

НЕДОСТАТЪЦИ НА НЕЛИНЕЙНИЯ СЕИЗМИЧЕН АНАЛИЗ

Г. Тодоров¹

Ключови думи: нелинеен сеизмичен анализ, механизъм на разрушение, еквивалентна система, капацитивна крива, математическа некоректност

Научна област: приложна механика

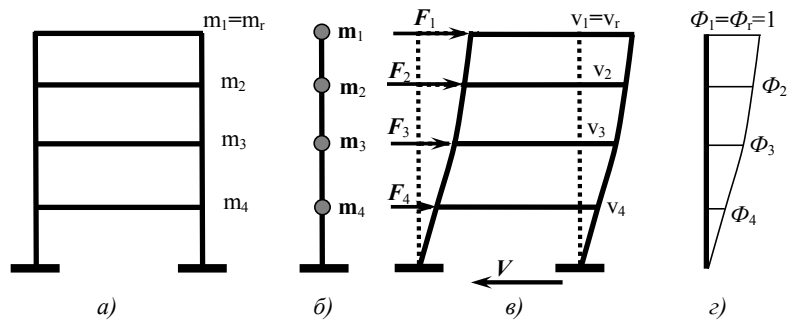
РЕЗЮМЕ

Посочват се недостатъците на основната процедура на нелинейния сеизмичен анализ, като се анализират причините, които ги обуславят. Доказва се, че основната предпоставка за априори приет механизъм на разрушение, предопределящ съотношението на големината на земетръсните сили, води до математически коректни резултати само за един механизъм на разрушение – мек първи етаж. За всички останали механизми на разрушение публикуваните математически изводи са некоректни.

Нелинейният сеизмичен анализ на способността на конструкцията да издържи сеизмично въздействие е предложен с идеята да се отчетат по-точно нелинейните процеси при земетръс – пластични деформации, частични разрушения на конструктивни елементи (напукване с последваща пластична деформация на армировката на стоманобетонни елементи, локална загуба на устойчивост на метални елементи, податливост на връзки между елементите, Р-Δ ефекти). Това се извършва, като нелинейните процеси се моделират с пластични стави. Локализирането на местата, в които се развиват такива процеси, до момента непосредствено преди разрушаване на конструкцията, се извършва с нелинеен статичен анализ (pushover).

Първоначално конструкцията се моделира като система с краен брой степени на свобода – безмасова конструкция, носеща краен брой концентрирани маси на нивото на всеки етаж, както е показано на фиг. 1. Отчита се само хоризонталният компонент на движение на всяка маса. Моделът на рамката може да се отъждестви с конзолата, показана на фиг. 1б. На конзолата се присвояват съпротивителни характеристики, които са еднакви със съпротивителните характеристики на рамката, определени с нелинеен статичен анализ. При това условие хоризонталните премествания, които възникват в конзолата от действие на хоризонтални товари, са равни на хоризонталните премествания, които възникват в рамката.

¹ Георги Тодоров, проф. д-р инж., кат. „Строителна механика“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ 1, 1046 София, e-mail: gktodorov@yahoo.com



Фиг. 1. Моделиране на равнинна рамка

При земетресение към вертикалните товари, действащи върху рамката, се добавят и хоризонтални земетръсни сили $F_i(t)$. Конструкцията се деформира допълнително и етажните подови конструкции получават хоризонтални премествания $\{v(t)\}$ – фиг. 1в.

Големината на всяка земетръсна сила трябва да е равна на произведението от масата и нейното тотално ускорение:

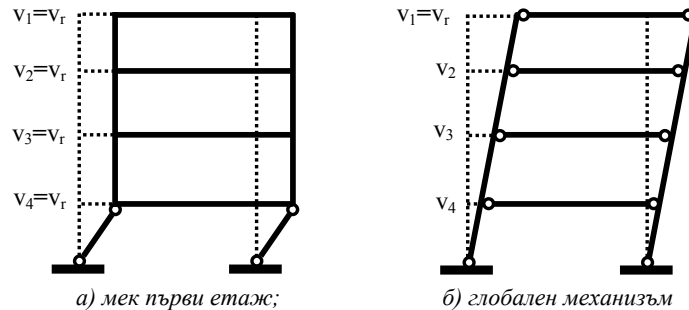
$$\begin{cases} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \\ F_4(t) \end{cases} = \begin{cases} m_1(\ddot{v}_1(t) + \ddot{v}_g(t)) \\ m_2(\ddot{v}_2(t) + \ddot{v}_g(t)) \\ m_3(\ddot{v}_3(t) + \ddot{v}_g(t)) \\ m_4(\ddot{v}_4(t) + \ddot{v}_g(t)) \end{cases} = \begin{cases} m_1(\Phi_1\ddot{v}_r(t) + \ddot{v}_g(t)) \\ m_2(\Phi_2\ddot{v}_r(t) + \ddot{v}_g(t)) \\ m_3(\Phi_3\ddot{v}_r(t) + \ddot{v}_g(t)) \\ m_4(\Phi_4\ddot{v}_r(t) + \ddot{v}_g(t)) \end{cases} . \quad (1)$$

В по-общ запис

$$\{F(t)\} = [m](\{\Phi\}\ddot{v}_r(t) + \{I\}\ddot{v}_g(t)) = [m]\{\Phi\}\ddot{v}_r(t) + [m]\{I\}\ddot{v}_g(t) . \quad (2)$$

Основно за този анализ е приемането: **хоризонталните премествания на концентрираните маси, които съвпадат с хоризонталните премествания на етажните подови конструкции, са пропорционални на компонентите на един избран от анализатора вектор**, означен тук с $\{\Phi\}$ и показан на фиг. 1г. Векторът се избира така, че хоризонталните премествания на масите да съответстват на предполагаем механизъм на разрушение на рамката. Препоръчва се векторът $\{\Phi\}$ да описва първата собствена форма на конструкцията или форма, близка до нея. Има твърдения, че крайният резултат от анализа се влияе слабо от избора на $\{\Phi\}$.

Други два от често използваните механизми на разрушение са показани на фиг. 2.



Фиг. 2. Механизми на разрушение

За по-удобен запис е добре векторът $\{\Phi\}$ да е нормиран така, че $\Phi_r = \Phi_l$ да е единица.

$$\{\Phi\}^T = \{\Phi_1 \ \Phi_2 \ \Phi_3 \ \Phi_4\}^T = \{1 \ \Phi_2 \ \Phi_3 \ \Phi_4\}^T. \quad (3)$$

Основното за метода приемане се записва по следния начин:

$$\{v(t)\} = \{\Phi\} v_r(t). \quad (4)$$

От равенство (4) следва, че компонентите на вектора $\{\Phi\}$ са бездимензионни. С тяхното приемане преместванията в реалната система с краен брой степени на свобода се описват количествено само с един параметър и анализът се свежда до изследване на система с една степен на свобода.

Приеманията (1) и (4) водят до еднозначно определено съотношение на големините на силите $F_i(t)$. Съотношението на големината на силите се определя от (1), като се елиминират $\ddot{v}_r(t)$ и $\ddot{v}_g(t)$. За целта се записва и се преработва отношението

$$\frac{m_1 F_1(t) - m_i F_i(t)}{m_j F_1(t) - m_i F_j(t)}.$$

След кратка и несложна преработка се получава следната зависимост:

$$\frac{1 - \frac{m_i F_i(t)}{m_1 F_1(t)}}{1 - \frac{m_i F_j(t)}{m_j F_1(t)}} = \frac{\Phi_1 - \Phi_i}{\Phi_1 - \Phi_j}. \quad (5)$$

Това равенство се удовлетворява тъждествено, ако големината на всяка от силите $F_i(t)$ (включително и приетата за основна сила $F_1(t)$) е пропорционална на произведението от етажната маса, в която се поражда, и съответния компонент на вектора $\{\Phi\}$.

$$\begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \\ F_4(t) \end{Bmatrix} = c(t) * \begin{Bmatrix} m_1 \Phi_1 \\ m_2 \Phi_2 \\ m_3 \Phi_3 \\ m_4 \Phi_4 \end{Bmatrix}. \quad (6)$$

С такова съотношение на големината на силите трябва да се прави нелинейният статичен анализ. Точно такова съотношение на големината на силите се препоръчва и се използва от редица автори [1] до [11]. Такова е съотношението на големината на инерционните сили при свободно еднотонно трептяща еластично деформираща се конструкция.

Изборът на $\{\Phi\}$, определящ формата на разрушаване на конструкцията и съотношението на големината на земетръсните сили, включва голяма доза субективност и това е едно от слабите места на метода. Най-същественният дефект на това приемане е, че не се осигурява връзка между разрезните усилия, съответстващи на приетите премествания и земетръсните сили. С други думи казано силите $F_i(t)$, с така подбрани съотношения на големината им, не предизвикват етажни премествания, пропорционални на компонентите на $\{\Phi\}$.

С приемане на основните зависимости (1) и (4), при условие векторът $\{\Phi\}$ да описва собствена форма на конструкцията, на практика се приема, че принуденото трептене на реалната конструкция с краен брой степени на свобода, при възникване в нея на нееластични процеси, може адекватно да се опише с нейно еднотонно трептене и то при работа на материала в еластичен стадий. Това, както се отбелязва в [2], е доста нереалистично приемане.

За съжаление, изводът за съотношението на големината на земетръсните сили (6), получен с очевидни елементарни математически преобразувания, е некоректен. И това се установява лесно, ако се направи опит да се изрази функцията $s(t)$. Достатъчно е равенства (1) да се запишат в следния вид:

$$\begin{Bmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ F_3(t) \\ F_4(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} m_1(\ddot{v}_1(t) + \ddot{v}_g(t)) \\ m_2(\ddot{v}_2(t) + \ddot{v}_g(t)) \\ m_3(\ddot{v}_3(t) + \ddot{v}_g(t)) \\ m_4(\ddot{v}_4(t) + \ddot{v}_g(t)) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} m_1\Phi_1\left(\ddot{v}_r(t) + \frac{1}{\Phi_1}\ddot{v}_g(t)\right) \\ m_2\Phi_2\left(\ddot{v}_r(t) + \frac{1}{\Phi_2}\ddot{v}_g(t)\right) \\ m_3\Phi_3\left(\ddot{v}_r(t) + \frac{1}{\Phi_3}\ddot{v}_g(t)\right) \\ m_4\Phi_4\left(\ddot{v}_r(t) + \frac{1}{\Phi_4}\ddot{v}_g(t)\right) \end{Bmatrix}. \quad (7)$$

От (7) следва, че съотношенията на етажните сили изпълняват приемането (6) тогава, когато компонентите на вектора са равни на единица – $\Phi_1 = \Phi_2 = \Phi_3 = \Phi_4 = 1$.

Следователно използването се приемане (6) е изпълнено само когато трептенето на конструкцията се изследва с модела *мек първи етаж*.

Ако се използват други модели на разрушение на рамката, при които елементите на вектора $\{\Phi\}$ са с различна големина, изводите, получени с приемане на зависимости (4), са некоректни.

От зависимости (7) следва, че ако в анализа се използват модели на разрушение, при които елементите на вектора $\{\Phi\}$ са с различна големина, равенства (6) са в сила, ако се изследва процес на трептене, при който $\ddot{v}_g(t) \equiv 0$. С други думи, не може да се използват (6) за изследване на процес на трептене, предизвикан от земетръс.

Посочената некоректност в основните приемания води до некоректни крайни резултати.

За да се докаже това твърдение, се записват основните диференциални уравнения, които се получават от системата (1) с използване на (6) посредством три математически коректни подхода.

При записването им се използват следните кратки означения:

$$\begin{aligned} M &= \sum m_i & M^* &= \sum m_i\Phi_i & \hat{M} &= \sum m_i\Phi_i^2 & F^*(t) &= \sum F_i(t)\Phi_i \\ \Gamma &= \frac{M}{M^*} = \frac{\sum m_i}{\sum m_i\Phi_i} & \hat{\Gamma} &= \frac{M^*}{\hat{M}} = \frac{\sum m_i\Phi_i}{\sum m_i\Phi_i^2} \end{aligned}. \quad (8)$$

Първи подход

Ако с V се означи сумата на хоризонталните компоненти на опорните реакции, то съгласно фиг. 1в условието за равновесие сумата от хоризонталните компоненти на всички въздействия върху рамката да е равна на нула се записва по следния начин:

$$F_1(t) + F_2(t) + F_3(t) + F_4(t) = V(t). \quad (9)$$

В обобщен запис:

$$\ddot{v}_r(t) \sum m_i \Phi_i + \ddot{v}_g(t) \sum m_i = V(t).$$

Като се използват означенията (8), основното уравнение (9) се записва по следния начин:

$$\frac{\ddot{v}_r(t)}{\Gamma} + \ddot{v}_g(t) = \frac{V(t)}{M} \rightarrow \ddot{v}_r(t) - \frac{V(t)}{M^*} = -\Gamma \ddot{v}_g(t). \quad (10)$$

Втори подход

Изхожда се от системата диференциални уравнения (1).

$$[m] \left(\{\Phi\} \ddot{v}_r(t) + \{I\} \ddot{v}_g(t) \right) = \{F(t)\}. \quad (11)$$

Единствената неизвестна функция $v_r(t)$ може да се определи от кое да е от уравненията.

От всички уравнения на системата (11) се конструира едно ново уравнение, което е линейна комбинация от всички уравнения. Като се приложи матричната символика, използващата се комбинация се записва по следния начин:

$$\{\Phi\}^T [m] \left(\{\Phi\} \ddot{v}_r(t) + \{I\} \ddot{v}_g(t) \right) = \{\Phi\}^T \{F(t)\}. \quad (12)$$

Използват се (8) и уравнение (12) добива вида

$$\hat{M} \ddot{v}_r(t) + M^* \ddot{v}_g(t) = F^*(t). \quad (13)$$

От (6) и (8) следва зависимостта:

$$F^*(t) = \frac{V(t)}{\hat{\Gamma}}.$$

Уравнение (13) се представя в следния вид:

$$\frac{\ddot{v}_r(t)}{\hat{\Gamma}} + \ddot{v}_g(t) = \frac{V(t)}{\hat{\Gamma} M^*} \rightarrow \ddot{v}_r(t) - \frac{V(t)}{M^*} = -\hat{\Gamma} \ddot{v}_g(t). \quad (14)$$

Тук се предлага още един непубликуван до сега подход.

Трети подход

И сега се изхожда от условието за равновесие *сумата от хоризонталните компоненти на всички въздействия върху рамката да е равна на нула*, което съгласно фиг. 1в се записва по следния начин:

$$F_1(t) + F_2(t) + F_3(t) + F_4(t) = V(t) \text{ общ запис } \sum F_i(t) = V(t). \quad (15)$$

Това равенство се преобразува, като се извади $F_1(t)$ пред скоби

$$F_1(t) \left[1 + \frac{F_2(t)}{F_1(t)} + \frac{F_3(t)}{F_1(t)} + \frac{F_4(t)}{F_1(t)} \right] = V(t).$$

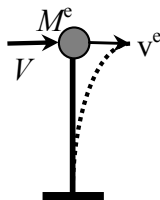
Отношенията се изразяват чрез (6) и се получава

$$\frac{1}{m_1} F_1(t) [m_1 \Phi_1 + m_2 \Phi_2 + m_3 \Phi_3 + m_4 \Phi_4] = V(t) \quad (16)$$

Силата $F_1(t)$ се замества съгласно (1) и като се отчете, че $\Phi_1=1$, от (16) се получава следното уравнение:

$$\ddot{v}_r(t) + \ddot{v}_g(t) = \frac{V(t)}{M^*} \rightarrow \ddot{v}_r(t) - \frac{V(t)}{M^*} = -\ddot{v}_g(t) \quad (17)$$

От математическа гледна точка диференциалните уравнения (10), (14) и (17), получени с трите подхода, съвпадат с уравнението за движение на система с една степен на свобода с маса M^e и преместване v^e , еднаква с показаната на фиг. 3. Това е така наречената **еквивалентна система с една степен на свобода**.



Фиг. 3. Еквивалентна система с една степен на свобода

За първия подход еквивалентната система с една степен на свобода е с маса $M^e = M$ и преместване $v^e(t) = v_r(t) / \Gamma$.

За втория подход еквивалентната система с една степен на свобода е с маса $M^e = \hat{\Gamma} M^*$ и преместване $v^e(t) = v_r(t) / \hat{\Gamma}$.

За третия подход еквивалентната система с една степен на свобода е с маса $M^e = M^*$ и преместване $v^e(t) = v_r(t)$.

Лявата страна и на трите диференциални уравнения (10), (14) и (17) е равна на инерционната сила на единица маса на еквивалентна система с една степен на свобода. Тя е мярка за сеизмичната сила, която може да предизвика бъдещо земетресение. Нейната максимална големина при бъдещо земетресение се оценява чрез спектъра на тоталните ускорения за нелинейно деформираща се система с една степен на свобода, съвпадаща с еквивалентната система.

Дясната страна и на трите диференциални уравнения (10), (14) и (17) е равна на частта от сумарната хоризонтална реакция на реалната система с краен брой степени на свобода, която се пада на единица маса на еквивалентната система с една степен на свобода. Тя е мярка за капацитета на конструкцията, за нейната способност да понесе хоризонтален товар при земетресение. Нейната големина се определя чрез нелинеен статичен анализ.

Трите диференциални уравнения (10), (14) и (17) са математически модел на една и съща физическа задача и ако при съставянето им се използва един и същи модел на разрушение, трябва да имат едно и също решение за неизвестната функция $v_r(t)$.

Ако се използва модел на разрушение *мек първи етаж*, се получава:

$$M = \sum m_i \quad M^* = \sum m_i \Phi_i = M \quad \Gamma = \frac{M}{M^*} = 1 \quad (18)$$

И трите уравнения (10), (14) и (17) добиват следния вид:

$$\ddot{v}_r(t) + \ddot{v}_g(t) = \frac{V(t)}{M^*} \rightarrow \ddot{v}_r(t) - \frac{V(t)}{M^*} = -\ddot{v}_g(t). \quad (19)$$

Следователно при използване на модел на разрушение *мек първи етаж* трите уравнения имат едно и също решение и водят до еднакъв извод за способността на конструкцията да устои на изчислително земетресение.

Ако в анализа се използват (10), (14) и (17), съставени с модели на разрушение, при които елементите на вектора $\{\Phi\}$ са с различна големина то:

$$M = \sum m_i \quad M^* = \sum m_i \Phi_i \neq M \quad \Gamma = \frac{M}{M^*} \neq 1 \quad \hat{\Gamma} = \frac{M^*}{M} \neq 1. \quad (20)$$

В този случай уравненията (10), (14) и (17) са различни и водят до различни изводи за способността на конструкцията да устои на изчислително земетресение. Няма критерий за определяне кое от трите уравнения води до правилен извод.

Тези три диференциални уравнения (10), (14) и (17) стават напълно еднакви при всички възможни модели на разрушение само ако $v_g(t) \equiv 0$. Това е едното от двете възможни условия уравнения (1) и (6) да са математически непротиворечиви. В този случай и трите уравнения (10), (14) и (17) добиват следния запис:

$$\ddot{v}_r(t) = \frac{V(t)}{M^*}. \quad (21)$$

С това уравнение не се описва процес на трептене, породен от земетръсно въздействие.

Тъй като диференциалните уравнения (10), (14) и (17) са линейни по отношение на $v_r(t)$, ако се състави допълнително диференциално уравнение, като от (17) се извади уравнение (10), то това допълнително уравнение трябва да има нулево решение за $v_r(t)$. Това допълнително уравнение се записва по следния начин:

$$\left(1 - \frac{1}{\Gamma}\right) \ddot{v}_r(t) = \left(1 - \frac{1}{\Gamma}\right) \frac{V(t)}{M^*}. \quad (22)$$

Уравнение (22) може да има нулево решение за $v_r(t)$ само ако $\Gamma=1$, стойност, отговаряща на модел на разрушение *мек първи етаж*. При всички други модели на разрушение, за които $\Gamma \neq 1$, уравнение (22) преминава в уравнение (21).

Ако от (17) се извади уравнение (14), то получаващото се допълнително уравнение се записва по следния начин:

$$\left(1 - \frac{1}{\hat{\Gamma}}\right) \ddot{v}_r(t) = \left(1 - \frac{1}{\hat{\Gamma}}\right) \frac{V(t)}{M^*}. \quad (23)$$

Уравнение (23) може да има нулево решение за $v_r(t)$ само ако $\hat{\Gamma} = 1$, стойност, отговаряща на модел на разрушение *мек първи етаж*. При всички други модели на разрушение, за които $\hat{\Gamma} \neq 1$, уравнение (23) преминава в уравнение (21).

И накрая, ако от (14) се извади уравнение (10), то получаващото се допълнително уравнение се записва по следния начин:

$$\left(\frac{1}{\hat{\Gamma}} - \frac{1}{\Gamma}\right) \ddot{v}_r(t) = \left(\frac{1}{\hat{\Gamma}} - \frac{1}{\Gamma}\right) \frac{V(t)}{M^*}. \quad (24)$$

Уравнение (24) може да има нулево решение за $v_r(t)$ само ако $\hat{\Gamma} = \Gamma$, равенство, изпълняващо се при използване на модел на разрушение *мек първи етаж*. При всички други модели на разрушение, за които $\hat{\Gamma} \neq \Gamma$, уравнение (24) преминава в уравнение (21).

Недостатъци на тази класическа процедура за нелинеен сеизмичен анализ са забелязани от много изследователи и са посочени публично във всички цитирани публикации от [1] до [11].

Като един от основните недостатъци се посочва невъзможността да се опишат преместванията на гъвкави сгради поради приеманата инвариантност на съотношението на големината на етажните премествания, респективно на етажните сили.

Правени са много опити основният вектор $\{\Phi\}$ да се дефинира така, че да се елиминира несъответствието между приети съотношения на големината на етажните премествания и големината на земетръсните сили. Основно се правят опити при определяне на компонентите на $\{\Phi\}$ да се използват повече от една собствени форми или компонентите на $\{\Phi\}$ да се променят на всяка стъпка от нелинейния анализ при получаване на капацитивната крива на реалната конструкция.

Такива опити са **adaptive pushover** [8], **multi-mode pushover (MMP)** [9], **pushover results combination (PRC)** [10], **incremental response spectrum analysis** [11].

В [4] и [7] се предлага да се правят последователно няколко процедури. За всяка от тях да се използва вектор $\{\Phi\}$, описващ съответно първите няколко собствени форми на конструкцията, получени с линеен анализ. Използват се етажни сили от типа (6). С капацитивна крива за всяка използвана собствена форма се изчисляват необходимите величини (премествания, усилия ...).

Авторите на [4] предлагат за меродавна големина на всяка от изчислените величини да се приема максималната, която е получена в някоя от процедурите.

В [7] се предлага резултатите, получени с всяка процедура, да се комбинират с правилата, използвани при линейния модален анализ – SRSS, CQC ...

Заклучение

Методът няма убедителна математическа обосновка.

Процедура, която е валидна само за един модел на разрушение – *мек първи етаж*, се прилага и за други модели за разрушение, за които тя е математически некоректна.

Предлаганите усложнени процедури използват описаната класическа процедура и поради тази причина съдържат в себе си всички нейни недостатъци. Както се отбелязва в [12], въпреки многократно по-голямата изчислителна работа няма доказателства за коректност на получените с тях резултати.

ЛІТЕРАТУРА

1. *Peter Fajfar, M. EERI* A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, Vol. 16, № 3, August 2000.
2. *A. S. Elnashai*. Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 12, No. 1 (2001) 51-69.
3. *T. Albanesi, S. Biondi, M. Petrangeli*. Pushover Analysis: An Energy Based Approach. 12th European Conference on Earthquake Engineering, 2007, Paper Reference 605.
4. *Mehdi Poursha1, Faramarz Khoshnoudian2 and A.S. Moghadam3*. A BREAKTHROUGH IN ESTIMATING THE SEISMIC DEMANDS OF TALL BUILDINGS. The 14-th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.
5. *Kim, S. and D'Amore, E.* 1999. Pushover analysis procedure in earthquake engineering. *Earthquake Spectra*, 15, pp. 417-434.
6. *Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K.* 1998. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20(4-6), pp. 452-462.
7. *Chopra, A. K. and Goel, R. K.* 2002. A modal pushover analysis procedures for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 31, pp. 561-582.
8. *Bracci, J. M., Kunnath, S. K. and Reinhorn, A. M.* 1997. Seismic performance and retrofit evaluation for reinforced concrete structures. *J. Struct. Engrg., ASCE* 123(1), pp. 3-10.
9. *Sasaki, K. K., Freeman, S. A. and Paret, T. F.* 1988. Multi-mode pushover procedure (MMP) – A method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis. Proc. 6th U.S. Nat. Conf. on Earthq. Eng., Seattle, Washington.
10. *Moghadam, A. S.* 2002. A pushover procedure for tall buildings, proc. 12th European Conference on Earthquake Engineering. paper 395. Elsevier Science Ltd.
11. *Aydinoglu, M. N.* 2003. An incremental response spectrum analysis procedure on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation. *Bulltein of Earthquake engineering*, 1, pp. 3-36.
12. FEMA 274 /October 1997.

Постъпила: май 2015 г.

DISADVANTAGES OF THE NON-LINEAR SEISMIC ANALYSIS

G. Todorov¹

Keywords: nonlinear seismic analysis, mechanism of destruction, equivalent SDOF system, capacitive curve, mathematical incorrectness

Research area: applied mechanics

ABSTRACT

The article points out the disadvantages of the main procedure of the non-linear seismic analysis. The reasons which cause them are analysed. It is proven that the main prerequisite for a priori accepted mechanism of destruction which determines the ratio of the seismic force magnitudes leads to mathematically correct results for only one mechanism of destruction – soft first floor. For all other mechanisms of destruction used the conclusions are mathematically incorrect.

¹ Georgi Todorov, Prof. Dr. Eng., Dept. “Structural Mechanics”, UACEG, 1 H. Smirnenki Blvd., Sofia 1046, e-mail: gktodorov@yahoo.com