ضوابط طراحی لرزه‌ای فونداسیونها براساس عملکرد در ساختمان‌های بتن‌آرمه

۱- ضرایب ترک خوردگی خمشی برای طراحی مقاومتی پی

همانطور که می دانیم تمام اعضای خمشی در طراحی به روش حد نهایی یا مقاومت در خمشهایی بالاتر از ممان ترک خوردگی (تنشهای کششی بالاتر از مدول گسیختگی) دچار ترک خوردگی شده و سختی خمشی آنها کاهش می یابد. این امر در تمامی جداول و ضوابط طراحی سازه های بتن آرمه ذکر شده است. درپی نیز بویژه قسمتهایی که توسط خاک با عمق زیاد محصور نشده (فونداسیونهای سطحی، نوارهای میانی و . . .) و اثر فشار خاک باعث ایجاد نیروهای فشاری قابل ملاحظه ای در تراز پی نمی شود، ترک خوردگی خمشی مشهود است لذا مراجع بسیاری به این مهم اشاره ورزیده اند که در زیر ذکر می گردد:

1- ACI 318-19 Appendix A- Design Verification

2- PEER TBI- Tall Building Initiative 2017

نکته مهم این است که در هردوی این مراجع ضوابط طرح از ابتدا نبوده و علاوه براینکه **تحلیل های تاریخچه زمانی غیرخطی** را الزام می دانند، سطح نیروهای زلزله روی پی ABI/R نبوده و **تقریبا در سطح Ω برابر آن** است.

یکی دیگر از مراجعی که به خوبی به مورد فوق پرداخته است **کتاب طراحی لرزه ای پروفسور میلی** (استاد تمام دانشگاه برکلی و رئیس انجمن بتن آمریکا در بازه ۲۰۱۴ تا ۲۰۱۹) است. در این خصوص مطابق فصل ۱۶ کتاب در بند اهداف عملکردی شالوده و مقادیر طراحی (۱۶-۵) اینطور امده است که :

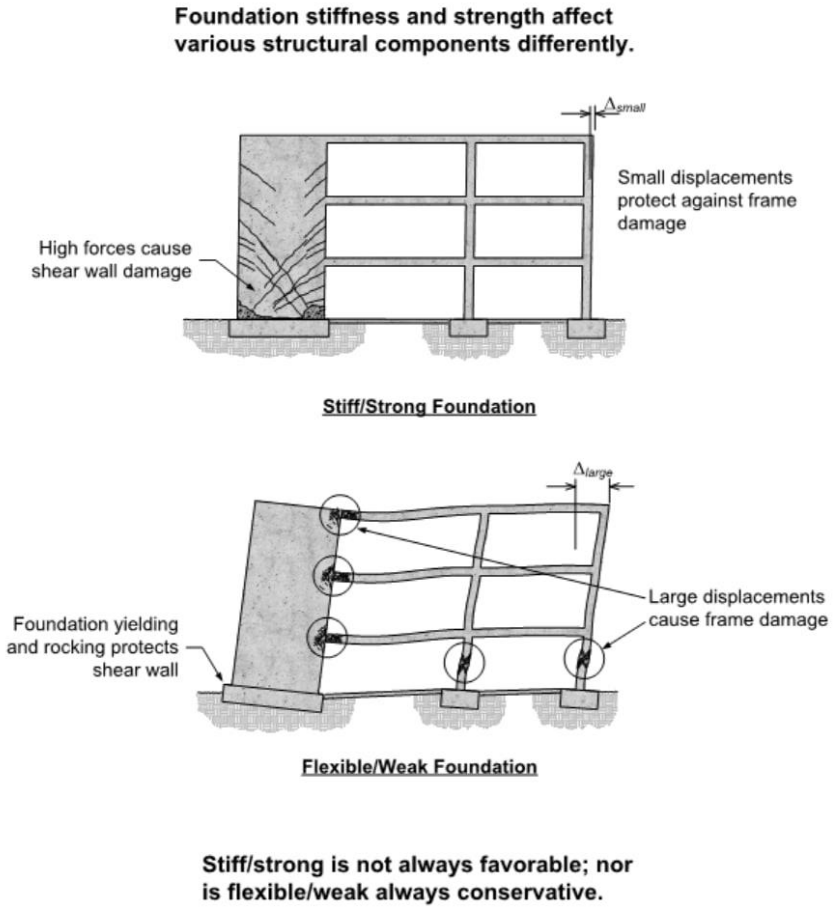
"در آمریکا دفاتر طراحی مختلف رویه های مختلفی دارند برخی در ایالات غربی آمریکا برای ساختمانهای با اهمیت متوسط (کاربری اداری و مسکونی) طراحی لرزه ای را با همان سطح R/1ام نیروی زلزله انجام داده و با این اوصاف می توان انتظار داشت پی ها برخی پاسخهای غیرارتجاعی را در زلزله طرح تجربه کنند. (توضیح اینکه R مربوط به سیستم سازه بوده و مرتبط با پی استخراج نشده.)

سایر دفاتر طراحی یک روند محافظه کارانه را نسبت به مودهای گسیختگی ترد از جمله برش دارند. در چنین رویکردی برخی پاسخهای غیرارتجاعی محدود به مودهای شکل پذیر قابل قبول است. این کتاب این روش به عنوان یک حداقل توصیه می کند.

دلیل این دفاتر ظرفیت شکلپذیری محدود اجزای آن (عدم اجرای ضوابط محصورشدگی و آرماتور عرضی مانند دال ستونها) و چالشهای مربوط به تعمیر شالوده ها پس از وقوع زلزله است. این دفاتر

معمولا فلسفه طراحی شالوده قوی را دنبال می کنند. . . این رویکرد خصوصا برای شالوده ساختمان های با اهداف عملکردی بالا مانند بیمارستانها و سایر تاسیساتی که باید بلافاصله بعد از زلزله به عملکرد خود ادامه دهند بسیار مناسب است"

نکته: فلسفه **فونداسیون قوی** با فلسفه طراحی و مدلسازی مجزای سازه و پی در دو نرم افزار جدا از هم (ETABS,SAFE) **سازگارتر** است. در این فرض سختی پای ستونها به طور قابل ملاحظه ای بیشتر از روسازه فرض می شود. متناسب با همین فرض، FEMA P1051 برای اطمینان خاطر از این موضوع در مثال فصل هفتم خود سختی خمشی پی به ستون را با ضریب ترک خوردگی ۰.۵ (به عنوان حد پایین سختی خمشی پی) کنترل کرده و با نسبت بزرگتر از ۵ نشان می دهد گیرداری پای ستونها در مدل اصلی مشکلی ندارد *لذا در مدلهای مجزا چنانچه این ضریب ترک خوردگی باعث نزدیک شدن سختی پی و ستونها (سوپر استراکچر - همان روسازه) شود فرض تکیه گاه ثابت و مدلسازی مجزا صادق نیست.*



بنابراین در حالت مدلسازی مجزا عمدتا مانند فرض stiff/strong foundation رفتار سازه متاثر از صلبیت پی و **تمرکز خرابی ها در قسمتهای صلب تر** بوده در صورتیکه در **حالت فونداسیون انعطاف پذیر تمرکز خرابی ها عمدتا در عناصر نرم تر سازه** است. بنابراین به نظر نگارنده در **مدلسازی مجزا** اعمال ضریب ترک خوردگی در پی (به تنهایی و بدون آنالیز حساسیت) تبعات قابل توجهی داشته و **درست نمی باشد**.

در ادامه کتاب فوق (دکتر میلی) آمده است:

" رویکرد طراحی فونداسیون قوی یکی از موارد زیر است:

۱- افزایش نیروی برشی طرح با ضریب اضافه مقاومت خمشی ۱.۲۵
۲- افزایش حداقل میلگردها بیش از میلگردهای حداقل آیین نامه ای
۳- استفاده از ضرایب کمتر R مانند ۶ به جای ۸ (افزایش ۱.۳۳ برابری زلزله)
۴- استفاده از ضریب اضافه مقاومت Ω متناسب با سیستم سازه ای
۵- طراحی شالوده متناسب با ظرفیت اعضای متصل به آن
۶- طراحی متناسب با نیروهای تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی روسازه."

به نظر می رسد حالتهای ۴ به بعد بیشتر متناسب سازه های با عملکرد بالا است و راهکار ۴ ساده تر از موارد ۵ و ۶ بوده و با سایر روشهای تشدید آیین نامه های طراحی سازگارتر است. دکتر میلی همچنین یک نکته مهم را هم در انتها اشاره می کند که:

"در حالتی که در سازه های ویژه و دیوارهای برشی پیش ساخته متوسط طراحی برشی متناظر با ظرفیت خمشی انجام نمی شود (که در طرح شالوده همینطور است) ضریب کاهش مقاومت برشی φVn به جای ۰.۷۵ باید ۰.۶ باشد (۹-۷-۴-۵ مبحث نهم)، ***هرچند در این خصوص (شالوده ها) آیین نامه صراحت ندارد"***

> **۹-۷-۴-۵** در تعیین ضریب کاهش مقاومت برای طراحی در مقابل برش، برای سازه‌هایی که با عملکرد قاب خمشی ویژه، دیوار سازه‌ای ویژه، و یا دیوار سازه‌ای متوسط پیش ساخته در مناطق لرزه‌ای با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد، در مقابل تاثیرات زلزله، E ، مقاومت می‌کنند، باید موارد زیر را رعایت نمود:
>
> **الف**- در هر عضو طراحی شده جهت مقاومت در مقابل E ، اگر مقاومت برشی اسمی عضو کم‌تر از برش متناظر با توسعه‌ی مقاومت خمشی اسمی عضو باشد، ضریب کاهش مقاومت در برش $\phi = 0.60$ در نظر گرفته می‌شود.

این حالت مشابه روش اول ذکر شده در بالا و نزدیک حالت سوم است. (افزایش ۱.۲۵ برابر برش یا کاهش ظرفیت آن با اعمال ضریب ۰.۶ به جای ۰.۷۵)

در دستورالعملهای ارزیابی لرزه ای مانند نشریه ۳۶۰ و ASCE41 افزایش نیروهای جانبی تراز پی برای سطوح عملکردی استفاده بی وقفه و ایمنی جانی تقریبا در همین دو سطح (مورد ۱و۵ بالا) است یعنی عمدتا در سطح Ω *برابر برای سطح عملکردی استفاده بی وقفه (با* $m=1.5$*) و بین ۱.۵ تا ۲ برابر برای سطح عملکرد و ایمنی جانی.*

در انتها یک مورد دیگر نیز در کتاب دکتر میلی اشاره می شود که قابل توجه است:

"برای طراحی مقاومتی فونداسیونهای گسترده، در نظر گرفتن مشخصات مقطع ناخالص (ترک نخورده)، با فرمولاسیون عضو جدار ضخیم که شامل اثرات تغییر شکل‌های برشی باشد، معمول است. برای ارزیابی نشست، گاهی اوقات یک حساسیت سنجی با استفاده از سختی کاهش یافته برای توضیح ترک خوردگی پی انجام می شود"

بنابراین جمع بندی موارد فوق به نظر نگارنده به این ترتیب است:

۱- نیروهای لرزه ای تراز پی حداقل برای رفتارهای ترد مانند برش برای همه سازه ها افزایش ۱.۲۵ برابری یابد و یا متناسب بند ۹-۷-۴-۵ الزاما ضرایب کاهش مقاومت برشی 0.6 در طراحی منظور شود.

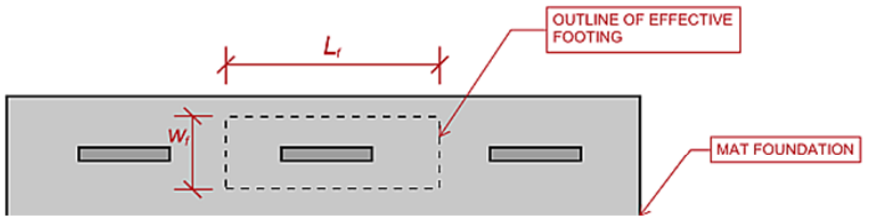
۲- نیروهای طراحی لرزه ای تراز پی سازه های با عملکرد استفاده بی وقفه (سازه های با اهمیت بسیار زیاد) به تراز Ω برابر نیروی زلزله افزایش یابد.

۳- استفاده از ضرایب ترک خوردگی برای کنترل نشست و دورانهای نسبی توصیه می شود و اعمال آن در طراحی خمشی صرفا برای حساسیت سنجی و کنترل افزایش محلی آرماتورها مجاز بوده و اعمال ان به صورت طرح از ابتدا (بدون حساسیت سنجی و پوش نتایج) بویژه در مدلسازی مجزا اصلا و یا بدون تشدید نیروها صحیح نمی باشد. در مدلسازی همزمان سازه و پی در یک مدل اعمال ضرایب ترک خوردگی پی از انجا که اثرات نرمی پی را در سازه نمایان می کند فرضیه قابل قبول تری است.

۲- بحث افزایش ضریب عکس العمل بستر

در مراجعی مانند NIST GCR 12-917-21 و ASCE41 و نشریه ۳۶۰ استفاده از ضریب عکس العمل دینامیکی خاک به خاطر بروز کرنشهای بسیار کوچک در برابر نشستهای دراز مدت توصیه شده است. نکته مهم در بحث عکس العمل دینامیکی بستر علی رغم افزایش قابل ملاحظه آن در بسیاری از موارد نسبت به مقادیر استاتیکی و نشستهای دارز مدت، **نوع زمین و لرزه خیزی** منطقه است (پارامتر G یا مدول برشی دینامیکی موثرخاک)، در مثال FEMA P2006 با زمین نوع III و لرزه خیزی تقریبا متوسط عدد سختی Ks دینامیکی برای پی با عرض ۳ متر نزدیک kg/cm3 ۵ بدست آمده است اما اگر زمین نوع I یا II باشد و لرزه خیزی هم بسیار زیاد، این عدد به ۱۰ و بالاتر رسیده و اگر به زمین نوع IV و یا شتاب کم کاهش یابد به اعداد بسیار پایین تری خواهیم رسید. شایان ذکر است در پی های عریض یا گسترده افزایش Ks دینامیکی بیشتر از پی های کم عرض است زیرا Ks استاتیکی در پی های گسترده برای تمام عرض پی و در روش دینامیکی برای عرض موثر هر ستون (یا دیوار) محاسبه می شود:

$$k_{sv} = \frac{1.3G}{B(1-v)}$$



$$L_f = 8H + L_{ver}$$
$$B \text{ or } W_f = 8H + W_{ver}$$

نکته آخر و مهم در بحث ضریب عکس العمل دینامیکی خاک این است که رابطه فوق در فونداسیون انعطاف پذیر صادق بوده همچنین در صورت مدلسازی همزمان سازه و پی، افزایش سختی خاک (ks دینامیکی) باعث افزایش تقاضا در سطح پی و در نتیجه افزایش میلگردهای پی شده در صورتیکه در مدلسازی مجزا این کار باعث کاهش تقاضا در سازه پی می شود لذا توصیه می گردد در مدلسازی مجزا ks دینامیکی حداکثر به کران پایین آن (نصف ان) محدود شود.

فاروقی

بهار ۱۴۰۳