اصول کلی ایمنی

مبانی جدید محاسبات ساختمانها

نوشته‌ی :

دکتر مهدی قالیبافیان (Dr. Ing.)

استادیار درس بتن آرمه دانشکده فنی تهران

سرپرست آزمایشگاه مصالح ساختمان

آنچه که دراین مقاله مورد بحث قرار خواهد گرفت اصول محاسبات و نقطه نظرهای مختلف درمورد تأمین ایمنی ساختمانها میباشد واز وسایل جدید کار نظیر حسابگرهای الکترونیک بحثی بمیان نخواهد آمد. گواینکه نقش این وسایل در محاسبات جدید اساسی وبسیارمهم است معذلک آشنائی بافلسفه و دیدگاههای جدید محاسبات ساختمان اهمیت بیشتری دارد . امروزه درایران از حسابگرهای الکترونیک اغلب برای افزایش سرعت کاربرد همان مفاهیم و روشهای قدیم محاسبات ساختمان استفاده میشود و جز درموارد کمی استفاده واقعی از آنها بعمل نمیآید . این پدیده چیزی است که در تمام دنیا درابتدای کار وجود داشت و موقعی از بین خواهد رفت که مهندسین مفاهیم جدید را پذیرا شده وطرز کلاسیک محاسبات ساختمان را کنار بگذارند . اینکار جز بمرور زمان امکان پذیر نمیباشد .

***

میدانیم که ازجمله فعالیتهای دائمی بشر فعالیت ساختمانی بوده ودرهرعصر ودوره‌ای بتناسب شناسائی و امکانات خود و برای استفاده‌های مختلف ساختمانهائی بنا کرده است. بشر اولیه که برای سکنی از غارها استفاده میکرد کم کم ازروی همین الگوی طبیعی توانست با کندن زمین برای خود باصطلاح « خانه » بسازد. آب بریدگیها و پستی و بلندیهای روی زمین عبور و مرور را دچار اشکال میکرد. برای رفع این اشکال بشر

اولیه با بریدن تنه درختان بکمک وسایل محدود و ابتدائی خود و انداختن آن روی بریدگیها اولین پلها را بوجود آورد .

رفته رفته شناسائی بشر بیشتر شد و تکنیک کارش بهبود یافت و موفق گردید برای خود خانه های چوبی بسازد . این آلاچیق ها درمعرض حمله حیوانات و همنوعان بود وبشر باین فکر افتاد که این خانه ها را درساحل رودخانه ویا دریاچه های آرام در داخل آب و روی پلاتفرمهای چوبی بفاصله کمی از خشکی بسازد که بمیل خود بتواند ارتباط آنرا بکمک پلی با ساحل دایر کرده ویا قطع نماید . این پلاتفرمها روی تیرهای چوبی که درکف رودخانه یادریاچه کوبیده میشد اتکاء داشت وباین ترتیب اولین قدم در راه ساختن پلهای متحرك و انجام شمع کوبی و استفاده از تك پایه ها بمنظور انتقال بار بزمین برداشته شد . آثار این نوع پیلوتی ها درجاهای مختلف بدست آمده که از آنجمله دریاچه Lucerne درسویس میباشد .

اطلاعات و معلومات بشر در زمینه تکنیك ساختمان ازپدر به پسر منتقل میشد وهرنسلی آنرا اندکی غنی تر کرده و به نسل بعد بارث میگذاشت . این غناء تدریجی درطی قرون به خلق شاهکارهائی نظیرطاق کسری وپانتئون و پرسپولیس منجر گردید .

وسیع تر شدن معلومات بشری در زمینه ساختمان حفظ و انتقال آنرا به نسلهای بعد مشکل تر میکرد لذا جسته گریخته درگوشه وکنار شروع به مدون نمودن این معلومات کردند . در اواخر قرن پانزدهم و اوایل قرن شانزدهم بود که اولین آثار علمی و بالنسبه جامع در زمینه محاسبات ساختمان نوشته شد . ازمیان کسانیکه دراین راه زحمت فراوان کشیده و آثار ارزنده ای از خود بجا گذاشته اند لئونارد داوینچی را میتوان نام برد که بهمان اندازه که با خلق لبخند ژوکوند دربین نقاشان چیره دست برای خود ارج بسزائی یافته با نوشتن کتبی درموردمعماری ومحاسبات ساختمان نیز خود را بعنوان استادی در این زمینه معرفی نموده است .

فن ساختمان مانند سایر فنون از شناسائی های علمی زمان توشه میگرفت . تئوری الاستیسیته و مقاومت مصالح دورنمای وسیعی را درمقابل محاسبات ساختمان گشود وکسانیکه با کار ساختمان سروکار داشتند قدم بقدم باپیشرفت علوم جلو آمده وموفق شدند برای سیستمهای مختلف روش محاسبه مناسب ارائه بدهند . اولین محاسبات درمورد قطعات و اضلاعی که تحت فشار یا کشش ساده بودند انجام گرفت سپس برای قوسها که طی قرون ساخته شده و مورداستفاده قرار گرفته بود روش های محاسبه ابداع گردید . بشر از مدتها پیش خرپای چوبی را میشناخت و از آن برای پوشش دهانه های نسبتاً بزرگ و حتی ساختن پلها استفاده میکرد و بعلاوه محاسبه اضلاع کششی و فشاری را نیز میدانست وبا قبول فرض مفصلی بودن گره ها موفق به حل خرپاها گردید و باین منوال مکانیك ساختمانی و محاسبات ساختمان کم کم پا گرفت و بسط و توسعه یافت .

حال ممکن است بپرسند اصولاً این همه تلاش برای چه و هدف از ایجاد روشهای محاسبه وانجام محاسبات چه بود ، درحالیکه مدتهای مدید بدون انجام محاسبه ساختمانهائی ساخته میشد و اشکال عمده‌ای هم پیش نمیآمد . جواب این سئوال آسان است :

تا موقعی که ساختمانها ساده بود استفاده از تجربیات گذشتگان به‌آسانی میسر بوده و شکل وابعاد قسمتهای مختلف ساختمانها ازمقایسه باساختمانهای موجود بدست‌میآمد ولی‌انسان هرگز بآنچه که گذشتگان کرده‌اند اکتفا نمیکند و بهمین دلیل نیز عطش نوآوری بشر فرو نمی‌نشست و ساختمانها روز بروز وسیع‌تر ، دهانه‌ها بزرگتر و ارتفاعات بیشتر و ابعاد ظریفتر ودریک جمله کار ساختمان پیچیده‌تر میشد و دیگر باحدس و مقایسه نمیشد ابعاد قسمتهای مختلف یک ساختمان را معین نمود و حل این مشکل جز بکمک محاسبات میسر نبود . در واقع این محاسبات ساختمان بود که دومنظور اساسی زیر را برآورده میکرد :

۱- تأمین ایمنی یعنی اینکه ساختمان با اطمینان کافی چه درمواقع اجرا و چه درموقع بهره برداری بتواند وظیفه خود را انجام داده یعنی بارهای وارده را گرفته و بزمین منتقل نماید .

۲- از نظر اقتصادی بصرفه نزدیک بوده و وقت و انرژی و مصالح زیادی بکار برده نشود .

لازم به‌تذکرنیست که امروزه‌نیزمنظوراز‌محاسبه یک‌ساختمان‌جزتأمین دونظرفوق نمیباشدوتنهادرسالهای اخیر نقطه نظر دیگری بـه دوخواست فوق اضافه شده است و آن « تأمین قابلیت بقاء » ساختمان میباشد کـه منظور ازآن اینستکه مشخصات مکانیکی مصالح و قابلیت بهره برداری از قسمتهای مختلف ساختمان درطول عمر پیش‌بینی شده آن دستخوش تغییر و تحول بیش از حد نگردد . باید توجه داشت که تأمین قابلیت بقاء نیز جزئی از تأمین ایمنی محسوب میشود .

محاسبه معمولاً در دو مرحله انجام میپذیرد . درمرحله اول تلاشها یعنی اثرات ناشی از عوامل مؤثر برساختمان یعنی بارها و سربارها و عوامل اقلیمی را درمقاطع مختلف تعیین نموده و درمرحله دوم ابعاد مقاطع موردنظر را طوری تعیین مینمایند که قادر بتحمل تلاشهای مزبور باشد و برای‌انجام اینکار از روشهای مختلفی استفاده مینمایند .

همانطور که اشاره شد محاسبات ساختمان درابتدای‌امر برمبنای تئوری‌الاستیسیته و مقاومت‌مصالح بسط و نشر یافت و روشی برای انجام محاسبه بوجود آمد که از دوقرن باینطرف مورداستفاده بوده و هنوز هم ملاك عمل است و بنام « روش کلاسیک » ویا « روش تنشهای مجاز » خوانده میشود .

دراین روش تأمین ایمنی باین‌ترتیب انجام میگیرد که ابتدا تنش مجازی برای نوع مصالح مورد مصرف تعریف مینمایند . این تنش مجاز از تقسیم کردن تاب گسیختگی و یا حد ارتجاعی ماده ساختمانی موردنظر به یک عدد بزرگتر از واحد که ضریب اطمینان نامیده میشود بدست میآید .

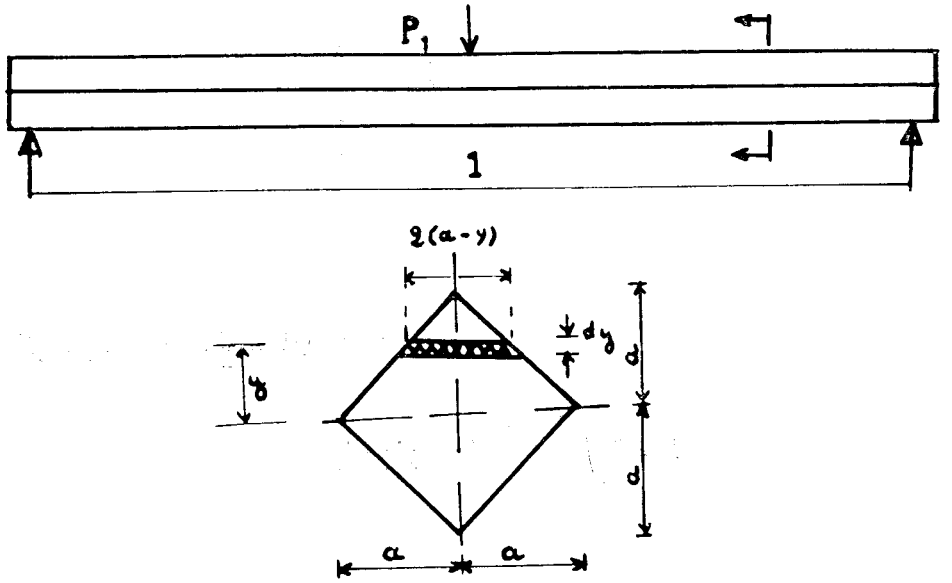
سپس ابعاد مقاطع را طوری تعیین مینمایند که تحت اثر بزرگترین ونامناسب‌ترین بارهای وارده در درهیچ نقطه ساختمان تنش‌ها از تنش مجاز تجاوز ننماید و اگر درنقطه‌ای تنش از تنش مجاز بالاتر رفت قبول مینمایند که ساختمان از حیز انتفاع افتاده و « غیرقابل بهره‌برداری » شده است .

وارد کردن ضریب اطمینان بعلت عدم شناسائی کامل مصالح و شرایط کار آنها درساختمان میباشد و بحق دراول کار اسم آنرا ضریب نادانی گذاشته بودند .

روش کلاسیک با دقت کافی برای ساختمانهای متعارف ، مخصوصاً ساختمانهای فلزی قابل استفاده بوده و به نتایج قابل قبولی منجر میشود ولی درمواردی که بخواهیم موشکافی بیشتری درمحاسبه بعمل آورده وصرفه‌جوئی بیشتری درمصرف مصالح بنمائیم متوجه نا رسائی روش مزبور خواهیم گردید .

اولین مطلبی که عده‌ای را بتعمق بیشتر دراطراف این روش محاسبه واداشت مطالعه یک تیر ساده بمقطع مربع بود که روی یکی از خطالرأسها تکیه کرده تحت اثر بار منفردی در وسط دهانه قرار داشت .

اگر فرض کنیم دهانه این تیر مساوی 1 و ابعاد مقطع عرضی آن مطابق شکل زیر و بالاخره تنش



مجاز ماده ساختمانی که برای ساختن تیر مزبور بکار رفته مساوی σ باشد باریکه این تیر میتواند تحمل نماید طبق روش کلاسیک بطریق زیر بدست میآید :

$$M = \frac{P_1 l}{4}$$

$$\sigma = \frac{MV}{I} = \frac{P_1 lV}{4I}$$

و از آنجا :

$$P_1 = \frac{4\sigma I}{1V}$$

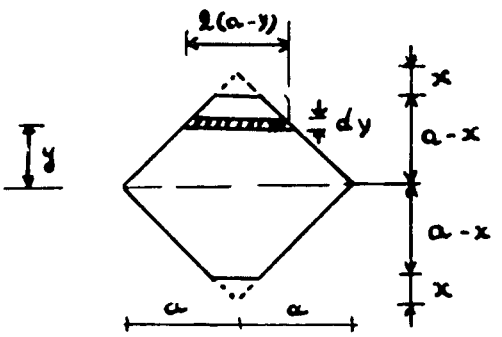
میدانیم که $v=a$ میباشد و مقدار I یعنی لنگر اینرسی بطریق زیر محاسبه میشود :

$$I=2\int_{\circ}^{+a} 2(a-y)y^2dy=2\left|\frac{2}{3}ay^3-\frac{2}{4}y^4\right|_{\circ}^{+a}=\frac{a^4}{3}$$

بنابراین :

$$P_1 = \frac{4\sigma a^3}{31}$$

حال اگر از بالا و پائین این تیر دوقسمت کوچک بارتفاع x حذف نمائیم مقطع عرضی آن بصورت زیر درخواهد آمد .



لنگر اینرسی این مقطع مساویست با :

$$I=2\int_{\circ}^{a-x} 2(a-y)y^2dy$$

و بالاخره :

$$I=\frac{4a(a-x)^3}{3}-(a-x)^4$$

و دراینحالت :

$$v=(a-x)$$

و مقدار باریکه مطابق روش کلاسیک تیر مزبور قادر بتحمل آن میباشد مساویست با :

$$P_2=\frac{4\sigma}{1}\cdot\left[\frac{4a(a-x)^2}{3}-(a-x)^3\right]$$

بطوریکه ملاحظه میشود P_2 تابع x بوده و با تغییر مقدار x مقدار P_2 نیز تغییر مینماید .

بازاء $x=0$ یعنی وقتی که چیزی از بالا و پائین تیر حذف نگرده باشیم خواهیم داشت :

$$P_1=P_2$$

چون P_2 تابعی درجه سوم از x میباشد لذا دارای ماکزیمم و می‌نیممی خواهد بود که برای پیدا کردن این مقادیر باید مشتق P_2 را نسبت به x بدست آورده و مساوی صفر قرار دهیم یعنی :

$$\frac{\partial P_2}{\partial x}=0$$

و از آنجا :

$$-\frac{4a}{3}\cdot 2(a-x)+3(a-x)^2=0$$

یا :

$$(a-x)(8a-9a+9x)=0$$

وبالاخره یا :

$$a-x=0$$

که ازآن نتیجه میشود :

$$x=a$$

و یا :

$$9x-a=0$$

که ازآن بدست میآید :

$$x=\frac{a}{9}$$

اگر توجه نمائیم ملاحظه خواهیم کرد که $x=a$ مفهومش اینستکه دیگر تیری وجود نداشته باشد و دراینصورت میدانیم که P_2 بحداقل مقدار خود یعنی صفر خواهد رسید بنابراین $x=\frac{a}{9}$ مربوط به مقدار ماکزیمم است و بازاء آن خواهیم داشت :

$$P_{max}=\frac{4\sigma}{1}\cdot\left[\frac{4a}{3}\cdot\frac{64a^2}{81}-\frac{512a^3}{729}\right]$$

و بالاخره :

$$P_{max}=\frac{4\sigma a^3}{1}\cdot\frac{256}{729}=\frac{1024\sigma a^3}{729\,1}$$

اگر P_{max} را با P_1 مقایسه کنیم ملاحظه خواهیم کرد که :

$$P_1 = \frac{4\sigma a^3}{31} = \frac{972\, a^3}{729\, 1} < P_{max} = \frac{1024\, a^3}{729\, 1}$$

بطوریکه ملاحظه میشود حداکثر بار نظیر حالتی است که دو نوار باریک بارتفاع $x = \frac{a}{9}$ از بالا و پائین تیر مزبور حذف شده باشد .

این مطلب را محاسبات تأیید مینماید ولی آیا عقل مسلم نیز آنرا می‌پذیرد ؟ مسلماً خیر . زیرا امکان ندارد با ضعیف کردن مقطع تیر بتوانیم بار بیشتری بآن تحمیل نمائیم .

برای پیدا کردن علت این‌مشکل مدتها تلاش‌میکردند و بالاخره متوجه شدند که یکی‌ازمفروضات اولیه که مربوط به از حیز انتفاع افتادن قطعه بمحض رسیدن تنش به‌حد تنش مجاز میباشد انعکاس درست واقعیت نیست و امکان دارد که در تارهای انتهائی تنش بالاتر از حدمجاز رفته و حتی پدیده‌های پلاستیک بوجود آید بدون اینکه خدشه‌ای درکار قطعه ایجاد گردد . این نتیجه گیری جمود فکری در زمینه روش کلاسیک را تا حد زیادی درهم ریخت وکم کم اهل فن را به تفکر درمورد پدیده‌های پلاستیک واداشت و باین ترتیب اولین قدم در راه محاسبه درمحیط خمیری که بعدها نام محاسبه به گسیختگی برخود گرفت برداشته شد .

درمورد پدیده‌های پلاستیک درساختمان جا دارد که چند جمله معترضه اضافه نمائیم وآن اینکه امروز دیگر دراین باره شکی باقی نمانده است که پدیده‌های پلاستیک نه تنها همیشه برای ساختمان مضر نیستند بلکه درمواردی‌وجودشان‌ضروری‌است‌مخصوصاً درساختمانهای فلزی این‌نکته بیشتر به چشم‌میخورد . در واقع کسانیکه با ساختمانهای فلزی سروکار دارند میدانند که درنقاط بسیاری تنش‌ها نه تنها از تنشهای مجاز بلکه از حد ارتجاعی نیز تجاوز مینماید بدون اینکه به پایداری و مقاومت ساختمان لطمه‌ای بزند و از آن جمله میتوان نقاط زیر را نام برد .

۱ـ لبه سوراخهای پرچها و پیچها و لبه‌های محل جوش و راکوردهای پروفیلهای نورد شده .

۲ـ محل اثر بارهای متمرکز .

۳ـ محل خمهای سرد پروفیلها و ورق و غیره .

٤ـ محلهای اتصالات غیرمتقارن بطورکلی وگرههای خرپاها (اتصال نبشی با یک بال زوی‌ورق وصله) .

۵- محل بولتها و پرچها و خود پرچها و پیچها وقتی که بار بطور مساوی بین آنها تقسیم نشود .

۶- محل تغییر وضعیت سریع درمخازن آب مثلاً جائیکه کف به جدار میچسبد یا کنار لوله‌ها و آدم‌روها وغیره .

اگر این پدیده‌های پلاستیک وجود نداشت و اگر سیستم ساختمانی بکمک این تغییر شکلهای پلاستیک خود را با وضع بارهای وارده تطبیق نمیداد هرگز ساختمانهای فلزی ساخته نمیشد .

***

بهرحال اگر درمورد ساختمانهای فلزی روش کلاسیک جوابگوی تعداد زیادی ازمسائل بود ، در مورد ساختمانهای بتن‌آرمه ازاولین‌قدم باشکال‌برخورد . زیرا روش کلاسیک برای مصالح همگن وایزوتروپ و الاستیک تدوین شده درصورتیکه میدانیم بتن آرمه همگن نمیباشد زیرا درآن مصالح مختلف بکار رفته ایزوتروپ نمیباشد زیرا خواص آن درهمه جهات یکسان نیست و اگر درجهت بتن‌ریزی ویا درجهت عمود برآن بارگذاری نمائیم نتایج مختلف بدست خواهیم آورد و بالاخره بتن جسم الاستیکی نیست زیرا از همان ابتدای بارگذاری تغییر شکلهای پلاستیک درآن بوجودمیآید . بعلاوه روش کلاسیک قبول مینماید که مقاطع عمود برمیانتار پس از تغییر شکل مسطح و عمود برمیانتار باقی میماند ولی با توجه به ترك خوردن بتن در منطقه کششی قبول این فرض برای بتن‌آرمه میسر نیست .

برای رفع اشکال درشروع کار از بتن کششی صرفنظر کردند و بجای فولاد مقطع معادل آنرا از بتن فرار دادند و قبول کردند که این قطعه فرضی جدید که کلاً از بتن ساخته شده مانند یک جسم الاستیک کار مینماید و با استفاده از قضایای مقاومت مصالح روش محاسبه کلاسیک بتن‌آرمه را بنیان گذاشتند . ولی خیلی زود نا رسائی این روش محاسبه آشکار گردید . میدانیم که در تیرهای با آرماتور مضاعف یعنی با آرماتورکششی و فشاری، فولاد کششی به تنهائی‌نیروی کششی را تحمل کرده و درمنطقه فشاری فولاد وبتن بکمک هم نیروی فشاری راکه با نیروی کششی مساوی ومختلف‌العلامه میباشدجذب مینماید . شکی‌نیست که دراین‌صورت بعلت وجود بتن درمنطقه فشاری باید مقدار فولاد فشاری کمتر از فولاد کششی باشد ولی گاهی در تیرهائی که مطابق روش کلاسیک محاسبه میشدندملاحظه میگردید که علیرغم وجود بتن فشاری سطح مقطع فولاد فشاری بیشتر از فولاد کششی است . نظیر این اشکال درستونها هم مشاهده میشد باین ترتیب که گاهی اوقات اگر از بتن صرفنظر مینمودند مقدار فولاد لازم برای جذب مقدار معینی نیرو کمتر از حالتی بدست میآید که از بتن صرفنظر نکرده و ستون را برمبنای « مقطع معادل » محاسبه میکردند . البته این امر منطقاً درست‌نبوده ونشان میداد که‌درمفروضات‌اولیه محاسبه نارسائی وجود دارد و بعلت اعتقاد چشم

بسته به تئوری نیز پیدا کردن علل نارسائیها میسر نمیشد لذا آئین‌نامه‌ها ناچار از بکار بردن مسکن شدند و قیود آئین‌نامه‌ای وضع کردند که مدت مدیدی از آشکار شدن این اشکالات جلوگیری نمود .

در اینجا مطلب دیگری نیز باید اضافه شود و آن اینکه مطابق روش کلاسیک ایمنی وقتی حاصل میگردد که دو شرط زیر تحقق یابد :

— شرط تعادل نیروها .

— شرط سازگاری تغییر شکلها با پیوندها .

درمورد شرط اول کم و بیش دیدیم که چه نارسائیهائی وجود دارد و اما درمورد شرط دوم مطابق روش کلاسیک باید این شرط با استفاده از خواص جسم الاستیک کامل مطالعه گردد که محاسبات طولانی و خسته کننده‌ای را ایجاب کرده ودرمورد اجسامی مانند بتن و بتن‌آرمه بعلت ارتجاعی نبودن آنها به نتایج دور از ذهنی منجر میشود .

با توجه به نکات فوق بود که کم کم نطفه روش محاسبه به گسیختگی بسته شده و بالاخره تقریباً از سی و پنج سال باینطرف این روش جای خود را بازکرد .

میدانیم که اگر یک سیستم ایزوستاتیک داشته باشیم کافی است یکی از پیوندهای آن از بین برود تا سیستم به یک سیستم تغییر شکل‌پذیر تبدیل گردد و بعبارت دیگر تبدیل به‌مکانیسم شود .

بهمین ترتیب اگر سیستمی n مرتبه هیپرستاتیک باشد برای تبدیل آن به‌مکانیسم ازبین‌رفتن $n+1$ پیوند ضرورت دارد . حال اگر این شرط تحقق یافت و سیستم تبدیل به مکانیسم گردید اگر کار نیروهای داخلی و خارجی را دریک تغییر مکان مجازی سازگار با پیوند بنویسیم رابطه‌ای بدست میآید که با استفاده از آن اگر بارهای خارجی معلوم باشد تلاشهای داخلی واگر مشخصات مکانیکی مقاطع در دست باشد مقدار بار خارجی که سیستم میتواند تحمل نماید محاسبه میگردد .

در روش محاسبه به گسیختگی ساختمانرا درست یک لحظه قبل از تبدیل شدن به مکانیسم درنظر گرفته و با استفاده از مطالب فوق تعداد و محل مفصل‌ها راکه در اثر خمیری شدن مصالح ایجاد میشود یعنی شمای گسیختگی ساختمان را مشخص نموده و تلاشهای حاصل از اثر بارها را درمحل مفصلها بدست میآورند و وقتی تلاشها معلوم گردید تعیین ابعاد مقطع برای تحمل این تلاشها کار ساده‌ای است .

دراین روش بارهائی که درموقع بهره‌برداری‌روی ساختمان‌اثرمینماید مستقیماً وارد محاسبه نمیشود بلکه آنها را درضرایبی ضرب کرده و سپس وارد محاسبه مینمایند این ضرایب در واقع همان نقشی را ایفاء مینمایند که ضریب اطمینان در روش اول بازی میکرد بعبارت دیگر درآنجا تنش نهائی و یا حد ارتجاعی را به نسبت دلخواه کوچک کرده وتنشهای‌حاصل از بارهای وارد را با آنها مقایسه میکردند ولی دراینجا بارها

را به نسبت دلخواه افزایش‌داده و تنشهای حاصل از آنها را با تنش نهائی یا حدارتجاعی مقایسه مینمایند. بطوریکه ملاحظه میشود از این نقطه نظر فرق اساسی بین دو روش موجود نیست و درهردو روش ضریب اطمینان فقط دریک مرحله وارد محاسبه میشود ولی روش دوم از لحاظ نزدیکتر بودن به واقعیت و از لحاظ یکنواختی ضریب اطمینان درقسمتهای مختلف ساختمان بمراتب ارجح است زیرا در روش اول فقط تئوری الاستیسیته ملاك عمل بوده و رابطه تنش و تغییر شکل خطی درنظرگرفته میشود درصورتیکه روش دوم پدیده‌های پلاستیک را نیز منظور مینمایند. بعلاوه ایمنی را نه برای تک تک مقاطع بطورمجزا بلکه باتوجه به‌طرزکار مجموعه سیستم تأمین میکنند. دراین روش وقتی ساختمان وضع ایده‌آل خود را بدست میآورد که ابعاد طوری اختیار شود که بوجود آمدن مفصلهای پلاستیک یعنی از بین رفتن پیوندهای اضافی بطورهمزمان انجام پذیرد.

بطوریکه ملاحظه میشود این روش نسبت به روش اول ساده‌تر بوده و به‌ضریب اطمینان مشخصی در مقابل گسیختگی منجر میشود ولی با استفاده از این روش اطلاعی از وضع ساختمان در زیر بارهای بهره‌برداری بدست نمیآید. درحالیکه روش محاسبه هرچه باشد باید وضع ساختمان در زیر بارهای سرویس قابل قبول بوده و بتواند احتیاجات موردنظر را برآورد. این نقص اساسی روش محاسبه به گسیختگی بود که مانع بسط همه جانبه آن گردید و خیلی زود اهل فن بفکر جستجوی راه حل دیگری افتادند که قابل انعطاف‌تر بوده و درتمام مراحل بتواند خواستهای محاسب ساختمان را برآورد.

در این مرحله بود که طرز تلقی از ایمنی درساختمان دستخوش تحولی بزرگ و اساسی گردید. تقریباً از بیست سال باینطرف روشهائی که پارامترهای اصلی محاسبه را مشخص و غیر اتفاقی تلقی نموده وبه وارد کردن یک مرحله‌ای ضریب اطمینان درمحاسبات ساختمان اکتفا کرده و درتحلیل به یک ایمنی مطلق میرسیدند کم کم کنار گذاشته شده و راه حلهائی که به واقعیت نزدیکتر بوده و بجای جستجوی ایمنی مطلق ایمنی را بطور نسبی و برمبنای احتمال خراب شدن ساختمان تحت اثر عوامل مختلف درنظر میگیرند، بوجود آمد. بعبارت دیگر مفهوم پروبابیلیست (احتمال اندیشی) ایمنی جای مفهوم دترمینیست آنرا گرفت.

البته از مدتها پیش مفاهیم پروبابیلیستی، بطور ضمنی دراکثر آئین‌نامه‌ها وارد شده بود مثلاً در نظرگرفتن تنشهای مجاز متغیر برای بارهای درجه‌اول واثر توأم بارهای درجه‌اول ودرجه دوم، یا کم کردن بار طبقات درمورد محاسبه ستون ویا کم کردن بار قسمتهای فرعی برای محاسبه اضلاع برنده اصلی و غیره . . . ولی این مفاهیم بیشتر جنبه قراردادی داشته و به‌آمار واصول حساب احتمالات متکی‌نبود. بعلاوه مفروضات اصلی محاسبه کاملاً مشخص و منجز بوده و اتفاقی تلقی نمیشد ولی در بیست ساله اخیر متخصصین بیش از پیش متعدد کاربرد تئوری احتمالات و روشهای آماری در کار محاسبات ساختمان را مورد مطالعه و تدقیق

قرارداده و سعی نموده‌اند مقاومتهای مصالح و مقادیر بارهائی را که باید درآئین‌نامه‌ها آورده شود تعیین نمایند و راه حلهای عملی برای ارزیابی واقع‌بینانه ایمنی بادرنظرگرفتن اثرات کم وبیش بزرگ عوامل مختلف و اهمیت خطرات ناشی از آنها ارائه دهند .

نتایج این مطالعات نشان میدهد که برای تأمین ایمنی بمراتب منطقی‌تر است که عوامل و یا تلاشهای ناشی از آنها درساختمان را بمیزان متناسبی افزایش داده و آنها را با وضع ساختمانها و تلاشهای موجود در قسمتهای مختلف آن درست در لحظه قبل از « خرابی » یا « غیرقابل بهره‌برداری شدن » مقایسه نمایند .

وضع ساختمان درلحظه قبل از « غیرقابل بهره‌برداری شدن » « حالت حدی » نامیده میشود و این حالت خاص آنچنان حالتی است که درآن ساختمان و یا اجزاء متشکله آن کلیه شرایطی را که برای آن طرح و محاسبه شده‌اند دارا بوده و تمام احتیاجات‌را برآورده مینمایند ولی‌اگر مقدار کوچکی به‌تلاشها اضافه گردد این شرایط از بین رفته و دیگر ساختمان و یا اجزاء متشکله آن قادر بانجام وظایف خود نخواهند بود .

« حالات حدی » در دو رده طبقه بندی میشوند :

« حالات حدی‌نهائی » که مربوط به مقادیر حداکثر ظرفیت باربری یعنی مربوط به‌حالت گسیختگی میباشند .

« حالات حدی بهره‌برداری » که مربوط به شرایط بهره‌برداری و قابلیت بقاء ساختمان و اجزاء آن هستند .

دریک ساختمان یک « حالت حدی » ممکن‌است تحت اثر عوامل متعدد عدم ایمنی بوجود بیاید . این عوامل اغلب اتفاقی بوده وگاهی اثر توأم‌آنها یک‌حالت حدی را بوجود میآورد . بعضی از این عوامل ناشی از تغییر مقادیری است که برای مقاومتهای مصالح مصرف شده اختیار گردیده و بعضی دیگر منتج از تغییرات بارهائی است که درطول عمرساختمان بآن واردخواهد شد . با توجه باین مطالب ملاحظه میشود که تأمین منطقی ایمنی دریک ساختمان جز با کاربرد همه جانبه تئوری احتمالات و روشهای آماری امکان پذیر نمیباشد . درواقع ارزیابی‌صحیح اهمیت نسبی علل‌مختلف عدم ایمنی وکمک گرفتن از مفاهیم‌احتمالی اجازه میدهد که تشریح دقیق‌تری ازطرزکارساختمان درشرایط واقعی بهره‌برداری و ایمنی همگن‌تری‌نسبت براه حلهای دترمینیست بدست آید . بعبارت دیگر روشهای پروبابیلیست برای درنظرگرفتن‌طرزکار غیرخطی ساختمان و پدیده‌های پلاستیک مناسب‌تر بوده و اجازه میدهد که از محاسبه درحالت حدی نهائی بهترین بهره گرفته شود .

دریک محاسبه پروبابیلیست ایمنی منظور نهائی اینستکه احتمال حصول یک حالت حدی را تحت

اثر هرنوع عامل و درهر شرایطی از مقدار معینی پائین‌تر نگهدارند. اگر R مقاومت بنا دریک حالت‌حدی و S تلاش نظیر آن باشد که از بارها و سایر عوامل نتیجه میشود شرط ایمنی‌را ممکن‌است بیکی از دوشکل زیر نوشت :

$$\left[\frac{R(x_1 , x_2 , \cdots , x_n ; C_x)}{S(y_1 , y_2 , \cdots , y_n ; C_y)}\right] \min \geqslant 1$$

یا :

$$[R(x_1 , x_2 , \cdots , x_n ; C_x) - S(y_1 , y_2 , \cdots , y_n ; C_y)] \min \geqslant 0$$

که رابطه اول نماینده یک « ضریب ایمنی » بصورت $\frac{R}{S}$ و رابطه دوم نشان دهنده یک «حاشیه ایمنی» بصورت $(R-S)$ میباشد .

دراین روابط x_1 و x_2 و $\cdots$ و x_n و y_1 و y_2 و $\cdots$ و y_n متغیرهای اتفاقی و C_x و C_y مقادیر مشخص غیر اتفاقی بوده و مقادیر حداقل $\frac{R}{S}$ و $(R-S)$ با استفاده از تئوری احتمالات و برمبنای احتمال P_r که برای حصول حالت حدی موردنظر اختیار کرده‌ایم تعیین میگردد .

مسئله ایمنی درساختمان را میتوان از دیدگاه اقتصادی نیز بررسی کرد و دراینصورت باید احتمال P_r را طوری تعیین نمود که قیمت تمام شده ساختمان‌حداقل گردد. بررسی ایمنی از لحاظ اقتصادی‌را میتوان بشکل رابطه زیر خلاصه نمود :

$$C_t = C_i + C_c + P_r D$$

دراین رابطه :

C_t عبارتست از قیمت تمام شده ساختمان ،

C_i عبارتست از مخارج اولیه ،

C_c عبارتست از سرمایه لازم برای تأمین مخارج تعمیر و نگهداری درطول عمر ساختمان یعنی در تمام مدت بهره‌برداری ،

D عبارتست از معادل پولی صدمات جانی و مالی احتمالی که درمدت اجرا و بهره برداری ممکن است روی دهد . این مبلغ شامل دو قسمت است :

یک‌قسمت‌عبارتست‌ازمخارج لازم برای اینکه بتوان‌ساختمان‌رابحال‌اولیه برگردانده‌وقابل استفاده نمود .

قسمت دوم‌مبلغی‌است که بکمک‌آن‌لطمات غیرمادی نظیر ازدست‌رفتن‌جان‌اشخاص وجریحه‌دار شدن افکار عمومی و غیره را میتوان جبران نمود .

درمورد C_e و D باید توجه داشت که عوامل مؤثر در ایندو مقدار درطول زمان متغیر بوده واگر بخواهیم مطالعه دقیقی برمبنای تئوری احتمالات بعمل آوریم باید قانون احتمالی تغییرات مزبور را در رابطه فوق منظور نمائیم . بعلاوه مقادیر C_i و C_e بطور تفکیک ناپذیری با عمر ساختمان بستگی داشته و باید بصورت تابعی از آن درنظر گرفته شوند . عمر مفید ساختمان ممکن است بصورت یک مقدار ثابت و یا یک مقدار متغیر درنظر گرفته شود . درصورت اول تغییرات عمر مفید بطور جداگانه مطالعه شده و نتیجه بصورت مقدار ثابتی برای تعیین C_i و C_e بکارمیرود . درحالت دوم عمر مفید ساختمان‌نیز بصورت یکی‌ازمتغیرها که درتعیین حداقل C_t مؤثرند درمحاسبات وارد میگردد .

درمطالعه تغییرات عمر مفید ساختمان علاوه برسرشت و عمر مفید مصالح مصرف شده باید توجه داشت که اولاً تغییر و تحول سریع تکنیک و دگرگونی سریع شرایط زندگی که از آن نتیجه میشود خطر غیرقابل استفاده وناهماهنگ شدن ساختمانهارا با مقتضیات زندگی زیادتر نموده و ایجاب مینماید که یا عمر مفید ساختمانهارا کوتاهتر اختیار نمایند ویا درغیراینصورت‌احتمال انطباق آتی آنها را با شرایط بهره‌برداری که درطول زمان تغییر مینماید در مد نظر داشته و طرح ومحاسبه و اجرا را طوری انجام دهند که امکان این انطباق تأمین گردد . ثانیاً تمایل به تقلیل C_t ایجاب مینماید که گاهی خرج اولیه ساختمان را تقلیل‌داده و مخارج آتی نگهداری و تقویت و نوسازی را افزایش‌دهند بعبارت دیگر ساختمانهای ارزان‌تر و سبک‌تر وبا عمر مفید کوتاهتری ساخته و ایمنی را با بالا بردن مخارج نگهداری و تعمیر تضمین نمایند .

بطوریکه ملاحظه میشود بکمک یک چنین روش محاسبه‌ای میتوان تمام‌مسائل مربوط به‌ساختمان را چه از لحاظ ایمنی وچه از لحاظ حفظ شرایط بهره‌برداری درطول عمر ساختمان وچه ازلحاظ اقتصادی مورد بررسی قرار داده و یک ایمنی همه جانبه برای ساختمان تأمین نمود . ولی اطلاعات ومعلومات فعلی درزمینه ساختمانها وعوامل مؤثر برآنها اجازه استفاده کامل از این روش را نمیدهد زیرا برای بررسی احتمالی ایمنی مطابق روش فوق اطلاعات و شناسائی‌های زیر موردنیاز میباشد :

ـ تغییرات بارها و سربارها و سایر عوامل مؤثر برساختمانها و تلاشهای حاصل از این عوامل و قوانین احتمالی مربوط به این تغییرات و احتمال اثر توأم عوامل مزبور .

ـ قابلیت تغییر و حدود تغییرات مشخصات مکانیکی مصالح مصرف شده و قوانین مربوط به آنها که تابع روش اجرای ساختمان ، کیفیت اجراء ، چگونگی کنترل و بالاخره سرعت پیر شدن مصالح میباشد .

ـ حدود خطاها و تغییرات ابعاد هندسی مقاطع و مجموعه ساختمان و قانون احتمالی پراکندگی آنها .

شناسائی پارامترهای فوق جز بکمک آمار دقیق و فراوان و تجزیه و تحلیل صحیح و علمی آمار

امکان‌پذیر نمیباشد. متأسفانه درشرایط فعلی اطلاعات‌آماری باندازه کافی متعدد و گویا نبوده و بعلاوه بعضی از پارامترها قابل تجزیه و تحلیل آماری نیستند. بالنتیجه استفاده همه جانبه از تئوری احتمالات و مطالعه احتمالی کامل اگر غیر ممکن نباشد در اغلب حالات باشکالات جدی برخورد نموده و باعث پیچیده شدن محاسبات میگردد و صلاح دراینستکه اطلاعات موجود را به بهترین و مناسبترین وجه مورداستفاده قرار داده و بتدریج که آمار و اطلاعات افزوده میشود تصحیح های لازم را در راه حلهای انتخاب شده بعمل آورند.

باتوجه باشکالات فوق و بمنظور رفع آنها بود که درسال ۱۹۵۵ « شورای بین‌المللی ساختمان » (CIB) برای اولین بار رسماً مفهوم پروبابیلیستی ایمنی‌را عنوان کرده و از تمام کشورهای جهان خواستارشد که بمنظور تهیه مقدمات استفاده از روشهای احتمالی درمحاسبات ساختمان آمارگیری وسیعی را آغاز نمایند. بعلاوه‌نظربااینکه بدون داشتن آمار استفاده از روش احتمالی بطورکامل امکان پذیر نبوده و جمع‌آوری آمار و مدون کردن ونتیجه گیری ازآنهاهم مدت نسبتاً زیادی طول خواهد کشید، روش ساده شده‌ای برای محاسبه ساختمانها برمبنای تئوری احتمالات پیشنهاد نمود که آنرا روش « نیم پروبابیلیست » یا « نیم احتمالی » نامید.

روش نیم احتمالی بلافاصله ازطرف « کمیته اروپائی بتن » (CEB) مورد قبول واقع شده و اولین توصیه های کمیته مزبور برای طرح و محاسبه و اجرای ساختمانهای بتن آرمه که درسال ۱۹۶۴ منتشر شد براساس این روش تدوین گردید.

پس‌ازکمیته‌اروپائی‌بتن « فدراسیون‌جهانی‌بتن‌پیش تنیده » (FIP) و « مجمع‌اوپائی‌ساختمانهای فلزی » (CECN) نیز اصول روش مزبور را پذیرا شدند.

درسال ۱۹۶۸ کمیسیون کارشناسان یونسکو اولین آئین‌نامه بین‌المللی را برمبنای اصول روش « نیم‌احتمالی » وتوصیه های کمیته‌اروپائی‌بتن تدوین کرده‌وبنام « آئین‌نامه برای‌محاسبه واجرای ساختمانهای بتن آرمه » منتشر نمود* .

درسال ۱۹۶۹ « سازمان بین‌المللی استاندارد » (ISO) اصول روش نیم‌احتمالی را مورد تأیید قرار داده و منظورکردن آنرا در تدوین آئین‌نامه های ملی بتمام کشورهای عضو توصیه نمود.

بالاخره درماه ژوئن سال ۱۹۷۰ توصیه های مشترك کمیته اروپائی بتن و فدراسیون جهانی بتن پیش تنیده که برمبنای روش نیم احتمالی تهیه و تنظیم شده است درکنگره مشترك دو سازمان مزبور مورد تصویب قرار گرفته و چاپ و منتشر گردید.

در روش نیم‌احتمالی برخلاف روش پروبابیلیست کامل که ایجاب مینماید اثر تمام عوامل را یکجا

---

* این آئین‌نامه بلافاصله توسط نگارنده بفارسی ترجمه و منتشر شده است.

موردمطالعه قرار داده و ایمنی همه‌جانبه‌ای تأمین نمایند ، سعی میشود اثر عوامل مختلف را بطورجداگانه و حتی‌الامکان بکمک تئوری‌احتمالات و باتوجه به نتایج تجربیات مربوط به‌طرزکار ساختمانها ارزیابی نموده و حالات حدی محتمل دراثر این عوامل را موردمطالعه قرار دهند و ایمنی کافی در برابر حصول این حالات حدی تأمین نمایند . برای اینکار ضرایب تقلیل وضرایب تشدیدی در نظر میگیرند که اغلب اثر عواملی‌را که هنوز موردمطالعه آماری دقیق قرار نگرفته وارد محاسبه مینماید .

طرز عمل چنین است که :

اولاً برای مقاومت‌های مصالح و بارها و سربارها و سایر عوامل « مقادیر مشخصه‌ای » درنظر میگیرند که براساس احتمال پیش پذیرفته شده‌ای تعیین میگردد . این احتمال مربوط باین است که مقادیر واقعی مقاومتها و بارها و سایر عوامل نظیر به‌نظیر ازمقادیری که بترتیب فوق‌اختیار شده کوچکتر ویا بزرگتر باشند .

ثانیاً بمنظور جبران سایر علل عدم ایمنی (بجز تغییرات متعارف مقاومت‌ها و بارها و سایر عوامل که درتعیین مقادیر مشخصه درنظر گرفته شده‌اند) بکمک ضرایب تقلیل ویا تشدید مقادیر مشخصه را به « مقادیر محاسباتی » تبدیل مینمایند .

معمولاً برای مقاومتها ضرایب تقلیل و برای بارها و سربارها و سایر عوامل و تلاشهای حاصل از آنها ضرایب تشدید درنظرگرفته میشود . این ضرایب برحسب وخامت حالت حدی مورد نظر وطرزکار ساختمان و مصالح مصرف شده درآن و احتمال اثر مجزا ویا توأم عوامل مختلف تعیین میگردد .

ثالثاً ساختمان‌را طوری طرح مینمایند که بازاء مقاومتهای‌محاسباتی، مقاطع مختلف بتوانند تلاشهای ناشی از بارها و سایر عوامل محاسباتی را تحمل نمایند . بعبارت دیگر بررسی و تحقیق مینمایند که تلاشهای محاسباتی کوچکتر ویا حداکثر مساوی مقادیری‌هستند که مقاومتهای‌محاسباتی درحالت حدی موردنظر اجازه و امکان تحمل آنرا میدهند .

مقادیر مشخصه

مقاومتهای مشخصه مصالح :

مقاومتهای مشخصه مصالح از مطالعه نتایج آزمایشات و بکمک روابطی نظیر رابطه زیر بدست میآید :

$$R_k = R_m - ks$$

و یا :

$$R_k = R_m(1 - k\delta)$$

دراین دو رابطه :

R_m عبارتست از متوسط حسابی نتایج آزمایشات یعنی :

$$R_m = \frac{\Sigma R_i}{n}$$

s عبارتست از خطای تیپ یا خطای استاندارد یعنی :

$$\sqrt[2]{\frac{1}{n-1}\left[\Sigma R_i^2 - \frac{(\Sigma R_i)^2}{n}\right]}$$

δ عبارتست ازخطای کوادراتیک متوسط نسبی یعنی $\frac{s}{R_m}$ که اصطلاحاً « ضریب پراکندگی » نامیده میشود .

k عبارتست از ضریبی که تابع احتمالی است که پیشاپیش برای حصول نتایج کمتر از R_k پذیرفته شده است .

مقادیر مشخصه بارها و سایر عوامل :

برای بارها و سربارهائی که جنبه اتفاقی دارند مقدار مشخصه‌ای درنظر گرفته میشود که مقدارش از روابطی نظیر رابطه زیر بدست میآید :

$$Q_k = Q_m(1+k\delta)$$

دراین رابطه :

Q_m عبارتست از مقدار نامناسب‌ترین سربار یا نیرو که احتمال گذشتن از آن بسمت مقادیری که بطور غیرعادی زیاد میباشند ، درطول عمر پیش‌بینی شده ساختمان مساوی ۰٫۵ باشد .

مقدار Q_m از مطالعه دقیق آماری مجموعه‌ای از ساختمانها بدست میآید که همه شبیه ساختمان موردنظر بوده و مورداستفاده‌ای نظیر آن داشته و مدت بهره‌برداری آنها مساوی ساختمان مزبور میباشد . در واقع نیروها و سربارهائی که باین ساختمانهای مشابه اثر مینمایند درطول مدت بهره‌برداری متغیر بوده واگر برای آنها منحنی نمایش « سربار ـ زمان » را رسم نمائیم به‌ماکزیمهائی برخورد خواهیم نمود که از روی این مقادیر ماکزیمم و با استفاده از قضایای تئوری احتمالات میتوان مقدار Q_m را بدست آورد .

δ عبارتست از خطای کوادراتیک متوسط نسبی پراکندگی بارها و نیروهای حداکثر .

k عبارتست از ضریبی که تابع احتمالی است که پیشاپیش برای حصول بارهای بزرگتر از Q_m پذیرفته شده است .

درحالتی که بار یا نیرو جنبه اتفاقی داشته ولی تقلیل آن برای پایداری ساختمان خطرناك باشد مقدار مشخصه از رابطه زیر منتج میگردد :

$$Q'_k = Q'_m(1 - k\delta)$$

دراین رابطه :

Q'_m عبارتست از مقدار نامناسب‌ترین بار یا نیرو که احتمال گذشتن ازآن بسمت مقادیری که بطور غیرعادی کم میباشند درطول عمر پیش‌بینی شده ساختمان مساوی ۰٫۵ باشد .

مقدار Q'_m را مطابق آنچه که درمورد Q_m گفتیم بدست میآورند با این فرق که بجای مقادیر ماکزیمم منحنی‌های « سربار ـ زمان » مقادیر مینیمم آنها را ملاك عمل قرار میدهند .

δ عبارتست از خطای کوادراتیک متوسط نسبی پراکندگی بارها و نیروهای حداقل .

k عبارتست از ضریبی که تابع احتمالی است که پیشاپیش برای حصول بارهای کوچکتر از Q'_k پذیرفته شده است .

تا موقعی که اطلاعات آماری کافی در دسترس نبوده ونتوان یك توزیع‌آماری قابل قبول برای‌بارها و نیروها درنظر گرفت مقادیر مشخصه باید با توجه به‌طرز بهره برداری از ساختمان اختیار شوند . در مورد بارهائیکه طی آئین‌نامه ـ بخشنامه ویا دستورالعملهای رسمی مقدار آنها مشخص شده است نظیر کامیون تیپ برای جاده‌ها یا قطار تیپ ویا کاروان جنگی استاندارد نیز باید بهمین‌ترتیب عمل شود .

بطورکلی تمام مقادیرمشخصه مقاومتها وبارها وسایر عوامل که درمحاسبات ساختمان واردمیشوند باید حتی‌الامکان مطابق آنچه که گفته شد تعیین گردند . این مقادیر وقتی در استانداردها ویا آئین‌نامه‌ها قید شده باشند « مقادیر اسمی » نامیده میشوند .

مقادیر محاسباتی

مقاومتهای محاسباتی مصالح :

مقاومتهای محاسباتی مصالح از روابطی نظیر رابطه زیر نتیجه میشوند :

$$R^* = \frac{R_k}{\gamma_m}$$

دراین رابطه :

γ_m ضریبی است که برای جبران اختلافات ممکن بین مقاومتهای مشخصه و مقاومتهائی که عملاً درکارگاه بدست میآید درنظر گرفته میشود و تابع شدت و ضعف خطاها و اشتباهاتی است که درموقع اجرای

ساختمان پیش آمده و منجر به تقلیل مقاومت مصالح مصرف شده وبالنتیجه ضعیف شدن مقاطع اضلاع مختلف ساختمان میگردد .

ضریب γ_m تابع دوضریب جزئی γ_{m1} و γ_{m2} میباشد :

γ_{m1} مربوط به تقلیل مقاومتهائی‌است که جنبه کلی‌داشته وشامل تمام قسمتهای ساختمان‌میشوند .

γ_{m2} مربوط به تقلیل موضعی مقاومت است که شامل همه ساختمان نمیگردد .

درعمل معمولاً یک ضریب واحد بکاربرده میشود که بصورت تابعی‌از γ_{m1} و γ_{m2} نوشته میشود:

$$\gamma_m = f(\gamma_{m1} , \gamma_{m2})$$

عوامل و تلاشهای محاسباتی :

تلاشهای محاسباتی با استفاده ازمقادیر مشخصه بارها وسایر عوامل وبکمک روابطی نظیر دورابطه زیر تعیین میشوند :

$$S^* = \gamma_s \cdot (\text{اثرات } Q_k)$$

$$S^* = (\gamma_s \; Q_k) \quad \text{اثرات}$$

رابطه اول نشان دهنده تشدید موضعی تلاشهای حاصل از بار و سایر عوامل دریک مقطع میباشد که در رژیم الاستیک ویا تقریباً الاستیک محاسبه شده‌اند .

رابطه دوم حاکی ازتشدیدجمعی عوامل مشخصه وارزیابی تلاشهای ناشی‌از آنها بکمک‌تئوریهای غیرخطی است .

دراین روابط γ_s ضریبی است که اشتباهات و خطاهائی‌را که بنحوی ازانحناء مقدار عوامل خارجی یا محل اثر آنها ویا تلاشهای حاصله را تغییر میدهند جبران مینماید .

γ_s تابع سه ضریب جزئی γ_{s1} و γ_{s2} و γ_{s3} میباشد :

γ_{s1} مربوط به امکان حصول نیروها و عوامل نامناسب‌تر از نیروها و عوامل مشخصه میباشد .

γ_{s2} مربوط باحتمال ضعیف اثر همزمان عوامل مختلف است که همه درآن‌واحد مقادیر مشخصه‌خود را دارا باشند .

γ_{s3} مربوط بـه تغییرات تلاشها درجهت نـامناسب بعلل مختلف مثلاً عـدم دقت در ابعاد هندسی ساختمان یا خروج از مرکزیت اتفاقی ویا صرف‌نظرکردن از اثر حرارت و غیره میباشد .

درعمل معمولاً یک ضریب واحد بکار برده میشود که خود تابعی از γ_{s1} و γ_{s2} و γ_{s3} است :

$$\gamma_s = f(\gamma_{s1} , \gamma_{s2} , \gamma_{s3})$$

دربعضی موارد بمنظور نزدیکتر شدن به‌طرز کار واقعی ساختمان میتوان بطریق زیر عمل نمود :

— ابتدا نیروها و عوامل محاسباتی را مطابق رابطه زیر و با استفاده از ضرایب γ_{s1} و γ_{s2} بدست آورد :

$$Q^* = Q_k \cdot f(\gamma_{s1}, \gamma_{s2})$$

— سپس تلاشهای محاسباتی را با استفاده از γ_{s3} و Q^* و رابطه زیر تعیین نمود .

$$S^* = \gamma_{s3} \cdot (\text{اثرات } Q^*)$$

تقسیم ضرایب γ_m و γ_s به‌ضرایب جزئی با اصول کلی تئوری احتمالات که ایجاب مینماید هریک از پارامترها در ارتباط با پارامترهای دیگر وبطور همزمان با آنها مطالعه شود منطبق نمیباشد ولی در شرایط موجود بعلت سهولت زیادی که ایجاد مینماید وهمچنین به‌سه علت زیر این راه حل موردقبول واقع شده‌است:

اولاً باین علت که کمیت هائی‌را که قابل تجزیه و تحلیل آماری هستند مشخص نموده راه را برای استفاده از راه حلهای جدید تئوری احتمالات باز مینماید .

ثانیاً بدلیل اینکه امکان میدهد همه ضرایب را درمرحله واحدی وارد محاسبه ننموده ، بلکه γ_{m1} و γ_{s1} و γ_{s2} را در ابتدای محاسبه برای ارزیابی تلاشها و بالاخص برای مطالعه اثر « تقسیم مجدد » در سیستم‌های هیپرستاتیک و γ_{m2} و γ_{s3} را درمرحله بعدی برای تعیین ابعادمقاطع ویا کنترل آنها مورداستفاده قرار دهیم .

ثالثاً بعلت اینکه درمواردی تقسیم ضرایب مزبور به‌ضرایب جزئی امکان میدهد که با دقت بیشتر مقدار واحدی برای γ_m یا γ_s که باید درمحاسبات وارد گردد بدست بیاوریم .

تغییرات مقادیر محاسباتی :

شرایط مناسب یا نامناسبی که ارتباط مستقیم بامقاومت‌های مصالح و بارها ندارند ولی‌روی ایمنی ساختمان تأثیر میگذارند بکمک تغییر مقادیر محاسباتی درمحاسبات منظور میگردند . تغییر این مقادیر با وارد کردن ضریب دیگری‌انجام می‌پذیرد که‌آنرا با γ_c نشان‌داده وضریب سرویس یاضریب بهره‌برداری‌مینامند .

γ_c تابع دوضریب γ_{c1} و γ_{c2} میباشد :

γ_{c1} به سرشت و طرز کار ساختمان مربوط بوده و بکمک‌آن میتوان قابلیت گسیختگی ناگهانی‌بدون علائم اولیه ویاعدم امکان توزیع مجدد تلاشها بعلت انعطاف ناپذیری اجزاء ساختمان ویا وضع خاص یک ساختمان راکه ممکن است گسیختگی یکی از اجزاء آن باعث گسیختگی و درهم ریختن کامل بنا گردد در محاسبات منظور نمود .

γ_{c2} مربوط به درنظر گرفتن درجه وخامت حصول یک حالت حدی از نقطه نظرهای مختلف مثلاً از لحاظ اقتصادی یا اجتماعی میباشد .

دراغلب حالات γ_{c1} و γ_{c2} بطور ضمنی درمقادیری که برای γ_m و γ_s اختیار میشوند منظور میگردد .

با توجه به‌آنچه که گذشت ملاحظه میشود که تأمین ایمنی در روش نیم احتمالی مرحله به مرحله و با وارد کردن ضرایب مختلفی انجام می‌پذیرد که این ضرایب متناسب با حالات حدی موردنظر و شدت و ضعف خطرات ناشی از حصول این حالات حدی و برمبنای شناسائی و اطلاعات موجود درمورد حالات حدی مزبور اختیار میگردد . شکی نیست که هرچه شناسائی‌ها بیشتر شود تأمین‌ایمنی بادقت بیشتر وهزینه کمتری انجام گرفته و نتایج محاسبه به واقعیت نزدیکتر خواهد بود . معهذا باید توجه داشت که استفاده از روش نیم احتمالی ، ایمنی ساختمان را درمقابل عواقب غلط‌های فاحش تضمین نمینماید . زیرا نه غلط‌های‌اساسی طرح نه نقائص جدی اجرائی و نه بهره‌برداری ناصحیح ازساختمان بوسیله ضرایب ایمنی و حاشیه ایمنی‌قابل جبران نمیباشند و آمار نشان میدهد که تقریباً هشتاد درصد خرابیهای ساختمانها که تاکنون ثبت شده‌اند مربوط به علل فوق بوده است .

***

درخاتمه یادآور میشود که خوشبختانه ایران از اولین کشورهائی است که روش نیم احتمالی را درمحاسبات ساختمان بکار بسته وهرروز دراین زمینه پیشرفتهای‌جدیدی کسب مینماید و تعداد ساختمانهائی که برمبنای این روش طرح و محاسبه میشوند روز بروز افزایش مییابد . ولی موفقیت‌های اولیه کافی نبوده و باید آرزو کرد که مهندسان ساختمان و مخصوصاً مهندسان محاسب به مزایای روش های جدید اعتقاد پیدا نموده و مسئله تأمین ایمنی را از زاویه جدیدی نظاره نمایند .

این اعتقاد تضمین کننده دگرگونی انقلابی محاسبات ساختمان درجهت پیشرفت خواهد بود .