



Получена: 01.03.2021 г.

Приета: 09.04.2021 г.

ОПРЕДЕЛЯНЕ НА РЕДУКЦИОННИЯ КОЕФИЦИЕНТ ЗА СЕИЗМИЧНИТЕ СИЛИ НА ДВУЕТАЖНИ ЕВФ КОНСТРУКЦИИ С ОТЧИТАНЕ НА НИСКОЦИКЛИЧНАТА УМОРА НА СВЪРЗВАЩИЯ ЕЛЕМЕНТ

Ч. Пенелов¹

Ключови думи: сеизмично въздействие, ЕВФ система, нискоциклична умора

РЕЗЮМЕ

С нелинеен динамичен анализ са изследвани две двуетажни рамки с нецентрично включени диагонали (ЕВФ конструкции) с към сеизмичен свързващ елемент (сеизмичен линк-елемент, СЛЕ). Численият модел на СЛЕ, отчитащ нискоцикличната умора на материала, е калибриран със съществуващи експериментални резултати. Граничната пластична ротация на използвания СЛЕ, постигната при експерименталното му изследване при стандартния протокол на циклично натоварване на AISC 341-16, е 0,12 rad.

Двете конструкции са с еднаква геометрия, но с различна маса. Първата от тях (ЕВФ-1) е типична нископериодна конструкция. Собственият период на втората конструкция (ЕВФ-2) е близък по стойност до ъгловия период T_C на медианния спектър на комплекта акселерограми от далечни земетресения, даден във FEMA P695, с който са изследвани конструкциите. Представени са кривите на сеизмична уязвимост на двете рамки. Определени са редукионните коефициенти за сеизмичните сили R , като е използвана методиката на FEMA P695.

Приета е целева вероятност за разрушение от 20%. Получените в настоящата работа коефициенти $R = 3,9$ за ЕВФ-1 и $R = 6,4$ за ЕВФ-2 са по-малки от стойността $R = 8$, предписана в ASCE 7-16 за ЕВФ конструкции.

¹ Чавдар Пенелов, гл. ас. д-р инж., кат. „Метални, дървени и пластмасови конструкции”, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: penelov_fce@uacg.bg

1. Въведение

За целите на проектирането, основано на линеен анализ, се използва т. нар. изчислително сеизмично въздействие (*design earthquake*, DE), имащо съгласно EN 1998-1 [1] отношение към граничното състояние „Значителни повреди“ (*Significant damage*, SD). В [1] е дефиниран т. нар. коефициент на поведение (*behaviour factor*) q , който е приблизително равен на отношението на сеизмичните сили, действащи върху конструкцията, когато нейното поведение е еластично (при коефициент на затихване $\xi = 0,05$) и сеизмичните сили, които могат да се използват за целите на проектирането. Аналог на коефициента на поведение q е дефинираният в ASCE 7-16 [2] редукиционен коефициент за сеизмичните сили R . Следва обаче да се обърне внимание на различните дефиниции на DE, дадени в EN 1998-1 и в ASCE 7-16, поради които не е съвсем коректно да се поставя знак за еквивалентност между коефициентите R и q .

Съгласно EN 1998-1 за конструкции от втори клас по значимост (като изследваните в настоящата работа) референтният период на повторемост на DE се приема $T_R = 475$ г. Проектирането трябва да осигури възможност за ремонт (макар и възможно икономически неефективен) след DE и трябва да гарантира ниска вероятност от разрушение за т. нар. максимално разглеждано земетресение (*maximum considered earthquake*, MCE) с $T_R = 2475$ г. Според [1] може да се приеме, че интензивността на MCE е с около 70% по-висока от тази на DE. Това е твърде условно, тъй като отношението на спектралните ускорения на MCE и DE не е константно за цялата периодна област и зависи от разглежданата площадка за строителство.

Съгласно ASCE 7-16 [2] интензивността на DE за аналогичния клас на значимост се приема с 50% по-ниска от интензивността на максималното разглеждано земетресение (MCE_R), определена на базата на възприет целеви риск от настъпване на разрушение. Референтният период на повторемост на MCE_R не е точно дефиниран, като варира за различните райони на САЩ приблизително в границите 1700 – 2700 г. Референтният период на повторемост на DE съгласно ASCE 7-16 не е задължително да бъде 475 г., като в определени случаи може да се окаже по-висок.

Известно е, че необходимата дуктиленост на дисипативните конструкции се увеличава значително за собствени периоди, по-ниски от ъгловия период T_C на спектъра на реагиране (т.е. при нископериодни конструкции). В [3] е показано, че ако желаем да осигурим 10% вероятност за разрушение при MCE [2, 4] на група от изследвани конструкции от даден тип, е необходимо коефициентът R да се приема със стойност 1 за конструкции със собствени периоди, по-ниски от 0,2 s, а за конструкции с период, по-голям от около 0,6 s е възможно да се приема $R = 5$. Изводите са направени за конструкции с армирани зидани стени, както и за стоманени конструкции с диагонали с предотвратено изкълчване (BRB системи).

На този етап обаче ASCE 7-16 предписва за различните конструктивни системи константни стойности на R , независещи от периода на конструкцията. За рамки с нецентрично включени диагонали (EBF системи) се предписва $R = 8$.

В EN 1998-1 [1] индиректно (чрез изчислителния спектър на реагиране в нископериодната област) се предписва $q = 1,5$ за собствен период $T = 0$, като за собствени периоди, по-високи от ъгловия период T_B на спектъра на реагиране, се допуска q да се приема равен на горната си граница за съответната конструктивна система и приетия клас на дуктиленост. За EBF системи от висок клас на дуктиленост (DCH) горната граница на q се задава с полуемпиричната стойност $5\alpha_u/\alpha_1$. Отношението α_u/α_1 отчита запаса от носеща способност на конструкцията, дължащ се на статическата ѝ неопределеност плюс уякчването след провлачане на дисипативните елементи. То може да се приеме равно на

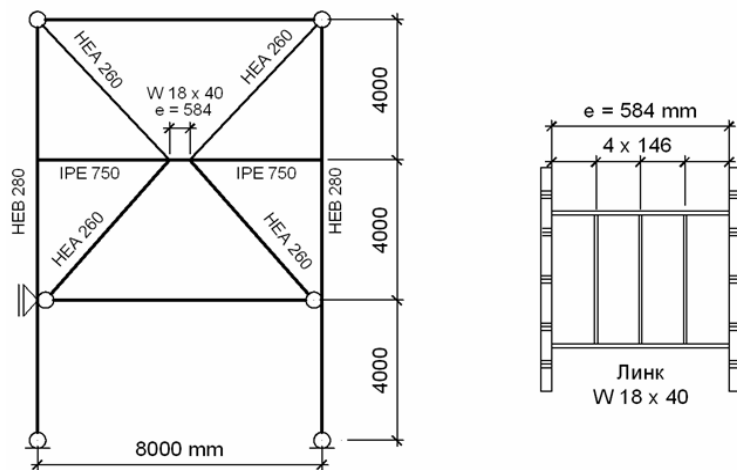
отношението F_u/F_1 на максималната срязваща сила в основата, която конструкцията може да поеме (F_u), и срязващата сила в основата при образуване на първа пластична става (F_1). Отношението α_u/α_1 може да се определя на базата на нелинеен статичен анализ, но стойността му не бива да превишава 1,6. Така коефициентът на поведение q съгласно [1] може теоретично да достигне стойност 8. При липса на нелинеен статичен анализ съгласно [1] се приема $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$, което води до $q = 6$.

Редно е обаче да се отбележи, че ограниченията на пластичната ротация на сеизмичните линк-елементи (СЛЕ) на EBF при изчислително сеизмично въздействие, предписани в [1], понякога водят до необходимост от редукция на горната граница на коефициента на поведение. Както ще се види от настоящата работа, подобна редукция може да е наложителна за нископериодни дисипативни EBF системи и от гледна точка на недопускане на разрушението на СЛЕ при МСЕ в резултат на нискоциклична умора.

Целта на настоящата статия е да се определи редукиционният коефициент за сеизмичните сили R за две двуетажни EBF конструкции с експериментално изследван СЛЕ, като е използвана методиката на FEMA P695 [4], насочена към оценка на поведението на конструкции при МСЕ, имащо отношение към граничното състояние „Близко до разрушение“ (*Near collapse*, NC). Споменатата методика на [4] е използвана у нас и в [5], но за определяне на коефициента на поведение на вертикални връзки с центрично включени кръстосани диагонали, пресичащи се в етажна греда.

По-долу ще се ограничи използването на термина „коефициент на поведение“, тъй като тук е приета дефиницията на DE, дадена в ASCE7-16.

2. Описание на изследваните двуетажни EBF конструкции



Фиг. 1. Схема на изследваните конструкции и на свързващия им елемент

Изследвани са две двуетажни EBF конструкции с корав сутеренен етаж. Те са проектирани като конструкции от висок клас на дуктилност съгласно [1] и са с еднаква геометрия (фиг. 1), но с различни етажни маси, което обуславя различните им първи собствени периоди (табл. 1). Напречните сечения на колоните са HEB 280 от стомана S355. Гредата от първия етаж извън СЛЕ е със сечение IPE750×147 от стомана S355. Диагоналите са изготвени от профили HEA260, стомана S355. Късият СЛЕ от първия етаж

е с напречно сечение $W460 \times 150 \times 60$, стомана ASTM A992 ($f_y = 345 \text{ MPa}$), като запасът от якост на материала на стеблото на СЛЕ е сравнително нисък – около 13%. СЛЕ е с три междинни едностранни напречни ребра. Номиналната носеща способност на срязване на СЛЕ е 706 kN. Численият модел на СЛЕ, симулиращ натрупването на повреди при циклично натоварване, е калибриран от автора [6] въз основа на съществуващите резултати от експерименталното изследване на СЛЕ при четири различни протокола на натоварване [7]. Ротационният капацитет на СЛЕ, получен при експерименталното му изследване [7] със стандартния протокол на циклично натоварване, предписан в [8], е 0,12 rad.

3. Основни предпоставки на нелинейния динамичен анализ на изследваните конструкции

За изследването на конструкциите с нелинеен динамичен анализ е използван комплектът нормализирани записи от далечни земетресения, даден във FEMA P695 [4] (22 записа с по две компоненти, общо 44 акселерограми). Първият собствен период T_1 на EBF-2 (0,45 s) е близък до ъловия период T_C на медианния спектър на комплекта акселерограми (около 0,5 s). Собственият период на EBF-1 (0,26 s) я определя като типична нископериодна конструкция.

Таблица 1. Данни за изследваните конструкции

Рамка	Етажна маса m (t)	Собствен период T_1 (s)	Спектрално ускорение при провлачане S_y
EBF-1	100	0,26	0,43g
EBF-2	300	0,45	0,14g

Забележка: $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

Проведена е серия от нелинейни динамични анализи с увеличаващ се мащабиращ коефициент на комплекта от нормализирани акселерограми. За характерни стойности на мащабиращия коефициент (респ. на спектралното ускорение при първия собствен период) се определя вероятността за разрушение.

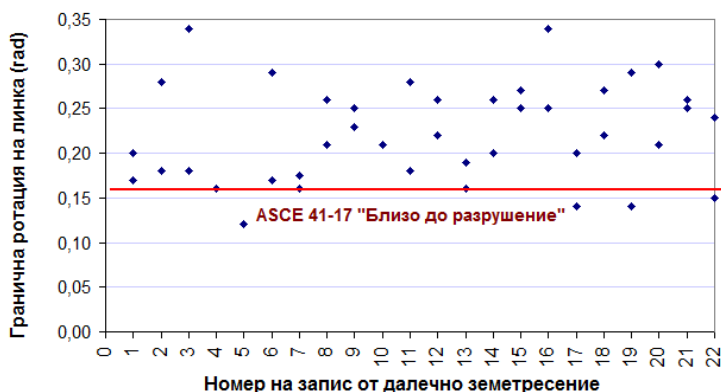
Нелинейният динамичен анализ е извършен с програмата OpenSees [9] при отчитане на физическата и геометрическата нелинейност. Коефициентът на затихване е приет $\xi = 0,05$, а матрицата на затихване е приета пропорционална на матрицата на масите и тангентната матрица на коравината. Използван е хистерезисен мултилинеен модел на СЛЕ с кинематично уякчаване, като с оглед на опростяване е пренебрегната деградацията на носещата способност на срязване след провлачане. В [6] е показано, че тази деградация, характерна за много високи нива на пластична ротация на СЛЕ, не води до съществена промяна на граничните множители на акселерограмите.

Поради наличието на корави възли между елементите е налице известно „дуално“ действие на конструкциите (сеизмичните сили се поемат частично и от формираната рамка с корави възли). До разрушението на СЛЕ обаче не се наблюдават ротиращи пластични стави в диагоналите, колоните и гредите извън СЛЕ. Повече подробности относно численото моделиране, а също и относно сеизмичното реагиране на EBF-2, читателят може да намери в [6].

4. Отчитане на неопределеностите в оценката на сеизмичното реагиране съгласно FEMA P695

Във FEMA P695 [4] се приема, че вероятността за настъпване на разрушение като функция на интензивността на въздействието (графически представена като крива на сеизмична уязвимост) може да се опише теоретично чрез кумулативна функция на лог-нормално разпределение на вероятностите за разрушение. Тази теоретична крива на уязвимост може да се построи, ако са известни следните два параметъра:

- \hat{S}_{CT} е медианното спектрално ускорение (за първия собствен период и коефициент на затихване $\xi = 0,05$) на комплекта нормализирани акселерограми, водещо до разрушение (\hat{S}_{CT} е медиана на спектралното ускорение в кривата на сеизмична уязвимост) – при него за 50% от използваните акселерограми се наблюдава разрушение на конструкцията;
- логаритмичното стандартно отклонение β_{TOT} , дефиниращо наклона на кривата на уязвимост и отчитащо всички източници на неопределеност, свързани с оценката на поведението на конструкцията.



Фиг. 2. Гранични пластични ротации на СЛЕ на изследваната конструкция EBF-2 [6] при действието на записите от далечни земетресения, дадени във FEMA P695 [4]

За определянето на \hat{S}_{CT} е необходимо използването на нелинеен динамичен анализ. Във FEMA P695 [4] е прието разрушението да се асоциира с достигането на пластичен механизъм на разрушение. Тук е прието разрушението да се асоциира с образуването на пукнатина в СЛЕ в резултат от нискоциклична умора на материала. Този нов изчислителен критерий е малко по-консервативен от възприетия в [4], но кореспондира добре с модерната в момента концепция за проектиране на т. нар. конструкции с ниско ниво на повреди, според която икономическата ефективност изисква при екстремно сеизмично въздействие да пластифицират само заменяеми дисипативни елементи (в случая СЛЕ), които впоследствие да се подменят с нови такива, а останалите елементи (колони, диагонали, греди извън зоните на СЛЕ) да работят еластично, без повреди. Същевременно в [6] е показано, че критерият за разрушение, базиран на достигането на нискоциклична умора, е по-реалистичен, а за повечето акселерограми – и по-либерален, от критерия на ASCE 41-17 [10] за еднократно достигане на пластична ротация от 0,16 rad.

Причината за това е, че болшинството акселерограми от използвания комплект причиняват по-малък брой цикли на пластично деформиране на СЛЕ в сравнение с нормативно предписваните протоколи на натоварване, използвани в лабораторни условия. На фиг. 2 [6] са дадени граничните пластични ротации на СЛЕ на EBF-2, получени за всяка от акселерограмите. За всеки запис са дадени по две стойности на ротацията, съответстващи на двете компоненти на записа. За записи с номера 4 и 5 двете компоненти на въздействието водят до сходни стойности на граничната пластична ротация. От фиг. 2 е видно, че действителната история на пластично деформиране оказва много силно влияние на граничната пластична ротация на СЛЕ, като за част от акселерограмите граничните пластични ротации са близки до съответстващата на монотонно натоварване (0,34 rad [7]).

Стойността на β_{TOT} се определя [4] по формулата

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2}, \quad (1)$$

където β_{RTR} отчита неопределеността, дължаща се на използваните акселерограми;

β_{DR} отчита неопределеността в правилата за проектиране;

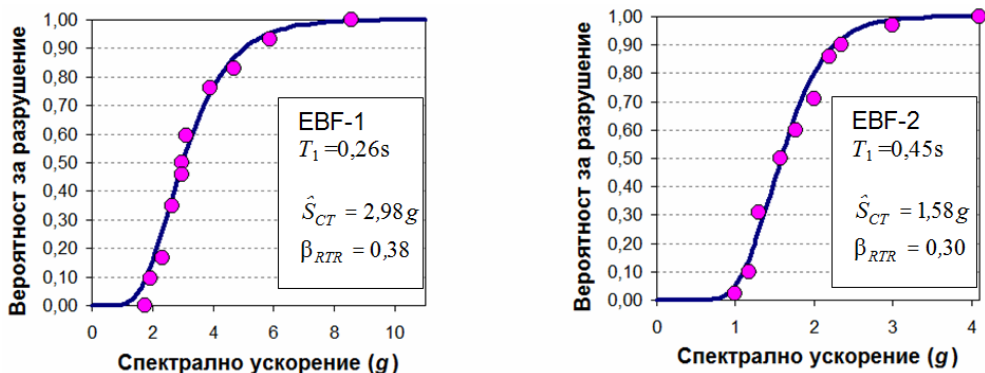
β_{TD} отчита неопределеността в експерименталните данни;

β_{MDL} отчита неопределеността на числения модел.

На фиг. 3 с маркери са показани характерни точки от „емпиричните“ криви на уязвимост, получени с нелинеен динамичен анализ, както и теоретичните логнормални криви, даващи най-добро приближение към „емпиричните“. Стойността на β_{RTR} , свързана с използваните акселерограми, дефинира наклона на теоретичната логнормална зависимост, даваща най-добро приближение с „емпиричната“ крива на уязвимост, получена с помощта на нелинейния динамичен анализ. Получава се:

- за EBF-1 ($T_1 = 0,26$ s): $\beta_{RTR} = 0,38$;
- за EBF-2 ($T_1 = 0,45$ s): $\beta_{RTR} = 0,30$.

Любопитно е да се отбележи по-ниската стойност на логаритмичното стандартно отклонение β_{RTR} за конструкцията с по-висок период.



Фиг. 3. „Емпирични“ (с маркери) и теоретични (с пълтна линия) криви на сеизмична уязвимост

По принцип FEMA P695 не изисква построяването на подробните точки от „емпиричната“ крива на уязвимост, а за прилагането на методиката на [4] е необходимо единствено определянето на медианната стойност на ускорението \hat{S}_{CT} , като същевременно се препоръчва фиксирана стойност на $\beta_{RTR} = 0,4$ за конструкции с коефициент на дуктилност по преместване, по-голям или равен на 3. Стойността $\beta_{RTR} = 0,4$ (макар и консервативна за конструкцията с по-висок период) е възприета окончателно и тук.

Експерименталното изследване [7] на използвания СЛЕ, макар и извършено при четири различни протокола на натоварване, отчита само поведението на самостоятелния СЛЕ, но не и поведението на системата като цяло. По тази причина нивото на пълнота на експерименталното изследване е окачествено като „средно“, като за най-високото ниво на доверителност на експерименталните данни съгласно [4] е прието $\beta_{TD} = 0,2$.

Неопределеността в правилата за проектиране е оценена като средно висока, като съгласно [4] $\beta_{DR} = 0,2$.

Макар численият модел в пълнота да описва поведението на СЛЕ, съществуват редица неопределености в този модел, свързани с: приемането на коректна стойност на коефициента на затихване, приемането на типа на матрицата на затихване, неотчитането на влиянието на елементите, поемащи гравитационни товари, неотчитането на взаимодействието между конструкция и земна основа. По тази причина неопределеността, свързана с използвания числен модел също е оценена като средно висока [4]: $\beta_{MDL} = 0,2$.

По формула (1) се получава $\beta_{TOT} = 0,529$.

5. Определяне на редукиционния коефициент на сеизмичните сили R

Определянето му се извършва въз основа на критерия на FEMA P695 [4] за гарантиране на удовлетворително поведение на конструкцията при МСЕ. В [4] се дефинира коефициент на запас до разрушение CMR

$$CMR = \hat{S}_{CT} / S_{MT} , \quad (2)$$

където S_{MT} е спектралното ускорение (за първия собствен период и коефициент на затихване $\xi = 0,05$), съответстващо на максималното разглеждано земетресение МСЕ.

Коригираният коефициент на запас до разрушение $ACMR$ се определя по формулата [4]

$$ACMR = SSF \cdot CMR , \quad (3)$$

където SSF е коригиращ коефициент, отчитащ консервативната форма на медианния спектър на реагиране на използвания комплект акселерограми в сравнение с възможната действителна форма на спектрите на реагиране на реалните акселерограми, съответстващи на МСЕ. За коефициенти на дуктилност по преместване, по-големи от 8 (каквито се получават при разрушение на СЛЕ) и при собствени периоди, които са по-ниски от 0,5 s, се отчита $SSF = 1,33$ [4].

FEMA P695 предписва следния критерий за удовлетворително сеизмично реагиране при МСЕ на индивидуална конструкция

$$ACMR \geq ACMR_{20\%} , \quad (4)$$

където $ACMR_{20\%}$ е допустимата стойност на коригирания коефициент на запас до разрушение, при която вероятността за разрушение на индивидуалната конструкция при МСЕ ще бъде 20%. За $\beta_{TOT} = 0,529$ от [4] се отчита $ACMR_{20\%} = 1,57$.

Спектралното ускорение при провлачане S_y (табл. 1) се получава, като сръзващата сила в основата при провлачане $F_{b,y}$ (равна на 846 kN, определена в полза на сигурността с номиналната носимоспособност на сръзване на СЛIE) се раздели на общата маса на конструкцията.

Редукционният коефициент за сеизмичните сили R може да се изрази като

$$R = S_{DE} / S_y, \quad (5)$$

където S_{DE} е спектралното ускорение на изчислителното сеизмично въздействие.

Ако се положи $S_{MT} = 1,5S_{DE}$, коефициентът R , гарантиращ вероятност за разрушение 20% при МСЕ, т.е. осигуряващ изпълнение на условието (4), може да се определи по формулата

$$R = \hat{S}_{CT} SSF / \left(1,5S_y ACMR_{20\%} \right). \quad (6)$$

За EBF-1 ($T_1 = 0,26$ s) се получава $R = 3,9$, а за EBF-2 ($T_1 = 0,45$ s) се получава $R = 6,4$.

В случай че се изследва група конструкции от даден тип, в [4] се изисква осреднения (за групата конструкции) коригиран коефициент на запас до разрушение $ACMR$ да надвишава допустимата стойност $ACMR_{10\%}$, осигуряваща 10% вероятност за разрушение. В този случай за $\beta_{TOT} = 0,529$ от [4] се отчита $ACMR_{10\%} = 1,97$, като по формула (6) за EBF-1 се получава $R = 3,1$, а за EBF-2 се получава $R = 5$. Разбира се, двете изследвани тук конструкции са от различен тип по отношение на собствения си период, като по тази причина не могат да бъдат поставени в една група.

6. Изводи

Изследвано е сеизмичното реагиране на две двуетажни EBF конструкции с различни периоди. Конструкциите са с корав сутеренен етаж, като критерият за разрушение е достигане на нискоциклична умора на къс сеизмичен свързващ елемент (СЛIE). Ротационният капацитет на СЛIE, получен при експерименталното му изследване [7] със стандартния протокол на циклично натоварване, предписан в [8], е $0,12$ rad.

При приета 20% вероятност за разрушение на индивидуална конструкция при максималното разглеждано земетресение (МСЕ), стойността на редуционния коефициент за сеизмичните сили $R = 8$, предписвана в ASCE7-16 [2] за EBF системи, се оказва неконсервативна и за двете изследвани EBF конструкции.

Съпоставката на коефициента на поведение q , предписван в европейските норми, с получените тук стойности на редуционния коефициент за сеизмичните сили R е условна поради различните дефиниции на изчислителното сеизмично въздействие в европейските и американските норми. Такава съпоставка обаче би била полезна за ориентировъчна оценка на горната граница на q , дадена за EBF системи в EN 1998-1 [1].

Горната граница на коефициента на поведение $q = 6$, предписвана от EN 1998-1 (при $\alpha_i/\alpha_1 = 1,2$) изглежда близка до получения тук коефициент $R = 6,4$ за конструкцията с по-висок собствен период (EBF-2), но е силно неконсервативна за нископериодната конструкция EBF-1, за която е получено $R = 3,9$.

Това подкрепя изказаната в [3] теза за необходимост от създаване на нови правила за антисейзмично проектиране на нископериодни конструкции при използване на традиционния линеен еластичен анализ. Необходимо е изследванията върху сейзмичното реагиране на нископериодни конструкции, вкл. EBF, да продължат.

Използваният тук нов изчислителен критерий за разрушение на СЛЕ, базиран на достигане на нискоциклична умора на материала, спомага за по-реалистична аналитична обосновка на горната граница на редукирания коефициент за сейзмичните сили. За съжаление, новият изчислителен критерий за разрушение изисква предварително експериментално изследване на СЛЕ при различни протоколи на циклично натоварване, с оглед на калибриране на параметрите, описващи натрупването на повреди.

Нормите [8] дефинират протокол на циклично натоварване, използващ се за експериментално изследване на СЛЕ, но същевременно не предписват гранична пластична ротация при разрушение на СЛЕ (постигната при този протокол), която да гарантира удовлетворително поведение при МСЕ. Въз основа на настоящото изследване може да се предположи, че за EBF конструкции, проектирани с $R = 5 - 6$, чийто първи период е близо до ъгловия период T_C на спектъра на реагиране, е необходимо експерименталното изследване на СЛЕ при протокола за циклично натоварване на [8] да покаже гранична ротация от поне $0,12 \text{ rad}$. Разбира се, необходими са допълнителни изследвания за окончателното потвърждаване на това твърдение.

ЛИТЕРАТУРА

1. EN 1998-1: 2004 /AC: 2009: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
2. ASCE/SEI 7-16. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.
3. Charney, F. A., S. Darling, M. R. Eatherton. Seismic performance of very short period buildings, 15WCEE, Lisboa, 2012.
4. FEMA P695. Quantification of building seismic performance factors, June 2009.
5. Raycheva, L. Investigation on the seismic behaviour of Split-X concentrically braced frames. PhD Thesis, UACEG, 2018 (in Bulgarian).
6. Penelov, C. Determination of ultimate EBF shear link rotations by taking into account the low-cycle fatigue under different seismic actions, Annual of the University of architecture, civil engineering and geodesy - Sofia, Volume 53, Issue 2, 2020 (in Bulgarian).
7. Okazaki, T., M. D. Engelhardt. Cyclic loading behavior of EBF links constructed of A992 steel, Journal of constructional steel research, 2006.
8. ANSI/AISC 341-16. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, 2016.
9. Mazzoni, S., F. McKenna, M. H. Scott, G. L. Fenves et al. OpenSees command language manual, 2007.
10. ASCE/SEI 41-17. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

EVALUATION OF SEISMIC RESPONSE MODIFICATION COEFFICIENT OF TWO-STOUREY EBF STRUCTURES CONSIDERING THE LOW CYCLE FATIGUE OF THE SHEAR LINK

Ch. Penelov¹

Keywords: seismic action, EBF structure, shear link, low cycle fatigue, seismic response, modification coefficient

ABSTRACT

Two two-storey eccentrically braced frames (EBFs) with short seismic shear links are investigated using nonlinear dynamic analysis (OpenSees software). The numerical model of the shear links accounting for the low-cycle fatigue, is calibrated with existing experimental results. The ultimate rotation of the shear link under AISC revised cyclic loading protocol is 0,12 rad.

Both structures have the same geometry but have different masses. The first one (EBF-1) is a typical low-period structure. The natural period of the second structure (EBF-2) is close in value to the corner period T_C of the median response spectrum of the far-field record set in FEMA P695, which is used for the structural analysis.

The seismic fragility curves of the structures are presented and the seismic response modification coefficients R are evaluated using the FEMA P695 methodology.

A target probability of failure of 20% is accepted for individual archetype. The obtained values of response modification coefficients ($R = 3,9$ for the low-period frame EBF-1 and $R = 6,4$ for EBF-2) are lower than the prescribed value of $R = 8$ given in ASCE 7-16.

¹ Chavdar Penelov, Dr. Eng., Dept. "Steel, Timber and Plastic Structures", UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: penelov_fce@uacg.bg