳-۱) روش تنش مجاز:

در این روش تنشهای ایجاد شده تحت بارهای ماکزیمم با مقاومت کاهش یافته مقایسه می شود که این مقاومت کاهش یافته، تنش مجاز نامیده میشود.

در یک سازه اگر تنشهای ایجاد شده در هر نقطه از ساختمان بزرگتر از تنشهای مجاز باشد آن نقطه خراب شده فرض میشود و ایمنی بر حسب ضریب اطمینان به صورت زیر تعریف میشود:

$$\text{ضریب اطمینان} = \frac{\text{تنش خرابی}}{\text{تنش مجاز}}$$

برای مواد شکل پذیر مانند فولاد تنش تسلیم و برای مواد شکننده مانند بتن تنش نهایی به عنوان تنش خرابی در نظر گرفته می شود. در این روش رفتار ارتجاعی مواد در نظر گرفته می شود و منحنی تغییر شکل - بار خطی است.

این روش محاسن و معایب خود را دارد از محاسن آن می توان سا دگی کار و از معایب آن ارائه ندادن یک سطح ایمینی ثابت در سازه ها برای یک مجموعه از تنشهای مجاز را نام برد.

۱-۳-۱) روش طراحی براساس مقاومت نهایی (طراحی پلاستیک):

در این روش ایمینی با افزایش بارهای مؤثر و کنترل سازه تحت بار افزایش یافته (بارگسیختگی) تضمین شده است در این روش ایمینی به ظرفیت سازه بستگی دارد و رفتار غیر الاستیک مواد در نظر گرفته میشود.

در طراحی مقاومت نهایی ابتدا تحلیل الاستیک انجام می گیرد و مقاطع فقط برای بار طراحی شده اند. بنابراین توزیع مجدد لنگر در طراحی مقاومت نهایی بکار رفته در ساختمانهای بتن آرمه در نظر گرفته نشده است. ولی در طراحی پلاستیک بکار رفته در ساختمانهای فولادی توزیع مجدد لنگرها در نظر گرفته و تحلیل ساختمان در بار گسیختگی انجام می گیرد.

در این روش، ضرایب بار مجزا برای بارهای مختلف منظور شده اند، ضریب بزرگتر برای بار زنده یا بار باد نسبت به بار مرده بیانگر آن است که تغییرات در بار زنده یا باد از بار مرده بزرگتر است. اما کوچکی یا بزرگی ضرایب فقط از روی قضاوت موضوعی و بدون هیچ مبنای واقعی انتخاب شده اند و بار اعمال شده یک بار مجازی است.

سازه طراحی شده با این روش در مقابل گسیختگی ایمن می باشد و انتظاری رود که این سازه تحت بارهای وارد بنحو مطلوب رفتار نماید.

۱-۳-۱) روش سطح حدی:

سطح حدی سطحی است که خارج از آن یک سازه یا قسمتی از آن گسیخته شده یا بازده مطلوب خود را ندارد.

سطوح حدی در دو مقوله جای می گیرند:

۱- سطوح حدی نهایی: که مربوط به ظرفیت تحمل بار ماکزیمم می باشند.

۲- سطوح حدی بهره برداری: که مربوط به معیار دوام تحت شرایط سرویس می باشند.

ضرایب ایمنی بستگی به شرایط بار نهایی و شرایط بار بهره برداری دارند. بدین معنا که بارهای افزایش یافته با مقاومت مربوطه به ساختمان که در آن، اثرات بار سرویس با مقادیر ویژه سنجیده شده اند، مقایسه می شوند.

۱-۳-۲) طبقه بندی دوم (بر اساس شرایط ایمنی):

۱-۳-۲-۱) روش طراحی یقین اندیشانه:

در این روش فرض شده که هیچکدام از پارامترها تحت تغییرات احتمالی نیستند و اثرات آنها بصورت غیر تصادفی منظور می شود.

۱-۳-۲-۲) روش طراحی احتمال اندیشانه:

در روش طراحی یقین اندیشانه فرض می شود که هیچ یک از پارامترها تحت تغییرات احتمالی نیستند ولی کاملاً مشخص است که بارهای وارد بر سازه و همچنین مقاومت اعضاء سازه باید بعنوان

متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شوند چون بار و مقاومت، هر دو متغیرهای تصادفی هستند و ایمنی ساختمان نیز یک متغیر تصادفی می باشد.

برای محاسبه ایمنی ساختمان یک روش احتمالاتی با در نظر گرفتن این متغیرهای تصادفی لازم می باشد.

بدین ترتیب ایمنی یا قابلیت اعتماد بدین صورت تعریف می شود که: عبارتست از احتمال بقای یک سازه تحت شرایط محیطی داده شده و آن چیزی جز قابلیت یک ساختمان در انجام وظایف تعیین شده بنحو مطلوب و برای زمان تعیین شده نیست.

۱-۴) تئوری قابلیت اعتماد:

در کارمهندسی علیرغم استفاده فراوان از مدل‌های ساده شده و مفاهیم تقریبی تمایل زیادی است که نتایج به دست آمده بعنوان دستاوردهای قطعی و دقیق علمی مطرح شوند. همین تمایل تاریخی به قطعی انگاشتن نتیجه گیریها و از طرف دیگر نگرانی از تقریبها و عدم قطعیت‌هایی که مهندس عینا با آن سرو کار دارد و نمی تواند آنها رانادیده بگیرد موجب به کار گیری مفهوم ضرایب اطمینان شده است.

نسبت مقدار ظرفیت به مقدار نیروی وارد ه را ضریب اطمینان مینامند که هر چه این ضریب بزرگتر باشد با آسایش خاطر بیشتری میتوان قضاوت کرد که مقدار کمیت مورد نظر از حد تعیین شده برای آن تجاوز نخواهد کرد.

ظرفیت C

$$FS = \frac{C}{D}$$

(۱-۱)

نیروی وارده D

با تحلیل احتمال خرابی وامکان قبول خطرهای حساب شده در برخی از کارهای مهندسی خصوصا آنها که جنبه موقت دارند، یک بررسی اقتصادی ممکن است استفاده از ضرایب اطمینان کوچکتر از واحد را توصیه کند.

شاخه ای از تئوری احتمالات به نام تئوری قابلیت اعتماد چارچوبی متین و منطقی برای به حساب آوردن موارد عدم قطعیت در ظرفیت و نیاز در اختیار می گذارد. به تعبیری دیگر قابلیت اعتماد، مقیاسی است که با آن می توان توانائی هر قسمت و یا کل یک وسیله یا سیستم را برای کار کردن بدون از کار افتادن تحت شرایطی که برای آن در نظر گرفته شده است با آن سنجید.

یکی از بهترین تعریف هائی که برای قابلیت اعتماد ارائه شده است چنین است:

قابلیت اعتماد، احتمال عملکرد با کفایت یک سیستم، تحت شرایط کاری از پیش تعیین شده و برای مدت زمانی معین است.

تعریف فوق مشخص میکند که قابلیت اعتماد همیشه معرف نوعی احتمال است که بین عملکرد سیستم، با آنچه در عمل از آن انتظار می رود نوعی ارتباط برقرار میکند.

برای بدست آوردن قابلیت اعتماد لازم است مراحل زیر طی شود:

- مرز بندی روشن برای عملکرد مطلوب سازه و تعریف دقیق از خرابی.
- انتخاب یک مدل قطعی که متغیرهای اصلی را به ضابطه خرابی یا سلامت مربوط سازد.
- تشخیص عدم قطعیتها در متغیرهای اصلی.
- بدست آوردن توابع توزیع احتمال و گشتاورهای آماری متغیرهای اصلی.

۱-۵) روشهای لنگر دوم در تعیین شاخص قابلیت اعتماد:

ارزیابی ایمنی یک سازه بستگی به بارهای وارده مقاومت مصالح مسایل اجرایی وسایر متغیرهای تصادفی دارد. علاوه بر آنها به زمان و پارامترهای طراحی که متغیرهای اسمی و معین میباشند نیز بستگی پیدا میکند .

بارها عموماً دارای یک روند تصادفی در زمان و فضای فیزیکی $Z(t,x,y,z)$ میباشند.

در چنین فضایی مقاومت سازه ای به صورت سطوح حدی ظاهر می شود و از آنجائی که مقاومت یک متغیر تصادفی است، سطوح حاصل نیز تصادفی می باشند و دراین صورت خرابی به مفهوم عبور از سطوح حدی ناحیه ایمن در فضای Z خواهد بود .

سازه ای را که تحت تأثیر وضعیت مشخص از بارها قرار گرفته باشد میتوان نقطه ای از فضای نمونه Z در نظر گرفت . قابلیت اعتماد سازه P_s عبارت است از احتمال افتادن نقطه نمونه در ناحیه ایمن فضای فوق و بالعکس احتمال خرابی P_f عبارت است از قرار گرفتن نقطه مورد نظر در ناحیه خرابی .

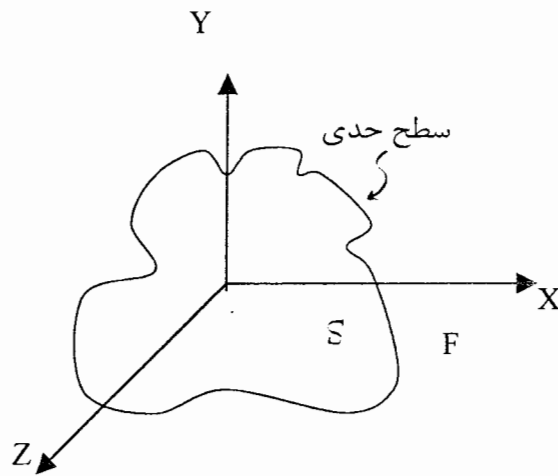
ایده اساسی نظریه لنگر دوم قابلیت اعتماد براین اساس است که کلیه عدم قطعیت‌های مرتبط با قابلیت اعتماد سازه تنها بر حسب میانگین (لنگراول) و کوواریانس (لنگر دوم) پارامترهای ورودی بیان میشود. این پارامترها متغیرهای اصلی نامیده می شوند .

متغیرهای اساسی شامل پارامترهای بار وارده، مقاومت، متغیرهای هندسی و عدم قطعیت‌های مربوط به مدل انتخابی هستند .

روشهای لنگر دوم قابلیت اعتماد در صورتی قابل استفاده هستند که تعداد متغیرهای اصلی محدود باشند علاوه بر شرط مزبور بایستی قادر به بیان آن باشیم که آیا به ازای گروهی از این مقادیر، سازه در ناحیه خرابی قرار میگیرد یا در ناحیه ایمن.

این موضوع به تقسیم فضای Z به دو ناحیه که به ترتیب ناحیه ایمن S و ناحیه خرابی F نام دارند منتهی میشود.

این دو ناحیه بوسیله سطح خرابی از هم جدا می گردند. در ادامه مقیاسهایی از ایمنی که شاخصهای ایمنی نام دارند معرفی میگردد که مبتنی بر سطح خرابی خواهد بود.



شکل ۱-۱) مرز بندی ناحیه ایمن و خرابی

۶-۱) شاخص قابلیت اعتماد کرنل:

اگر سطح خرابی جدا کننده ناحیه ایمن و ناحیه خرابی با Lz نشان داده شود میتوان تابع خرابی (تابع حدی) را بصورت زیر تعریف کرد:

$$\begin{aligned} g(Z_i) &> 0 & Z_i \in S \\ g(Z_i) &= 0 & Z_i \in Lz \\ g(Z_i) &< 0 & Z_i \in F \end{aligned} \quad (2-1)$$

تابع g معمولاً با استفاده از تحلیل سازه ها بدست می آید.

متغیر تصادفی که با جا گذاری پارامترهای Z_i در تابع شکست بدست می آید، حاشیه ایمنی نامیده

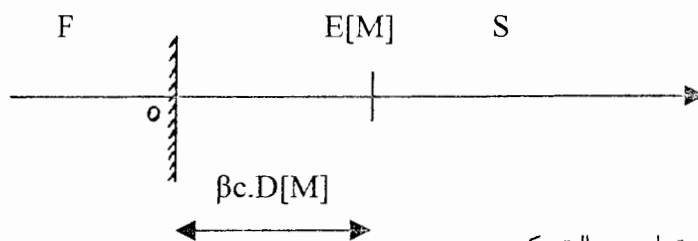
میشود و با M مشخص میگردد. $M = g(Z_i)$ (3-1)

طبق تعریف، این حاشیه ایمنی منعکس کننده اختیاری بودن انتخاب تابع g است.

کرنل در سال 1969 شاخص قابلیت اعتماد یا شاخص ایمنی، β_c را بصورت زیر تعریف کرد:

$$\beta_c = \frac{E[M]}{D[M]} \quad (4-1)$$

نمایش هندسی این رابطه در شکل نشان داده شده است. مطابق شکل در حالت یک بعدی سطح خرابی به سادگی فقط $m=0$ می باشد



شکل (۲-۱) نمایش قابلیت اعتماد در حالت یک بعدی

شاخص قابلیت اعتماد کرنل بصورت فاصله انداز گیری شده محل $E[M]$ تا سطح خرابی،

سنجش مناسبی از قابلیت اعتماد را ارائه می کند.

($E[M]$, $D[M]$) انحراف معیار و میانگین حاشیه ایمنی می باشند.

در فرمول بندی اولیه کرنل ، تابع خرابی بصورت تفاضل مقاومت r از اثر بار s بیان شده :

$$g(r,s) = r - s$$

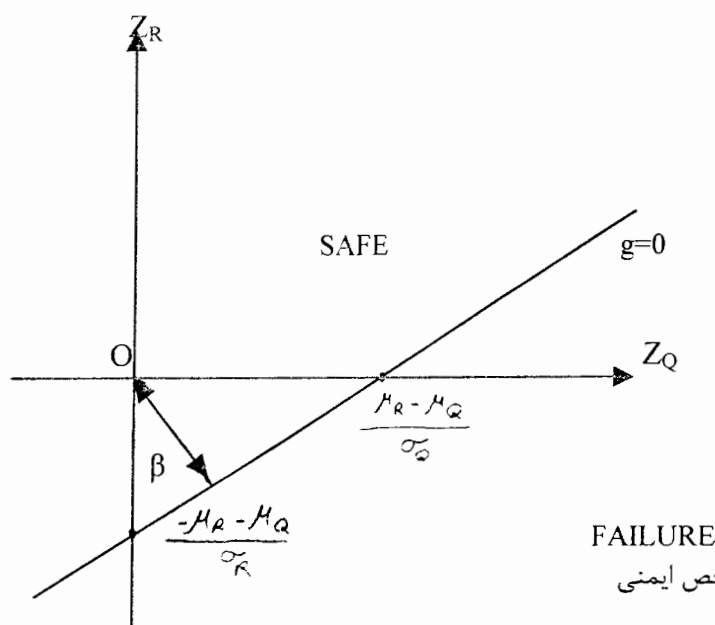
که حاشیه ایمنی آن عبارت است از: $M = R - S$ (۵-۱)

اگر R, S نرمال و مستقل باشند شاخص قابلیت اعتماد کرنل بصورت زیر در می آید :

$$\beta_c = \frac{E[R] - E[S]}{\sqrt{\text{Var}[R] + \text{Var}[S]}} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (۶-۱)$$

(۷-۱) تعریف شاخص قابلیت اعتماد :

کوتاهترین فاصله از مبدأ تا خط $g(Z_R, Z_Q) = 0$ در مختصات Z_R, Z_Q را شاخص قابلیت اعتماد مینامیم. این تعریف که توسط Hasofer & Lind (1974) ارائه شد در شکل زیر نشان داده شده است .



شکل ۳-۱) تعریف شاخص ایمنی

بنابراین شاخص قابلیت اعتماد (کوتاهترین فاصله) از رابطه زیر بدست می آید:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (7-1)$$

در صورتیکه متغیرهای تصادفی Q, R توزیع نرمال داشته باشند شاخص قابلیت اعتماد واحتمال خرابی با رابطه زیر به یکدیگر وابسته هستند:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad \text{or} \quad P_f = \Phi(-\beta) \quad (8-1)$$

جدول زیر مقادیر β متناظر با $P(f)$ را نشان داده است.

| P_f | β |
|-----------|---------|
| 10^{-1} | 1.28 |
| 10^{-2} | 2.33 |
| 10^{-3} | 3.09 |
| 10^{-4} | 3.71 |
| 10^{-5} | 4.26 |
| 10^{-6} | 4.75 |
| 10^{-7} | 5.19 |
| 10^{-8} | 5.62 |
| 10^{-9} | 5.99 |

جدول (۱-۱) β متناظر با $P(f)$

۸-۱) شاخص قابلیت اعتماد مرتبه اول لنگر دوم :

۱-۸-۱) توابع حدی خطی :

یک تابع خطی برای سطح خرابی به شکل زیر در نظر می گیریم :

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + \dots + a_n x_n = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i x_i \quad (9-1)$$

که پارامتر a_i ($i=1, 2, \dots, n$) ثابت و x_i متغیر تصادفی غیر همبسته می باشد .
مقدار β برای معادله بالا بصورت زیر بدست می آید .

$$\beta = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_{x_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{x_i})^2}} \quad (10-1)$$

β بدست آمده از این رابطه وابسته به میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی می باشد.

از این رو این β شاخص قابلیت اعتماد لنگر دوم نامیده میشود.

این فرمول وقتی دقیق است که متغیرهای تصادفی همگی دارای توزیع نرمال و غیر وابسته باشند .

در غیر این صورت این معادله تنها یک مقدار حدودی برای β به ما میدهد .

۲-۸-۱) توابع حدی غیر خطی :

فرض می کنیم یک تابع غیر خطی برای حد خرابی داریم . وقتی تابع غیر خطی است می توانیم

جوابها را بوسیله خطی کردن تابع به کمک بسط تیلور بدست آوریم . که نتیجه به صورت زیر می

باشد.

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) \approx g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n (x_i - x_i^*) \frac{\partial g}{\partial x_i} \bigg|_{(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)} \quad (11-1)$$

یکی از روشهای خطی کردن این است که نقاط را با مقادیر میانگین متغیرها جایگزین نمائیم. بنابراین معادله بالا به شکل زیر در می آید:

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) \approx g(\mu_{x1}, \mu_{x2}, \dots, \mu_{xn}) + \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_{xn}) \frac{\partial g}{\partial x_i} \bigg|_{\text{mean values}} \quad (12-1)$$

معادله بالا که یک معادله خطی بر حسب متغیرهای X_i میباشد را می توان مانند معادله (9-1) نوشت و برای محاسبه β از معادله (10-1) استفاده کرد. پس از یک سری محاسبات جبری معادله β بصورت زیر در می آید.

$$\beta = \frac{g(\mu_{x1}, \mu_{x2}, \dots, \mu_{xn})}{\sqrt{n \sum_{i=1}^n (a_i \sigma_{xi})^2}} \quad (13-1) \quad a_i = \frac{\partial g}{\partial x_i} \bigg|_{\text{mean}} \quad (14-1)$$

مقدار β حاصل از این رابطه شاخص قابلیت اعتماد مرتبه اول لنگر دوم میانگین نام دارد.

که تشریح اسم طولانی آن بدین صورت است که :

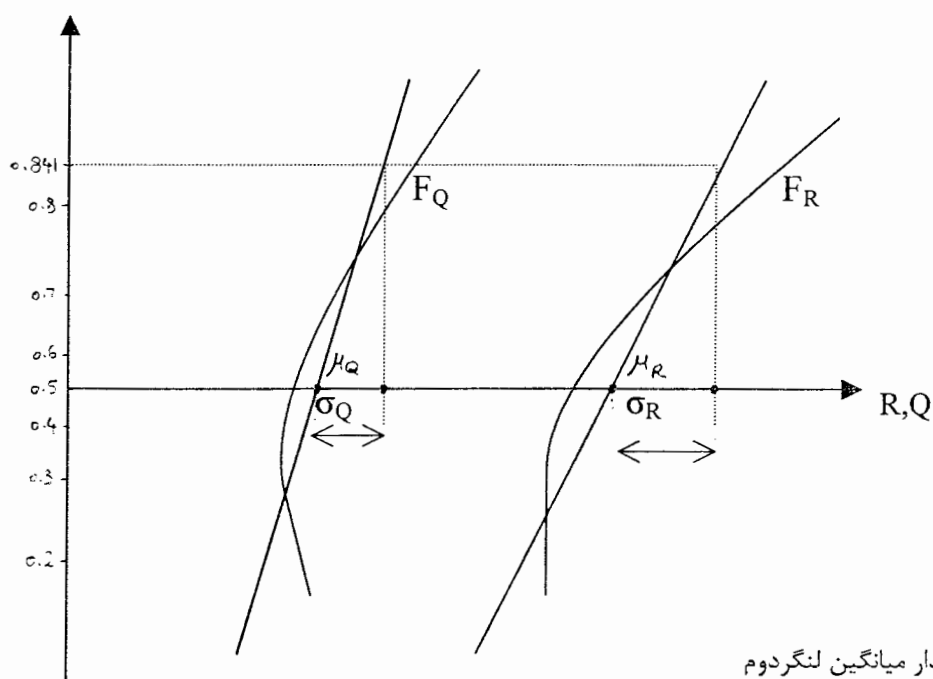
مرتبه اول چون ، در بسط سری تیلور از ترمهای مرتبه اول استفاده کردیم.

لنگر دوم ، چون فقط میانگین و واریانس را احتیاج داریم .

میانگین برای اینکه بسط سری تیلور حول مقدار میانگین حساب شده است .

۹-۱) نظریه شاخص قابلیت اعتماد مرتبه اول لنگر دوم میانگین:

روش مرتبه اول لنگر دوم میانگین روشی است پایه با تقریب متغیرهای نرمال برای CDF های غیر نرمال که در نمودار زیر برای حالت ساده $g(R, Q) = R - Q$ نشان داده شده است.^۱



شکل ۴-۱) تابع مقدار میانگین لنگر دوم

این روش مزایا و معایبی دارد. مزایای این روش عبارت است از:

- سادگی این روش
- احتیاج نداشتن به اطلاعات مربوط به توزیع متغیرها
- و معایب آن هم به شرح ذیل می باشد:
- در صورتیکه تخمین دنباله تابع توزیع نرمال نزدیک بهم نباشد نتایج ناصحیح بدست می آید.

Cumulative distribution function (CDF) تابع توزیع تجمعی

- این یک مشکل ثابت است که مقدار شاخص قابلیت اعتماد بستگی کامل به نحوه فرض کردن تابع حدی دارد. یعنی با فرض توابع مختلف g مقادیر متفاوتی برای β بدست می آوریم .

۱-۱۰) روش هاسوفر- لیند در تعیین شاخص قابلیت اعتماد (1974)

فرض می کنیم که تابع خرابی g یک تابع از متغیرهای اصلی مستقل x_1, x_2, \dots, x_n می باشد.

$$Z_i = \frac{X_i - \mu_{xi}}{\sigma_{xi}} \quad (1-15)$$

در سیستم مختصات Z ، سطح خرابی یک تابع از Z_i می باشد.

یک مثال دو بعدی در شکل زیر نشان داده شده است باید توجه داشت، در حالیکه سطح خرابی (Z_1, Z_2) از مبدأ دور می شود قابلیت اعتماد افزایش می یابد و وقتی سطح خرابی به مبدأ نزدیک می شود قابلیت اعتماد کاهش می یابد بنابر این موقعیت سطح خرابی نسبت به مبدأ در مختصات نرمال، مقدار قابلیت اعتماد را تعیین می کند.

ها سوفر ولیند (1974) شاخص قابلیت اعتماد β را بعنوان کوتاهترین فاصله بین مبدأ تا سطح خرابی در دستگاه مختصات نرمال تعریف کردند. نقطه D در شکل به عنوان نقطه طراحی نامیده می شود و روی سطح خرابی می باشد.

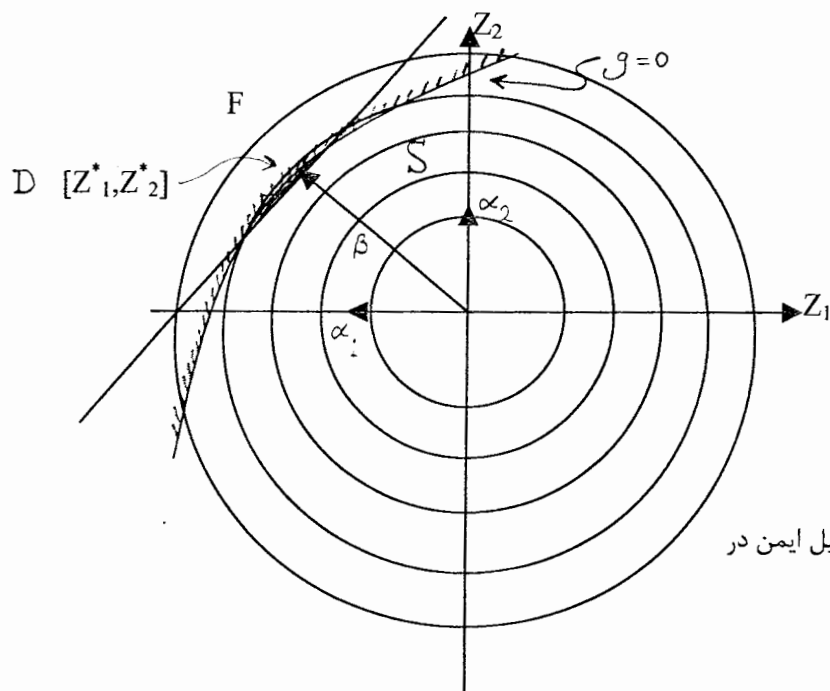
حال β به سطح خرابی مربوط می باشد و نه به توابع خرابی.

از آنجا که توابع خرابی معادل سطح خرابی یکسان نتیجه خواهند داد، شاخص قابلیت اعتماد

$$\beta = \frac{\mu_m}{\sigma_m}$$

منطبق می باشد.

β تعریف شده با $\frac{\mu_m}{\sigma_m}$ برای یک تابع غیر خطی می تواند با بسط تابع حول نقطه طراحی D بدست آید این با تقریب سطح خرابی غیر خطی بوسیله صفحه مماس در نقطه طراحی D منطبق می باشد (مانند شکل ۵-۱)



شکل ۵-۱ فرمول بندی تحلیل ایمن در
مختصات نرمال

برای یک سطح خرابی غیر خطی ، کوتاهترین فاصله بین مبدأ تا سطح خرابی مانند حالت خطی یک مقدار نمی باشد و محاسبه احتمال خرابی مستلزم انتگرال گیری عددی می باشد.

برای مسائل عملی ، یک تقریب از مقدار واقعی مورد نیاز میباشد.

مرجع ۱۸ ثابت کرده که نقطه D روی سطح خرابی با کوتاهترین فاصله از مبدأ مختصات محتمل ترین نقطه خرابی است. صفحه مماس بر نقطه طراحی D ممکن است بعنوان مقدار تقریب β استفاده شود. اگر تقعر صفحه خرابی به طرف مبدأ باشد تقریب به سمت ایمن تر است در حالیکه اگر تحدب سطح به سمت مبدأ باشد به سوی نا امن خواهد بود.

با توجه به مسائل ذکر شده ، مسئله به پیدا کردن مقدار کمترین فاصله OD در شکل تقلیل می یابد. که برای به دست آوردن آن می بایست $(2n + 1)$ معادله را با $(2n + 1)$ مجهول حل کنیم که مجهولات عبارتند از :

$$\beta, \alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n, Z_1^*, Z_2^*, \dots, Z_n^*$$

که :

$$\alpha_i = \frac{- \left. \frac{\partial g}{\partial z_i} \right|_{\text{Design point}}}{\sqrt{\sum_{k=1}^n \left(\left. \frac{\partial g}{\partial z_k} \right|_{\text{Design point}} \right)^2}} \quad (16-1)$$

$$\frac{\partial g}{\partial z_i} = \frac{\partial g}{\partial x_i} \frac{\partial x_i}{\partial z_i} = \frac{\partial g}{\partial x_i} \sigma_{x_i} \quad (17-1)$$

$$\sum_{i=1}^n (\alpha_i)^2 = 1 \quad (18-1) \quad Z_i^* = \beta \alpha_i \quad (19-1)$$

$$g(Z_1^*, Z_2^*, \dots, Z_n^*) = 0 \quad (20-1)$$

جهت انجام این محاسبات دوروش وجود دارد ، یکی روش حل معادلات همزمان و دیگری روش ماتریسی .

در روش اول مراحل زیر را به ترتیب انجام می دهیم :

۱- انتخاب مناسب تابع حدخرابی حاوی متغیرهای تصادفی .

۲- تعریف تابع حد خرابی در پارامترهای تغییر یافته Z_i .

- ۳- استفاده از معادله ۱۹-۱ جهت توصیف تابع حد خرابی در پارامترهای α_i و β .
- ۴- محاسبه مقدار α_i . استفاده از معادله ۱۹-۱ جهت نوشتن معادله α_i بر حسب تمام α_i و β .
- ۵- تکرار این سیکل، فرض برای β و تمامی α_i ها با توجه به ارضاء معادله ۱۸-۱.
- ۶- استفاده از مقادیر عددی β و α_i در سمت راست معادلات در گامهای ۳ و ۴ بالا.
- ۷- حل $n+1$ معادله در گام ۶ برای بدست آوردن β و α_i .
- ۸- برگشت به گام ۶ و تکرار تا همگرایی مقادیر β و α_i .

روش ماتریسی شامل گامهای زیر می گردد:

- ۱- تعیین تابع خرابی به صورتی که تمام متغیرها را شامل شود.
- ۲- بدست آوردن یک نقطه طراحی $\{X_i^*\}$ بوسیله فرض کردن مقادیری برای $n-1$ متغیر تصادفی X_i (معمولاً مقدار میانگین آنها را انتخاب می کنیم) و حل معادله $g=0$ برای باقیمانده متغیر تصادفی.

۳- تعریف می کنیم تغییر متغیر $\{Z_i^*\}$ مرتبط به نقطه طراحی $\{X_i^*\}$ با استفاده از رابطه:

$$Z_i^* = \frac{X_i - \mu_{xi}}{\sigma_{xi}} \quad (21-1)$$

۴- معین کردن مشتقهای جزئی از تابع حد خرابی برای سادگی یک ماتریس ستونی $\{G\}$

تعریف می کنیم که المانهای آن مقادیر مشتقهای جزئی ضرب در (۱ -) می باشند

$$\{G\} = \begin{Bmatrix} G_1 \\ G_2 \\ \vdots \\ G_3 \end{Bmatrix}$$

که :

$$G_i = - \left. \frac{\partial g_i}{\partial Z_i} \right|_{\text{design point}} \quad (22-1)$$

۵- محاسبه تخمینی برای β طبق فرمول زیر :

$$\beta = \frac{\{G\}^T \{Z^*\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad (23-1)$$

که :

$$\{Z^*\} = \begin{pmatrix} Z_1^* \\ Z_2^* \\ \vdots \\ Z_n^* \end{pmatrix}$$

اگر تابع حد خرابی خطی باشد معادله بالا به معادله ۱۰-۱ تبدیل می گردد .

۶ - محاسبه یک بردار ستونی شامل فاکتورهای حساسیت با استفاده از :

$$\{\alpha\} = \frac{\{G\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad (24-1)$$

۷- تعریف نقطه طراحی جدید در تغییر متغیر برای $n-1$ متغیر با کمک :

$$Z_i^* = \alpha_j \beta \quad (25-1)$$

۸- معین کردن منطبق بودن مقدار نقطه طراحی در مختصات اصلی برای $n-1$ مقدار در گام ۷ با

استفاده از :

$$X_i^* = \mu_{xi} + Z_i^* \sigma_{xi} \quad (۲۶-۱)$$

۹- تعیین مقدار با قیمانده متغیر تصادفی با حل تابع حد خرابی $g = 0$.

۱۰- تکرار گامهای ۳ - ۹ تا وقتی که β ونقطه طراحی $\{X_i^*\}$ همگرا شوند

۱-۱۱) روش راکویتز- فیسلر (Rackwitz - Fiessler 1978)

روش ماتریس اصلاح شده :

در روشهای تعیین شاخص قابلیت اعتماد که تا اینجا مورد بحث قرار گرفت تنها مقدار میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی احتیاج بود و ما کاری به نوع توزیع متغیرها نداشتیم در این قسمت روشی را معرفی می کنیم که جهت محاسبه شاخص ایمنی ، توزیع احتمالی متغیرها را نیز باید داشته باشیم . در این روش مقادیر معادل نرمال میانگین و انحراف معیار را برای متغیرهای غیر نرمال استفاده می کنیم .

یک متغیر تصادفی X با میانگین μ_x و انحراف معیار σ_x که دارای CDF $F_X(x)$ و PDF $f_X(x)$ می باشد در نظر میگیریم .

برای به دست آوردن مقادیر معادل میانگین نرمال μ_x^e و انحراف معیار σ_x^e ما احتیاج داریم که

مقادیر واقعی PDF , CDF را در نقطه x^* روی سطح خرابی که تعریف میشود با $g=0$ با CDF

PDF, نرمال مساوی قرار دهیم که شکل ریاضی آن به صورت زیر است:

$$F_X(X^*) = \Phi \left(\frac{X^* - \mu_X^e}{\sigma_X^e} \right) \quad (27-1)$$

$$f_X(X^*) = \frac{1}{\sigma_X^e} \varphi \left(\frac{X^* - \mu_X^e}{\sigma_X^e} \right) \quad (28-1)$$

که Φ ، CDF، توزیع تجمعی نرمال استاندارد و φ ، PDF، توزیع نرمال استاندارد میباشند.

روابط زیر از معادلات ۲۷-۱ و ۲۸-۱ حاصل میشوند:

$$\mu_X^e = X^* - \sigma_X^e [\Phi^{-1}(F_X(x^*))] \quad (29-1)$$

$$\sigma_X^e = \frac{1}{f_X(x^*)} \varphi \left(\frac{X^* - \mu_X^e}{\sigma_X^e} \right) = \frac{1}{f_X(x^*)} \varphi [\Phi^{-1}(F_X(x^*))] \quad (30-1)$$

با جایگزینی مقادیر میانگین و انحراف معیار معادل در روش گام به گامی که توضیح داده شد می توانیم شاخص قابلیت اعتماد را بدست آوریم.

۱۲-۱) متغیرهای تصادفی وابسته:

تا اینجا بحث ما در رابطه با متغیرهای تصادفی بود که به یکدیگر وابستگی نداشتند اما خیلی از مواقع اینطور نیست و متغیرهای تصادفی با یکدیگر همبسته می باشند.

در چنین مسائلی از ماتریس همبستگی $[\rho]$ در روابط استفاده می کنیم که معادلات زیر حاصل می شود :

$$\beta = \frac{\{G\}^T \{Z^*\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad \xrightarrow{\text{تبدیل به}} \quad \beta = \frac{\{G\}^T \{Z^*\}}{\sqrt{\{G\}^T [\rho] \{G\}}} \quad (31-1)$$

$$\{\alpha\} = \frac{\{G\}}{\sqrt{\{G\}^T \{G\}}} \quad \xrightarrow{\text{تبدیل به}} \quad \{\alpha\} = \frac{[\rho] \{G\}}{\sqrt{\{G\}^T [\rho] \{G\}}} \quad (32-1)$$

۱-۱۳) آنالیز مونت کارلو :

آنالیز مونت کارلو ابزاری است که ما را به تحلیل آماری عدم قطعیت‌های موجود در مسایل مهندسی قادر می‌سازد. این روش بخصوص در مسائل پیچیده که متغیرهای تصادفی زیادی توسط معادلات غیر خطی به یکدیگر مرتبط شده‌اند، بسیار مفید می‌باشد.

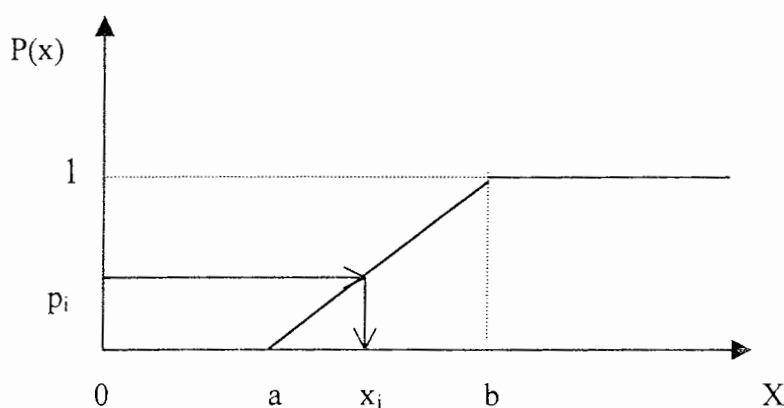
این روش می‌تواند برای مطالعه توزیع متغیری که تابعی از چندین متغیر تصادفی بوده، شبیه‌سازی رفتار یک سیستم و تعیین قابلیت اعتماد یا احتمال خرابی یک سیستم یا یک عضو مورد استفاده قرار گیرد.

اساس آنالیز مونت کارلو در تولید مجموعه‌ای از اعداد تصادفی است. اعداد تصادفی تولید شده یکنواخت دارای این خاصیت هستند که برای فاصله‌ای انتخابی (برای مثال از ۰ تا ۱) احتمال وقوعشان در هر جای این فاصله یکسان است، لذا این اعداد تصادفی دارای PDF یکنواخت می‌باشند در جدول پیوست اعداد تصادفی یکنواخت برای فاصله ۰ تا ۱۰۰۰۰۰ آمده است. این اعداد چنانچه بنحو صحیح مقیاس شوند، می‌توانند برای هر فاصله‌ای از PDF یکنواخت مورد استفاده قرار گیرند. برای مثال اگر فاصله مورد نظر ۰ تا ۱ باشد اعداد تصادفی جدول می‌بایست در 10^{-5} ضرب شوند.

۱-۱۳-۱) متغیرهای تصادفی مستقل یکنواخت :

فرض کنیم یک عدد تصادفی با PDF یکنواخت در فاصله $a=0$, $b=1$ تولید شده، این عدد را با p_i مشخص می‌کنیم، حال می‌خواهیم عدد تصادفی با PDF یکنواخت را در فاصله a تا b بیابیم. برای این منظور محل p_i را روی محور مشخص کرده و سپس از آن نقطه خطی افقی رسم می‌کنیم تا منحنی تابع توزیع احتمال را قطع کند سپس از نقطه تقاطع با منحنی، خطی قائم رسم می‌

نماییم تا محور x ها را در نقطه x_i قطع کند. مقدار x_i در واقع عددی تصادفی با PDF یکنواخت در فاصله a تا b می باشد.



شکل ۱-۶: تابع توزیع احتمال یکنواخت

روش بالا توسط رابطه زیر بیان می شود:

$$x_i = a + [b - a / 1 - 0](p_i - 0) \quad (33-1)$$

یا بطور خلاصه تر:

$$x_i = a + (b - a)p_i \quad (34-1)$$

۱-۱۳-۲) متغیرهای تصادفی مستقل غیر یکنواخت:

در قسمت قبل روش تولید اعداد تصادفی با PDF یکنواخت شرح داده شد، حال ببینیم که چگونه می توان اعداد تصادفی با هر نوع PDF تولید کرد:

در ابتدا می بایست یک عدد تصادفی با PDF یکنواخت در فاصله $a=0$ تا $b=1$ تولید شود و سپس عدد تصادفی به عدد تصادفی جدید متناظر با PDF مفروض تبدیل گردد.

هر تابع توزیع متناظر با هر PDF را می توان رسم نمود و سپس مرحله دوم مانند روش توضیح داده شده در قبل می باشد یعنی عدد تصادفی تولید شده یکنواخت با فاصله $a=0$ تا $b=1$ برابر p_i قرار داده می شود و از p_i خطی افقی رسم می گردد تا منحنی تابع توزیع را در نقطه ای قطع کند سپس از نقطه تقاطع خطی قائم رسم می شود تا محور X ها را در نقطه x_i قطع نماید این مقدار x_i معادل با مقدار عدد تصادفی با PDF مفروض است .

این کار با تقریب زدن منحنی نمایش تابع توزیع احتمال توسط مجموعه ای از خطوط مستقیم امکان پذیر است . پس از تولید عدد تصادفی متغیر تصادفی x_i با بکارگیری معادله زیر محاسبه می شود .

$$P(x=x_i) = \int_{-\infty}^{x_i} P(x) dx = P_i \quad (35-1)$$

فصل دو

مدلهای بار و مقاومت

در طراحی هر سازه ارزیابی دقیق بارهای وارد در طول عمر آن برای یک طراحی ایمن و اقتصادی بسیار مهم می باشد. در این قسمت بارهایی که معمولاً "به سازه ها وارد می شوند را مورد بحث قرار میدهیم .

۱-۲) انواع بارها :

بارها به صورتهای متفاوتی به سازه وارد می شوند . از این لحاظ بارها را می توان به سه گروه تقسیم بندی کرد.

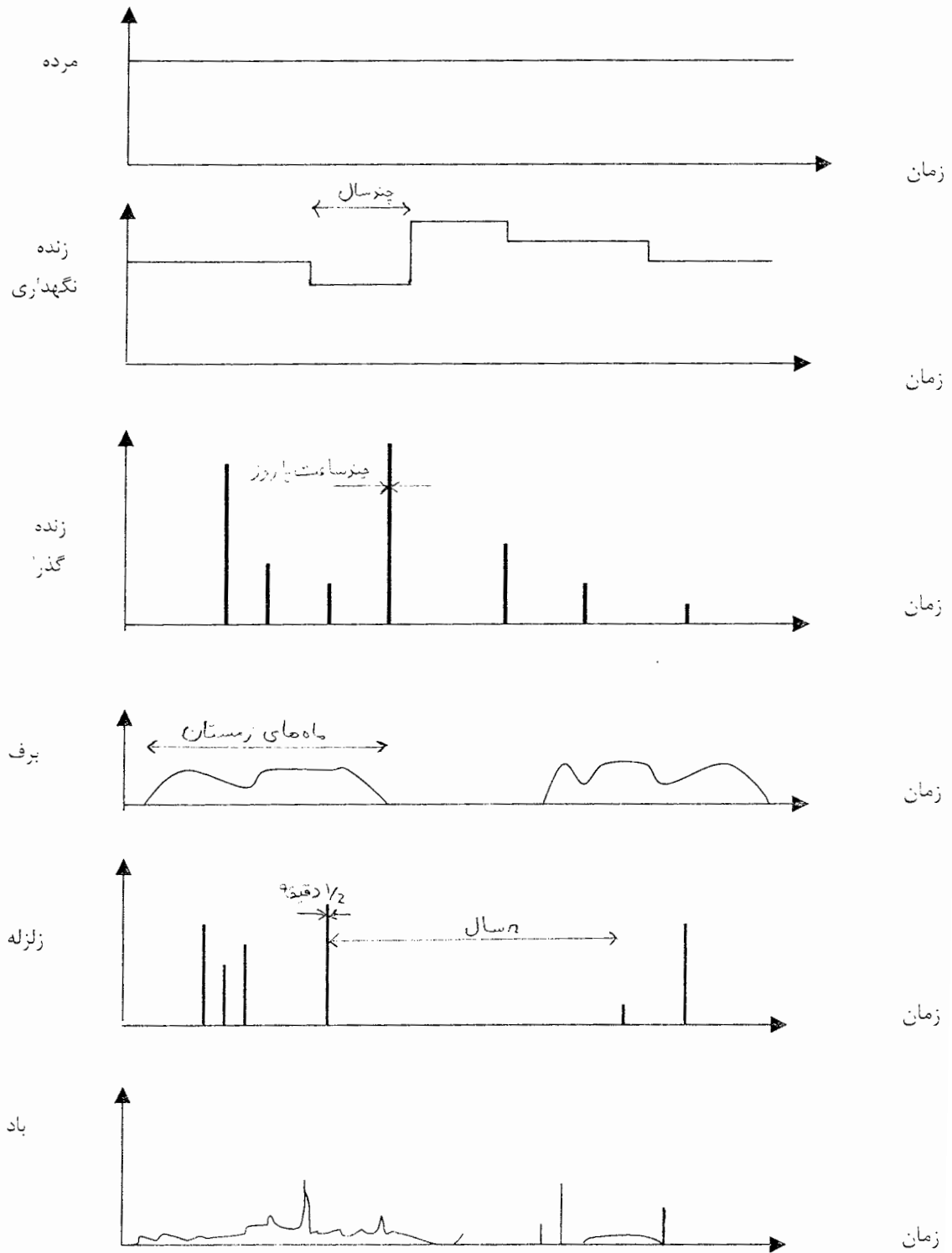
گروه ۱:

در این گروه ، شدت بارها در طول زمان ثابت است و مقدار آن بستگی به زمان ندارد بار مرده و بار زنده نگهداری مثالهایی از این دسته اند .

گروه ۲ :

در این گروه ، شدت بار در یک بازه زمانی تعریف می شود در نتیجه این بارها به زمان بستگی دارند ، بارهای باد ، برف و بار زنده گذرا مثال این گروه هستند .

گروه ۳ :اطلاعات مربوط به این نوع بارها از اندازه گیریهای کمیابی به دست می آیند چون این بارها در دوره زمانی معینی بوقوع نمی پیوندند ، این بارها در مدت زمان کوتاهی اثر می کنند مانند زلزله .



شکل ۱-۲ نمودار بارهای مختلف بر حسب تاریخچه زمان

۲-۲) مطالعه بار مرده :

بار مرده در طراحی عموماً "بصورت ثقلی به سازه وارد می شود که شامل وزن اجزاء سازه و وزن قسمتهای غیر سازه ای که بطور دائم به سازه متصل هستند می باشد.

بار مرده از توزیع احتمالی نرمال پیروی می کند و فرض می شود شدت آن در طول عمر سازه مقداری ثابت است .

جدول ۱-۲ برخی پارامترهای احتمالی را نشان می دهد

| | λ_D | V_D |
|------------|-------------|--------|
| در ساختمان | 1 | .08-.1 |

جدول ۱-۲) پارامترهای بار مرده

۲-۳) بار زنده در ساختمانها :

۲-۳-۱) بار زنده طراحی (اسمی)

بار زنده نشان دهنده وزن افراد ، مبلمان، پارتیشنهای متحرک ، اسباب و اثاث و... می باشد . که معمولاً به صورت بار گسترده یکنواخت فرض می شود . بزرگی بار زنده بستگی به کار برد فضای اشغال شده دارد . برای مثال شدت بار زنده طبق ASCE / ANSI Standard 7.95 از 10 psf تا 48 kn/m^2 (11.97 kn/m^2) برای اتاقهای مسکونی تا 250psf برای انبارهای روی سقف میباشد.

ASCE 7.95 ضریب تقلیل شدت بار زنده را تابعی از سطح تأثیر معرفی می کند .

سطح تأثیر وسطح بارگیر باهم متفاوتند ، سطح بارگیر برای محاسبه بار زنده تیرها وستونها بکار میرود وسطح تأثیر برای مشخص نمودن ضریب کاهش شدت بار زنده .

وقتی سطح تأثیر (A I) بزرگتر از 400 ft^2 (37.16 m^2) باشد مقدار بار زنده طراحی (اسمی) Ln از رابطه زیر بدست می آید .

$$L_n = L_0 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{A I}} \right) \quad \text{KN/m}^2 \quad (1-2)$$

که L_0 بارزنده طراحی گرفته شده از آیین نامه می باشد .

برای استفاده از معادله بالا چند شرط وجود دارد که جزئیات آن در (ASCE 1996) ASCE 7-95 آمده است .

برای بررسی احتمالی بار زنده بهتر است که بارزنده را به دو قسمت تجزیه کنیم :

۲-۳-۲ بارزنده بهره برداری وبارزنده گذرا

۱-۲-۳-۲ بار زنده بهره برداری :

بار زنده بهره برداری شامل اسباب واثاث منزل ، پارتیشن و نظایر آنها که برای مدت طولانی شدت آن ثابت می ماند . بارهای زنده سرویس توسط محققان زیادی مورد بررسی قرار گرفته که برخی از این یافته ها در جدول (۲-۲) آمده است .

در تحقیقات گذشته Corotis and Doshi , 1977 . Ellingwood , Galambos

Mac Gregor and Cornell , 1980

مشخص شده که بار زنده بهره برداری از تابع توزیع احتمال گاما پیروی می کند.

| میانگین ماکزیمم بار | c | b | a | بار گذرا | | بار سرویس | | (kn/m ²) |
|---------------------|-----|----|----|------------|-------|------------|-------|----------------------|
| | | | | σ_s | m_s | σ_s | m_s | |
| 2.63 | 50 | 1 | 8 | .39 | .38 | .28 | .52 | دفتر کار |
| 1.72 | 50 | 1 | 2 | .32 | .29 | .12 | .29 | منزل اجاره ای |
| 1.82 | 50 | 1 | 10 | .32 | .29 | .12 | .29 | منزل شخصی |
| 2.2 | 50 | 20 | 5 | .28 | .29 | .06 | .22 | اتاق های هتل |
| 1.63 | 100 | 1 | 1 | .16 | .33 | .13 | .57 | کلاس درس |

ANSI/ASCE 7-95, minimum design loads for buildings and other structures, ©1996

a: مدت زمان میانگین اشغال بار زنده بهره برداری (سال)

b: میانگین نرخ وقوع بار گذرا (در سال)

c: دوره بررسی (سال)

جدول ۲-۲) مشخصات بار

در بار زنده بهره برداری:

| ضریب پراکنندگی | ضریب کجی | سطح تاثیر ft ² |
|----------------|----------|------------------------------|
| .59-.89 | .24 | 200 |
| .26-.55 | .33 | 1000 |
| .2-.46 | .52 | 5000 |
| .18-.45 | .6 | 10000 |

(Ellingwood, Galambos, Mac Gregor and Cornell, 1980)

جدول ۲-۳) خصوصیات بار زنده بهره برداری

جدول ۲-۳ نشان دهنده مقادیری برای ضریب کجی و ضریب پراکندگی برای بار زنده بهره برداری بر حسب تابعی از سطح تأثیر می باشد.

۲-۳-۲) بار زنده گذرا :

بار زنده گذرا شامل وزن افرادی که ممکن است در یک مدت کوتاه در محلی جمع شود و یا وزن وسایلی که برای مدت کمی در یک اتاق انبار شده اند. همانند بارزنده بهره برداری، بارزنده گذرا هم تابعی از سطح تأثیر می باشد. برخی اطلاعات مربوط به بارهای گذرا در جدول ۲-۲ آمده است .

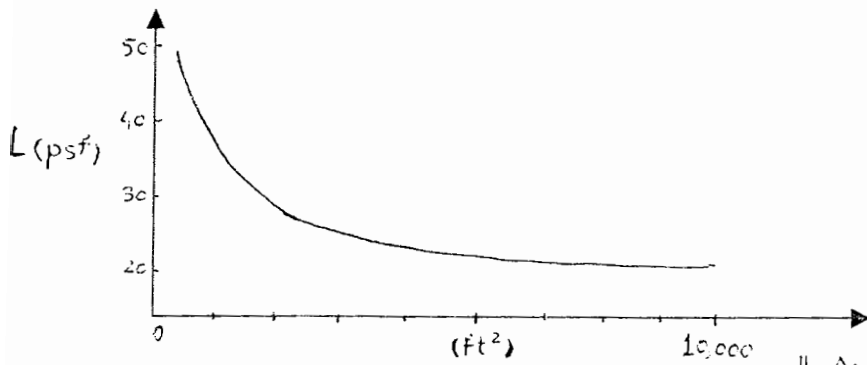
۲-۳-۳) بار زنده ماکزیمم :

برای انجام طراحی لازم است که نحوه ترکیب بارهای گذرا و بهره برداری در طول مدت عمر سازه (سال 100-50) مشخص باشد.

خصوصیات احتمالی بار زنده ماکزیمم به متغیرهای زود گذر بار گذرا ، مدت اثر بار نگهداری ، طول عمر سازه و احتمالات مربوط به متغیرهای تصادفی وابسته می باشد.

بارزنده ماکزیمم که ترکیب بار گذرا و نگهداری میباشد را می توان توسط توزیع حدی نهایی Type I مدل کرد. (Ellingwood , Galambos , Mac Gregor and Cornell , 1980)

نمودار (۲-۲) میانگین مقدار بار زنده ماکزیمم در طول 50 سال را طبق تابعی از سطح تأثیر نشان داده است و ضریب پراکندگی آن در جدول (۲-۴) آمده است .



شکل ۲-۲) بار زنده ماکزیمم در ۵۰ سال

| ضریب پراکندگی | سطح تاثیر ft^2 |
|---------------|---------------------|
| .14-.23 | 200 |
| .13-.18 | 1000 |
| .10-.16 | 5000 |
| .09-.16 | 10000 |

(Ellingwood, Galambos, MacGregor and Cornell, 1980)

جدول ۲-۴) ضریب پراکندگی بار زنده ماکزیمم در ۱۰ سال

| ضریب پراکندگی | $\frac{X}{X_n}$ | توزیع احتمالی | بار |
|---------------|-----------------|---------------|-------|
| 0.1 | 1~1.05 | نرمال | مرده |
| 0.25~0.4 | 1 | Type I | زنده |
| 0.37 | 0.78 | Type I | باد |
| 0.26 | 0.82 | Type II | برف |
| 2.3 | --- | Type II | زلزله |

جدول ۲-۵) خصوصیات احتمالاتی بارها

۲-۴) بار باد:

اثر باد روی سازه تابعی است از پارامترهایی نظیر سرعت باد، جهت وزش باد، هندسه سازه ارتفاع سازه و غیره. برای طراحی ابتدا می‌بایست فشار باد را روی سطح سازه محاسبه کرده و سپس این فشار را به بار تبدیل نماییم.

نیروی باد وارد بر سازه‌ها طبق آیین نامه ۵۱۹ ایران از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$F = P.A \quad (۲-۲)$$

$$P = C_e . C_q . q \quad (۳-۲)$$

$$q = 0.005V^2 \quad (۴-۲)$$

v : سرعت مبنای باد به کیلو متر بر ساعت

q : فشار مبنای باد به دکا نیوتن بر متر مربع

C_e : ضریب اثر تغییر سرعت

C_q : ضریب شکل

P : فشار یا مکش ناشی از باد

A : مساحت سطحی از ساختمان که فشار یا مکش P به آن وارد می‌شود

F : نیروی ناشی از باد

در روابط ارائه شده فاکتور اصلی سرعت مبنای باد می‌باشد که طبق تعریف برابر است با سرعت متوسط ساعتی باد در ارتفاع ۱۰ متر از سطح زمین در منطقه ای مسطح و بدون مانع که بر اساس

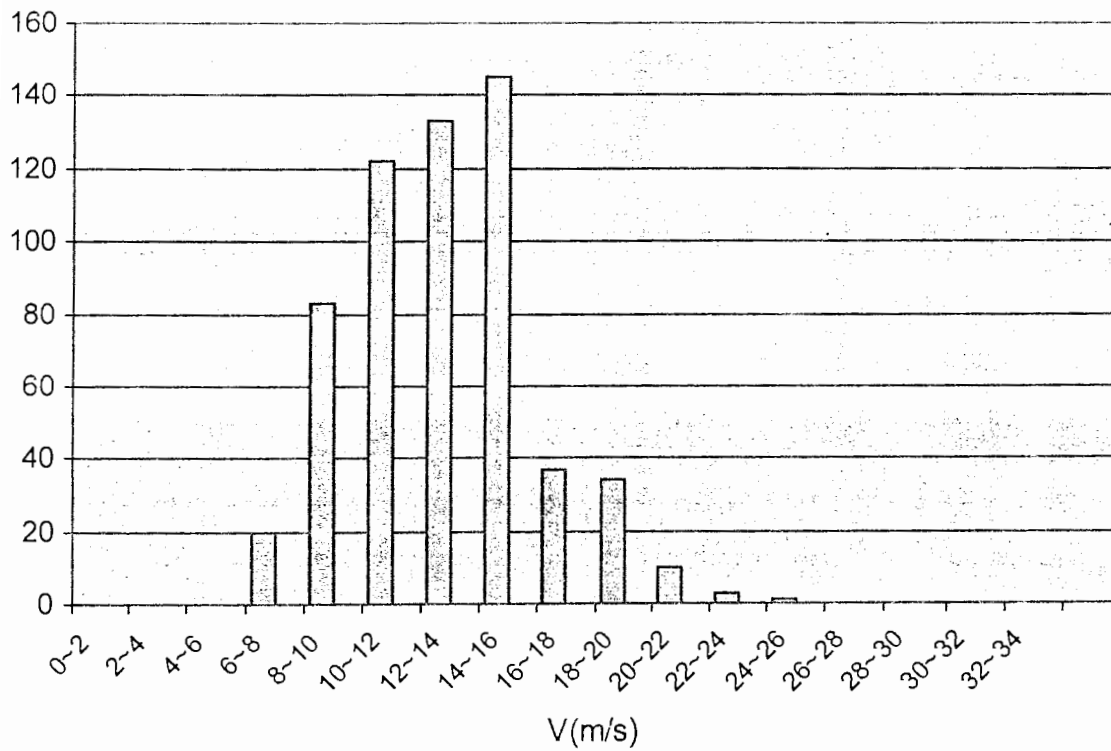
آمار موجود در منطقه احتمال تجاوز از آن کمتر از ۲٪ (دوره بازگشت ۵۰ ساله) باشد.

با توجه به بررسی های صورت گرفته روی سرعت باد توزیع احتمالی حدی نوع I را پیشنهاد می

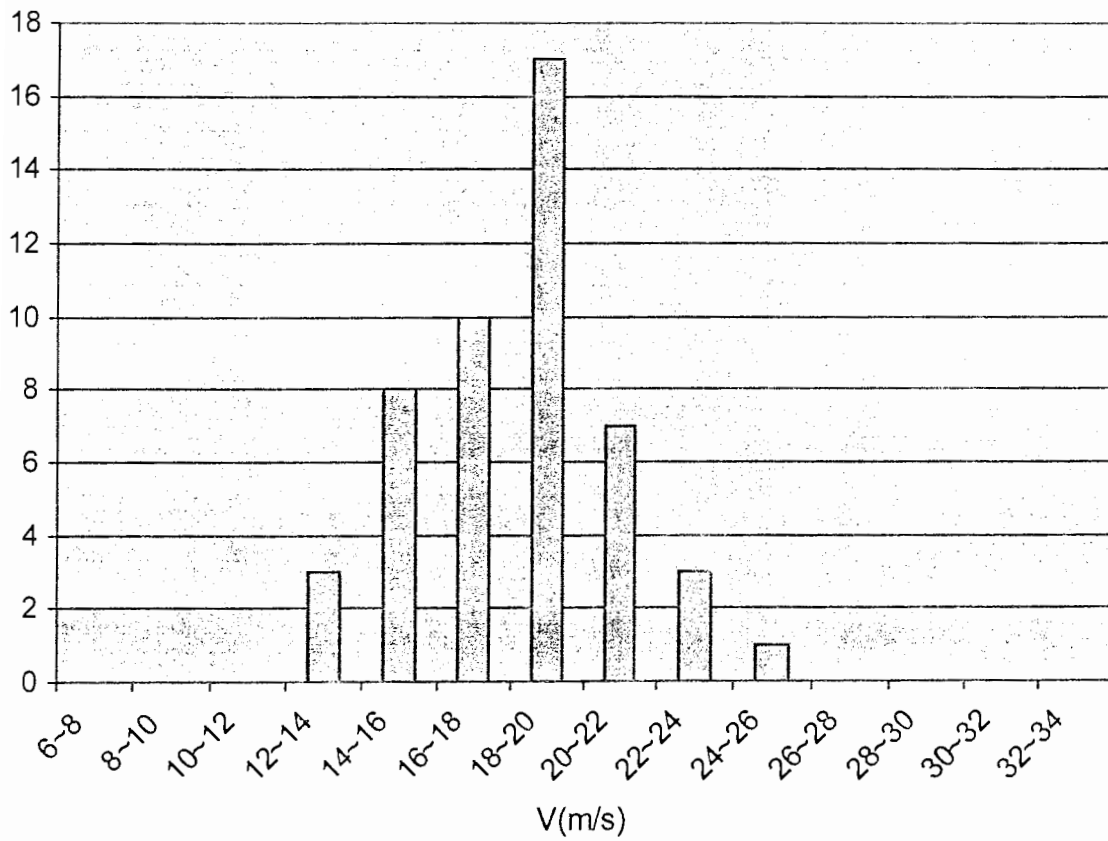
کنند (Simiu, 1979) و این توزیع اغلب برای مدل سرعت باد استفاده می‌گردد.

(Ellingwood and Tekie, 1999)

در ادامه نمودار مربوط به پارامترهای سرعت باد در شهر تهران برگرفته از مرجع ۶ آورده شده است .



شکل ۲-۳) فراوانی سرعت معمولی باد تهران



شکل ۲-۴) فراوانی سرعت باد ماکزیمم در تهران

۲-۵) بار زلزله :

برای تعیین نوع توزیع و مشخصات آماری بار زلزله نیاز به مطالعات آماری در محل پروژه می باشد چرا که بار زلزله وابستگی خاصی به محل قرارگیری گسلها و نوع خاک و ... دارد که می بایست روی پهنه بندی هایی در کشور صورت پذیرد .

در رابطه با نوع توزیع بار زلزله اتفاق نظرواحدی بین محققین نمی باشد ولی اکثرا توزیع حدی نوع دو با ضریب پراکندگی ۲,۳ را توصیه می کنند.

این ضریب پراکندگی بالا نشان از ماهیت تصادفی وطبیعت خاص زلزله دارد.

۲-۶) مدلهای مقاومت :

ظرفیت باربری یک سازه بستگی کامل به مقاومت اعضا واتصالات آن دارد . مقاومت یک عضو معمولاً " با R که تابعی از جنس و هندسه مقطع واندازه آن میباشد نشان داده می شود . اگرچه در طراحی این مقادیر ثابت در نظر گرفته می شوند ولی در حقیقت این مقادیر متغیر می باشد، بنابراین مقاومت R یک متغیر تصادفی است .

عوامل مؤثر در تغییر پذیری مقاومت را می توان به سه گروه زیر تقسیم نمود:

- خصوصیات مواد : پراکندگی در مقاومت مواد ، مدول الاستیسیته ، تنشهای ترک خوردگی وترکیبات شیمیایی .

- ساخت : پراکندگی در اندازه عضو که می تواند روی مرکز سطح ، ممان اینرسی ومدول مقطع اثر بگذارد .

- محاسبات : پراکندگی در نتایج ناشی از تقریب روشها در محاسبات و فرض برای مدل توزیع تنش - کرنش که هر کدام را می بایست مورد بررسی قرار داد.

۲-۶-۱) مطالعه اعضا بتن آرمه:

در اعضا بتن آرمه متغیرهای اصلی که در مقاومت عضو مؤثر است شامل مقاومت فشاری و کششی بتن ، تنش حد جاری شدن فولاد و اندازه مقطع می باشد.

جهت بررسی پراکندگی مقاومت چند فرض مهم هست که آنها را ذکر میکنیم:

در پراکندگی خواص مواد و اندازه اعضا حالت میانگین که در عمل انتظار میرود فرض می شود .

مقاومت مواد تحت بار گذاری آرام تحت بارهای مرده ، زنده و برف فرض می شود .

از ترمهای تغییر مقاومت مواد در دراز مدت چشم پوشی می شود .

برای توضیح اینکه ترم زمان چگونه روی بتن اثر می گذارد یک مثال واقعی توسط Gardiner and

Hatcher (1970) را بررسی می کنیم :

در ۹۹ نقطه از ساختمان ۲۲ ساله آزمایش مقاومت بتن انجام گرفت که میانگین مقاومت آن

8050 psi با انحراف معیار 500 psi بود . در صورتیکه مقاومت 28 روزه بتن ها برابر با 3780 psi

و مقاومت اسمی آنها 3000 psi بود.

ضریب افزایش مقاومت بتن 22 ساله به 28 روزه در این آزمایش برابر است با : 8050 / 3780

=2.013 که مقدار زیادی می باشد. ولی ما در محاسبات این افزایش را در نظر نمی گیریم .

۲-۶-۱-۱) مطالعه مقاومت فشاری بتن:

مقاومت فشاری بتن در عمل با مقاومت تعیین شده از محاسبات متفاوت می باشد که عوامل اصلی این پراکندگی عبارتند از :

- تغییرات در خواص مصالح
- پراکندگی در روش ساخت
- پراکندگی در وزن کردن
- پراکندگی در روش حمل و انتقال
- تغییرات در مرحله ریختن بتن
- تغییرات در عمل آوردن بتن
- پراکندگی در مراحل آزمایش

بنا به نظر اکثر محققین مقاومت فشاری بتن از تابع توزیع نرمال پیروی میکند .

جهت به دست آوردن تابع توزیع از نتایج آزمایشهای مقاومت فشاری استوانه ای یا مکعبی بتن استفاده می شود . پژوهشهای انجام گرفته بیانگر آن است که انحراف معیار و ضریب پراکندگی مقاومت برای کنترل کیفیت های مختلف در تولید بتن ثابت نمی باشد . کمیته ACI-214 برای رده های مختلف کنترل ضریب پراکندگی زیر را پیشنهاد می کند .

| کنترل کیفیت | COV |
|-------------|-------|
| خوب | 4%~5% |
| متوسط | 5%~6% |
| ضعیف | >6% |

جدول ۲-۶) رابطه ضریب پراکندگی و کنترل کیفیت

آزمایشات عملی زیادی در امریکا صورت گرفته که منجر به ارائه جدول زیر جهت تعیین کنترل کیفیت گردید .

| <280 kg/cm ² | | | >280 kg/cm ² | | | میانگین مقاومت |
|-------------------------|-------|------|-------------------------|-------|------|----------------|
| ضعیف | متوسط | عالی | ضعیف | متوسط | عالی | کنترل کیفیت |
| 20% | 15% | 10% | 56/μ | 42/μ | 28/μ | ضریب پراکندگی |

جدول ۲-۷) مقادیر ضریب پراکندگی برای بتن های مختلف

نتایج مرجع ۷ با استفاده از ۱۰۶۵ نمونه از کارگاههای مختلف تهران برای کنترل کیفیت متوسط در زیر آمده است .

| توزیع | ضریب تغییرات | انحراف معیار | میانگین | مقدار اسمی kg/cm ² | عیار سیمان Kg/m ³ |
|----------|--------------|--------------|---------|----------------------------------|---------------------------------|
| لگ نرمال | .۱۲ | ۱۹,۵۴ | ۱۶۴,۰۷ | ۲۱۰ | ۲۵۰ |
| نرمال | .۱۸ | ۳۷,۴ | ۲۹۵,۶۷ | ۳۱۵ | ۳۵۰ |

جدول ۲-۸) خصوصیات بتن با شرایط ایران

در ادامه نتایج آزمایش روی ۱۶۵۴ نمونه های ۲۸ روزه استوانه ای در یکی از کارگاههای تهران (کارگاه برج تهران) آورده شده است :

عیار سیمان: 425 Kg / m³

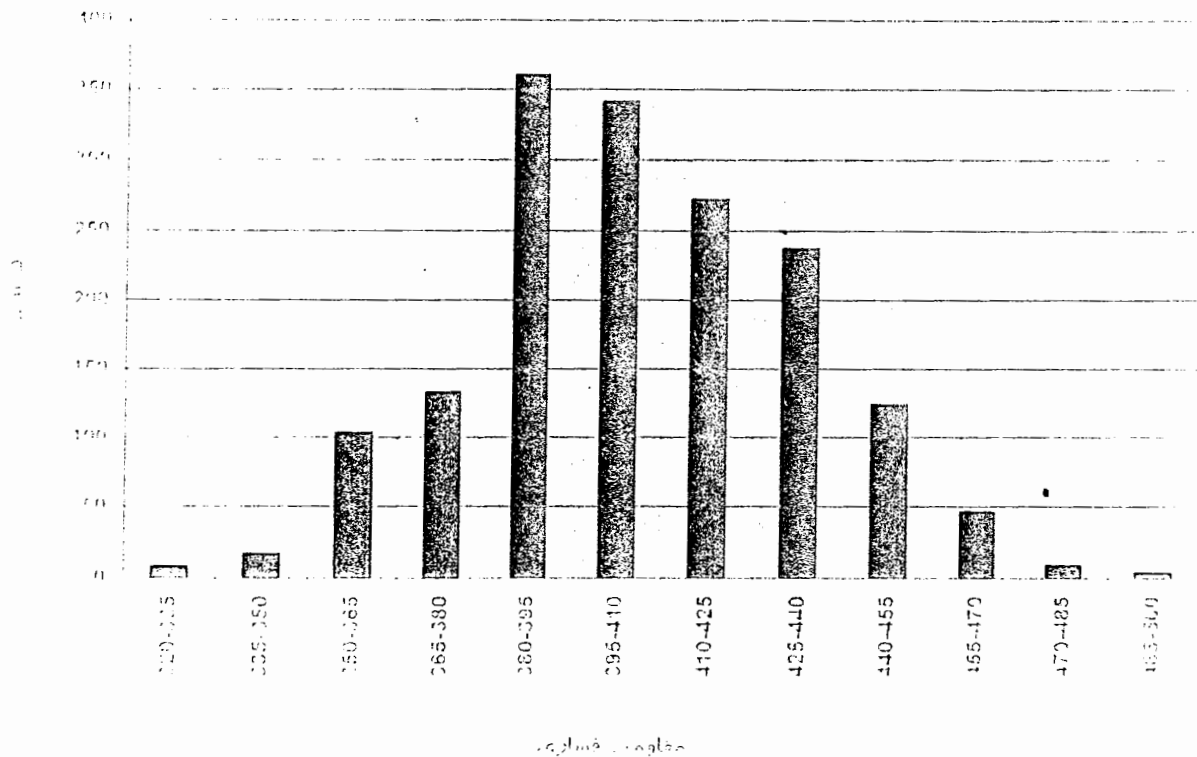
ماسه: 1000 Kg / m³

شن: 800 Kg / m³

آب: 110 ~ 150 lit / m³

فوق روان کننده: 1.5 lit / m³

مشاهده می شود که تابع توزیع آن به توزیع نرمال نزدیک است. مقدار میانگین آن $\mu=404.2$ kg/cm² و ضریب تغییرات آن 6.8% می باشد .



شکل ۲-۵) هیستو گرام مقاومت فشاری بتن مربوط به برج تهران

۲-۶-۱-۲) مطالعه مقاومت جاری شدن فولاد :

مقاومت حد جاری شدن فولاد f_y یکی از خواص فولاد است که در طراحی سازه های بتن آرمه مورد استفاده قرار می گیرد .

مقدار اسمی f_y با مقدار واقعی آن به دلیل وجود پراکندگی‌ها می‌تواند که برخی از آنها در زیر ذکر شده تفاوت دارند:

- پراکندگی در جنس مصالح
- پراکندگی در سطح مقطع
- تغییرات در نحوه بار گذاری
- پراکندگی در کرنش نظیر جاری شدن

برخی از محققین تابع توزیع لگ نرمال و برخی تابع توزیع بتا را برای مقاومت جاری شدن فولاد پیشنهاد میکنند .

نتایج آزمایشات مربوط به مقاومت جاری شدن فولاد در جدول زیر آمده است .

| توزیع | پراکندگی | میانگین | رده فولاد |
|----------|----------|---------|-------------------------|
| لگ نرمال | ۰,۱۱۶ | ۳۳۱۰ | ۳۰۰۰ Kg/cm ² |
| لگ نرمال | ۰,۰۹۸ | ۴۷۲۵ | ۴۲۰۰ Kg/cm ² |

(Ellingwood, Galambos, MacGregor and Cornell, 1980)

جدول ۲-۹) خصوصیات آرماتور

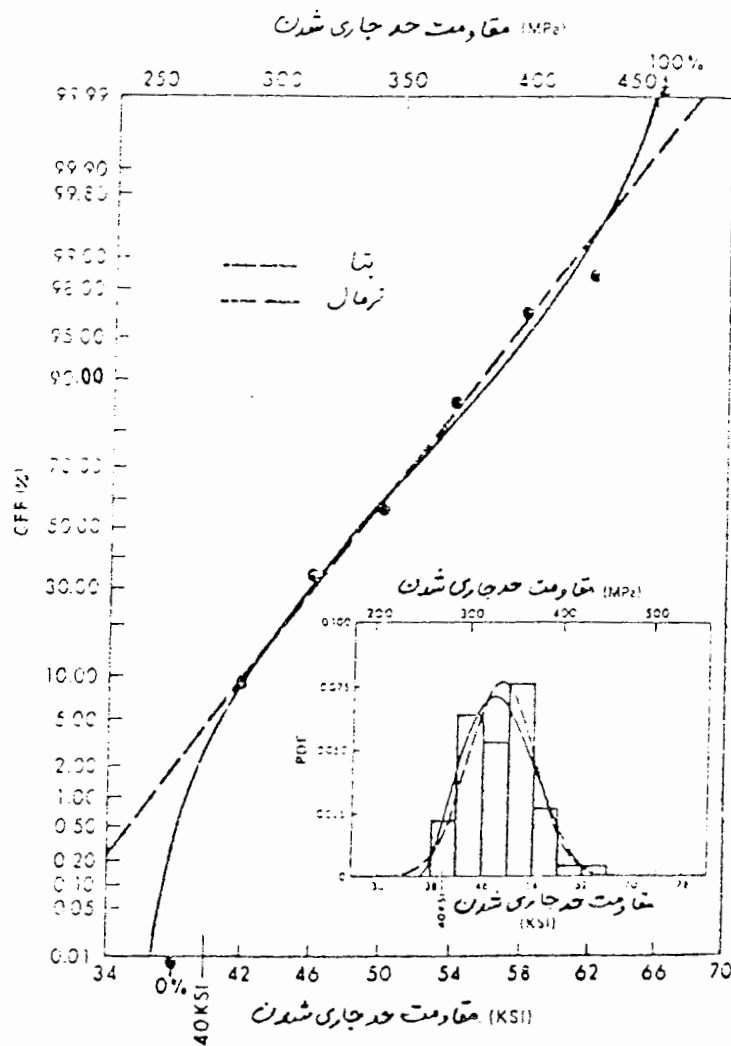
در ادامه ، نتایج آزمایش حد جاری شدن روی نمونه‌هایی از آرماتور مصرفی در یکی از کارگاههای تهران (کارگاه برج تهران) آورده شده است.

مرجع ۷ با توجه به بررسی روی میلگردهای موجود در ایران اعداد زیر را پیشنهاد می‌کند .

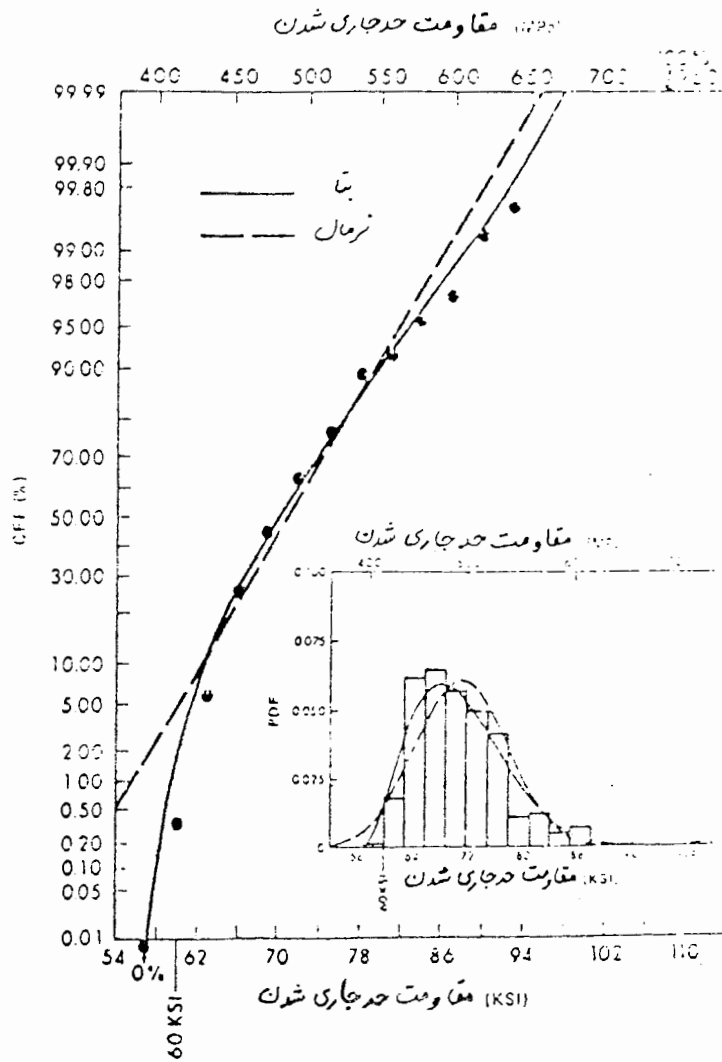
توزیع ضریب تغییرات انحراف معیار میانگین Kg/cm^2

| توزیع | ضریب تغییرات | انحراف معیار | میانگین | Kg/cm^2 |
|-------|--------------|--------------|---------|------------------|
| نرمال | .۰۸ | ۲۴۴,۲ | ۳۲۱۴ | AII |
| نرمال | .۰۶ | ۲۴۲,۸ | ۴۰۸۰ | AIII |

جدول (۱۰-۲) خصوصیات آرماتور (شرایط ایران)

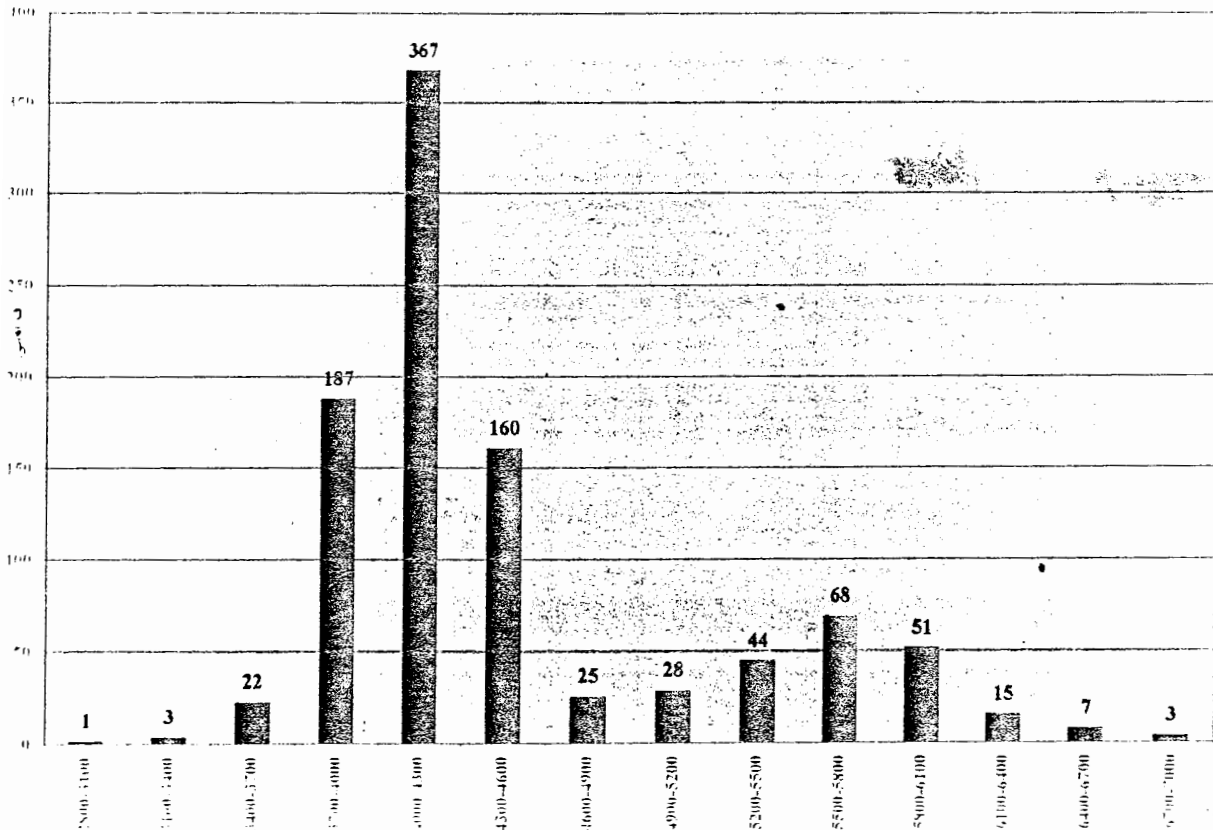


شکل (۶-۲) تابع توزیع برای فولاد با مقاومت جاری شدن ۲۸۰۰ kg/cm^2



شکل ۲-۷) تابع توزیع برای فولاد با مقاومت جاری شدن 4200 kg/cm^2

نمودار فراوانی تنش حد جاری



شکل ۲-۸) هیستوگرام تنش جاری شدن فولاد مربوط به کارگاه برج تهران

۲-۷) مطالعه تغییرات در ابعاد قطعات بتن آرمه:

تغییر در ابعاد و اندازه قطعات بتن آرمه با توجه به کیفیت ساخت متفاوت می باشد و میزان پراکندگی آن برای مکانهای مختلف به علت تفاوت در تکنولوژی و تجهیزات متغیر می باشد.

علیرغم این تفاسیر مطالعات بیانگر آن است که توزیع تغییرات در ابعاد قطعات از تابع توزیع نرمال پیروی می کند.

در جدول زیر مقادیر میانگین و انحراف معیار برای برخی از تغییرات در اندازه ها آورده شده است.

| Property | Mean value* | Coefficient of variation | Standard deviation** |
|--|-------------------|--------------------------|----------------------|
| Errors in Dimensions[†] | | | |
| Overall nominal depth of slab | -0.03 to -0.21 in | — | 0.26 to 0.47 in |
| Overall nominal depth of beam | -0.12 to -0.81 in | — | 0.25 to 0.55 in |
| Effective depth, one way slab, top bars | -0.40 in | — | 0.50 in |
| Effective depth, one way slab, bottom bars | -0.13 in | — | 0.35 in |
| Effective depth of beam, top bars | -0.22 in | — | 0.55 in |
| Nominal width of beam stem | +0.10 in | — | 0.15 in |
| Nominal column dimensions | +0.06 in | — | 0.25 in |
| Cover, bottom steel in beams | -0.35 to -0.06 in | — | 0.28 to 0.45 in |

*1 ksi = 6900 Pa; 1 in = 25.4 mm.

[†]A range of values is presented in some instances because data from multiple sources were used. See Ellingwood et al., (1980) for details.

Source: Adapted from Ellingwood, Galambos, MacGregor, and Cornell, 1980.

جدول ۲-۱۱) تغییر در ابعاد

| | μ | σ |
|---------------------|---------|----------|
| δdb آرماتور | .01 mm | .279 mm |
| δb مقطع | 1.05 cm | 2.18 cm |
| δd مقطع | -.34 cm | 1.74 cm |

جدول ۲-۱۲) تغییر در ابعاد (شرایط ایران مرجع ۷)

۲-۸) توزیع احتمالی مقاومت اعضاء بتن آرمه :

مقدار مقاومت اعضاء بتن آرمه با وجود عدم قطعیت های ذکر شده با مقدار محاسبه شده آن از معادلات متفاوت می باشد.

باتوجه به مطالعات انجام شده توسط محققین توزیع احتمالی نرمال برای مقاومت خمشی ومقاومت
برشی پیشنهادمی گردد که جزئیات آن در جدول زیر آمده است.

| توزیع احتمالی | V R | $\frac{\bar{R}}{R_n}$ | |
|------------------|--------|-----------------------|---|
| نرمال | 0 . 11 | 1. 0 5 | بتن آرمه در خمش با Fy = 60 ksi |
| نرمال | 0 . 14 | 1. 04 | بتن ارمه در خمش با Fy = 40 ksi |
| نرمال | 0 . 14 | . 95 | ستون کوتاه |
| نرمال | 0 . 19 | 1. 0 | تیر بتنی در برش با خاموت گذاری حداقل |

Galambos , Ellingwood , MacGregor and Cornell

جدول ۲-۱۳) توزیع احتمالی مقاومت اعضاء بتن آرمه

فصل سه

آیین نامه های طراحی

آیین نامه های طراحی نقش اصلی را در جریان ساخت یک سازه بعهدده دارند .
احتیاجات یک طراح برای رسیدن به یک درجه ایمنی قابل قبول توسط آیین نامه رفع می گردد.
آیین نامه ها بر اساس تئوری قابلیت اعتماد بسط وگسترش یافتند ، در امریکا برای ساختمانهای فولادی (AISC, 1986, 1994) ، بارهای وارد برسازه (ASCE , 1996) ، راهها (AASHTO) 1998، ساختمانهای چوبی (ASCE 1992) ، سکوهای نفتی (API 1989) تدوین گردید .همچنین در اروپا (EUROCODE) تهیه گردید. این آیین نامه ها مقدار بار وارده ومقاومت اعضاء را برای ما تعیین میکنند.

در این قسمت گامهای مهم در گسترش اساس قابلیت اعتماد آیین نامه را مرور می کنیم :

این گامها شامل :

مشخص نمودن هدف آیین نامه ، فرموله کردن تابع مورد نیاز ، مشخص کردن تراز ایمنی ، مشخص کردن یک ساختار برای نشان دادن احتیاجات آیین نامه و گسترش فرمولهای کنترل طراحی می باشد .

۱-۳) ترازهای طراحی :

هدف از یک آیین نامه طراحی فراهم آوردن حداقل تراز ایمن برای سازه می باشد .

آیین نامه های جاری یک سری فرمولهای ثابت ارائه می دهند بهر حال برای یک طراحی بهینه می بایست به قابلیت اعتماد سازه بعنوان یک معیار پذیرش توجه کرد .

ترازهای قابلیت اعتماد به چهار دسته تقسیم می شود که در زیر آمده است :

(Madsen , Krenk and Lind 1986)

تراز یک Level I

در این روش از فرمولهای مشخصی برای طراحی استفاده می شود . وحاشیه ایمنی توسط ضرایب ایمنی مرکزی (ضریب مقاومت به بار طراحی) و یا ضرایب ایمنی جزئی (ضرایب بار ومقاومت) تأمین می شود .

در این روشها برای هر پارامتر فقط از یک مقدار مشخصه آن در روابط استفاده می شود .(مثلا مقدار میانگین بار وارده)

تراز دو Level II

در این روشها برای رسیدن به شاخص قابلیت اعتماد معینی از دو مقدار مشخصه (معمولا میانگین و واریانس) برای هر پارامتر در روابط استفاده می شود .

تراز سه Level III

در این روش محاسبات کامل احتمالا تی شکست سازه تحت بارهای مختلف یعنی توزیع مشترک کلیه پارامترهای غیر قطعی مورد نیاز می باشد.

تراز چهار Level IIII

این روش کلیه شرایط احتمالی را طبق اصول اقتصاد مهندسی در ساخت ، نگهداری ، تعمیر ، پیامدهای خرابی و غیره مورد بررسی قرار می دهد. این روش برای تحقیقات سازه های خیلی مهم استفاده می شود .

در آیین نامه احتیاج به مشخص کردن مقدار و روش بدست آوردن بارهای طراحی و مقاومت داریم . پس تکمیل آیین نامه فقط شامل مشخص کردن ضریب ایمنی نمی شود و تحقیق در رابطه با مقادیر اسمی بار و مقاومت رانیز شامل می شود .

مشخصات بارها در طراحی بستگی به کاربرد سازه (ساختمان ، پل ، سکوی نفتی و...) دارد. که می تواند به صورتهای مختلفی وارد شوند. (متمرکز ، یکنواخت ، بار متحرک ...) مقاومت می تواند با روشهای تنش مجاز ، ظرفیت باربری عضو (تیر، ستون ، جوش) یا ظرفیت باربری کل سازه (سیستم مقاوم) تعیین شود .

۲-۳) گامهای مهم بسط آیین نامه

گامهای مهم بسط یک آیین نامه به شرح ذیل می باشد:

(Lind and Davenport 1972)

۱- دامنه عمل آیین نامه :

یک آیین نامه معمولا برای یک گروه یا قسمتی از سازه های مختلف تعریف می شود. حوزه یک آیین نامه با تحت پوشش قرار دادن و یا ندادن پارامترهایی تعریف میشود که این پارامترها می تواند جنس مصالح باشد (فولاد ، بتن ، چوب ، پلاستیک) یا کاربری ساختمان (اداری ، مسکونی ، هتل ، بیمارستان ، پل) و یا نوع سازه باشد (قاب، تیر ، ستون ، اتصالات) و یا می تواند نحوه اتصال باشد (جوشی ، پیچ و مهره) پس برای نوشتن یک آیین نامه ابتدا باید حوزه عمل آن که برای چه نوع سازه ای با چه کاربری و چه اتصالاتی و... می باشد تعریف شده باشد.

۱- تعریف حالات حدی :

در تدوین آیین نامه می بایست حد گسیختگی وحالات حدی مورد بررسی (تنش مجاز ، ظرفیت نهایی) مشخص گردد .

۲- انتخاب شاخص قابلیت اعتماد مبنا :

جهت تدوین آیین نامه می بایست شاخص شاخص قابلیت اعتماد مبنا معین باشد که از روی آن بتوانیم ضرایب بار ومقاومت را بدست آوریم .

مطالعات گسترده ای جهت تعیین شاخص قابلیت اعتماد مبنا انجام شده که خلاصه برخی از آنها در جدول ۱-۳ آمده است .

| β | بار |
|-------------|-------------------------------|
| $\beta=3$ | بار مرده + بار زنده |
| $\beta=2.5$ | بار مرده + بار زنده + بار برف |
| $\beta=3$ | بار مرده + بار برف |

جدول ۱-۳ شاخص قابلیت اعتماد مبنا

۳- انتخاب ساختار آیین نامه :

باید مشخص شود که ضرایب مقاومت و ضرایب بار چگونه اثر می کنند ممکن است به صورت کلی در مقاومت ضرب شوند و یا به صورت ضرایب جزئی (ضرایب برای فولاد ، بتن ، شرایط کار ...) اثر کنند.

۴- تعیین ضرایب بار ومقاومت :

با توجه به روشهای گفته شده روشی را برای تعیین ضرایب ایمنی انتخاب می کنیم . در ادامه روشی برای تعیین ضرایب بار ومقاومت برای تراز یک آیین نامه توضیح داده می شود.

جهت بدست آوردن ضرایب بار ومقاومت بصورت زیر عمل می کنیم :

۱- نوشتن معادله حد نهایی ومعادله طراحی وتعیین کردن توزیع احتمالی کلیه متغیرهای

$$X_i (i = 1, 2, \dots, n) \text{ تصادفی}$$

۲- بدست آوردن نقطه طراحی $\{X^*_i\}$ با فرض مقادیر برای $n-1$ متغیر تصادفی X_i .

۳- بدست آوردن مقادیر معادل برای هر نقطه طراحی X_i که داری توزیع غیر نرمال هستند

وجایگزینی مقدار میانگین معادل $\mu^e_{X_i}$ وانحراف معیار معادل $\sigma^e_{X_i}$ در روابط .

۴- تعریف کردن مشتقهای جزئی تابع حدی ، برای سادگی بردار ستونی $\{G\}$ را تعریف میکنیم که

المانهای آن مقادیر مشتقهای جزئی هستند:

$$\{G\} = \begin{Bmatrix} G_1 \\ G_2 \\ \vdots \\ G_n \end{Bmatrix} \quad \text{که} \quad G_i = - \frac{\partial g}{\partial z_i} \Big|_{\text{design point}} \quad (1-3)$$

۵- محاسبه بردار ستونی $\{\alpha\}$ با استفاده از :

$$\{\alpha\} = \frac{[\rho] \{G\}}{\sqrt{\{G\}^T [\rho] \{G\}}} \quad (2-3)$$

که $[\rho]$ ماتریس همبستگی است .

۶- بااستفاده از شاخص ایمنی مبنا β_{Target} ، نقطه طراحی را برای $n-1$ متغیر با استفاده از فرمول

زیر تعیین می کنیم :

$$Z^*_i = \alpha_i \beta_{\text{Target}} \quad (3-3)$$

۷- مشخص کردن نقاط طراحی در مختصات اصلی برای $n-1$ متغیر از گام قبل

$$X_i^* = \mu_{xi}^e + Z_i^* \sigma_{xi}^e \quad (4-3)$$

۸- تعیین مقدار باقیمانده متغیر تصادفی با حل معادله حدی $g=0$ همچنین نوشتن رابطه بین دو

مقدار میانگین که نا معین هستند که با فرض $X_i = \mu_{xi}$ و استفاده از رابطه زیر می توان نوشت:

$$\gamma_i = \frac{X_i^*}{\mu_{xi}} \quad (5-3)$$

$$= \frac{\mu_{xi} + Z_i \sigma_{xi}}{\mu_{xi}}$$

$$= 1 + Z_i^* V_{xi} = 1 + \alpha_i \beta V_{xi}$$

$$\mu_{xi} = \frac{X_i^*}{1 + \alpha_i \beta V_{xi}} \quad (6-3) \quad \text{در نتیجه:}$$

۹- تکرار گامهای ۳-۸ تا همگرایی $\{\alpha\}$

۱۰- پس از رسیدن به همگرایی، ضرایب را با استفاده از معادله زیر محاسبه می کنیم:

$$\gamma_i = \frac{X_i^*}{\mu_{xi}} \quad (7-3)$$

۳-۳) معرفی آیین نامه بتن ایران (آبا) :

جهت طرح ، محاسبه ، اجرا و کنترل سازه های بتنی می بایست از ضوابط ومقررات آیین نامه آبا پیروی کرد . در این آیین نامه مبنای طراحی سازه ها برای حصول ایمنی وقابلیت بهره برداری ، بررسی و کنترل آنها در حالت های حدی است .

روش کلی طراحی نیم احتمال اندیشانه است که در آن جنبه های احتمالاتی با اعمال ضرایب جزئی ایمنی به مقادیر مشخصه بارها وعامل های مؤثر بر سازه طبق آیین نامه های بار گذاری ومقادیر مشخصه مقاومت های بتن وفولاد ، در محاسبه منظور می شوند .

آنچه بطور خلاصه در ارتباط باروش طراحی بر مبنای حالت حدی می توان گفت این است که از نظر اصول محاسبات مربوط به مقاومت ، این روش مشابه روش طراحی بر مبنای مقاومت نهایی است وتفاوت عمده آن با این روش ، در نحوه منطقی تر ارزیابی ظرفیت بار بری وایمنی اعضاء سازه می باشد .

در این روش نیازهای طراحی با مشخص کردن حالات حدی آن حالاتی هستند که سازه پس از رسیدن به آنها خواسته های مورد نظر طرح رادیکر تأمین نمی کند ، به این معنی که سازه قبل از حصول یک حالت حدی خاص تمامی شرایطی را که برای آنها طراحی شد دارا می باشد ولی چنانچه مقدار جزئی به بارها اضافه شود سازه ویا اجزاء آن دیگر قادر به انجام وظیفه خود نیستند .

اعضاوسازه های بتن آرمه با ید حداقل برای دو حالت حدی زیر آنالیز وطراحی شوند :

الف - حالت حدی مقاومت که مربوط به ظرفیت باربری می شود

ب - حالت حدی بهره برداری

حالات حدی بر حسب احتیاجات طرح ، تعیین می شوند بعنوان مثال برای سازه های متعارف و معمولی حالت حدی نهایی مقاومت عبارتست از گسیختگی مقاطع و حالت حدی بهره برداری عبارتست از تغییر شکل زیاد که ممکن است هر کدام از اینها طرح را کنترل کند.

حالت حدی مقاومت در نتیجه رسیدن به یکی از وضعیت های زیر اتفاق می افتد:

۱- ناپایدار شدن قسمتی از سازه و یا تمام آن

۲- گسیختگی قسمتهای حساس سازه

۳- تبدیل سازه به یک مکانیزم گسیختگی

۴- کماتش در اثر ناپایداری الاستیک و یا پلاستیک

حالت حدی بهره برداری شامل موارد زیر می گردد:

۱- تغییر شکل قسمتی از سازه و یا تمام آن ، نباید اثر نامطلوبی بر شکل ظاهری و یا کارایی سازه داشته باشد.

۲- خسارتهای موضعی

خسارت در قسمتهای خاصی از سازه ممکن است باعث صرف هزینه قابل توجهی برای تعمیر آن شود. بنابراین چنین خسارتهایی را باید محدود نمود.

۳- ارتعاش

اگر بخاطر وجود عواملی نظیر باد و یا ماشین آلات مکانیکی ، سازه در معرض خطر لرزش قرار داشته باشد ، در محاسبات باید آرامش ساکنین نیز مد نظر قرار گیرد .

در مطالعات حالت حدی مقاومت از بارهای ضریب دار و در بررسی بهره برداری از بارهای بدون ضریب استفاده می شود.

از مشخصه های دیگر این روش در مقایسه با روش طراحی بر مبنای مقاومت نهایی ، نحوه اعمال ضرایب کاهش مقاومت است . به این ترتیب که در روش طراحی بر مبنای حالات حدی بجای تعریف تنها یک ضریب برای منظور کردن کاهش احتمالی مقاومت ، از چندین ضریب استفاده و لذا با این روش بهتر می توان تأثیر عدم آگاهی کامل از رفتار قطعات را در محاسبات وارد نمود .

در آیین نامه بتن ایران ترکیبات بار گذاری زیر پیشنهاد گردیده است :

بار گذاری عادی شامل بار مرده وزنده $U = 1.25 D + 1.5 L$ (۷-۱۰ آبا)

بار گذاری ناشی از اثر زلزله $U = D + 1.2 L + 1.2 E$ (۸-۱۰ آبا)

$U = .85 D + 1.2 E$ (۹-۱۰ آبا)

بار گذاری ناشی از اثر باد

در این مورد مطابق آیین نامه لازم است در موارد مربوط به بار گذاری ناشی از اثر زلزله جمله W جایگزین E گردد.

بار گذاری ناشی از فشار جانبی خاک :

$U = 1.25 D + 1.5 L + 1.5 H$ (۱۰-۱۰ آبا)

در صورتیکه بار مرده وزنده تأثیر فشار خاک را کاهش دهند :

$U = .85 D + 1.5 H$ (۱۱-۱۰ آبا)

بار گذاری ناشی از فشار مایعات :

در این مورد مطابق آیین نامه لازم است در روابط (فشار خاک) جمله $1.25 F$ جایگزین جمله $1.5 H$ شود .

تأثیرات ناشی از نشست نسبی تکیه گاه ها ، خزش ، افت و تغییر درجه حرارت :

$$U = D + 1.2 L + T \quad (10-12 \text{ آبا})$$

$$U = 1.25 (D + T) \quad (10-13 \text{ آبا})$$

علاوه بر این بار گذاری ها چنانچه بار ضربه ای نیز بر سازه اثر کند طبق آیین نامه لازم است تأثیرات مربوط به آن ، مشابه تأثیرات بار زنده گرفته شود .

در هنگام محاسبات مقاومت های اسمی (R_n)، از ضریب ایمنی جزئی فولاد (ϕ_s) و ضریب ایمنی جزئی بتن (ϕ_c) برای کاهش مقاومت استفاده می شود. این ضرایب برای کلیه حالات برابر مقادیر زیر است :

$$\phi_s = 0.85 \quad (10-6 \text{ آبا})$$

$$\phi_c = 0.6 \quad (10-5 \text{ آبا})$$

۳-۴) روابط آیین نامه آبا برای طراحی

۳-۴-۱) حالت حدی نهایی مقاومت در خمش :

در مقاطع تحت اثر خمش کنترل حالت حدی نهایی مقاومت بر اساس رابطه زیر صورت می گیرد:

$$M_u \leq M_r \quad (11-1 \text{ آبا})$$

که در این رابطه M_u لنگر خمشی نهایی و M_r لنگر مقاوم نهایی مقطع در خمش می باشند .

۳-۴-۱-۱) فرض های طراحی :

۱- در هر مقطع توزیع تغییر شکل های نسبی فولاد و بتن در ارتفاع مقطع خطی در نظر گرفته می شود ولی این فرض برای مقاطع با ارتفاع زیاد مورد قبول نمی باشد .

۲- حد اکثر تغییر شکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری مقداری بین $0,003$ تا $0,0035$ اختیار می شود.

۳- تنش فولاد در تغییر شکل‌های نسبی کوچکتر از مقدار نظیر $\varphi_s f_y$ باید برابر با $E_s \varepsilon_s$ و برای تغییر شکل‌های نسبی بزرگتر از مقدار نظیر $\varphi_s f_y$ باید مستقل از تغییر شکل نسبی و برابر با $\varphi_s f_y$ در نظر گرفته شود.

۴- در محاسبات خمشی از مقاومت کششی بتن صر فنظر می گردد.

۵- نمودار تنش فشاری و تغییر شکل نسبی نظیر آن را می توان با قبول حد اکثر تغییر شکل نسبی در دورترین تار فشاری برابر با $0,003$ بوسیله یک توزیع تنش مستطیلی معادل با مشخصات زیر تامین کرد:

الف) تنش $0.85\varphi_c f_c$ که بطور یکنواخت روی یک ناحیه فشاری معادل که به کناره های مقطع و خطی به موازات محور خنثی به فاصله $\beta_1 x$ از دورترین تار فشاری محدود می شود اثر می کند .
ب) فاصله تار نظیر حد اکثر تغییر شکل نسبی از محور خنثی x در امتداد عمود بر محور خنثی اندازه گیری می شود .

پ) ضریب β_1 برای بتن‌های با f_c تا 30 مگا پاسکال برابر با $0,85$ و به ازای هر مگا پاسکال افزایش مقاومت مقدار β_1 بطور خطی $0,008$ کاهش می یابد و حد اقل مقدار β_1 برابر با $0,65$ می باشد .

۳-۴-۱) ضوابط کلی طراحی :

مقطع متعادل مقطعی است که در حالت حدی نهایی مقاومت تغییر شکل نسبی آرماتور کششی به حد نظیر f_y و همزمان تغییر شکل نسبی بتن فشاری به مقدار نهایی مفروض در بند ۵و۲ برسد.
در قطعات خمشی برای تامین مقاومت می توان از آرماتورهای فشاری همراه با آرماتورهای کششی استفاده کرد .

۳-۴-۱-۳) محدودیت های آرماتور در قطعات خمشی :

۱- در قطعات خمشی نسبت آرماتور کششی ρ نباید از ρ_b تجاوز کند.

۲- در قطعات خمشی که بر اساس محاسبات به آرماتور کششی نیاز باشد نسبت ρ

نباید از بیشترین مقادیر زیر کمتر باشد :

$$\rho_{min} = 1.4/f_y \quad (\text{آب} ۴-۱۱)$$

$$\rho_{min} = .25\sqrt{f_c}/f_y$$

۳- در صورتیکه در صد فولاد کششی حاصل از محاسبه از ρ_{min} کمتر باشد می توان با

قرار دادن ۱,۳۳ برابر مقطع حاصل از محاسبه، از ضابطه بند ۲ صرفنظر کرد .

۳-۴-۲) حالت حدی نهایی مقاومت در برش :

در مقاطع تحت اثر برش کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید بر اساس رابطه زیر صورت

$$V_u \leq V_r \quad (\text{آب} ۱-۱۲) \quad \text{گیرد:}$$

در این رابطه V_u نیروی برش نهایی در مقطع موردنظر است و V_r مقاومت برش نهایی مقطع است

$$V_r = V_c + V_s \quad (\text{آب} ۲-۱۲) \quad \text{که با استفاده از رابطه زیر محاسبه می شود:}$$

V_c مقاومت برشی تامین شده توسط بتن و V_s مقاومت برشی ضریبدار تامین شده توسط

آرماتورهای برشی است که توسط روابط زیر محاسبه می شود :

$$V_c = v_c \cdot b \cdot d \quad (\text{آب} ۳-۱۲)$$

که در این رابطه V_c مقاومت برشی بتن است که از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$v_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c} \quad (\text{آب} ۴-۱۲)$$

۳-۴-۱) محدودیت های آرماتور برشی :

محدودیت های آیین نامه آبا به شرح ذیل می باشد :

مقاومت مشخصه آرماتورهای برشی نباید از ۴۰۰ مگا پاسکال بیشتر باشد .

در کلیه اعضای خمشی که در آنها نیروی برشی نهایی v_u از نصف نیروی برشی مقاوم نهایی بتن v_c تجاوز کند باید آرماتور برشی بکار رود . مقدار آرماتور برشی نباید از مقدار زیر کمتر باشد :

$$A_v = 0.35 b_s / f_y \quad (12-13 \text{ آبا})$$

در موارد زیر می توان ضابطه فوق را نادیده گرفت :

الف) دالها و شالوده ها

ب) سقفهای با سیستم تیرچه بتنی

پ) تیرهایی که ارتفاع آنها کمتر از ۲۵۰ میلیمتر باشد

ت) تیرهایی که بصورت یکپارچه با دال ریخته شده و ارتفاع کل آنها کمتر از دو نیم برابر ضخامت دال نصف پهنای جان و ۶۰۰ میلیمتر باشد .

۳-۴-۳) حالت حدی نهایی مقاومت در پیچش :

در صورتیکه لنگر پیچشی نهایی T_u که از آنالیز سازه و بر مبنای سختی مقاطع ترک نخورده تعیین شده است از مقدار $0.25 T_{cr}$ کمتر باشد از اثر آن می توان صرفنظر کرد و نیازی به طراحی برای پیچش نیست . مقدار T_{cr} را می توان از رابطه زیر بدست آورد :

$$T_{cr} = (A_c^2 / p_c) \cdot v_c \quad (12-15 \text{ آبا})$$

که A_c مساحت محصور توسط محیط خارجی مقطع بتن بر حسب میلیمتر مربع

و p_c محیط خارجی مقطع بتن بر حسب میلیمتر

و V_c مقاومت برشی بتن بر حسب مگا پاسکال می باشد .

در مواردی که طراحی برای پیچش لازم باشد کنترل حالت حدی نهایی مقاومت بر اساس رابطه زیر

$$T_u \leq T_r \quad (12-16 \text{ آبا}) \quad \text{صورت می گیرد:}$$

در این رابطه T_u لنگر پیچشی نهایی و T_r مقاومت پیچشی نهایی مقطع می باشند.

در آیین نامه از کمک بتن برای تامین مقاومت پیچشی صرف نظر شده است و در نتیجه رابطه زیر

$$T_r = T_s \quad (12-17 \text{ آبا}) \quad \text{برای } T_r \text{ در نظر گرفته شده است:}$$

که T_s لنگر پیچشی نهایی تامین شده توسط آرماتور پیچشی است .

۳-۴-۳) مقاومت پیچشی نهایی تامین شده توسط آرماتورها

جهت تامین مقاومت پیچشی در یک قطعه به دو دسته آرماتور طولی و عرضی نیاز می باشد. آرماتور

طولی مانند آرماتور خمشی است و بطور یکنواخت در اطراف مقطع پخش می شود. آرماتور عرضی

می تواند بصورت یکی از انواع زیر باشد :

الف) خاموت بسته عمود بر محور عضو

ب) یک قفسه آرماتور بسته از شبکه سیمی جوش شده عمود بر محور عضو

پ) مارپیچ ها

آیین نامه آبا برای محاسبه لنگر پیچشی مقاوم نهایی آرماتورها رابطه زیر را ارائه می دهد :

$$T_s = 2\phi_s A_0 A_t f_y / s \quad (12-18 \text{ آبا})$$

در این رابطه A_0 سطح محصور شده بوسیله جریان برش ناشی از پیچش در مقطع است در صورت

عدم استفاده از محاسبات دقیقتر این سطح را می توان برابر با $0.85A_{0h}$ منظور نمود .

و A_{0h} مساحت محصور بوسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی خارجی در مقطع می باشد .

و A_t سطح مقطع یک شاخه از خاموت که در فاصله s در برابر پیچش مقاومت می کند .

برای تامین مقاومت پیچشی T_s آرماتور پیچشی A_t از رابطه زیر تعیین می شود :

$$A_t = A_t \cdot P_h / s \quad (12-19 \text{ آبا})$$

که P_h محیط سطح محصور شده بوسیله محورهای اضلاع خاموت بسته پیچشی خارجی در مقطع می باشد .

۳-۴-۳) محدودیت های آرماتور پیچشی :

آیین نامه آبا بیان می دارد که :

مقاومت مشخصه آرماتور پیچشی عرضی نباید از ۴۰۰ مگا پاسکال بیشتر در نظر گرفته شود .
خاموت ها و میله های پیچشی عرضی باید تا فاصله d از دورترین تار فشاری ادامه یابند .
در هر گوشه خاموت های بسته پیچشی باید حد اقل یک میله گرد طولی به قطر معادل $s/16$ یا بیشتر قرار داده شود .

فاصله بین سفره های آرماتور پیچشی عرضی نباید بیشتر از دو مقدار $p_h/8$ و ۳۰۰ میلیمتر باشد .
فاصله محوری بین آرماتورهای پیچشی طولی توزیع شده در داخل محیط آرماتور عرضی نباید بیشتر از ۳۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شود .

۳-۴-۳) ضوابط آبا برای طراحی پیچشی :

آیین نامه آبا برای مقاطعی که تحت اثر توام برش و پیچش قرار دارند ضوابطی را ارائه کرده که به برخی از آنها اشاره میکنیم :

چنانچه طراحی برای پیچش لازم باشد حد اقل سطح مقطع آرماتور برشی و پیچشی جمعاً از رابطه زیر محاسبه می شود :

$$A_v + 2A_t = 0.35 \frac{b_w d}{f_y} \quad (12-14 \text{ آبا})$$

که این آرماتور ها باید از نوع خاموت بسته باشند .

ابعاد مقطعی که تحت اثر توام برش و پیچش قرار می گیرند باید به نحوی اختیار شوند که رابطه زیر برقرار باشد

$$\frac{V_u}{b_w \cdot d} + \frac{T_u P_h}{A_{oh}^2} \leq 0.25 \varphi_c f_c \quad (12-20 \text{ آبا})$$

فصل چهارم

تعیین سطح ایمنی آیین نامه بتن ایران در موده های مختلف

۴-۱) نحوه تعیین شاخص β براساس روش مونت کارلو:

در روش های آیین نامه ای ، ضابطه اساسی طراحی یا اعمال ضرایب جزئی بار و مقاومت ایمنی لازم را بدست می آورد ، به عبارتی دیگر برای رسیدن به ایمنی لازم در مقاومتها ضرایب کوچکتر از واحد و از طرف دیگر ضرایب بزرگتر از یک به بارهای مؤثر اعمال می شود تا با کاهش مقاومت و افزایش بار وارده در طراحی ایمنی لازم ملحوظ گردد .

روش دیگر طراحی که به نام روش مستقیم طراحی با اعمال ضرایب β می باشد به جای اعمال ضرایب جزئی پراکندگی هر یک از پارامترهای تعیین کننده در مقاومت و بار را مد نظر قرار می دهد . ضابطه طراحی به صورت زیر بیان می شود :

$$R \geq S \quad (4-1)$$

تفاوت این روش با روش آیین نامه ای آن است که R , S مقدار قطعی نداشته و بعلت ماهیت تصادفی پارامترهای تشکیل دهنده ، مقدار آنها ممکن است تغییر کند .

در حالت کلی جهت طراحی به این روش باید مقطعی با مشخصات معلوم فرض شود و سپس مقاومت مقطع با توجه به توزیع آماری پارامترهای مؤثر در آن به صورت تصادفی تعیین گردد .

بعبارتی پارامترهای مؤثر در طراحی بصورت تولید تصادفی بوجود می آیند و هر بار تولید پارامترهای مؤثر در بار نیز تولید تصادفی شده و یک اثر بار تصادفی نیز بوجود می آید .

اگر مقاومت تصادفی بوجود آمده را با M_R و اثر بار تصادفی را با M_S نشان دهیم پس از تولید این متغیر های تصادفی به تعداد لازم و تعیین مقادیر میانگین و واریانس آنها با کمک رابطه کرنل مقدار β را محاسبه می نماییم .

۴-۲) تعیین شاخص β در خمش :

در این بخش مقدار β را بر اساس آیین نامه آبا تحت بارهای مرده وزنده برای یک سطح بار بر ثابت $A_T = 40m^2$ و نسبت های مختلف L/D تعیین می کنیم .

در این قسمت یک تیر دو سر مفصل به طول 8m و عرض بار بر 5m را با وزن سقف $600 kg/m^2$ و وزن مخصوص بتن $2400 kg/m^3$ فرض می کنیم .

ابتدا ابعاد مقطع اولیه ای را فرض می کنیم که با این فرض می توانیم M_I را بدست آوریم .

$$M_I = L / D \times M_D \quad (۲-۴)$$

ابعاد فرض شده برای مقطع (۶۰*۴۰) و (۷۰*۵۰) سانتیمتر می باشد.

سپس لنگر کل را بدست می آوریم :

$$M_{total} = \gamma_d M_D + \gamma_l M_I \quad (۳-۴) \quad \gamma_d = 1.25 \quad \gamma_l = 1.5$$

سپس با داشتن لنگر ماکزیمم مقدار A_s را محاسبه می کنیم و A_s بدست آمده را با $A_{s \max}$ کنترل

می کنیم واگر A_s جواب داد می توانیم شبیه سازی را با پارامترهای فرض شده انجام دهیم .

عملیات شبیه سازی می بایست به تعداد دفعات لازم تکرار گردد تا جایی که خطا قابل قبول باشد .

برای این کار از برنامه کامپیوتری استفاده می کنیم .

پس از تولید تصادفی پارامترهای بالا با استفاده از رابطه روبرو لنگر مقاوم تصادفی مقطع محاسبه

می شود .

$$M_R = 1.01 \times A_s f_y d \left[1 - 0.59 \frac{A_s f_y}{f_c \times b \times d} \right] \quad (۴-۴)$$

$$M_{md} = 1.05 \times M_{Dead} \quad (5-4)$$

$$\sigma_{md} = 0.1 \times M_{md} \quad (6-4)$$

$$M_{ml} = M_{md} \times L / D \times 1 / 1.05 \quad (7-4)$$

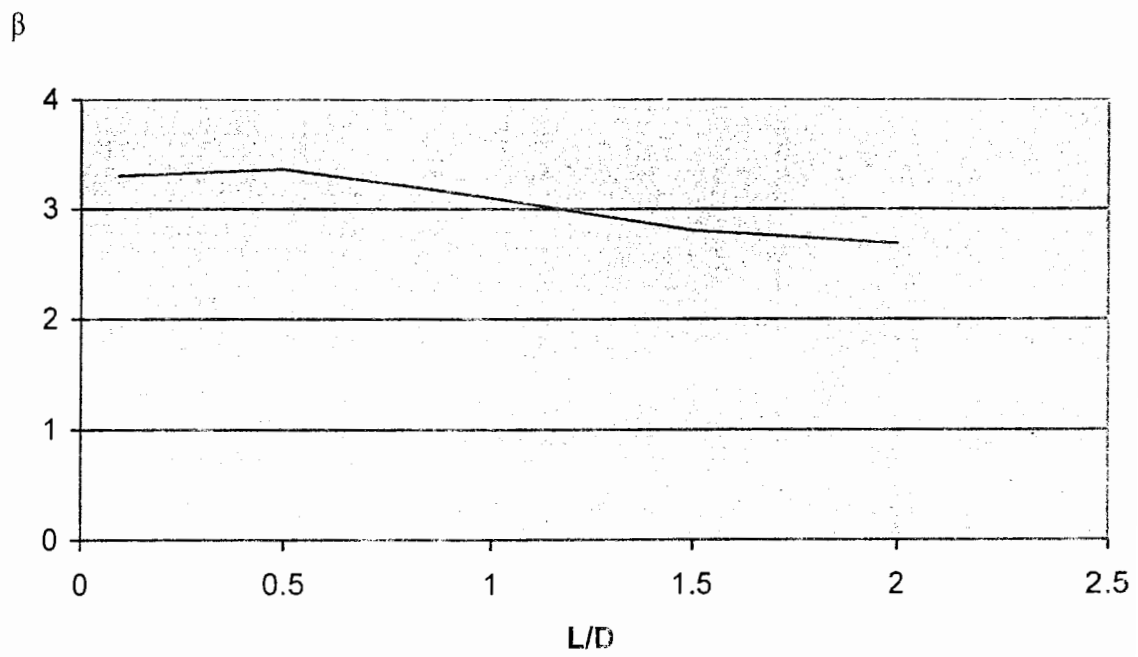
$$\sigma_{ml} = 0.31 \times M_{ml} \quad (8-4)$$

لنگر وارد بر المان از رابطه زیر به دست می آید :

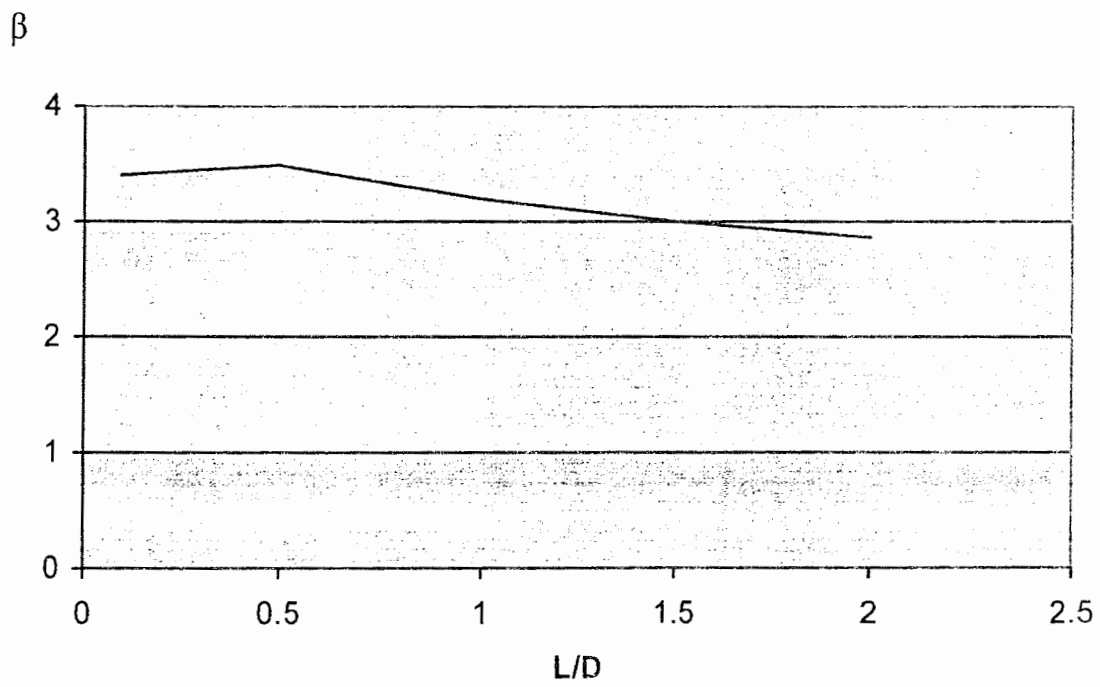
$$M_s = M_d + M_l \quad (9-4)$$

عملیات را به تعداد لازم انجام داده و مقدار $M_R - M_S$ های منفی تقسیم بر تعداد دفعات شبیه سازی احتمال شکست را بیان می کند جهت تعیین β می توانیم میانگین و واریانس M_R ها و M_S ها را محاسبه نموده و از رابطه زیر β را بدست آوریم :

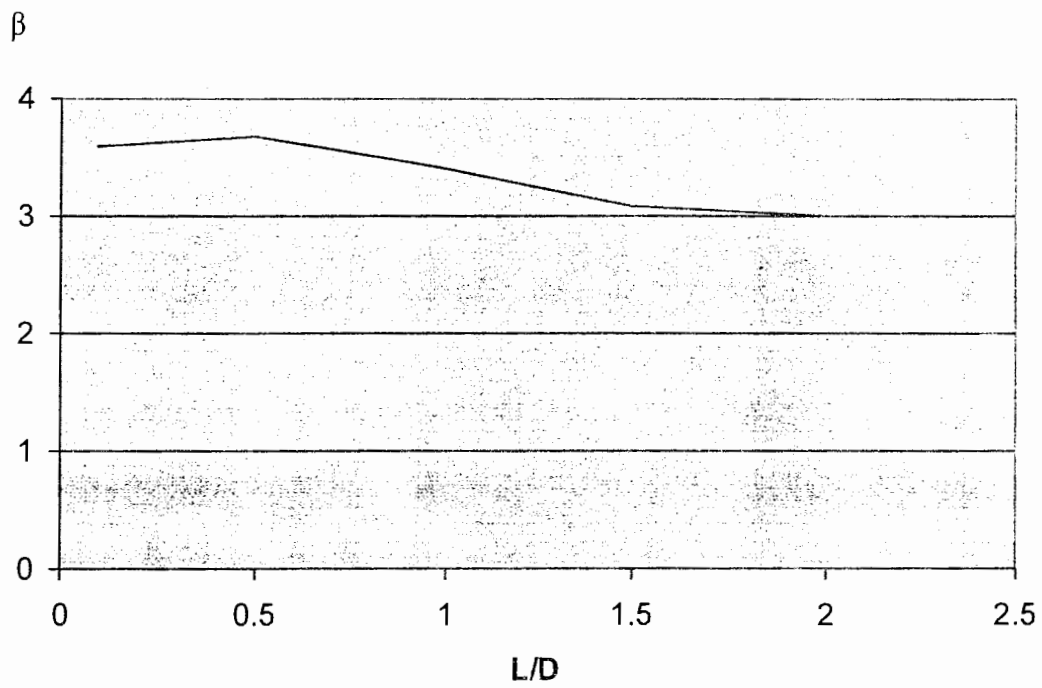
$$\beta_c = \frac{\mu_{MR} - \mu_{MS}}{\sqrt{\sigma_{MR}^2 + \sigma_{MS}^2}} \quad (10-4)$$



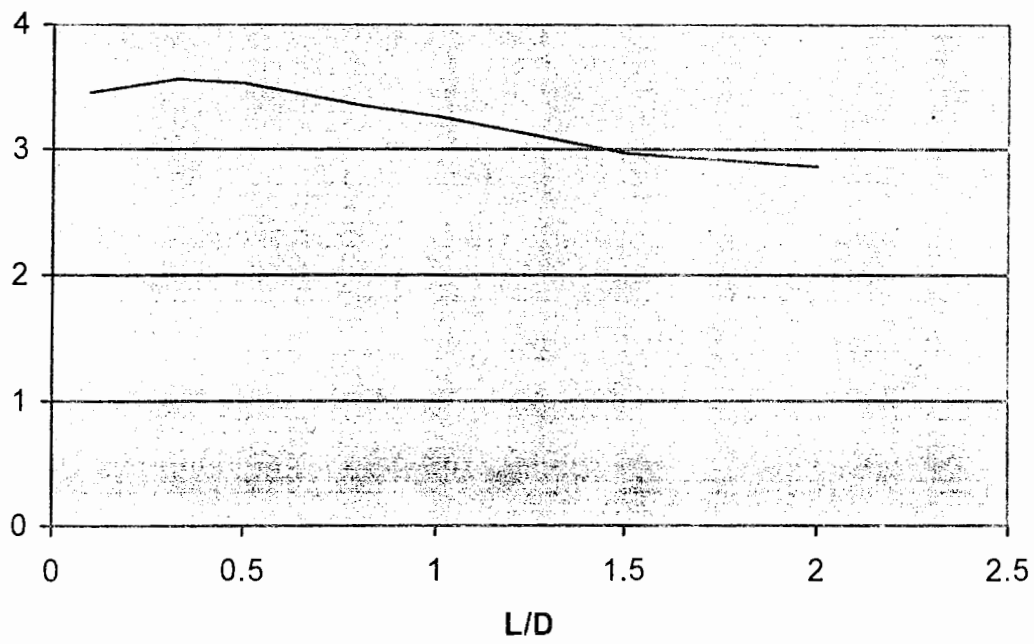
شکل ۴-۱) β در خمش AIII ، $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$



شکل ۴-۲ در خمش AII ، $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$



شکل ۳-۴) β در خمش AII ، $f'_c=315 \text{ kg/cm}^2$



شکل ۴-۴) β در خمش AIII , $f'_c=315 \text{ kg/cm}^2$

۳-۴) تعیین شاخص β در برش:

در این قسمت نیز یک تیر دو سر مفصل به طول 8m و عرض بار بر 5m که در جمع دارای سطح بار بر 40 m^2 می باشد را فرض می کنیم ، وزن سقف 600 kg / m^2 و وزن مخصوص بتن 2400 kg / m^3 و ابعاد مقطع $40*60$ و $50*70$ سانتیمتر فرض می گردد :

$$V_D = 5 \times .6 \times 8/2 + 0.4 \times .6 \times 2.4 \times 8/2 = 14.3 \text{ ton} \quad (11-4)$$

با فرض نسبت L/D نیروی برشی ناشی از بار زنده را بدست می آوریم .

$$V_I = (L/D) \cdot V_D \quad (12-4)$$

نیروی برشی کل از رابطه زیر بدست می آید :

$$V_{\text{total}} = \gamma_D V_D + \gamma_L V_L \quad (13-4)$$

سپس با استفاده از روابط و فرض فاصله خاموتها A_v بدست می آید :

اکنون می توانیم مقاومت برشی مقطع را طبق رابطه پایین بدست می آوریم :

$$V_R = V_C - V_S = 0.2 \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d + A_v \cdot f_y \cdot d/s \quad (14-4)$$

با تولید پارامترهای تصادفی در هر نوبت یک مقدار تصادفی برای V_R بدست می آید .

نیروی برشی تصادفی وارد بر مقطع شامل دو قسمت می باشد : V_D ناشی از بار مرده و V_L ناشی از

بار زنده

$$\mu_{V_D} = 1.05 \bar{V}_D \quad (15-4) \quad \bar{V}_D \text{ دارای توزیع نرمال}$$

$$\sigma_{V_D} = 0.1 \mu_{V_D} \quad (16-4)$$

$$\mu_{V_L} = L/D \cdot \bar{V}_D \quad (17-4) \quad \bar{V}_L \text{ دارای توزیع نرمال}$$

$$\sigma_{V_L} = 0.31 \mu_{V_L} \quad (18-4)$$

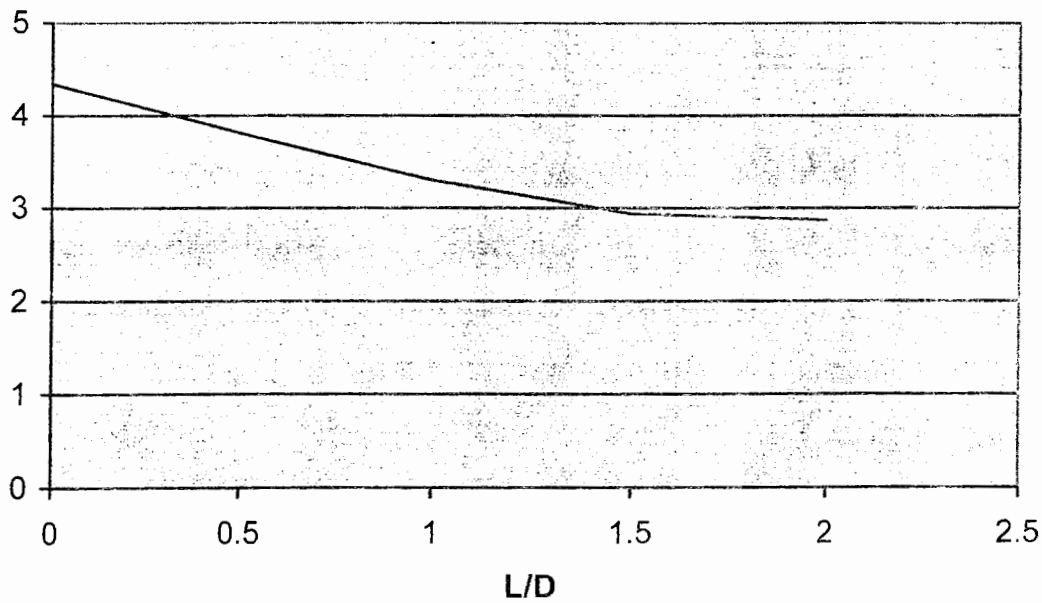
با داشتن مقاومت برش مقطع V_R ، نیروی برش وارد بر مقطع V_S برای هر بار تولید عدد تصادفی

پس از انجام شبیه سازی به تعداد دفعات لازم می توانیم مقدار میانگین و واریانس V_R و V_S را برای مجموعه اعداد تولید شده محاسبه و با استفاده از رابطه کرنل مقدار β را بدست می آوریم :

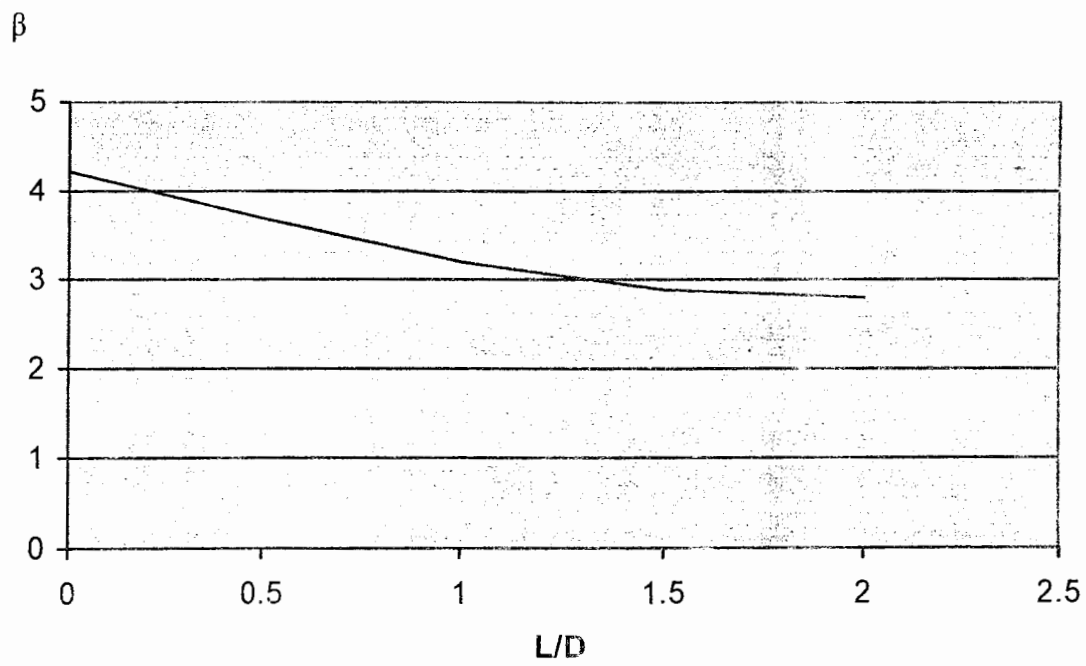
$$\beta_c = \frac{\mu_{VR} - \mu_{VS}}{\sqrt{\sigma_{VR}^2 + \sigma_{VS}^2}} \quad (19-4)$$

با دقت در نتایج بدست آمده مشخص می شود که میانگین β برای برش حدودا 3.7 می باشد.

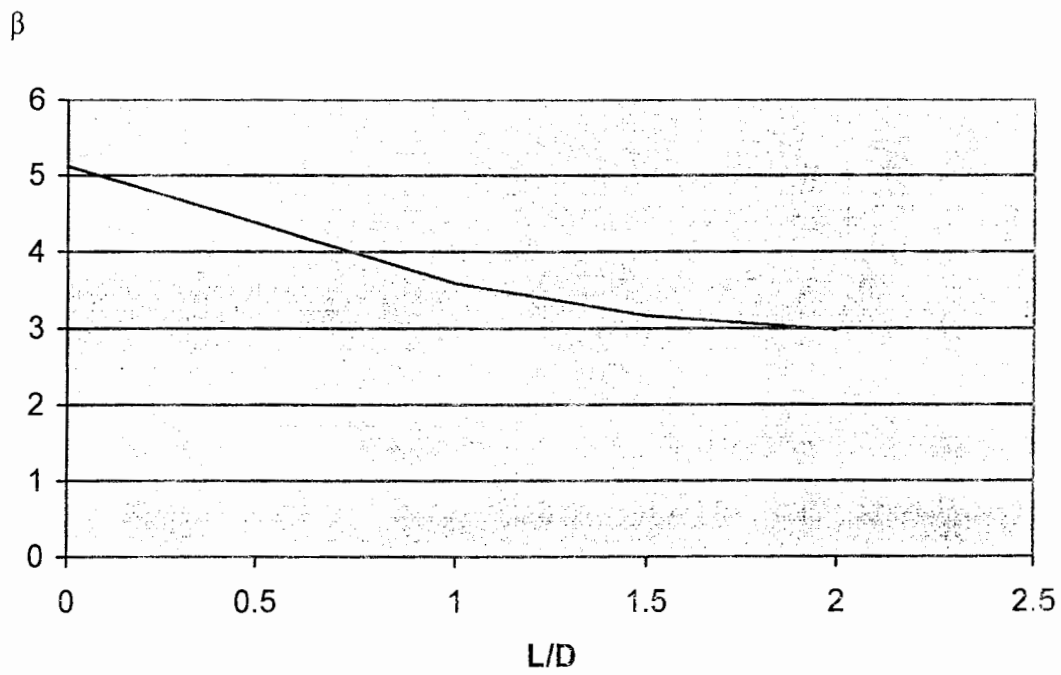
β



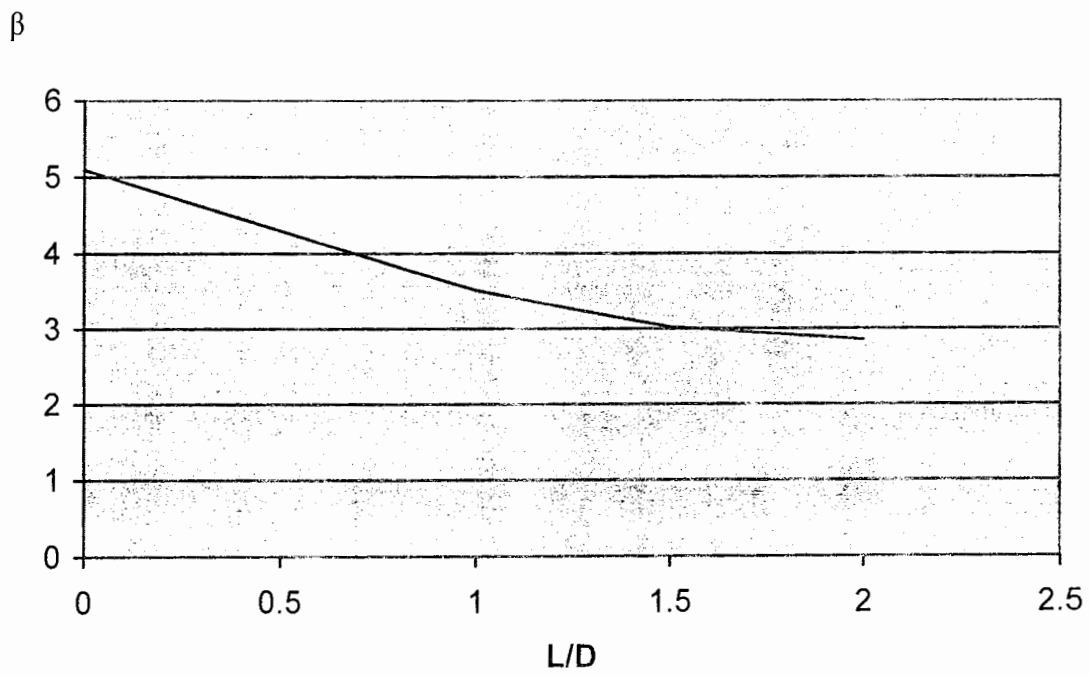
شکل ۴-۵) β در برش AII, $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$



شکل ۴-۶) β در برش AIII ، $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$



شکل ۴-۷) β در برش AII ، $f_c=315 \text{ kg/cm}^2$



شکل ۴-۸) β در برش AIII ، $f'_c=315 \text{ kg/cm}^2$

۴-۴) تعیین شاخص β در پیچش :

در این قسمت مقطعی به ابعاد $b \times h = 30 \times 60$ cm و فاصله خاموتها $S=12$ cm و

$b_n = 21$ cm و $h_n = 51$ cm را فرض می کنیم .

از روی T_D که برابر 6.5 E6 N.mm فرض می شود ، لنگر پیچشی ناشی از بار زنده T_I را محاسبه

می کنیم :

$$T_I = L / D \times T_D \quad (20-4)$$

$$T_{\text{total}} = \sigma_D T_P + \sigma_I T_I \quad (21-4)$$

با در نظر گرفتن T_D و فرض L/D مقدار لنگر پیچشی کل را محاسبه می کنیم و مقطع را برای آن

طراحی می کنیم.

مقاومت پیچشی تصادفی بوسیله رابطه زیر بدست می آید:

$$T_R = 1.7 A_{oh} A_t \frac{f_y}{S} \quad (22-4)$$

$$A_{oh} = b_h \times h_h \quad \text{که}$$

لنگر پیچشی تصادفی کل از رابطه زیر بدست می آید :

$$T_S = T_D + T_L \quad (23-4)$$

T_D ناشی از بار مرده دارای توزیع نرمال با میانگین و انحراف معیار :

$$\mu_{T_D} = 1.05 T_D \quad (24-4)$$

$$\sigma_{T_D} = 0.1 \mu_{T_D} \quad (25-4)$$

T_L ناشی از بار زنده ، دارای توزیع گامبل با میانگین و انحراف معیار :

$$\mu_{T_L} = L / D T_P \quad (26-4)$$

$$\sigma_{T_L} = 0.3 \mu_{T_L} \quad (27-4)$$

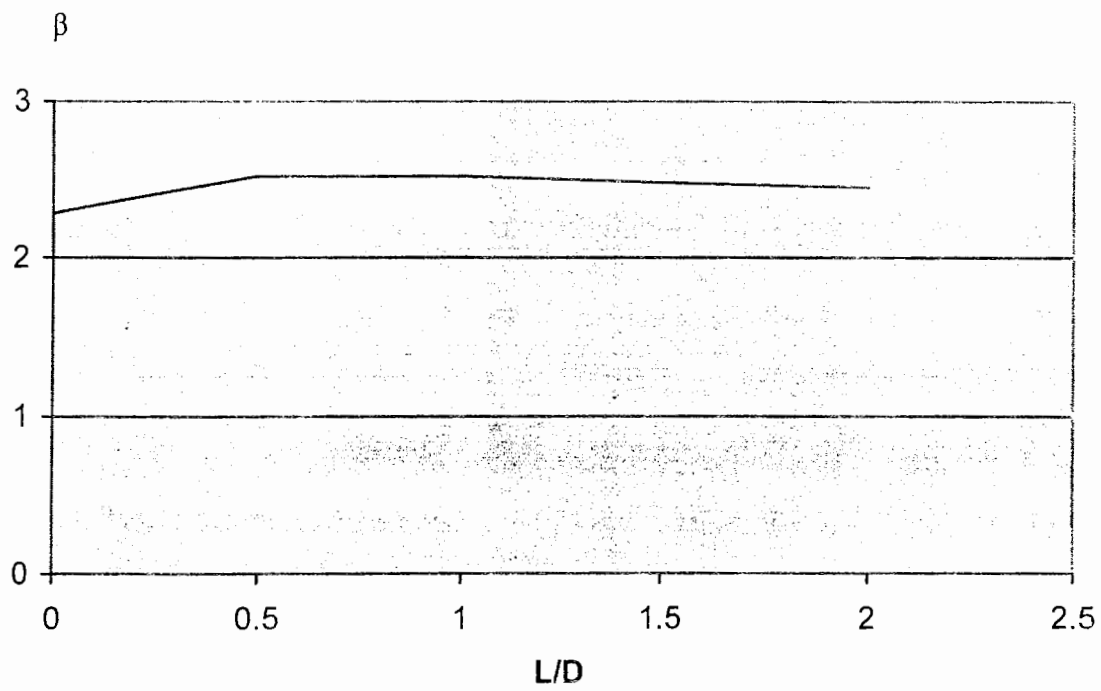
پس از انجام شبیه سازی به تعداد لازم جهت تعیین β می توانیم میانگین و واریانس لنگر پیچشی

مقاوم و لنگر پیچشی وارده را محاسبه نموده و از رابطه زیر β را بدست آوریم :

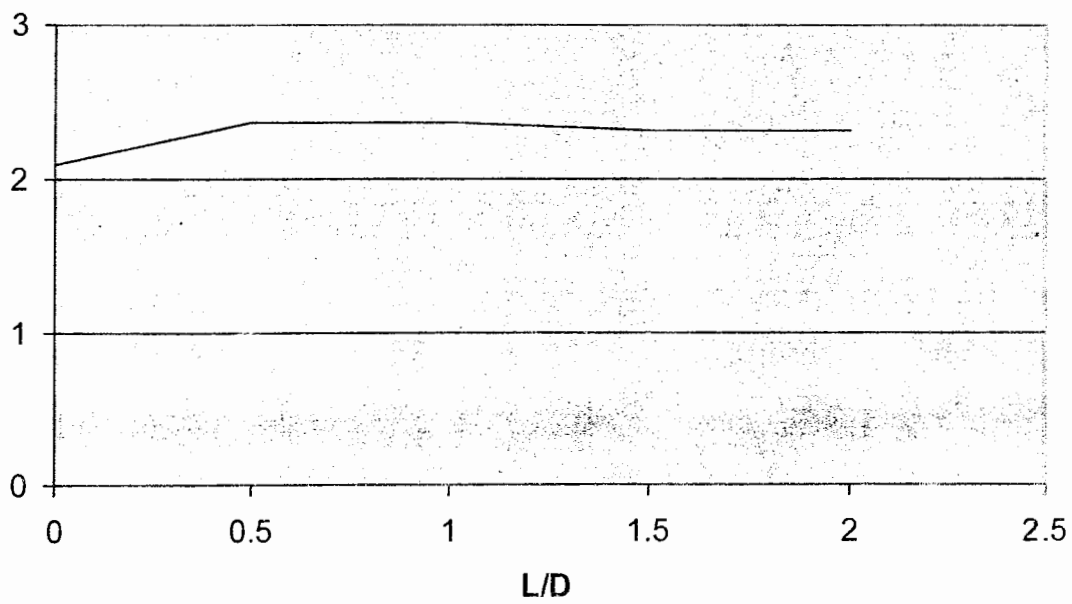
$$\beta_c = \frac{\mu_{TR} - \mu_{TS}}{\sqrt{\sigma_{TR}^2 + \sigma_{TS}^2}} \quad (28-4)$$

$$\sqrt{\sigma_{TR}^2 + \sigma_{TS}^2}$$

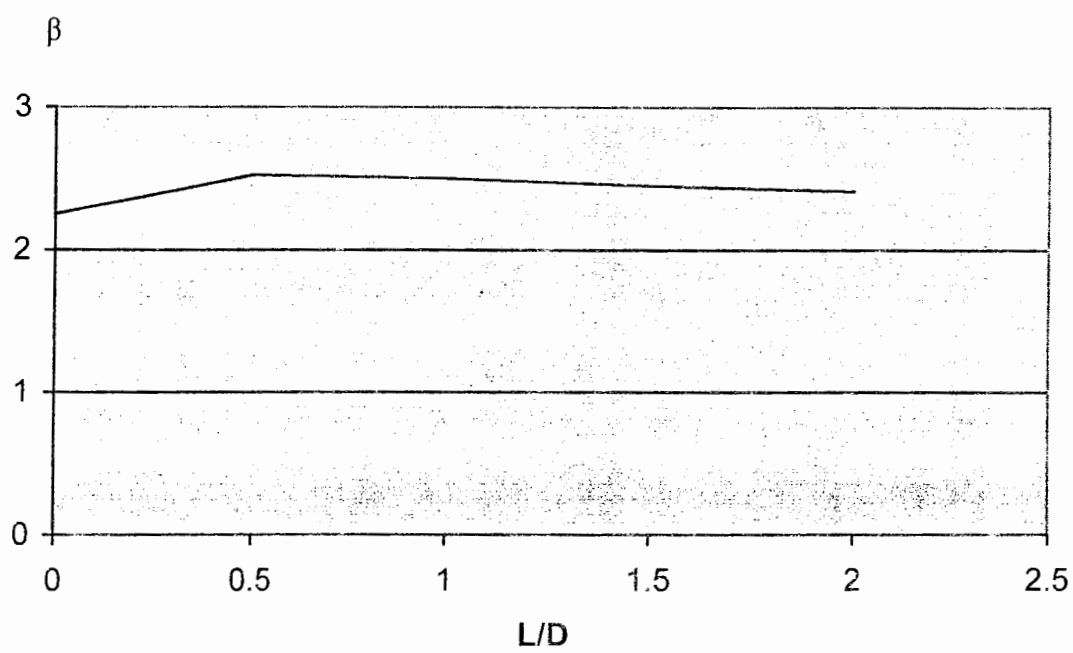
چون در آیین نامه آبا سهم بتن در مقاومت پیچش در نظر گرفته نشده جداول زیر بدین صورت ارائه شده است :



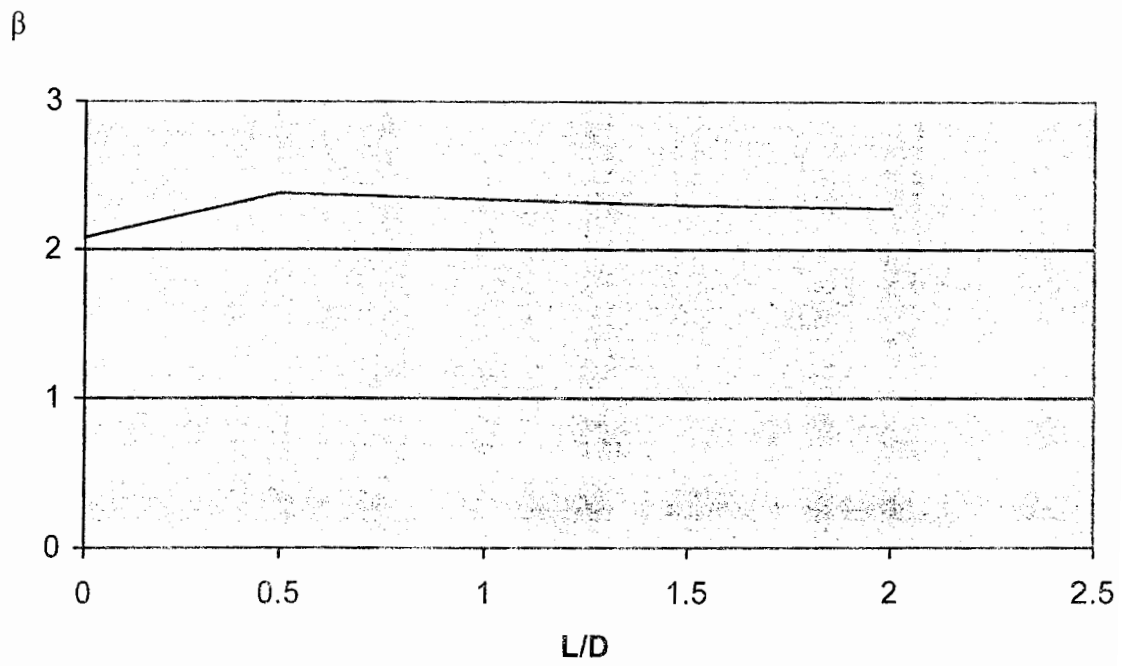
شکل ۴-۹) β در پیچش AII, $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$



شکل ۴-۱) β در پیچش AIII , $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$



شکل ۴-۱۱) β در پیچش AII ، $f_c=315\text{kg/cm}^2$



شکل ۴-۱۲) β در پیچش AIII , $f'_c=315\text{kg/cm}^2$

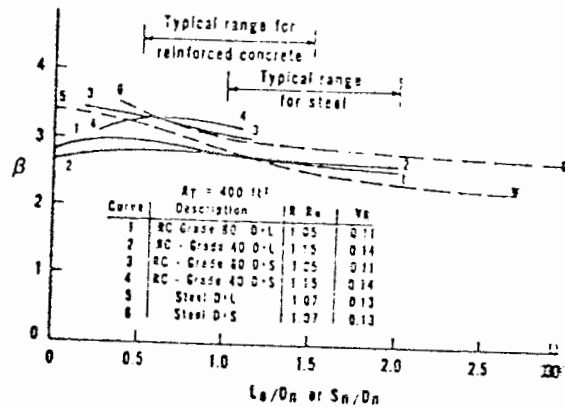
فصل پنجم

محاسبه ضرایب بارومقاومت

۵-۱) شاخص ایمنی مطلوب

در مرجع ۱۷ سطوح قابلیت اعتماد مطلوب برای هر یک از اعضاء در موده‌های مختلف شکست آورده شده است.

در منحنی زیر مقادیر β برای تیرهای بتن آرمه تحت بارهای ثقلی مرده وزنده برای مقادیر مختلف L/D نشان داده شده.



شکل ۵-۱) β برای تیرهای بتن آرمه (در خمش)

مشخص است که منحنی فوق برای ترکیب $D+L$ برای تیرهای بتن آرمه در خمش $\beta=2.8$ را فرض نموده.

مقادیر β نمونه برای اعضای سازه ای مختلف تحت بار $D+L$ با مقدار $L/D=1$ در جدول زیر آمده است.

| Member (1) | Reliability, β (2) |
|---|-----------------------------|
| R/C beam, Grade 60, medium ρ | 2.8 |
| R/C beam, Grade 40, medium ρ | 2.8 |
| Cast-in-place, post-tensioned beam, low ρ | 3.0 |
| Plant precast, pre-tensioned beam, low ρ | 3.6 |
| Short tied R/C column, compression failure | 3.4 |
| Short spiral R/C column, compression failure | 3.0 |
| Shear strength of R/C beam 2 times minimum stirrups | 2.4 |
| Steel tension member, limit state yield (fracture)* | 2.5 (3.4) |
| Compact steel beam* | 3.1 |
| Steel column, $\lambda = 0.5$ | 3.1 |
| Fillet welds* | 3.9 |
| A325 bolts, shear* | 4.4 |
| Aluminum columns ($L_u/D_u = 5$) | 2.8 |

* $L_u/D_u = 2$.

جدول ۵-۱) β برای اعضای مختلف تحت اثر $D+L, L/D=1$

نتایج حاصله نشان دهنده آن است که در اکثر اعضای خمشی و فشاری تحت اثر بارهای ثقلی β بین 2.5~3.5 قرار می گیرد و نیز تحت اثر بار ثقلی و ترکیب با بار باد یا زلزله β بین 1.75~2.5 قرار می گیرد.

مرجع ۱۵ مقدار β برای تیرهای بتن آرمه طبق ضرایب آیین 318-83 ACI بدست آورده که در زیر آمده است:

برای تیرهای بتن آرمه تحت اثر بارهای مرده و برف $\beta = 3 \sim 3.7$

برای تیرهای بتن آرمه تحت اثر بارهای مرده و زنده $\beta = 2.7 \sim 3.6$

برای تیرهای بتن آرمه تحت اثر بارهای مرده و باد $\beta = 2.7 \sim 3.7$

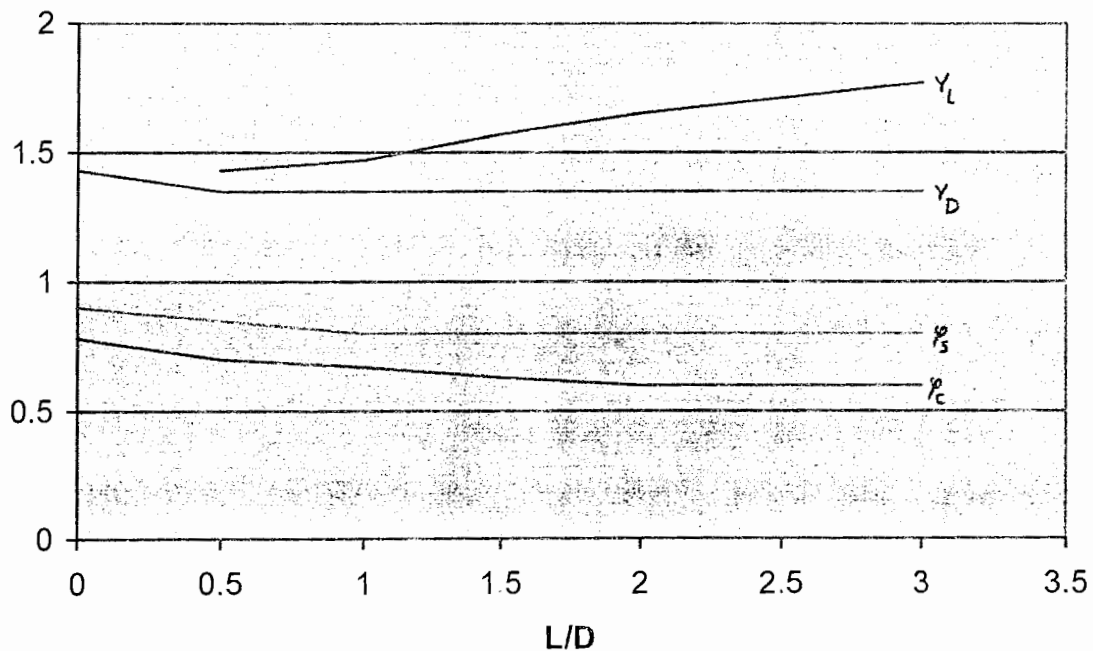
باتوجه به مقادیر β در مراجع و نیز شرایط کشورمان مقدار β_{Target} را در خمش برای تعیین ضرایب بار و مقاومت مقدار 3.5 فرض می کنیم و با کمک روابطی که در فصل های قبل گفته شد مقادیر ضرایب بار و مقاومت را تعیین می کنیم.

در بحث برش مرجع مربوطه مقدار β را در حدود ۲,۵ توصیه کرده ولی با توجه به اینکه ما می خواهیم قابلیت اعتماد ما در برش بیشتر از خمش باشد عبارت دیگر می خواهیم شکست برشی بوقوع نپیوندد و طبق بررسی های انجام شده توسط آبا که میانگین تقریبی ۳,۷ رابه ما داد جهت تعیین ضرایب بار ومقاومت در برش از $\beta_{Target}=4$ استفاده می کنیم .

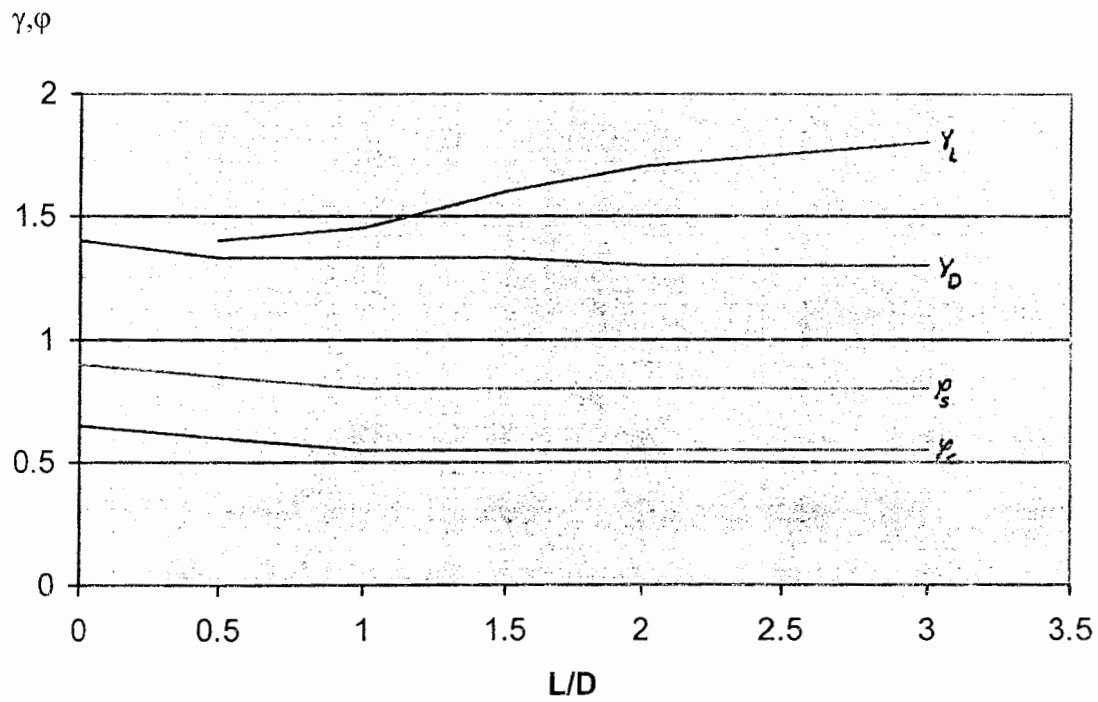
در قسمت پیش β_{Target} را برای محاسبات خودجهت هماهنگی با قسمتهای قبلی برابر ۳ فرض می کنیم.

مفروضات ابعاد مقطع و بارهای وارده مانند فرض هایی که در تعیین β برای فصل قبل آوردیم می باشد.

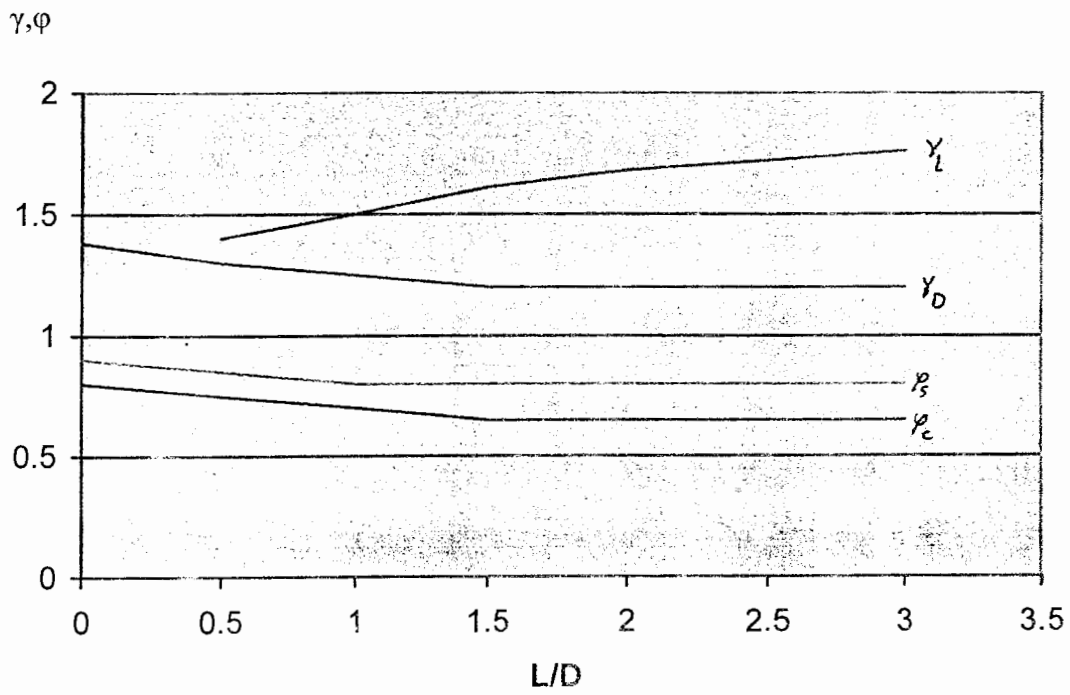
۷.۴



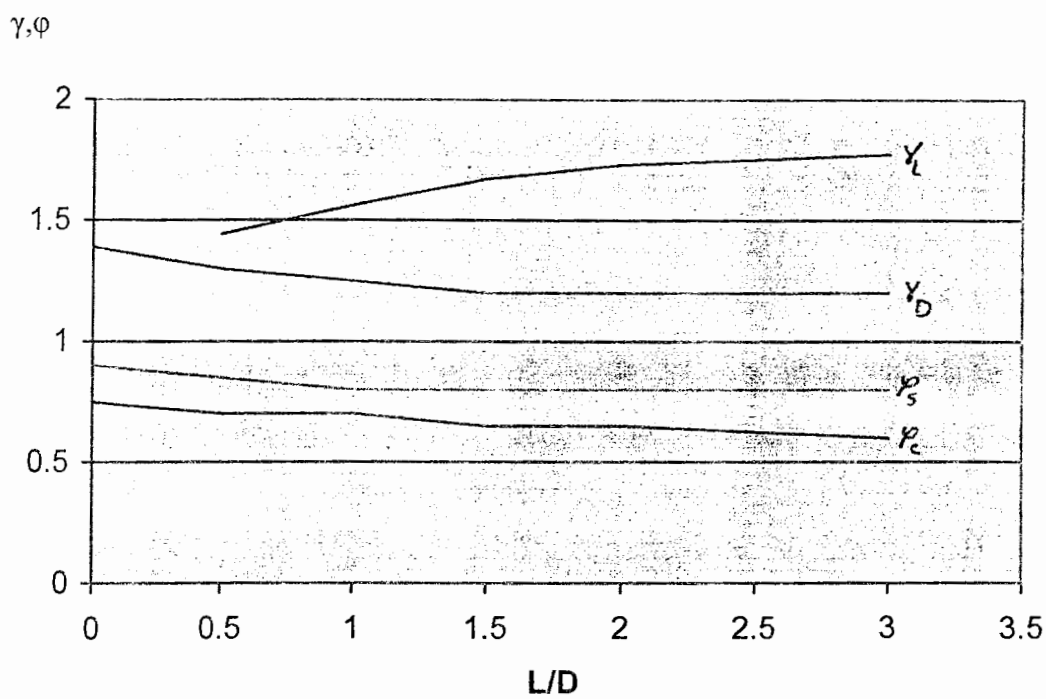
شکل ۵-۲) ضرایب بار ومقاومت در خمش $\beta_T=3.5$, AII, $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$



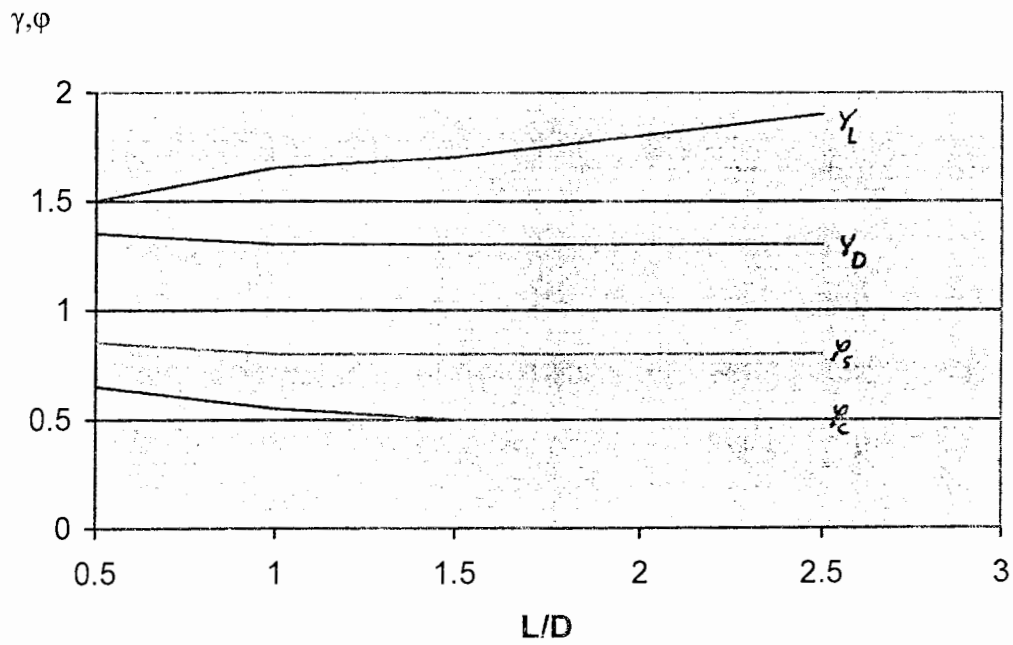
شکل ۵-۳ ضرایب بار ومقاومت در خمش $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$, AIII, $\beta_T=3.5$



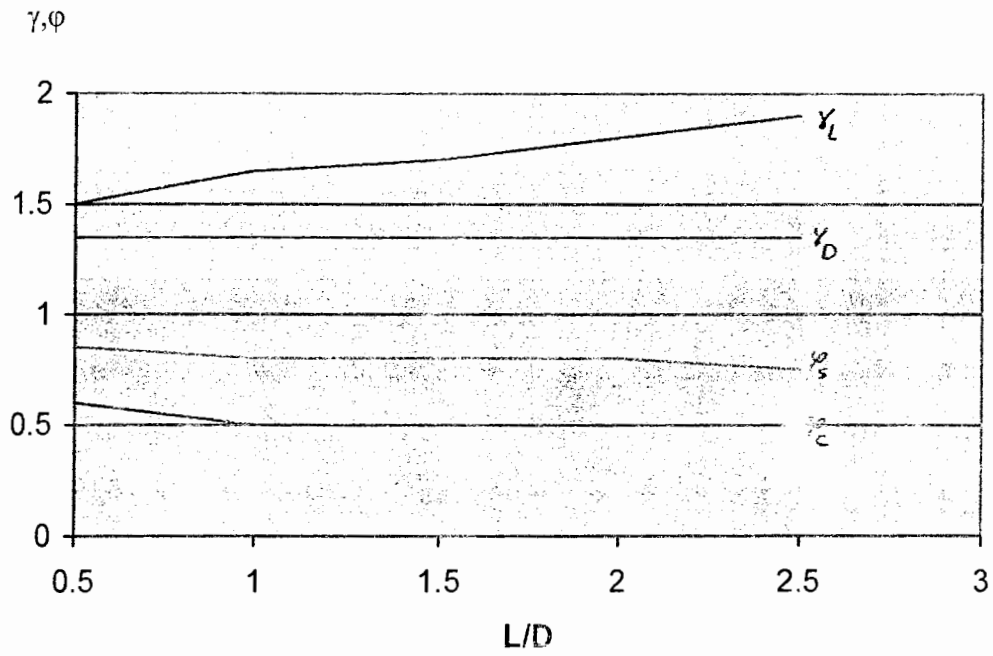
شکل ۴-۵ ضرایب بار ومقاومت در خمش $f_c=315 \text{ kg/cm}^2$, AII, $\beta_1=3.5$



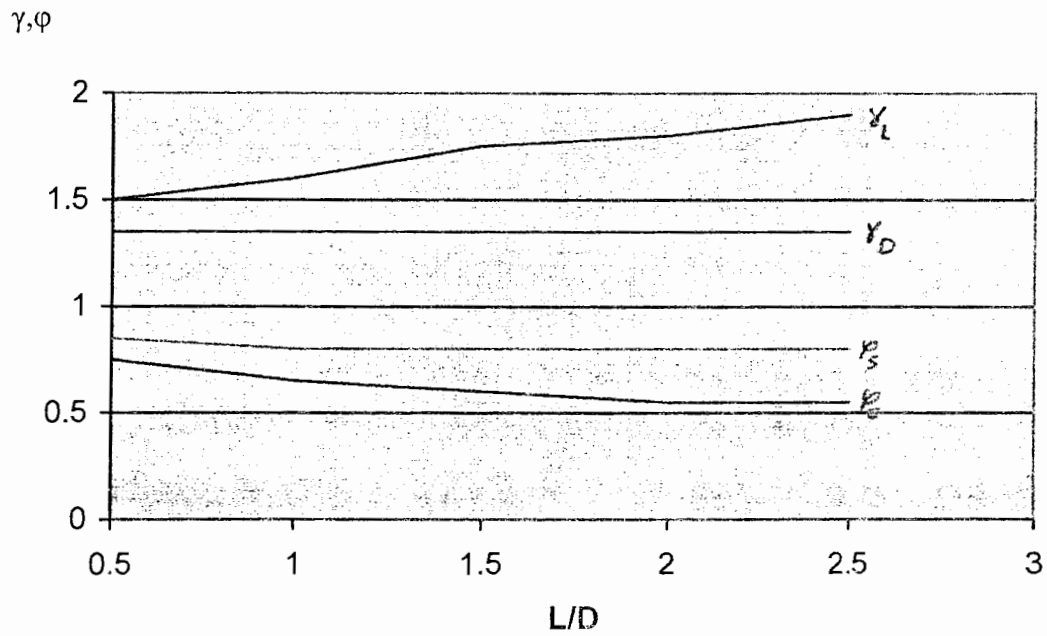
شکل ۵-۵ ضرایب بار ومقاومت در خمش $f_c=315\text{kg/cm}^2$, AIII, $\beta_T=3.5$



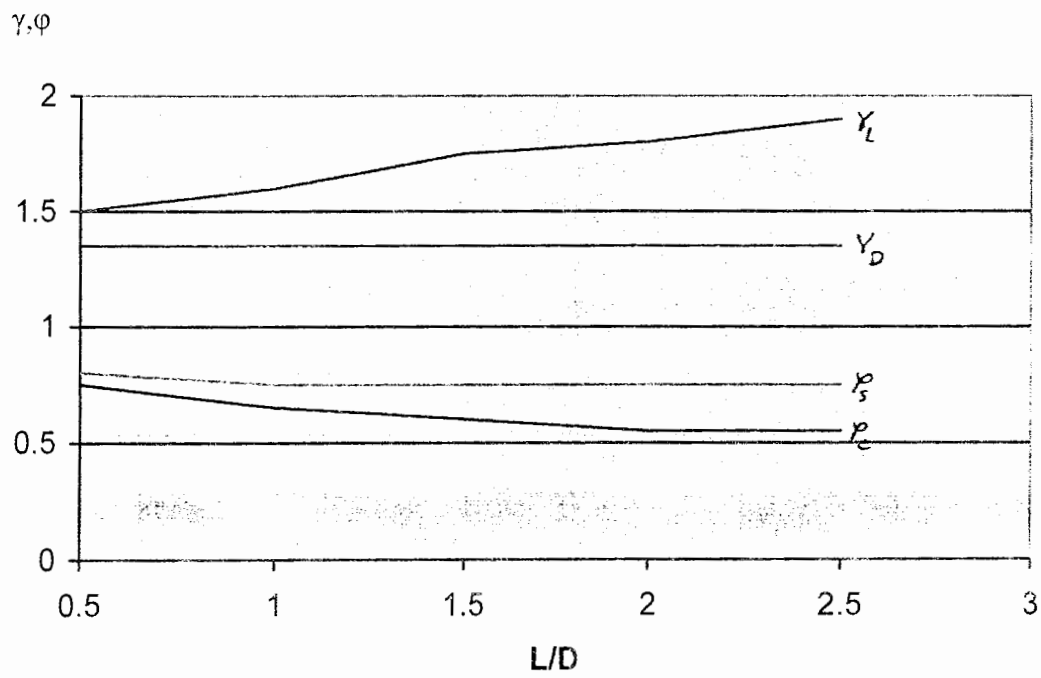
شکل ۵-۶ ضرایب بار و مقاومت در برش $\beta_T=4$, AII, $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$



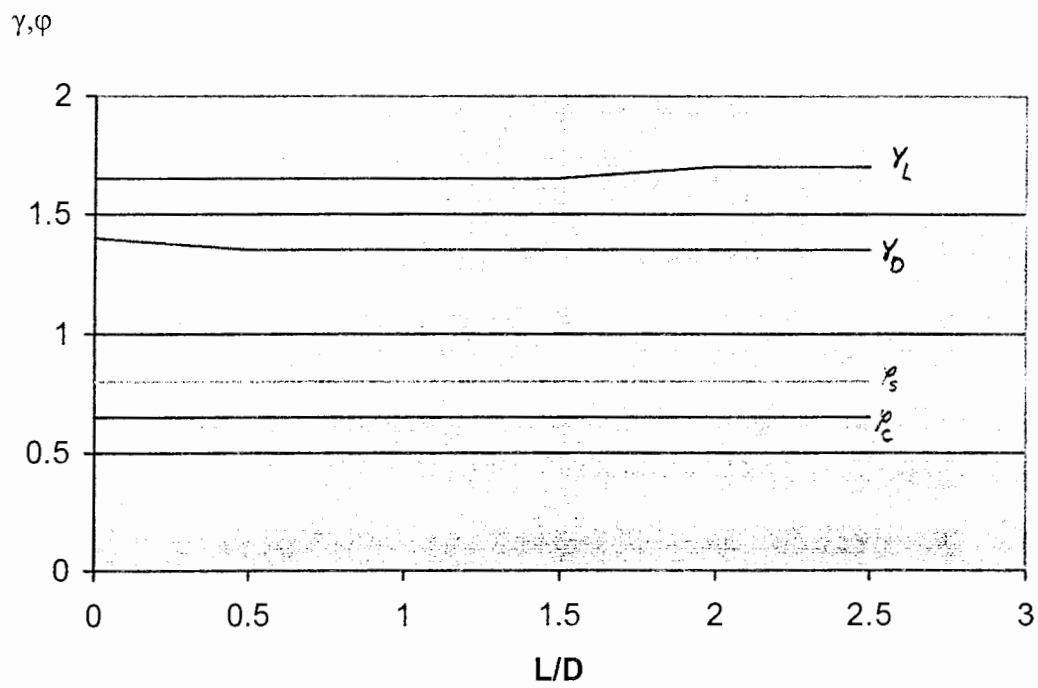
شکل ۵-۷) ضرایب بار و مقاومت در برش $\beta_T=4$, AIII, $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$



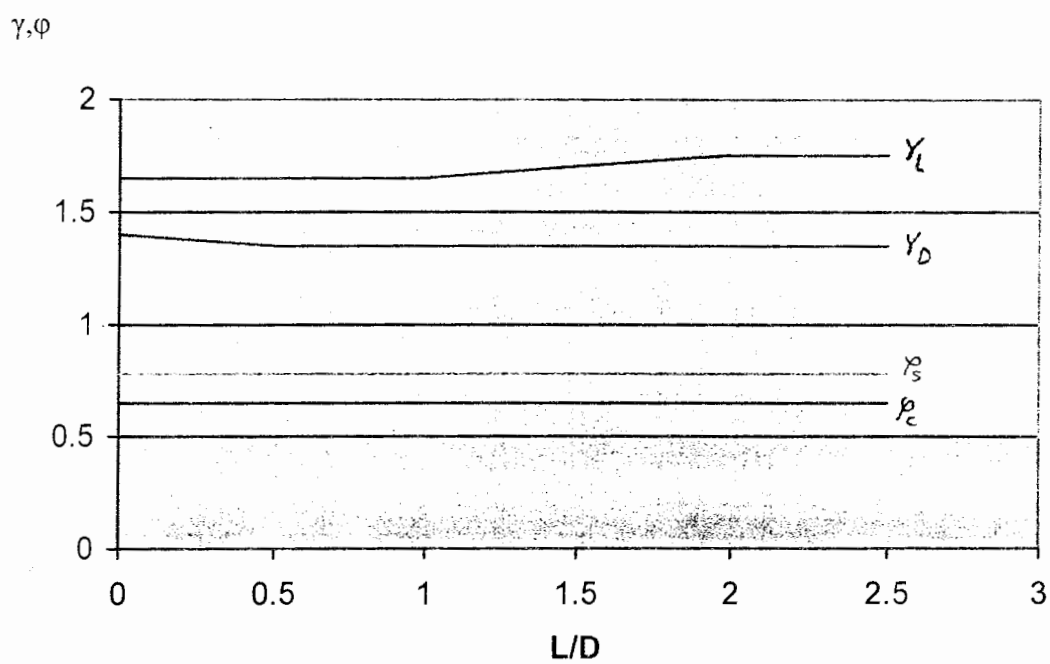
شکل ۵-۸) ضرایب بار و مقاومت در برش $\beta_T=4$, AII, $f_c=315 \text{ kg/cm}^2$



شکل ۵-۹) ضرایب بار ومقاومت در برش $\beta_T=4$, AIII, $f_c=315 \text{ kg/cm}^2$



شکل ۵-۱۰) ضرایب بار و مقاومت در پیچش $\beta_1=3$, AII, $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$



شکل ۵-۱۱) ضرایب بار و مقاومت در پیچش $\beta_T=3$, AIII, $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$

فصل شش

مقایسه آیین نامه آبا و ACI در خمش

۶-۱) مقایسه β در خمش

در این قسمت تیر بتن آرمه دو سر مفصل به طول ۵ متر و عرض برابر ۶ متر و بار مرده ۶۰۰

KG/M² به ابعاد b,d در ۳۰ و ۵۵ در ۳۵ فرض شده که متغیرهای آن عبارتند از:

f_c مقاومت مشخصه فشاری بتن برابر ۲۸۰ یا ۲۱۰ کیلو گرم بر سانتیمتر مربع.

f_y مقاومت مشخصه کششی آرماتور برابر ۴۲۰۰ یا ۳۰۰۰ کیلو گرم بر سانتیمتر مربع.

A_s سطح مقطع آرماتور با میانگین تغییرات قطر آرماتور ۰,۰۱ میلیمتر و انحراف معیار ۰,۲۷۹.

b عرض مقطع با میانگین تغییرات ۱,۰۵ سانتیمتر و انحراف معیار ۲,۱۸

d ارتفاع موثر مقطع با میانگین تغییرات ۰,۳۴ - سانتیمتر و انحراف معیار ۱,۷۴

جهت تعیین شاخص قابلیت اعتماد از فرمولهای گفته شده در قسمت ۴-۲ و برنامه کامپیوتری

پیوست استفاده شده بصورتیکه این برنامه در ابتدا مشخصات مقطع، مقاومت فشاری بتن و مقاومت

کششی فولاد مقدار بار مرده و ضریب L/D را از ما گرفته و مقطع را طبق آیین نامه آبا و ACI

طراحی می نماید و سپس با کمک آنالیز مونت کارلو به تولید عدد تصادفی برای هر یک از

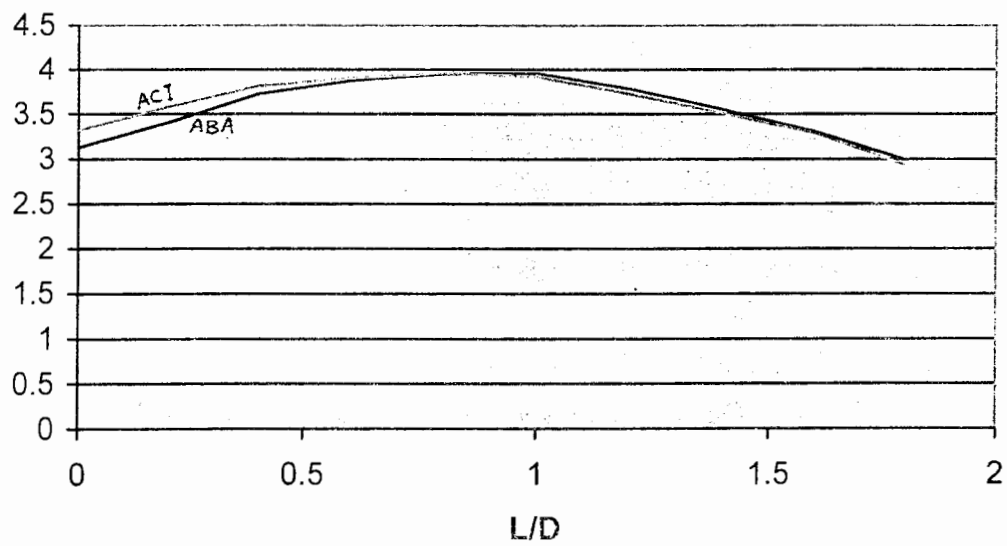
متغیرها پرداخته و مقدار لنگر تصادفی مقاوم و وارده را بدست آورده و این مرحله را تا رسیدن به مرحله

خطای مجاز تکرار می نماید.

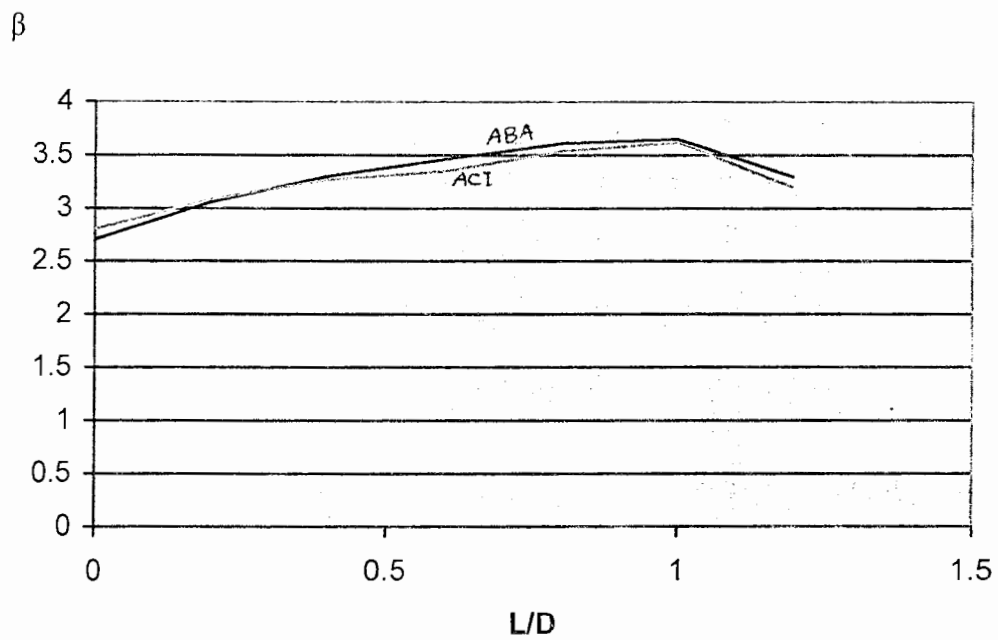
با داشتن مقدار لنگر تصادفی وارده و مقاوم برای مقطع طراحی شده توسط آبا و ACI مقدار میانگین

و واریانس آنها را بدست آورده و با کمک فرمول کرنل مقدار شاخص قابلیت اعتماد را تعیین می نماید

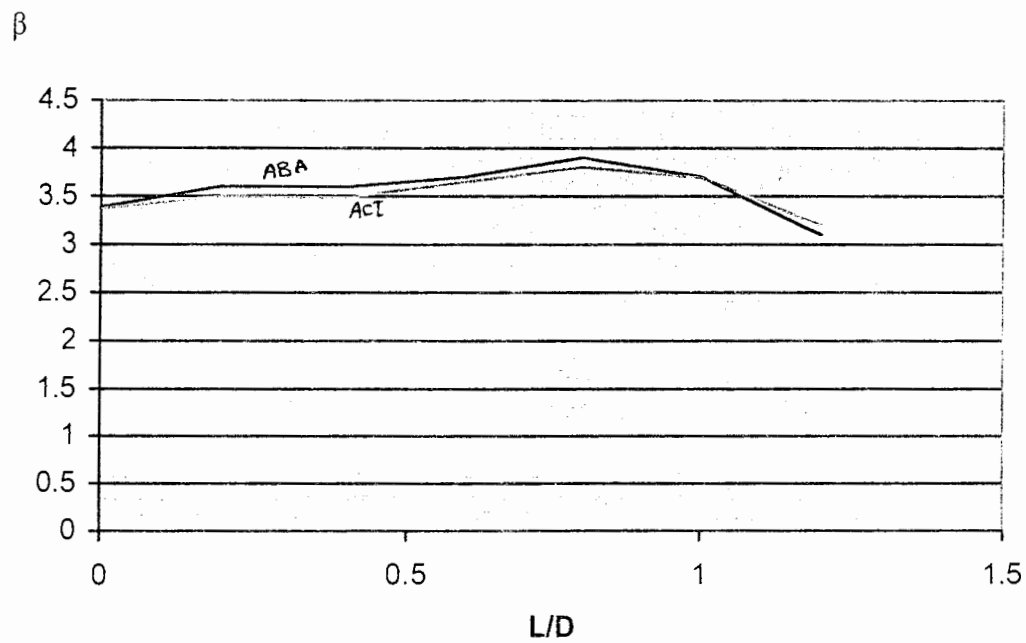
β



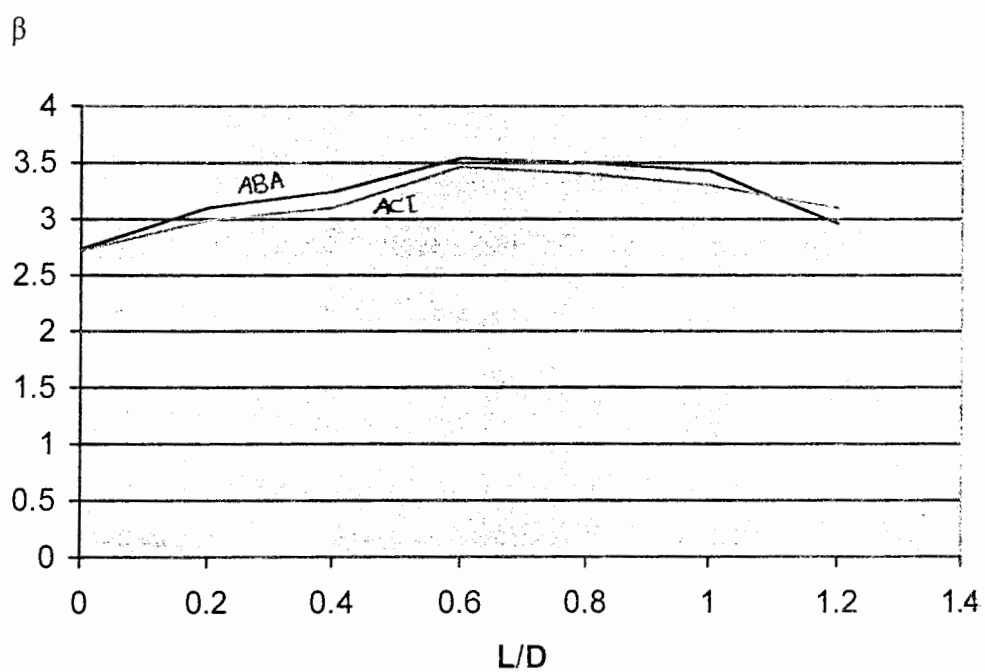
شکل ۶-۱) مقایسه β آبا و ACI در خمش $f_c=280$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$



شکل ۶-۲) مقایسه β آبا و ACI در خمش $f_c=280$, $f_y=3000 \text{ kg/cm}^2$



شکل ۳-۶ مقایسه β آبا و ACI در خمش $f_c=210$, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$



شکل ۴-۶) مقایسه β آبا و ACI در خمش $f_c=210$, $f_y=3000 \text{ kg/cm}^2$

نتایج و پیشنهادات

نتایج:

در تعیین شاخص قابلیت اعتماد با توجه به دخیل بودن پارامترهای تصادفی زیاد نظیر مقاومت فشاری بتن، مقاومت کششی فولاد، تغییر در ابعاد قطعات بتن آرمه و تغییرات در بارهای وارد، از آنالیز مونت کارلو استفاده کردیم، که شاخص قابلیت اعتماد تعیین شده طبق مشخصه های کشور ایران در خمش حدود ۳.۳ در برش حدود ۳.۷ و در پیچش حدود ۲.۴ بدست آمده.

در فصل آخر یک تیر بتن آرمه طراحی شده توسط آیین نامه آبا و ACI در خمش مورد بررسی قرار گرفت که تطابق خوبی مشاهده شد.

پیشنهادات:

با توجه به اینکه در کشور ما مطالعات آماری گسترده ای در زمینه پارامترهای مؤثر در اعضاء بتن آرمه صورت نگرفته است پیشنهاد می شود مطالعه آماری روی بارهای زنده، بار باد و برف و مطالعه آماری تغییر در ابعاد قطعات بتن آرمه بصورت جامع با توجه به کنترل کیفیتهای متفاوت انجام شود. و در قسمت تعیین شاخص قابلیت اعتماد پیشنهاد می شود شاخص قابلیت اعتماد در اعضاء فشاری و نیز اعضاء تحت خمش و فشار توام مورد بررسی قرار گیرد.

منابع و مأخذ:

- ۱- آیین نامه بتن ایران (آبا) (تجدید نظر اول) ، (۱۳۸۲) - سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور.
- ۲- کاوه ، ع . کلات جاری ، و . ، (بهمن ۱۳۷۳) - نظریه قابلیت اعتماد و کاربرد آن در مهندسی سازه - دانشگاه علم و صنعت .
- ۳- آیین نامه حداقل بار وارده بر ساختمانها و ابنیه فنی، (۱۳۷۹) - دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان
- ۴- رهایی ، ع . ، (اردیبهشت ۱۳۷۸) - طرح و محاسبه سازه های بتن مسلح - مرکز نشر پرفسور حسابی .
- ۵- قلی تبار بهنمیری ، م . ، (تابستان ۱۳۶۸) - بررسی درجه ایمنی در سازه های بتن آرمه - پایان نامه کارشناسی ارشد دانشگاه علم و صنعت .
- ۶- میر شریفی ، س . ۱. ، (پاییز ۱۳۸۲) - تحلیل و طراحی دکلهای انتقال نیرو با استفاده از نظریه قابلیت اعتماد سازه ها - پایان نامه کارشناسی ارشد دانشگاه صنعتی شاهرود .
- ۷- حاجی کاظم ، م . ، (۱۳۷۸) - بررسی ضوابط طراحی برشی و پیچش آیین نامه بتن ایران از نظر ایمنی - پایان نامه کارشناسی ارشد دانشگاه تهران .
- ۸- جعفر نژاد قمی ، ع . ، (۱۳۷۵) - بر نامه نویسی به زبان C - جهاد دانشگاهی مشهد .

9. Nowak , A . S & Collins ,K . C . , (2000) , “ *Reliability of structures* ” , Univesity of Michigan , McGraw – Hill International Editions
10. EllingWood , B . R . & Any ,A . H-S . , (1974) , “ *Risk –Based Evaluation of Desigen Criteria* ” , Jou . Strct . Div . , ASCE, 100 , st9 , 1771 – 1788
- 11- Masen , H . O & krenk , S . & lind , N .C . , (1986) , “ *Methods of Structural safety* ” , Prentice – Hall Inc . , Englewood Cliffs , N . J .
- 12-Mirza , S . A . & Hatzinhkolas , Mac Gregor , J . G , (1979) , “*Statistical Descriptions of strength of Concrete* ” , Proceedings , ASCE , Vol . 105 , st6 , PP . 1021 – 1037 .
- 13- Hart , G . C , (1982) , “ *Uncertainty Analysis;Load.and Safety in Structural Engineering* ” , Prentice – Hall , Inc , Englewood Cllifs , N.Y
- 14- Ranagana than , R . , (1990) , “ *Reliability Analysis and Design of structures* ” , Tata Mc Graw – Hill Co . civil Engineering Dept . , I . I .T ,Bombay .
- 15- Mirza , S . A . & lee , P . M . & Morgan , D . L . , (1987) , “ *ACI Stability factor for R.C Columns* ” , Jou . strct . Div . , 113 , No .9 , P . P 1963 – 1975 .
- 16- “ *General Principles on Reliabilty for structures*” A Commentary on ISO 2394 .
- 17- Galambos , T . V . & Ellingwood , B . R . & Mac Gregor , J . G . & Cornell , C . A , (1982) , “ *Probability Based load Criteria : Assessment of current Design Practice* ” , Jou . Strct . Div , ASCE , Vol . 108, No . st5, P . P . 959 – 991 .
- 18-Shinozuka , (1983) , “ *Basic Analysis Of Structural Safety* ”, Jou.Strct. Div. ASCE. Vol.109 , st3.

ضمائم :

الف) توابع چگالی احتمال متداول

برای هر متغیر تصادفی می توانیم از یک تابع استغاده کنیم . اغلب متغیرهای موجود در سازه را می توان به کمک توابع توزیع احتمال زیر تعریف کرد .

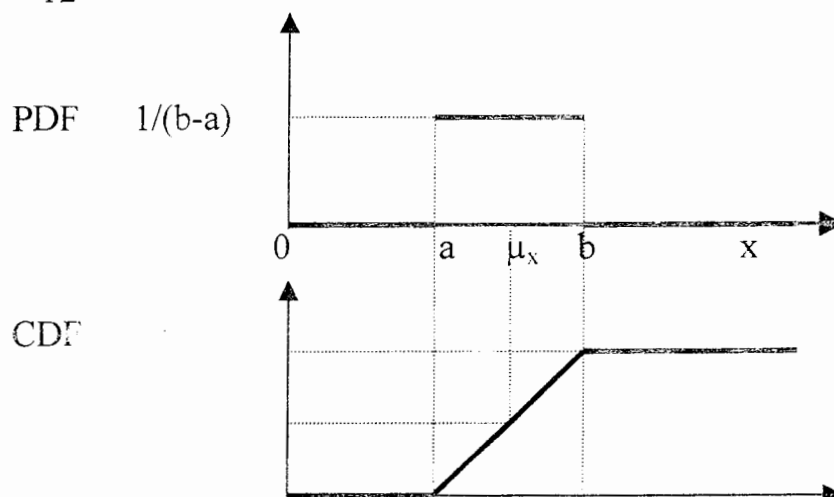
توزیع یکنواخت (uniform)

برای متغیرهای تصادفی یکنواخت تابع PDF دارای مقداری ثابت در بازه تعریف شده $[a,b]$ میباشد تابع PDF بصورت زیر تعریف می شود:

$$PDF=f_X(x)=\begin{cases} \frac{1}{b-a} & a \leq x \leq b \\ 0 & \text{سایر نقاط} \end{cases} \quad (\text{الف-۱})$$

$$\mu_x = \frac{a+b}{2} \quad (\text{الف-۲})$$

$$\sigma_x^2 = \frac{(b-a)^2}{12} \quad (\text{الف-۳})$$



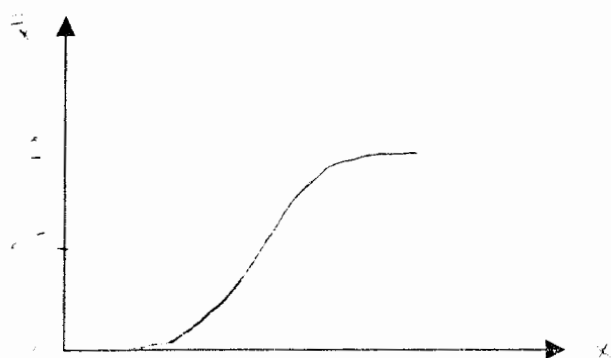
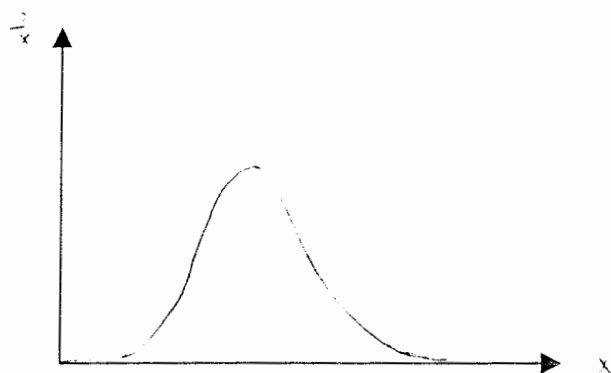
شکل الف-۱) PDF, CDF متغیر تصادفی یکنواخت

توزیع نرمال (normal)

توزیع نرمال یکی از مهمترین توزیع ها در قابلیت اعتماد سازه می باشد.

PDF برای متغیر تصادفی X بصورت زیر تعریف می شود:

$$f_X(X) = \frac{1}{\sigma_X \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{X - \mu_X}{\sigma_X}\right)^2\right] \quad (\text{الف-۴})$$



شکل الف-۲) PDF, CDF متغیر تصادفی نرمال

یک توزیع نرمال با پارامترهای $\mu=0, \sigma=1$ توزیع نرمال استاندارد نامیده می شود.

PDF برای متغیر نرمال استاندارد Z بصورت $\phi(z)$ نشان داده می شود:

$$\phi(z) = f_z(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} (z)^2\right] \quad (\text{الف-۵})$$

تابع چگالی تجمعی CDF متغیر نرمال استاندارد بصورت $\Phi(z)$ نشان داده می شود.
با توجه به تقارن توزیع نرمال داریم :

$$\Phi(z) = 1 - \Phi(-z) \quad (\text{الف-۶})$$

تابع توزیع نرمال دارای خواص مهمی می باشد که در زیر به دو خاصیت آن اشاره می کنیم :
۱- PDF $f_X(x)$ حول نقطه میانگین μ_X متقارن می باشد .

$$f_X(\mu_X + x) = f_X(\mu_X - x) \quad (\text{الف-۷})$$

۲- با توجه به اینکه تابع توزیع نرمال حول میانگین متقارن می باشد داریم :

$$f_X(\mu_X + x) + f_X(\mu_X - x) = 1 \quad (\text{الف-۸})$$

توزیع لگ نرمال (log normal)

در صورتیکه $Y = \ln(X)$ دارای توزیع نرمال باشد X را متغیر تصادفی لگ نرمال می گوئیم . متغیر تصادفی لگ نرمال تنها برای مقادیر مثبت تعریف شده می باشد .

$$F_X(x) = P(X \leq x) = P(\ln X \leq \ln x) = P(Y \leq y) = F_Y(y) \quad (\text{الف-۹})$$

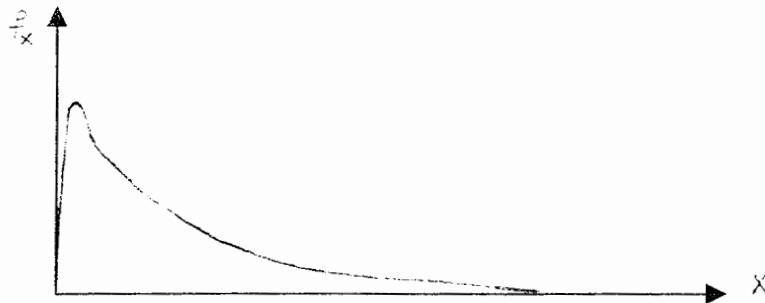
با توجه به توزیع نرمال Y داریم :

$$F_X(x) = F_Y(y) = \Phi\left(\frac{y - \mu_Y}{\sigma_Y}\right) \quad (\text{الف-۱۰})$$

با توجه به $y = \ln(x)$ ، $\mu_Y = \mu_{\ln(X)}$ ، $\sigma_Y = \sigma_{\ln(X)}$ مقادیر زیر تعریف می شوند

$$\sigma_{\ln(X)}^2 = \ln(V_X^2 + 1) \quad (\text{الف-۱۱})$$

$$\mu_{\ln(X)} = \ln(\mu_X) - 1/2 \sigma_{\ln(X)}^2 \quad (\text{الف-۱۲})$$



شکل الف-۳) PDF متغیر تصادفی لگ نرمال

توزیع گاما (gamma)

توزیع گاما برای مدل کردن بار زنده نگهداری مفید می باشد و به صورت زیر تعریف می شود

$$f_X(x) = \frac{\lambda(\lambda x)^{k-1} e^{-\lambda x}}{\Gamma(k)} \quad x \geq 0 \quad (\text{الف-۱۳})$$

که k ، λ پارامترهای توزیع می باشند و $\Gamma(k)$ تابع گاما می باشد که بصورت زیر تعریف می شود:

$$\Gamma(k) = \int_0^{\infty} e^{-u} u^{k-1} du \quad (\text{الف-۱۴})$$

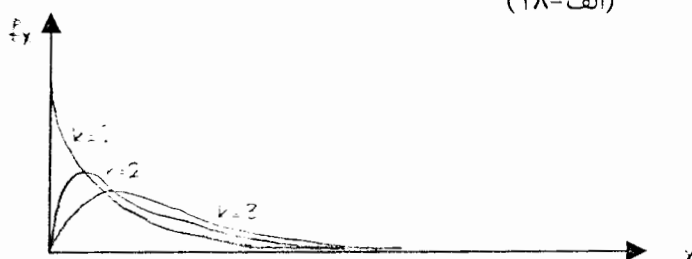
$$\Gamma(k) = (k-1)(k-2)\dots(2)(1) = (k-1)! \quad (\text{الف-۱۵})$$

$$\Gamma(k+1) = \Gamma(k)k \quad (\text{الف-۱۶})$$

میانگین و واریانس از روابط زیر بدست می آید:

$$\mu_X = \frac{k}{\lambda} \quad (\text{الف-۱۷})$$

$$\sigma_X^2 = \frac{k}{\lambda^2} \quad (\text{الف-۱۸})$$



شکل الف-۴) PDF متغیر تصادفی گاما

حدی نوع یک (extreme type I, gumbel)

CDF, PDF تابع حدی نوع یک بصورت زیر تعریف می شود :

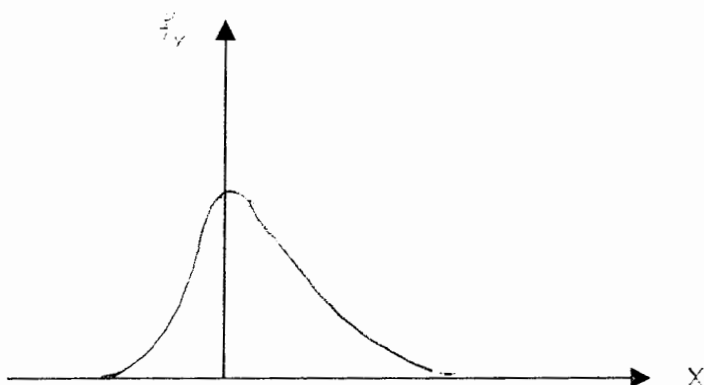
$$F_x(x) = e^{-e^{-\alpha(x-u)}} \quad -\infty \leq x \leq \infty \quad (\text{الف-۱۹})$$

$$f_x(x) = \alpha e^{-e^{-\alpha(x-u)}} e^{-\alpha(x-u)} \quad (\text{الف-۲۰})$$

میانگین و انحراف معیار از روابط تقریبی زیر بدست می آید (Benjamin & Cornell, 1970)

$$\mu_x \approx u + \frac{.577}{\alpha} \quad (\text{الف-۲۱})$$

$$\sigma_x \approx 1.282/\alpha \quad (\text{الف-۲۲})$$



شکل الف-۵) PDF متغیر تصادفی حدی نوع یک

حدی نوع دو (extreme type II)

CDF, PDF تابع حدی نوع دو بصورت زیر تعریف می شود :

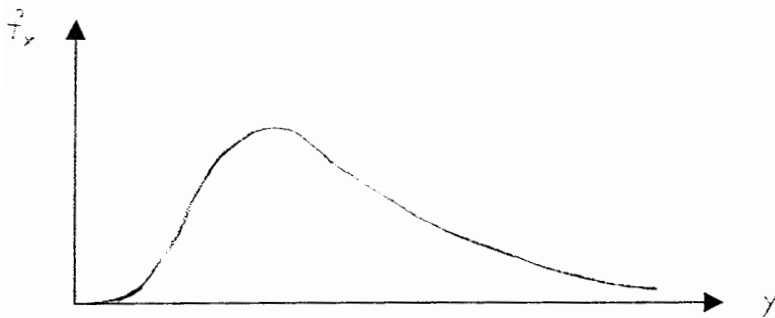
$$F_X(x) = e^{-(u/x)^k} \quad -\infty \leq x \leq \infty \quad (\text{الف-۲۳})$$

$$f_X(x) = \frac{k}{u} \left(\frac{u}{x}\right)^{k-1} e^{-(u/x)^k} \quad (\text{الف-۲۴})$$

میانگین و واریانس از روابط زیر بدست می آید:

$$\mu_X = u \Gamma\left(1 - \frac{1}{k}\right) \quad k > 1 \quad (\text{الف-۲۵})$$

$$\sigma_X^2 = u^2 \left[\Gamma\left(2 - \frac{2}{k}\right) - \Gamma^2\left(1 - \frac{1}{k}\right) \right] \quad k > 2 \quad (\text{الف-۲۶})$$



شکل الف-۶) PDF متغیر تصادفی حدی نوع دو

ب) روش مربع چي :

جهت تعيين توزيع احتمالاتي متغيرهاي تصادفي مي توانيم از اين روش بهره جوييم . جهت استفاده از اين روش به شرح زير عمل مي كنيم :

۱- هيستو گرام را براي داده هاي بدست آمده رسم مي كنيم .

۲- از روي داده ها مقدار ميانگين و واريانس را محاسبه نموده واز روي شكل هيستو گرام يك توزيع فرض مي كنيم .

۱- ضريب اهميت α را انتخاب مي كنيم ، معمولاً α رابين ۱% تا ۵% در نظر مي گيريم .

۲- مقدار مربع چي را طبق فرمول زير محاسبه مي كنيم :

$$\chi^2_{cal} = \sum_{i=0}^n \frac{(O_i - e_i)^2}{e_i} \quad (ب-۱)$$

که در آن :

χ^2_{cal} مقدار محاسبه شده مربع چي

O_i تعداد مشاهدات در I امين فاصله

e_i تعداد مشاهده مورد انتظار مطابق توزيع فرض شده در I امين فاصله

a تعداد فاصله ها ي منظور شده

۵- تعداد درجات آزادي N را طبق فرمول زير محاسبه مي كنيم :

$$N = a - r - 1 \quad (ب-۲)$$

که در آن r تعداد پارامترهاي تخميني از داده ها مي باشد .

۶- با توجه به α فرض شده و مقدار N مقدار مربع چي را از روي جدول بدست مي آوريم .

۷- اگر χ^2_{cal} کمتر از مقدار بدست آمده از جدول باشد توزیع فرض شده مورد قبول است و در غیر اینصورت توزیع فرض شده توزیع مناسبی نمی باشد.

| DF | α Level | | | | |
|----|----------------|-------|-------|-------|-------|
| | .10 | 0.05 | .02 | .01 | .001 |
| 1 | 2.71 | 3.84 | 5.41 | 6.64 | 10.83 |
| 2 | 4.60 | 5.99 | 7.82 | 9.21 | 13.82 |
| 3 | 6.25 | 7.82 | 9.84 | 11.34 | 16.27 |
| 4 | 7.78 | 9.49 | 11.67 | 13.28 | 18.46 |
| 5 | 9.24 | 11.07 | 13.39 | 15.09 | 20.52 |
| 6 | 10.64 | 12.59 | 15.03 | 16.81 | 22.46 |
| 7 | 12.02 | 14.07 | 16.62 | 18.48 | 24.32 |
| 8 | 13.36 | 15.51 | 18.17 | 20.09 | 26.12 |
| 9 | 14.68 | 16.92 | 19.68 | 21.67 | 27.88 |
| 10 | 15.99 | 18.31 | 21.16 | 23.21 | 29.59 |
| 11 | 17.28 | 19.68 | 22.62 | 24.72 | 31.26 |
| 12 | 18.55 | 21.03 | 24.05 | 26.22 | 32.91 |
| 13 | 19.81 | 22.36 | 25.47 | 27.69 | 34.53 |
| 14 | 21.06 | 23.68 | 26.87 | 29.14 | 36.12 |
| 15 | 22.31 | 25.00 | 28.26 | 30.58 | 37.70 |
| 16 | 23.54 | 26.30 | 29.63 | 32.00 | 39.25 |
| 17 | 24.77 | 27.59 | 31.00 | 33.41 | 40.79 |
| 18 | 25.99 | 28.87 | 32.35 | 34.80 | 42.31 |
| 19 | 27.20 | 30.14 | 33.69 | 36.19 | 43.82 |
| 20 | 28.41 | 31.41 | 35.02 | 37.57 | 45.32 |
| 21 | 29.62 | 32.67 | 36.34 | 38.93 | 46.80 |
| 22 | 30.81 | 33.92 | 37.66 | 40.29 | 48.27 |
| 23 | 32.01 | 35.17 | 38.97 | 41.64 | 49.73 |
| 24 | 33.20 | 36.42 | 40.27 | 42.98 | 51.18 |
| 25 | 34.38 | 37.65 | 41.57 | 44.31 | 52.62 |

جدول ب-۱) مقادیر مربع جی

ج) برنامه کامپیوتری:

این برنامه به زبان C نوشته شده و برای تعیین قابلیت اعتماد از آنالیز مونت کارلو استفاده شده است.

متغیرهای تصادفی در نظر گرفته شده در این برنامه عبارتند از :

f_c مقاومت فشاری بتن

f_y مقاومت کششی آرماتور

A_s سطح مقطع آرماتور

b عرض مقطع

d ارتفاع موثر مقطع

M_R لنگر مقاوم

M_S لنگر وارده (ناشی از بارهای تصادفی مرده و زنده)

```
#include "stdio.h"
#include "time.h"
#include "stdlib.h"
#include "math.h"

int k,l,mm,e=0;
int n,i,p1=0,p2=0;
float mfc,mfy,mdb,mdd,mb,mml,zfy,zfc,zb,zdd,zdb,zmd,zml,x,asc1
,asc2,das,x0,x1,x2,x3,x4,x5,x6,x7,as1,as2,mtotaba,mtotaci,x11
,asmaxaba,asmaxaci,g,roo,ru,b1,b2,dd1,dd2,lb,ld,
fy,fc,b,d,md,ml,ms,mrc1,mrc2,x8,y8,z8,q,x9,w9,z9,q9,sumr1=0;

long double cc,mmd,varmr1,varmr2,varms;
float sqmr1=0,sqmr2=0,sqms=0;
float sumr2=0,sums=0,mianmr1,mianmr2,mianms
,sfy,sfc,sb,sd,mdead,mlive,aa,bb,delta,roomaxaci,roomaxaba,
lnteta1,lnteta2,sumlt1=0,sumlt2=0,sq1t1=0,sq1t2=0,mianlt1
```

```

,sdmr1,sdmr2,sdms;
mianlt2,varlt1,varlt2,sdmr1,sdmr2,sdms,sdlt1 //
,sdlt2,pf1,pf2,betac1,betac2,betalt1,betalt2; //

float pf1,pf2,betac1,betac2;

float nor(float,float,float,float);
float gum(float,float,float);
int random(int);

void main()
{
printf("\t number of repeats=");
scanf("%d",&n);
printf("\t avrage of fy=");
scanf("%f",&mfy);
printf("\t zigma fy=");
scanf("%f",&zfy);
printf("\t avrage of fc=");
scanf("%f",&mfc);
printf("\t zigma fc=");
scanf("%f",&zfc);
printf("\t l of beam=");
scanf("%f",&lb);
//printf("\t avrage of delta b=");
//scanf("%f",&mb);
// printf("\t zigma delta b=");
// scanf("%f",&zb);
// printf("\t avrage of delta d=");
// scanf("%f",&mdd);
// printf("\t zigma delta d=");
// scanf("%f",&zdd);
// printf("\t avrage of delta As=");
// scanf("%f",&mdb);
// printf("\t zigma delta As=");
// scanf("%f",&zdb);
printf("\t ratio of L/D=");
scanf("%f",&ld);
printf("\t fy nominal=");
scanf("%f",&sfy);
printf("\t fc nominal=");
scanf("%f",&sfc);
printf("\t b nominal=");
scanf("%f",&sb);
printf("\t d nominal=");
scanf("%f",&sd);
printf("\n");
}

```

```

mdead=((sd*sb*0.00024)+3.6)*lb*lb/8;
mlive=ld*mdead;
mtotaba=1.25*mdead+1.5*mlive;
mtotaci=1.4*mdead+1.7*mlive;
aa=-1*0.85*sfy*sd*0.59*0.85*sfy/(0.6*sfc*sd*sb);
bb=0.85*sfy*sd;
cc=-1*mtotaba*100000;
delta=sqrt(pow(bb,2)-(4*aa*cc));
as1=(-1*bb+delta)/(2*aa);
if(sfc<300)
b1=0.85;
else{b1=.85-(((sfc-300)/10)*.008);}
asmaxaba=0.85*b1*sfc*6100*sd*sb/(sfy*(6100+sfy));
ru=(mtotaci*100000)/(0.9*sb*sd*sd);
g=sfy/(0.85*sfc);
roo=(1-sqrt(1-((2*g*ru)/sfy)))/g;
as2=roo*sb*sd;
if(sfc<280)
b2=0.85;
else{b2=.85-0.000714*sfc;}
roomaxaci=0.75*0.85*b2*sfc*6100/(sfy*(6100+sfy));
asmaxaci=roomaxaci*sb*sd;
printf("---As ABA=%1f---As max ABA=%1f---\n",as1,asmaxaba);
printf("---As ACI=%1f---As max ACI=%1f---\n",as2,asmaxaci);

```

```
void randomize ();
```

```

for(i=1;i<=n;i++)
{
//float nor(float,float,float,float);
//float gum(float,float,float);
//int random(int);
//mm=pow(2,35);
//e=e+1;
x1=random(1000);
x1=x1/1000;
x2=random(1000);
x2=x2/1000;
if(x2==0){x2=0.001;}
das=nor(0.00107,0.0162,x1,x2);
asc1=as1+das;
asc2=as2+das;
//printf("---as1=%f---as2=%f",asc1,asc2);
x1=random(1000);
x1=x1/1000;
x2=random(1000);
x2=x2/1000;

```

```

if(x2==0){x2=0.001;}
fy=nor(mfy,zfy,x1,x2);
//printf("---fy=%f",fy);
x1=random(1000);
x1=x1/1000;
x2=random(1000);
x2=x2/1000;
if(x2==0){x2=0.001;}
d=sd+nor(-.34,1.74,x1,x2);
//printf("---d=%f",d);
x1=random(1000);
x1=x1/1000;
x2=random(1000);
x2=x2/1000;
if(x2==0){x2=0.001;}
fc=nor(mfc,zfc,x1,x2);
//printf("---fc=%f",fc);
x1=random(1000);
x1=x1/1000;
x2=random(1000);
x2=x2/1000;
if(x2==0){x2=0.001;}
b=sb+nor(1.05,2.18,x1,x2);
//printf("---b=%f",b);

mrc1=1.01*asc1*fy*d*(1-0.59*asc1*fy/(fc*b*d))*0.00001;
mrc2=1.01*asc2*fy*d*(1-0.59*asc2*fy/(fc*b*d))*0.00001;
//printf("mr1=%f---mr2=%f---",mrc1,mrc2);
x1=random(1000);
x1=x1/1000;
x2=random(1000);
x2=x2/1000;
if(x2==0){x2=0.001;}
mmd=1.05*(((sd*sb*0.00024+3.6)*lb*lb)/8);
zmd=0.1*mmd;
md=nor(mmd,zmd,x1,x2);
//printf("---md=%f",md);
x1=random(1000);
x1=x1/1000;
if(x1==0){x1=0.001;}
if(x1==1){x1=.99;}
mml=mmd*ld/1.05;
ml=gum(mml,zml,x1);
ms=md+ml;
//printf("---ms=%f",ms);
dd1=mrc1-ms;
dd2=mrc2-ms;

```

```

if(d<1<0) {p1=p1+1;}
if(d<2<0) {p2=p2+1;}

sumr1=sumr1+mrc1;
sumr2=sumr2+mrc2;
sums=sums+ms;
sqmr1=sqmr1+pow(mrc1,2);
sqmr2=sqmr2+pow(mrc2,2);
sqms=sqms+pow(ms,2);
}
mianmr1=sumr1/n;
mianmr2=sumr2/n;
mianms=sums/n;
//var1=(sqt1-(n*pow(mianlt1,2)))/(n-1);
//var2=(sqt2-(n*pow(mianlt2,2)))/(n-1);
varmr1=(sqmr1-(n*(pow(mianmr1,2))))/(n-1);
varmr2=(sqmr2-(n*(pow(mianmr2,2))))/(n-1);
varms=(sqms-(n*(pow(mianms,2))))/(n-1);
printf("var1=%e----var2=%e----vars=%e\n",varmr1,varmr2,varms);
sdmr1=sqrt(varmr1);
sdmr2=sqrt(varmr2);
sdms=sqrt(varms);

pf1=(p1*100)/n;
pf2=(p2*100)/n;
betac1=(mianmr1-mianms)/(sqrt(varmr1+varms));
betac2=(mianmr2-mianms)/(sqrt(varmr2+varms));

printf("---beta cornell ABA=%f---beta cornell ACI=%f---\n",betac1,betac2);

printf("---pf ABA=%%%1f---pf ACI=%%%1f",pf1,pf2);
}
float nor(float x8,float y8,float z8,float w8)
{
q=x8-y8*cos(6.2832*z8)*sqrt(-2*log(w8));
return(q);
}
float gum(float x9,float y9,float z9)
{
q9=x9-0.78*y9*((log(-1*log(z9)))+0.577);
return(q9);
}

```

تولید اعداد تصادفی در برنامه کامپیوتری :

جهت تولید عدد تصادفی با توزیع یکنواخت از فرمان random استفاده کرده و به ازاء هر زوج عدد تصادفی بین صفر و یک با توزیع یکنواخت (u_1, u_2) ، با استفاده از روابط زیر دو عدد تصادفی با توزیع نرمال بدست می آوریم :

$$x_1 = \mu + \sigma \cdot \cos(2\pi u_1) \sqrt{-2 \ln u_2} \quad (\text{ج-۱})$$

$$x_2 = \mu - \sigma \cdot \cos(2\pi u_1) \sqrt{-2 \ln u_2} \quad (\text{ج-۲})$$

و برای تولید یک عدد تصادفی با توزیع حدی نوع یک (گامبل) با میانگین μ و انحراف معیار σ از یک عدد تصادفی با توزیع یکنواخت بین صفر و یک (u) و رابطه زیر کمک می گیریم :

$$x = \frac{-\sigma}{1.282} [\ln(\ln 1/u) + 0.577] + \mu \quad (\text{ج-۳})$$

تعداد متغیرهای مورد نیاز:

جهت تعیین تعداد متغیرهای تولیدی مورد نیاز از رابطه زیر کمک می گیریم :

$$N = \frac{1 - P_{\text{true}}}{V_p^2(P_{\text{true}})} \quad (\text{ج-۴})$$

که N تعداد نمونه های مورد نیاز برای رسیدن به احتمال خرابی P_{true}

P_{true} احتمال خرابی مورد نظر

V_p^2 ضریب تغییرات بکار رفته در تخمین داده ها می باشد.

د) جدول اعداد تصادفی یکنواخت در فاصله ۰ تا ۱۰۰,۰۰۰

| | | | | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 52478 | 22835 | 33307 | 73842 | 67277 | 32880 | 76457 | 94489 | 82597 | 04836 |
| 80249 | 16089 | 01964 | 21414 | 72117 | 91712 | 11487 | 67479 | 13649 | 94539 |
| 34132 | 15190 | 08425 | 70298 | 02202 | 80519 | 23516 | 86294 | 32871 | 89573 |
| 56605 | 86696 | 37707 | 90117 | 17511 | 27701 | 35764 | 88217 | 70505 | 75300 |
| 58815 | 01919 | 22225 | 38562 | 45731 | 91743 | 99315 | 70350 | 78240 | 22015 |
| 69379 | 89366 | 50240 | 49343 | 31867 | 81661 | 41037 | 59120 | 44282 | 66605 |
| 75228 | 79546 | 65528 | 48794 | 73980 | 87645 | 22604 | 49290 | 08068 | 54935 |
| 14327 | 93484 | 49875 | 12103 | 77984 | 97966 | 08644 | 07089 | 18809 | 33738 |
| 90625 | 98430 | 03639 | 76657 | 26389 | 99093 | 51145 | 59343 | 22488 | 67026 |
| 96070 | 44497 | 21962 | 48270 | 68632 | 68338 | 39325 | 35105 | 42348 | 14412 |
| 33415 | 72559 | 19902 | 40024 | 74215 | 93857 | 04988 | 24389 | 22094 | 89237 |
| 41999 | 12790 | 87990 | 77646 | 33177 | 62684 | 34119 | 09212 | 89973 | 39638 |
| 75908 | 62356 | 27342 | 93069 | 60284 | 69329 | 83998 | 15037 | 96165 | 62149 |
| 41323 | 56853 | 08468 | 69550 | 90860 | 57946 | 70370 | 23114 | 67185 | 04635 |
| 93428 | 01736 | 91578 | 09165 | 67708 | 36704 | 59481 | 28243 | 71395 | 38607 |
| 82333 | 25192 | 93932 | 65485 | 73266 | 95972 | 72606 | 89242 | 91968 | 25721 |
| 55696 | 67106 | 73369 | 20689 | 27707 | 10432 | 53118 | 23692 | 21450 | 67362 |
| 74838 | 46105 | 29798 | 05504 | 62588 | 12700 | 46093 | 58754 | 15780 | 00361 |
| 25433 | 46204 | 42441 | 14284 | 07858 | 94467 | 64358 | 84445 | 86230 | 54172 |
| 37260 | 93170 | 35494 | 54207 | 82683 | 22976 | 12257 | 94522 | 61364 | 34228 |
| 73595 | 29104 | 59346 | 21213 | 30923 | 15747 | 67104 | 90389 | 75901 | 45606 |
| 86224 | 21746 | 81973 | 43832 | 55932 | 81707 | 89193 | 01511 | 83257 | 89931 |
| 48078 | 26348 | 33935 | 08981 | 44947 | 78208 | 94370 | 82235 | 34382 | 18908 |
| 34168 | 38881 | 02968 | 71715 | 10814 | 96338 | 09439 | 53864 | 51951 | 15691 |
| 47813 | 96995 | 19524 | 17227 | 73490 | 09448 | 13156 | 41802 | 28217 | 32658 |
| 34404 | 88593 | 71327 | 08978 | 41241 | 88350 | 34760 | 19507 | 39102 | 17168 |
| 44131 | 64236 | 26803 | 09167 | 39695 | 98995 | 22498 | 49489 | 16808 | 10807 |
| 65097 | 63684 | 50298 | 98391 | 93703 | 55438 | 22718 | 78013 | 64409 | 97879 |
| 44552 | 13101 | 96263 | 88862 | 32977 | 22191 | 32112 | 41046 | 50771 | 86355 |
| 11997 | 06462 | 80215 | 16900 | 75972 | 76712 | 14861 | 97496 | 18986 | 66671 |
| 59716 | 28633 | 77208 | 34231 | 79158 | 12531 | 31612 | 23543 | 57480 | 75667 |
| 85258 | 16576 | 27023 | 25722 | 44809 | 61284 | 07636 | 67054 | 26665 | 73238 |
| 45790 | 04380 | 06893 | 83032 | 91230 | 36690 | 39612 | 65695 | 94966 | 21734 |
| 42386 | 86028 | 01737 | 24812 | 45158 | 40744 | 95550 | 79951 | 05457 | 30445 |
| 80321 | 92435 | 23677 | 33356 | 76405 | 93136 | 60668 | 43458 | 08562 | 70311 |
| 26964 | 90116 | 77618 | 38200 | 45273 | 20442 | 80655 | 13676 | 41471 | 59063 |
| 65060 | 35414 | 80332 | 87759 | 13961 | 07849 | 08970 | 67354 | 16026 | 23225 |
| 46517 | 83209 | 83758 | 25428 | 07686 | 24628 | 95824 | 11554 | 01428 | 80580 |
| 41481 | 93999 | 09645 | 04406 | 13666 | 79199 | 59323 | 59115 | 41436 | 33185 |
| 11580 | 04688 | 11925 | 57414 | 56554 | 94938 | 18151 | 93058 | 26924 | 16181 |
| 42862 | 25355 | 38189 | 68819 | 61797 | 70112 | 84563 | 54657 | 21490 | 52086 |
| 27419 | 80915 | 50829 | 23146 | 11641 | 29047 | 45806 | 98176 | 75455 | 09782 |
| 91450 | 54579 | 23503 | 31250 | 56057 | 44450 | 55982 | 73182 | 23666 | 66578 |
| 61200 | 38309 | 29934 | 09351 | 17290 | 61419 | 39377 | 01770 | 48134 | 58599 |
| 80047 | 26430 | 22415 | 98215 | 10413 | 54380 | 10492 | 59665 | 42368 | 15138 |
| 71899 | 68860 | 08150 | 39941 | 60556 | 23386 | 92449 | 31012 | 41277 | 18925 |
| 26567 | 46306 | 69777 | 56251 | 20007 | 74448 | 75234 | 58915 | 64903 | 24311 |
| 36135 | 49654 | 63467 | 35906 | 50560 | 24921 | 21109 | 18652 | 39797 | 19984 |
| 32155 | 74998 | 68901 | 12964 | 65056 | 61967 | 08628 | 88194 | 26741 | 52840 |
| 75069 | 37473 | 98759 | 91653 | 76447 | 34010 | 86452 | 82362 | 25185 | 90842 |

ABSTRACT:

Design of reinforced concrete structures is performed in a totally-probable circumstance . for example , relevant random variables of external loads , concrete compression strength , steel yielding stress , tolerance of geometrical dimensions , proper placement of reinforcing bars, and a variety of other factors could be mentioned.

The factors , which have been mentioned in *ABA & ACI* codes , provide sufficient safety margin for strength preparation and satisfactory utilization of reinforced concrete structures.

In this thesis , based on reliability theory , the reliability index of reinforced concrete structures designed by *ABA* bending , shear and torsion concepts has been determined and following that , the capacity reduction and load magnification factors have been obtained by adoption of target reliability index.

Finally , using the Monte Carlo analysis , reliability indexes of reinforced concrete beams designed based on bending concept have been compared within two different codes , *ABA & ACI*.



Shahrood University Of Technology
College Of Civil Engineering

A Thesis Is Submitted In Partial Fulfillment Of The
Requirement For The Degree Of Master Of Science In
Structural Engineering

Topic

***Reliability Assessment Of Concrete Structures Designed
By ABA & ACI Codes***

Supervisor : Dr. V. R. Kalat jari

Adviser : Dr. A. Keyhani

By : Mohsen Harati

2004