



**БЪЛГАРСКА АКАДЕМИЯ НА НАУКИТЕ
НАЦИОНАЛЕН ИНСТИТУТ ПО ГЕОФИЗИКА,
ГОЕДЕЗИЯ И ГЕОГРАФИЯ**

Александър Илиев Илиев

**УЯЗВИМОСТ НА КОНСТРУКТИВНИ СИСТЕМИ ЗА
СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ**

АВТОРЕФЕРАТ

на дисертация за получаване на образователна и научна степен
„доктор” по специалност
„Механика на деформируемост твърдо тяло“

Научен ръководител:
Доц. д-р Димитър Стефанов

София, 2018 г.

Авторът е редовен докторант към департамент „Сеизмично Инженерство“, НИГГГ-БАН. В дисертацията са включени резултати от изследвания проведени по време на международен научен проект “BENCHMARK CASH”. Дисертационният труд се състои от: пет глави, списък на фигурите, списък на таблиците, списък на авторските публикации по темата на дисертацията и списък с използваната литература. Дисертацията е 112 стр., включително 17 таблици, 150 фигури и 19 уравнения. Използвана литература е от 54 заглавия. Авторските публикации по темата на дисертацията са 7 броя.

Дисертацията е обсъдена и допусната до защита на разширено заседание на департамент „Сеизмично Инженерство“ на НИГГГ-БАН, състояло се на 20 февруари 2018г.

Защитата на дисертацията ще се състои наг. от часа в зала 101 на НИГГГ-БАН.

Автор: Александър Илиев Илиев

Заглавие: Уязвимост на Конструктивни Системи за Сеизмични Въздействия

Материалите за защитата са на разположение на интересувашите се в стая 105 на НИГГГ-БАН, ул. „Акад. Г. Бончев“, бл. 3.

СЪДЪРЖАНИЕ

ГЛАВА 1. СЪВРЕМЕННИ МЕТОДИ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ НА СЕИЗМИЧНА УЯЗВИМОСТ НА СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ.....	3
ГЛАВА 2. СЕИЗМИЧНО РЕАГИРАНЕ НА ЕКСПЕРИМЕНТАЛНО ИЗСЛЕДВАНА СТОМАНОБЕТОННА КОНСТРУКЦИЯ.....	6
2.1. Капацитет на едноетажна стоманобетонна стена.....	6
2.1.1. Модели по крайни елементи	7
2.1.2. Нелинеен статичен анализ (push-over analysis).....	8
При модел с твърде рядка мрежа се получават числено завишени резултати за капацитета на конструкцията, за поемане на срязващи усилия.	10
2.1.3. Нелинеен цикличен анализ („cyclic push over“)	10
2.1.4. Нелинеен динамичен анализ	12
2.1.5. Заключение	13
2.2. Капацитет на многоетажна стоманобетонна смесена конструкция	14
2.2.1. Изчислителен модел с крайни елементи	14
2.2.2. Изследване на конструкцията чрез нелинеен статичен анализ	15
2.2.3. Динамични анализи във времето	17
2.2.4. Заключение	21
ГЛАВА 3. СЕИЗМИЧНО РЕАГИРАНЕ НА РЕАЛНИ СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ.....	22
3.1. Методология за определяне на сеизмичното поведение.....	22
3.2. Сеизмично реагиране на нерегулярна стоманобетонна конструкция	23
3.2.1. Три-дименсионален изчислителен модел	23
3.2.2. Нелинейни статични анализи	24
3.2.3. Определяне на сеизмичното поведение на изследваната конструкция.....	26
3.3. Сеизмично реагиране на регулярна стоманобетонна конструкция	28
3.3.1. Три-дименсионален изчислителен модел	29
3.3.2. Нелинейни статични анализи	30
ГЛАВА 4. УЯЗВИМОСТ НА КОНСТРУКТИВНИ СИСТЕМИ ПРИ СЕИЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ	32
4.1. Определяне на условната вероятност за достигане на повреди в стоманобетонни конструкции-многоетажна пространствена нерегулярна стоманобетонна конструкция.	37
4.2. Определяне на дискретни вероятности за достигане на дадно ниво на повреди за многоетажна пространствена нерегулярна стоманобетонна конструкция.....	42
ГЛАВА 5. ИЗВОДИ И НАУЧНО-ПРИЛОЖНИ ПРИНОСИ.....	44
5.1. Изводи.....	44
5.2. Научни и научно-приложни приноси	46
ЛИТЕРАТУРА	47

ГЛАВА 1

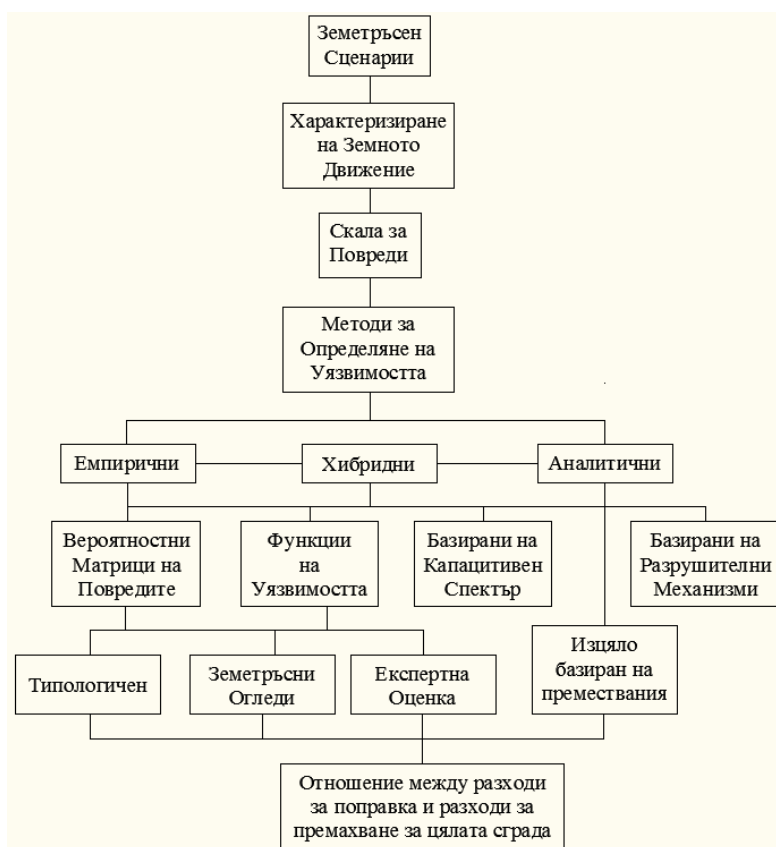
Съвременни методи за определяне на сеизмична уязвимост на сгради и съоръжения.

Земетресенията са едни от най-големите източници на природен риск, водещи до тежки човешки и икономически загуби в световен мащаб. Това се дължи на факта, че в много от населените места сградите и съоръженията нямат необходимите съвременни конструктивни качества. Въздействието на тези загуби за икономиката на България може да бъде наистина тежка, особено в по-слабо развитите райони на страната.

Сеизмичният риск, е количествена оценка за очакваните през определен интервал от време щети, в зависимост от сеизмичността на даден район, както и от уязвимостта на застроената среда. Сеизмичният риск се изчислява главно за управленски цели, тъй като в определен период от време могат да възникнат събития с големи икономически, социални и екологични последици. Следователно, оценката и намаляването на сеизмичен риск е от основно значение за благосъстоянието на обществото.

След неотдавнашните катастрофални земетресения, се наблюдава интерес за обновлението на методиките за оценка сеизмичната уязвимост. За това допринася и развитието на компютърната техника и съответното нарастване на изчислителни възможности, както и разработването на нови решения за реконструкция на строителни конструкции с цел повишаване на сеизмичната устойчивост на сградния фонд.

Различните методи за оценка на уязвимостта, които са предложени в миналото могат да най-общо да бъдат разделени в две основни категории: емпирични или аналитични, както и същите могат да бъдат комбинирани в т.н. хибридни методи.



Фиг.1-1. Компонентите на оценка на сеизмичния риск и избор на процедура за оценка на уязвимостта

За да се подобри процеса на вземане на решение, от участващите в политиката на предотвратяване и управление на извънредните ситуации, е необходимо да се разработят и усъвършенстват надеждни инструменти за анализ и управление на сеизмичния риск. Такива например могат да бъдат т.н. модели на загубите (loss models). Те могат да помагат не само за планирането на реакция при извънредни ситуации, но могат и да бъдат използвани за сравнение на съотношението разходи/ ползи, при евентуално подобряване на сеизмичните конструктивни решения чрез усилване, за намаляне на потенциалните загуби (сеизмичния риск) при евентуално сеизмично събитие [34].

Трябва да се прави съществена разлика между емпиричните и аналитичните методи за изчисляване на уязвимостта на конструкции. Емпиричните методи за оценката на очакваните повреди (загуби) за даден тип конструкция, се базират на наблюдавани повреди на идентични конструкции за вече преминали сеизмични въздействия. При аналитичните методи връзката между сеизмичната интензивност и очакваните загуби се представя чрез модел с ясно (конкретно) физическо значение.

Методите за определяне на сеизмичната уязвимост чрез „наблюдения“ се основават на статистически данни на повредите от минали земетресения, което може да се обобщи и представи чрез вероятностни матрици на повредите (ВМП) [5] или чрез криви на уязвимостта (fragility curves) [17]. Надеждността на наблюдаваните данни позволява на емпиричния метод да дава реалистични оценки за очакваните повреди при условие, че те се отнасят за сграда от подобен тип. Въпреки това емпиричните методи имат някои недостатъци. Тези методи не взимат в предвид честотните характеристики на изследваната сграда. При тях също така не са моделират отделните източници на несигурности, което води до невъзможността да се вземат в предвид несигурностите при оценка на сеизмичния капацитет. В много случаи за дефиниране на сеизмичната интензивност се използва максималната скала, която се определя от наблюдаваните повреди, което означава, че сеизмичната интензивност и повредите не са независими [1]. Събирането на данни за повреди на сгради след сеизмично събитие, необходими за получаването на емпирична връзка между сеизмичната интензивност и очакваните повреди, е повлияна от различни недостатъци. Такъв е например въпросът с нехомогенността на данните, което води до по-голяма достоверност на резултатите при слаби повреди/ слаби събития в сравнение с резултатите при големи повреди/ силни събития [2]. Емпиричните методи не позволяват отчитането на различни укрепвания върху капацитета на конструкцията. От друга страна, използването на алгоритми за изчисляването на конструктивната уязвимост, позволяват директно и детайлно да се взимат в предвид различните характеристики на изследваната сграда, както и да се отчитат различните несигурности, включени в изчислителната процедура. Аналитичният подход позволява при оценката на уязвимостта да се отчитат различни влияния като използването на различни (или по-нови) строителни практики, както и влиянието на реконструкциите при реагирането на съществуващите конструкции.

Като цяло, аналитичните методи изискват по-голяма база данни и по-големи числени усилия, в сравнение с емпиричните методи. Поради това, нарастването на точността при определяне на сеизмичната уязвимост, определена чрез аналитични методи трябва да се сравнява чрез наблюдавани повреди/данни от преминали събития. Други критични въпроси, свързани с прилагането на аналитични методи, трябва внимателно да бъдат прегледани: на първо място е степента на достоверност във възможностите на числения модел коректно да предвиди реагирането на истинска конструкция и по-точно в достоверността на корелацията между приетия аналитичен индекс на повреди (например-междуетажни премествания или цикличен индекс на повреди) и реалните повреди в конструкцията. Много от разрушенията, наблюдавани след сеизмично събитие, са вследствие на грешки при строителството и недостатъци, които нормално не се отчитат при аналитичните методи [3].

Емпиричните и аналитичните методи се допълват взаимно при така наречените „хибридни“ методи. Още повече, връзката между сеизмична интензивност и очакваните повреди за различни типове конструкции може да се базира на експертно мнение.

Емпиричните методи се базират на наблюдавани повреди на идентични конструкции за вече преминали сеизмични въздействия. Такива данни за наблюдавани повреди от силни (с магнитуд по Рихтер $M > 7$) сеизмични събития в Р. България за последните 100 години са изключително ограничени. Същевременно сградният фонд е изключително променен и осъвременен през последните 80г., след навлизането на нови конструктивни технологии и типологии.

Това довежда до решението в настоящата дисертация да бъдат използвани аналитични подходи за определянето на сеизмичната уязвимост на съвременни стоманобетонни конструкции.

Такъв е и подхода на екипа на Централната Лаборатория по Сеизмична Механика и Сеизмично Инженерство (ЦЛСМСИ)- БАН при участието в международен изследователски проект RISK-UE [38] през 2001г. В изследването си екипа използва т.н. „Скалиращ Метод“ за дефиниране на относителната вероятност за достигане на повреди в конструкциите. Медианната стойност отговаряща на 50% вероятност за достигане на повреди се базира на проектното сеизмично земно ускорение и на група от коефициенти функция на материалните, изчислителните и конструктивни характеристики на модела. Така определените криви на уязвимост са интегрирани със сеизмичният хазарт на гр. София и впоследствие са направени някои важни заключения относно сеизмичния риск за града.

Настоящата дисертация си поставя следните основни цели:

- Изследване на различни подходи за анализиране на строителни конструкции базирани на метода на крайните елементи и определяне на влиянието им върху сеизмичната оценка;
- Изследване на важни моделни характеристики върху предсказване на сеизмично индуцираните повреди, като например гъстотата на мрежата от крайни елементи, различните деформационни характеристики и др;
- Изследване на сеизмичното реагиране на съвременни стоманобетонни конструкции, широко разпространени в съвременната строителната практика на България;
- Изследване на важни конструктивни характеристики като нерегулярността в план и по височина върху конструктивния капацитет и реагиране;
- Вероятностно дефиниране на сеизмичната уязвимост на изследваните конструкции, т.н. криви на уязвимост.

По-точното дефиниране на уязвимостта на строителните конструкции е в директна връзка с по-точното определяне на сеизмичния риск и съответно на евентуалните социалните и икономически загуби. Общо са изследвани четири типа конструкции, вариращи в своята сложност- едноетажна шайба и многоетажна смесена стоманобетонна конструкция (в Глава II), както и две многоетажни пространствени жилищни конструкции (в Глава III).

За численото определяне на сеизмичната уязвимост на изследваните конструкции е избрано използването на нелинейни статични процедури, които имат добра възможност за предвиждане пластичните зони в конструкциите и съответните механизми на разрушение, като същевременно имат по-малки времеви и технологични изисквания в сравнение с по-комплексните нелинейни динамични анализи. Такъв подход е използван и в други големи международни изследвания като HAZUS [36], RISK-UE [38], SYNER-G [50].

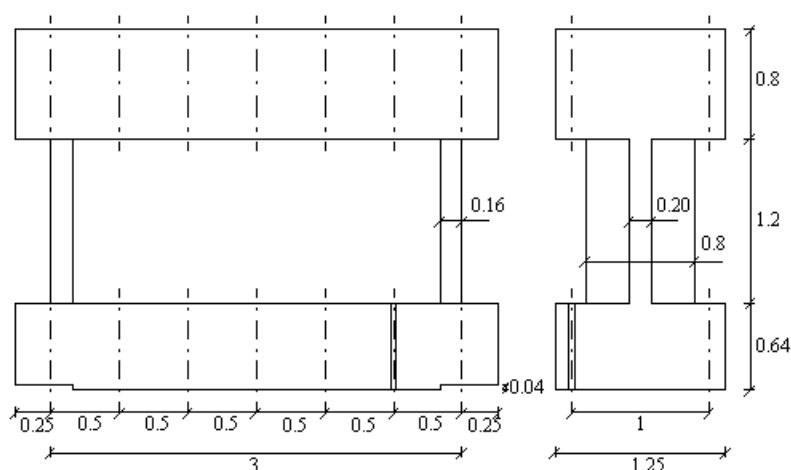
ГЛАВА 2

Сеизмично реагиране на експериментално изследвана стоманобетонна конструкция

Тази глава се фокусира върху изследване реагирането на стоманобетонни шайби за сеизмични въздействия. Представените резултати са част от участието в изследователски проект “BENCHMARK CASH”. Това е международен проект, организиран по инициатива на OECD-NEA (Nuclear Energy Agency) с тригодишна продължителност [2015-2017г.]. Проектът включва експериментално изследване на натурни образци проведено в Европейска Лаборатория за Изследване на Конструкции (European Laboratory for Structural Assessment, Joint Research Centre). Изследването е разделено на две части, като първата включва аналитичното и експериментално изследване на сеизмичния капацитет на едноетажна стоманобетонна стена, а във втората част е проведено числено определяне на сеизмичния капацитет на многоетажна смесена конструкция. Основната задача е да се оцени надеждността на средствата и методите за анализ, както и практическото инженерно „ноу хау“, за оценка на сеизмичния капацитет на стоманобетонни стени (шайби) при силни земетресения, разглеждайки условия на надпроектна ситуация.

2.1. Капацитет на едноетажна стоманобетонна стена

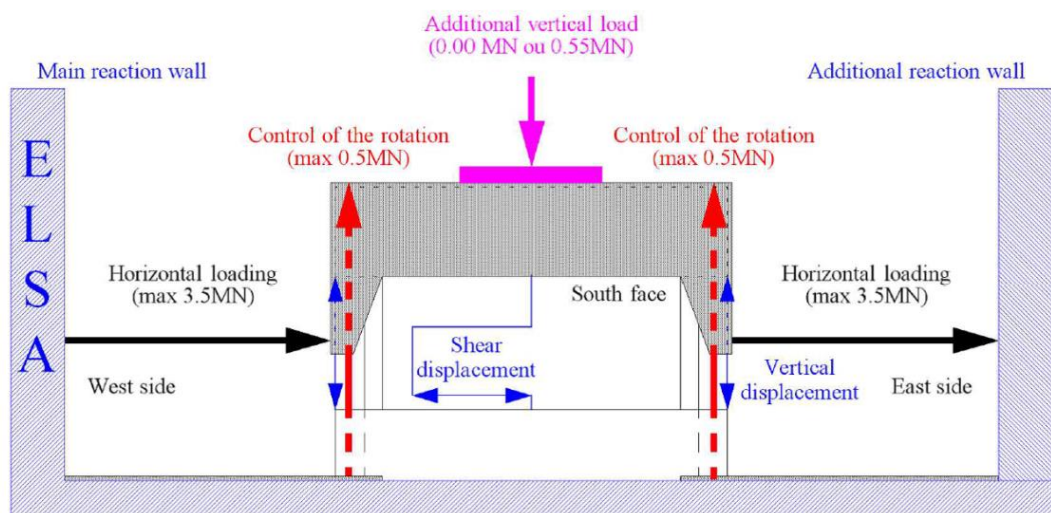
Изследваната конструкция е стоманобетонна шайба с двойно Т профил в план. Схема с геометричните размери на изследвания образец е дадена на Фиг.2-1.



Фиг.2-1. Геометрична схема на изследваната стоманобетонна стена

Самият образец е поставен върху масивна долна греда, изпълнена от стоманобетон, която осигурява реализирането на желаните гранични опорни условия. Характеристиките на материалите (бетон и стомана) са определени въз основа на резултатите от изследването на съответни пробни тела.

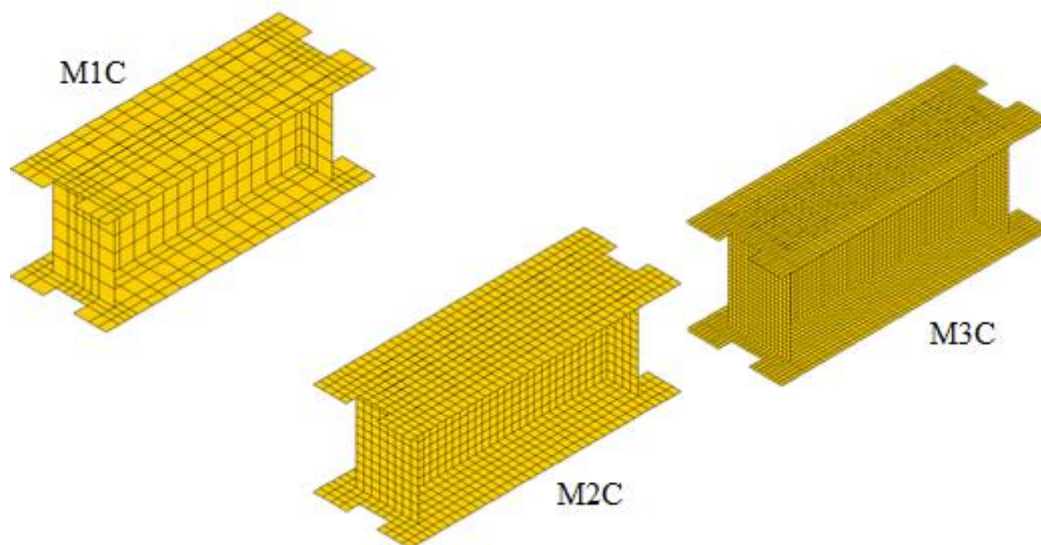
На Фиг.2-2 е дадена схема на натоварването на изследвания образец. Тестовите са проведени на основната опорна стена по псевдо-динамична програма. Тя се изразява в прилагане на натоварване, контролирано от псевдо-динамичен алгоритъм, чрез хидравлични възбудители (actuators). Основната цел на експеримента е определянето на капацитета на конструкцията за поемане на срязващи усилия.



Фиг.2-2. Схема на натоварването на изследваните образци [48]

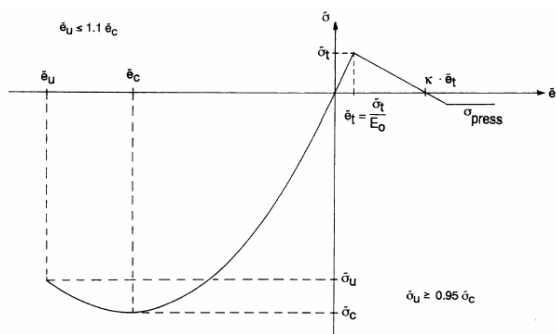
2.1.1. Модели по крайни елементи

За изследваният натурен образец са разработени три модела от крайни елементи с различна степен на дискретизация, означени съответно с M1C, M2C, M3C и илюстрирани на Фиг.2-3. Те имат за цел да изследват влиянието на големината на мрежата от крайни елементи върху реагирането на конструкцията. Размерите на мрежата на стеблото са съответно 20, 10 и 5 см. Конструкцията е моделирана изцяло с равнинни (shell) крайни елементи, тъй като от интерес е реагирането на стеблото натоварено в равнината си и срязващите деформации по дебелината му не са от значение.

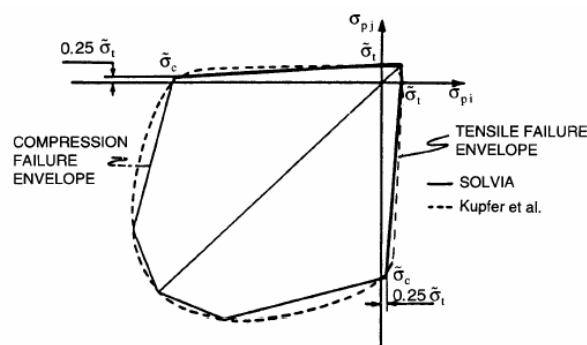


Фиг.2-3. Модели с крайни елементи в зависимост от гъстотата на мрежата – M1C (20cm), M2C (10cm) и M3C (5cm).

Анализите са проведени със специализирания инженерен софтуер “SOLVIA” [49]. Използвани са нелинейни модели на материалите, посредством които коравината на елементите се актуализира постоянно в процеса на решение, в зависимост от натрупаните в конструкцията деформации и работните диаграми напрежение-деформация на използваните материали. На Фиг.2-4 е показана работната диаграма на бетона за едноосово напрегнато състояние.



Фиг.2-4. Работна диаграма напрежение-деформация на бетона

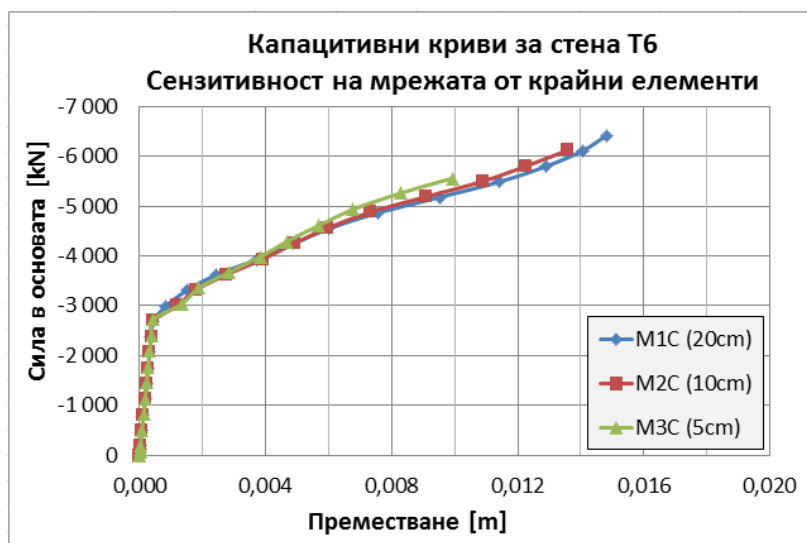


Фиг.2-5. Капацитетна (гранична) обвивка на бетона. Равнинен изглед.

Основната цел на проведените експерименти е да се изследва крайния граничен капацитет на стоманобетонна стена за сеизмични въздействия. Проведени са различни видове анализ, градиращи в своята аналитична трудоемкост и съответно ефективност и реалистичност на числено изчисление.

2.1.2. Нелинеен статичен анализ (push-over analysis)

Трите изследвани модела са натоварени с монотонно нарастващо хоризонтално натоварване за определяне на капацитивните криви от вида „срязваща сила–преместване“. Избран е вариант за натоварване на възлите от горната част на стената чрез преместване. Получените резултати за трите изследвани модела са илюстрирани на Фиг.2-6.

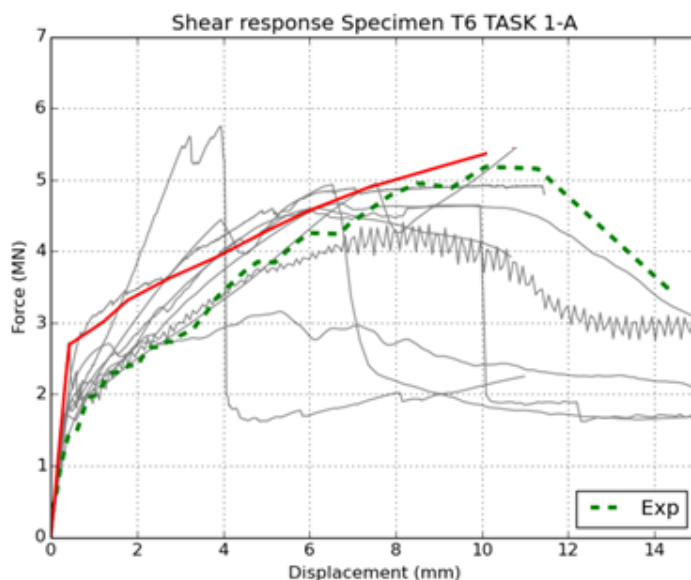


Фиг.2-6. Капацитивни криви, срязваща сила- преместване за трите модела

Капацитетната крива (поведението на стената за хоризонтални въздействия) е аналогична при всички изчислителни модели, но моделът с по-гъста мрежа на крайните елементи (М3С) спира решението си при по-малки натоварвания и съответно деформации. За сметка на това той представя местоположението и формата на опънните пукнатини доста по-детайлно от модели М1С и М2С (Фиг.2-13).

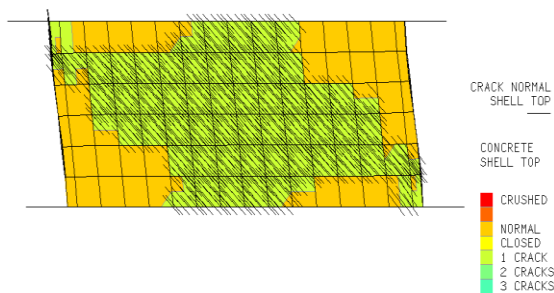
При М3С се наблюдава ефект на уякчаване след достигане при премествания над 14мм, което най-вероятно се дължи на неблагоприятен „числен ефект“ при достигане на крайно гранично състояние в конструкцията. При модел М1С преместванията стигат до 10мм и такъв ефект не се наблюдава. Сравнението на резултатите между участниците в изследването с тези от натурното изпитване са показани на Фиг.2-7. Резултатите на екипа

на НИГГГ-БАН са показани в червен цвят, а експериментално получените вследствие натурното изследване са отразени със зелена прекъсната линия. В началното еластично поведение аналитично получените резултати надхвърлят тези от експеримента, но анализът достоверно представя етапите на средно и силно развитие на повреди в конструкцията. Сравнението получените резултати с тези на другите участници показва следното: в диапазона 0.3 – 4 мм нашите резултати са по-високи от повечето участници, в диапазона 5 – 9 мм нашите резултати са по-високи но много близки до експерименталните, докато при повечето участници са по-ниски.

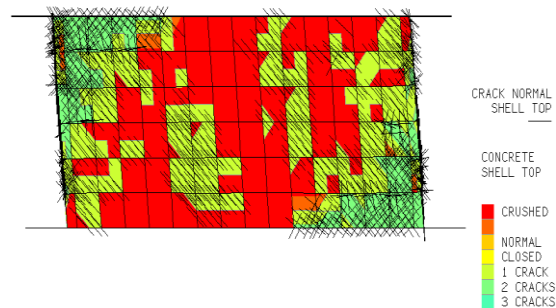


Фиг.2-7. Капацитивни криви, сръзваща сила- преместване за изчисления образец

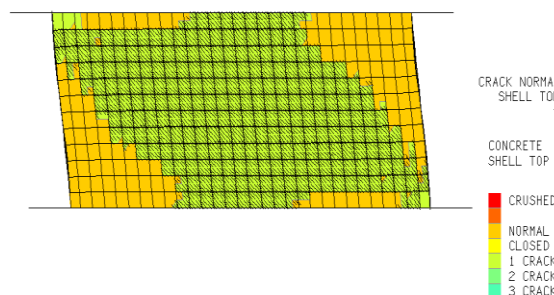
На Фиг.2-8 до Фиг.2-13 са показани част от получените резултати.



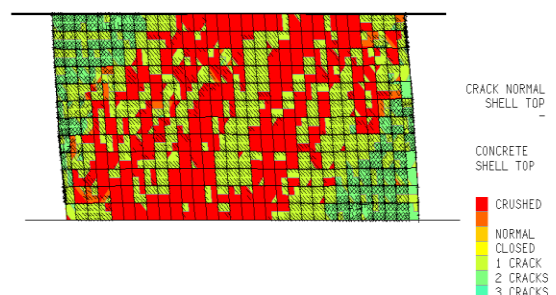
Фиг.2-8. Резултати за M1C- етап на първоначално напукване на бетона



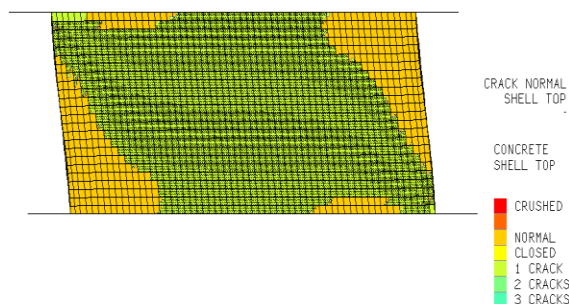
Фиг.2-9. Резултати за M1C – край на численото решение



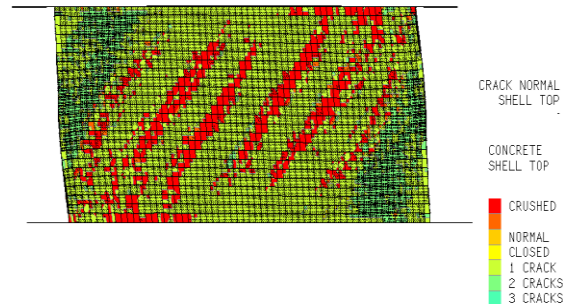
Фиг.2-10. Резултати за M2C – етап на първоначално напукване на бетона



Фиг.2-11. Резултати за M2C – край на численото решение



Фиг.2-12. Резултати за МЗС – етап на първоначално напукване на бетона



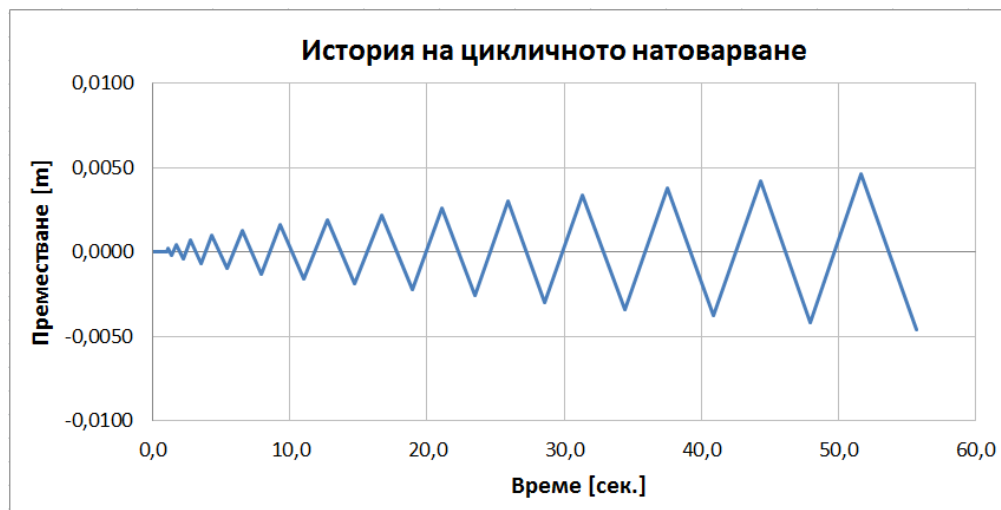
Фиг.2-13. Резултати за МЗС – край на численото решение

В крайния момент на численото решение при МЗС се наблюдава картина, при която ясно са оформени ивици от смачкан бетон, успоредно на натиснатия диагонал. При М2С тези ивици са по-широки, докато при М1С трудно може да се установи този ефект. Този резултат потвърждава важността на параметъра гъстота на мрежата за адекватното определяне на повредите в конструкцията.

При модел с твърде рядка мрежа се получават числено завишени резултати за капацитета на конструкцията, за поемане на срязващи усилия.

2.1.3. Нелинеен цикличен анализ („cyclic push over“)

Цикличният нелинеен статичен анализ е проведен с нарастващо знакопроменливо натоварване във вид на преместване – Фиг.2-14. При натурният експеримент натоварването е разделено на четири отделни части с нарастваща интензивност, RUN1 до RUN4. Аналитичното изследване е проведено с изчислителен модел М2С.

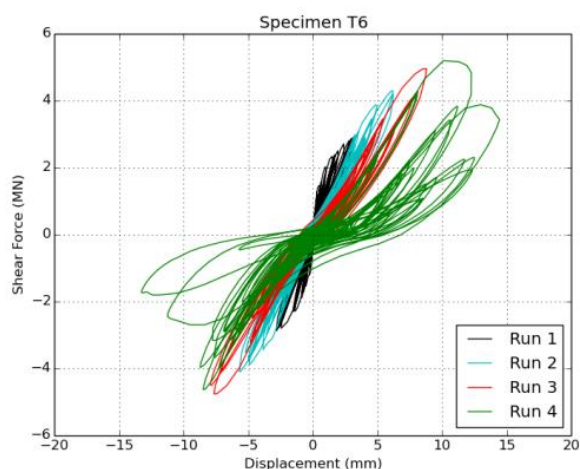


Фиг.2-14. Натоварване за цикличния анализ

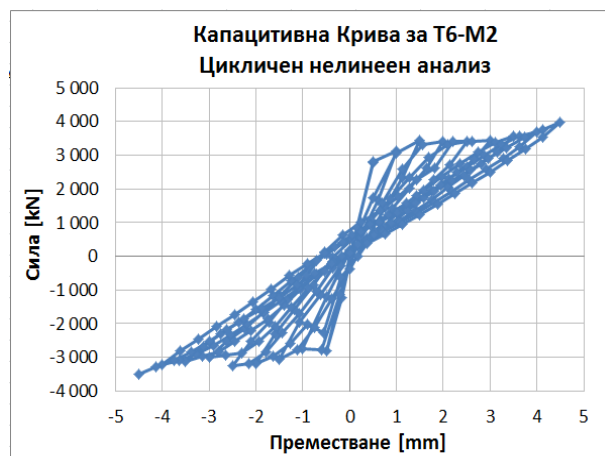
Получените хистерезисни примки описващи реагирането на стената от знакопроменливото натоварване са показани на Фиг.2-16. На Фиг.2-15 са представени експериментално получените резултати.

Големината на числено получената срязваща сила в основата, както и хоризонталното преместване на стената, са от същия порядък като тези, получени от натурните експерименти (за етап от натоварване RUN1-RUN2). При настъпване на по-големи натоварвания (RUN3-RUN4), се наблюдава нарастване броя на итерации, необходими за намиране на сходимост на решението. Вследствие на невъзможността за числено

уравновесяване на системата от уравнение (намиране на сходимост), крайното хоризонталното преместване на стената е по-малко от това, получено чрез натурното изпитване на образца.

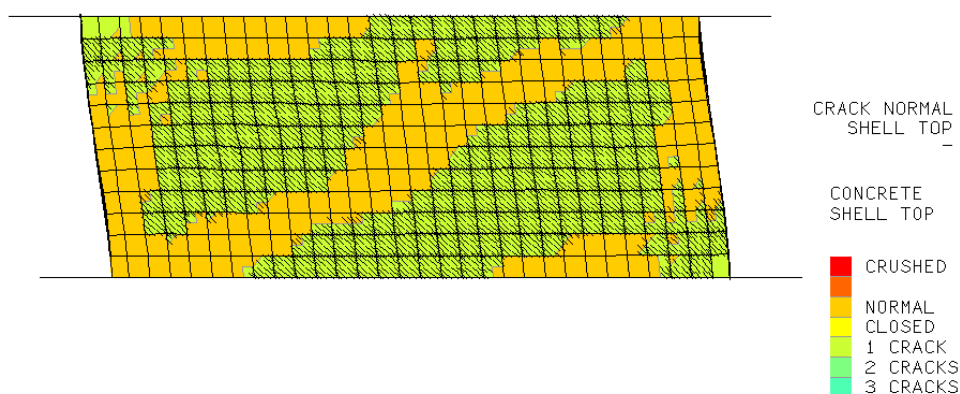


Фиг.2-15. Експериментални резултати-срязваща сила - преместване

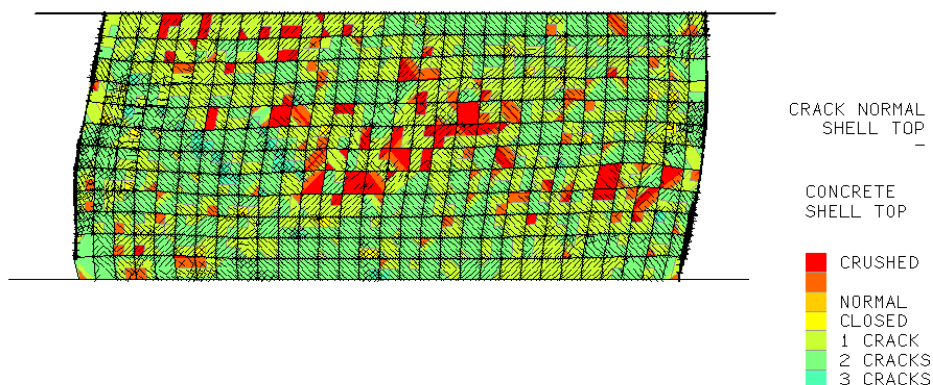


Фиг.2-16. Числени резултати – срязваща сила - преместване

На Фиг.2-17 и Фиг.2-18 са показани част от получените резултати, за няколко различни момента от решението на анализа:



Фиг.2-17. Резултати за M2C – етап на първоначално напукване на бетона

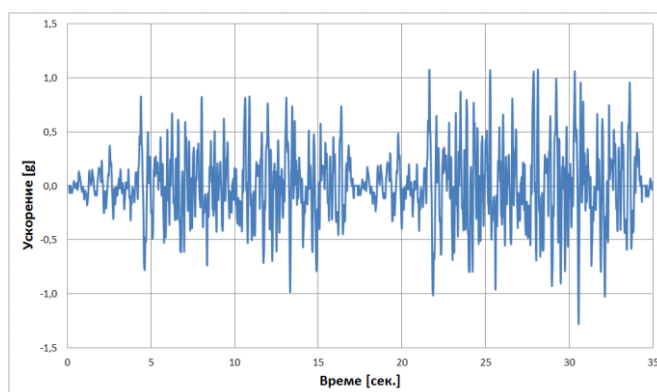


Фиг.2-18. Резултати за M2C – край на численото решение

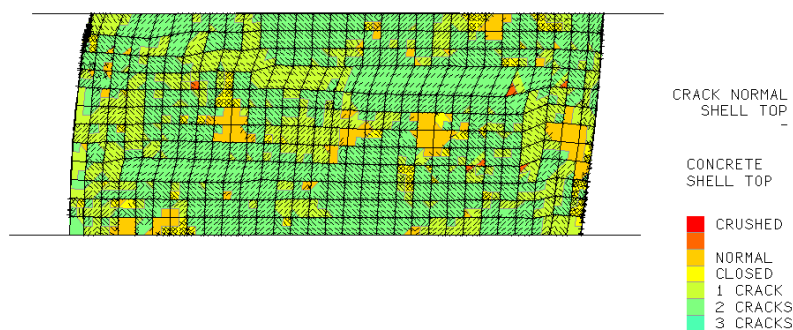
2.1.4. Нелинеен динамичен анализ

Представянето на натоварването чрез акселерограма (Фиг.2-19) се доближава най-много до реалното сеизмично въздействие, тъй като се решава пълното уравнение за движение на изследваната система.

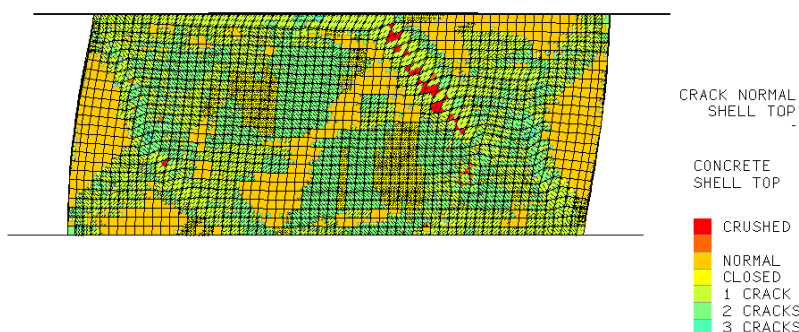
Представени са резултати от изследването модели М2С (10см) и М3С (5см). Схеми на натрупаните повреди в стената са показани на Фиг.2-20 и Фиг.2-21. Прави впечатление, че при моделът с по-гъста мрежа (М3С), доста по-ясно се оформя местоположението на две Х-образни пукнатини в системата, докато при модел (М2С) е невъзможно то да бъде определено. Това разпределение на повредите се потвърждава и при експерименталното изследване на стените в лабораторията на ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) – Фиг.2-22.



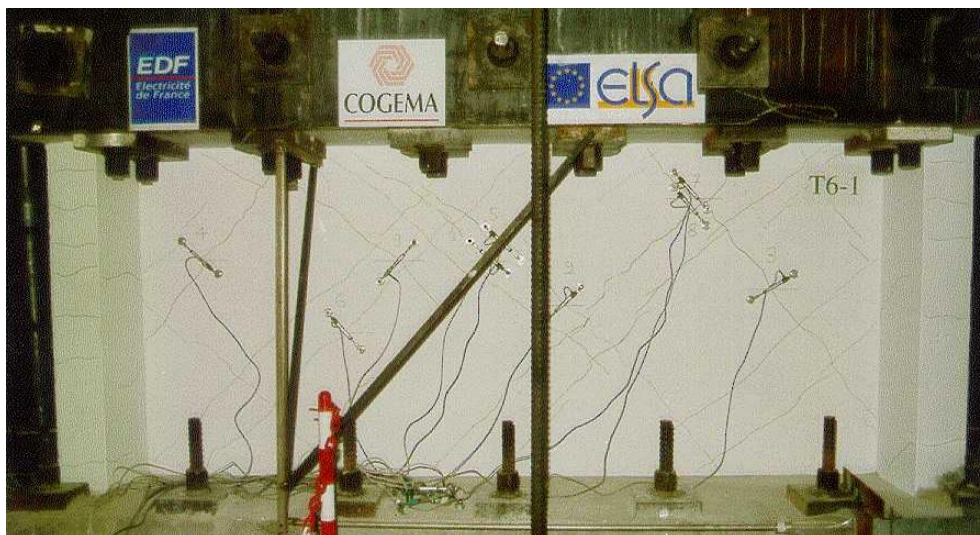
Фиг.2-19. Запис на входното сеизмично въздействие за натоварване на едноетажна стоманобетонна шайба



Фиг.2-20. Разрушения в модел М2С – етап на максимални хоризонтални премествания



Фиг.2-21. Разрушения в модел М3С – етап на максимални хоризонтални премествания



Фиг.2-22. Разпределение на пукнатините от експерименталното изследване

2.1.5. Заключение

Показани са резултати от изследването на едноетажна стоманобетонна стена, подложена на монотонно и циклично статично натоварване, както и на динамично натоварване посредством акселерограма във времето.

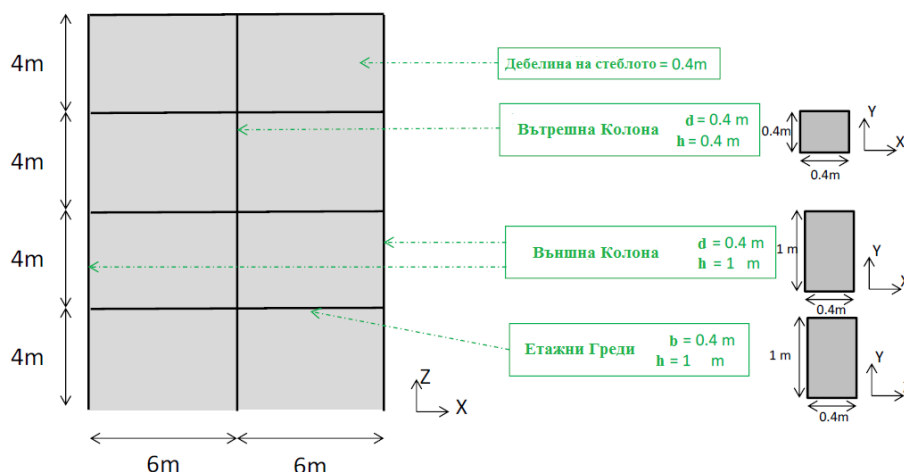
Въз основа на получените резултати могат да се направят следните изводи относно възможностите за аналитично определяне на сеизмичния капацитет на стоманобетонни стени.

- Числените резултати (срязваща сила, разпространение на пукнатини) получени чрез метода на крайните елементи, са от същия порядък като тези от натурния експеримент проведен в лабораторията ELSA (European Laboratory for Structural Assessment).
- Оценката на граничния капацитет на стената (максималната срязваща сила в основата), на модели M2C и M3C получена чрез статичен нелинеен “push over” анализ е много добра и може да се използва за инженерни цели. Като предимство за метода може да се изтъкне, че анализът се извършва сравнително лесно и бързо (не изисква много изчислително време).
- Моделът с най-гъста мрежа от крайни елементи (M3C) представя най-добра местоположението и формата на образуваните опънни пукнатини.
- Поради невъзможност за пълно числено решение на задачата, цикличният нелинеен анализ “cyclic push over” подценява реалния граничния капацитет на стената, а максималните премествания са по-малки от реално измерените.
- Динамичният нелинеен анализ дава възможност за последователно проследяване на процеса на първоначална поява и развитие на пукнатините в бетона, както и зоните на смачкването му. Модел M3C представя точно механизма на разрушение на стоманобетонната стена вследствие силно сеизмичното въздействие с $M3Y=1g$.

2.2. Капацитет на многоетажна стоманобетонна смесена конструкция

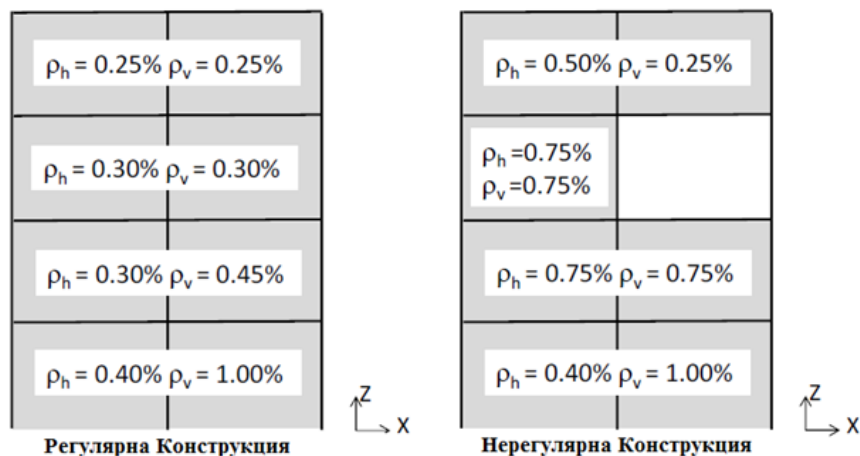
Втората фаза на проект “BENCHMARK CASH” включва само числено моделиране и различни анализи за определяне на реагирането на многоетажна конструкция (представителна за целите на проекта).

Избраната конструкция е четириетажна двуетворна смесена система, състояща се от стоманобетонна стена (шайба) с дебелина 40 cm и рамкова конструкция – колони и ригели [53]. Общата височина е 16 m и ширина 12 m – Фиг.2-23.



Фиг.2-23. Напречни сечение на изследваната конструкция

Разгледани са два основни варианта наречени условно „регулярна“ и „нерегулярна“ конструкция. Нерегулярната конструкция се различава от регулярната по това, че на третия етаж е премахнато стеблото на шайбата. На Фиг.2-24 са илюстрирани двата варианта и процента на армиране в съответните участъци.



Фиг.2-24. Илюстрация на двата варианта. Разпределение на армировката в шайбите.

2.2.1. Изчислителен модел с крайни елементи

Разработен е триизмерен изчислителен модел от гредови и равнинни елементи представяш изследваната конструкция. Средната колона, както и всички греди са моделирани чрез гредови елементи, а стеблото на стената както и крайните колони са моделирани чрез плочести елементи. Моделът е приет за кораво свързан (запънат) в основата си.

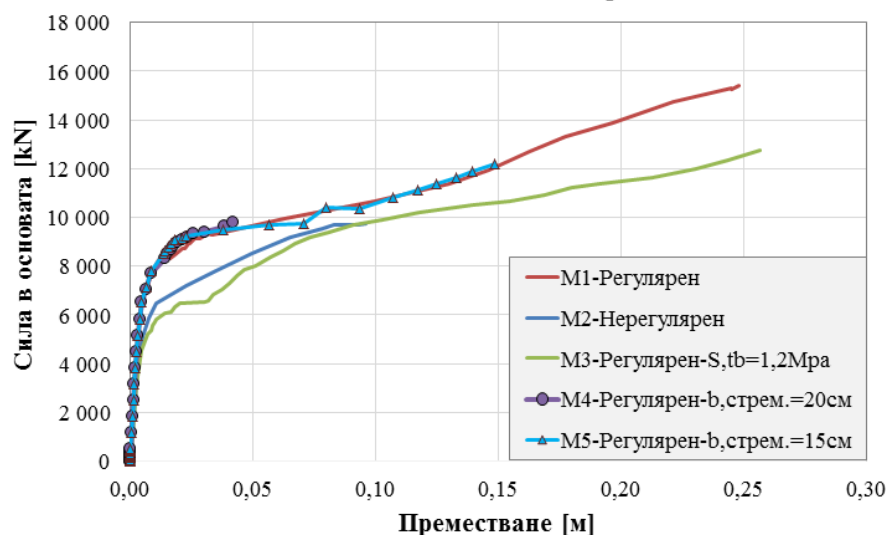
С цел да се изследва влиянието на важни за сеизмичното реагиране параметри на конструкцията са варирани стойностите на опънната якост на бетона и разстоянието между стремената:

- M1 - Регулярен, стремена през 10 см, Опънна якост на бетона: 2МПа
- M2 - Нерегулярен, стремена през 10 см, Опънна якост на бетона: 2МПа
- M3 - Регулярен, стремена през 10 см, Опънна якост на бетона: 1.2МПа
- M4 - Регулярен, стремена през 20 см, Опънна якост на бетона: 2МПа
- M5 - Регулярен, стремена през 15 см, Опънна якост на бетона: 2МПа

2.2.2. Изследване на конструкцията чрез нелинеен статичен анализ

Петте изследвани модела са натоварени с монотонно нарастващо хоризонтално натоварване за определяне на капацитивните криви от вида „срязваща сила – преместване“. Получените резултати са илюстрирани на Фиг.2-25.

CASH, Етап2- Капацитивни криви



Фиг.2-25. Капацитивни криви [срязваща сила – преместване] за многоетажна шайба

Капацитетът на регулярната конструкция (модел M1) надхвърля 15MN, докато при нерегулярната (модел M2) е под 10MN, което е около 50% разлика в големината на срязващата сила в основата. По отношение на дуктилността по премествания (способност за развитие на нееластични деформации) регулярната конструкция развива приблизително 3 пъти по-големи хоризонтални премествания, респективно деформации. Получените резултати недвусмислено потвърждават препоръките в Еврокод 8 [54] да се избягват нерегулярности по височина на конструкциите.

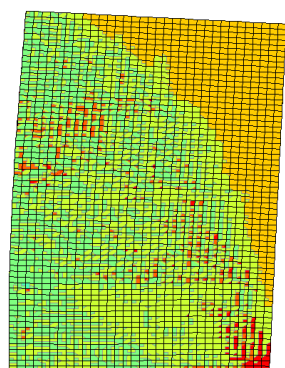
Сравнението на резултатите за M1 и M3 показва, че намаляването на опънната якост на бетона редуцира срязващия капацитет на конструкцията с около 20%, но не се отразява на крайното гранично преместване (дуктилното поведение).

Сравнението на резултатите за M1, M4 и M5 показва, че количеството на напречната армировка влияе съществено върху капацитета на конструкцията за поемане на срязващи усилия и за развитието на нееластични деформации (дуктилно поведение).

На Фиг.2-26 до Фиг.2-29 са показани част от получените резултати.

Резултатите са представени като деформирана схема за последния момент от численото решение и увеличен детайл в основата на модела – първи етаж.

CASH-2 PUSH-OVER ANALYSIS REGULAR
0.32193



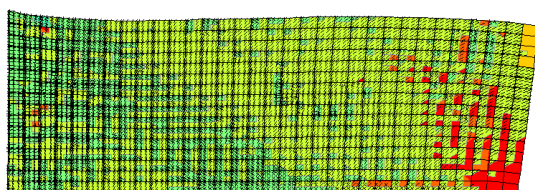
Dept. Earthquake Eng., NIGGG, BAS, Sofia

Фиг.2-26. Резултати за M1 – край на численото решение.

CASH-2 PUSH-OVER ANALYSIS REGULAR

MAX DISPL. 0.063312
TIME 239
ZONE LEVEL

CONCRETE SHELL TOP
CRUSHED
NORMAL CLOSED
1 CRACK
2 CRACKS
3 CRACKS

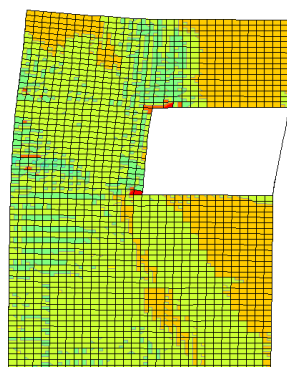


CRACK NORMAL SHELL TOP
CONCRETE SHELL TOP
CRUSHED
NORMAL CLOSED
1 CRACK
2 CRACKS
3 CRACKS

Dept. Earthquake Eng., NIGGG, BAS, Sofia

Фиг.2-27. Резултати за M1 – детайл в основата на модела (етаж 1)

CASH-2 PUSH-OVER ANALYSIS IRREGULAR
0.10939



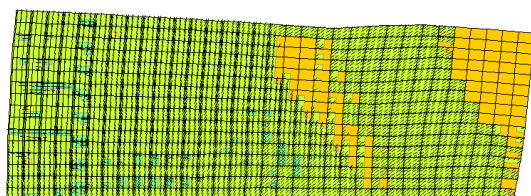
Dept. Earthquake Eng., NIGGG, BAS, Sofia

Фиг.2-28. Резултати за M2 – край на численото решение

CASH-2 PUSH-OVER ANALYSIS IRREGULAR

MAX DISPL. 7.2217E-3
TIME 149.25
ZONE LEVEL

CONCRETE SHELL TOP
CRUSHED
NORMAL CLOSED
1 CRACK
2 CRACKS
3 CRACKS



CRACK NORMAL SHELL TOP
CONCRETE SHELL TOP
CRUSHED
NORMAL CLOSED
1 CRACK
2 CRACKS
3 CRACKS

Dept. Earthquake Eng., NIGGG, BAS, Sofia

Фиг.2-29. Резултати за M2 – детайл в основата на модела (етаж 1)

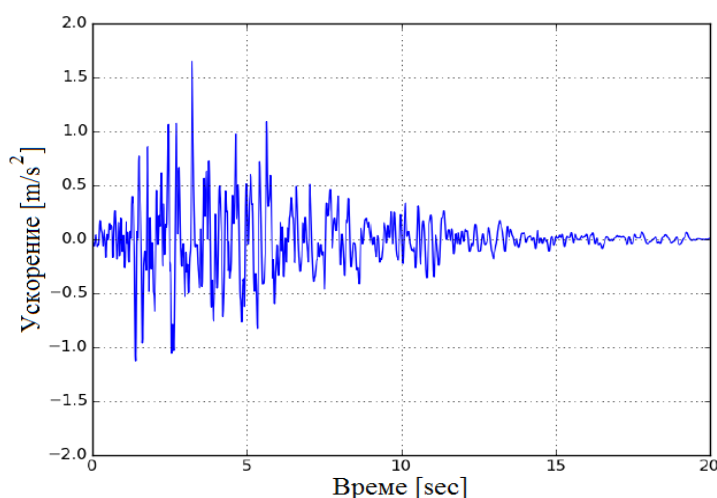
Въз основа на получените резултати могат да се направят следните изводи:

- В крайния момент на численото решение при модел M1 се наблюдава смачкан бетон по натиснатия диагонал, а в противоположния край се развиват наклонени опънни пукнатини. Това недвусмислено показва, че стената се разрушава по огъвен механизъм.
- При модел M2 логично най-съществени повреди се наблюдават около вътрешните ъгли на отвора, както и развитието на вертикална пукнатина в основата на четвъртия етаж (средата) и хоризонтална пукнатина в основата на третия етаж. Този резултат потвърждава неблагоприятния ефект от наличието на нерегулярности по височина на конструкцията и възможността за крехко разрушение от срязване на стената.
- Получените резултати за модел M3 показват намалена носимоспособност на стената вследствие намалянето на опънната якост на бетона, но механизмът на разрушение както и дуктилността по премествания на системата са до голяма степен аналогични на тази от модел M1.
- При модел M4 увеличението на разстоянието между стремената от 10см (при модел M1) на 20см, води до намаляне на крайното преместване на системата (дуктилност по премествания) от близо шест пъти. Това недвусмислено доказва изключително неблагоприятното влияние на недостатъчно армирано напречно сечение върху сеизмичния капацитет на конструкцията.

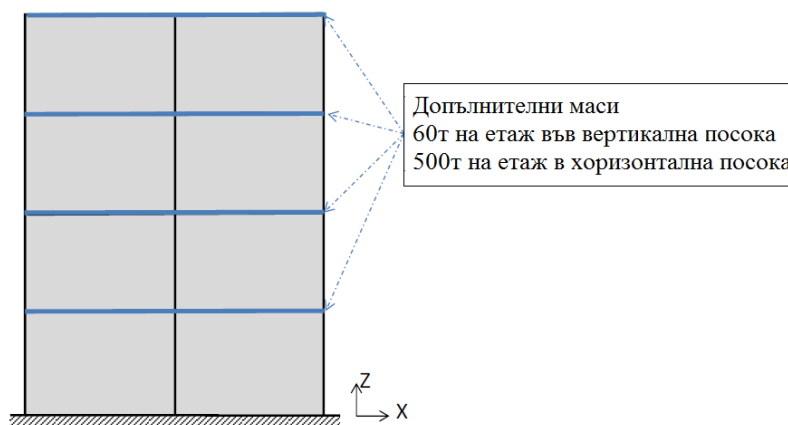
- Резултатите (срязваща сила в основата и преместване на върха на станата) получени от изчислителен модел М5 (разстояние между стремената 15см) са линейно пропорционални на тези от изчислителни модели М1 и М4 (разстояние между стремената 10 и 20см).

2.2.3. Динамични анализи във времето

Целта на тези анализи е по-точното, динамично, изследване на сеизмичния капацитет на конструкцията. Натоварването е представено чрез запис на ускоренията във времето-акселерограма, показана на Фиг.2-30. За разглеждането на различни по интензивност въздействия се използва скалиращ коефициент на акселерограмата ($p=1, 2, 3$). Затихването в конструкцията е представено чрез моделът на Рейли, чрез съответните коефициенти пропорционални на масата и коравината.

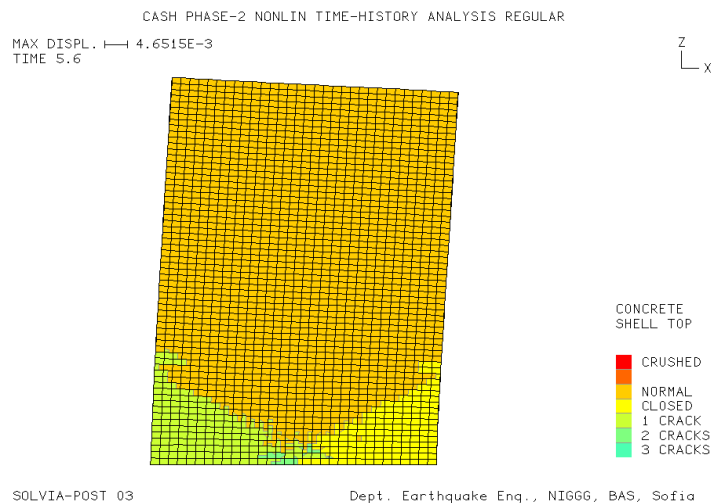


Фиг.2-30. Акселерограма за представяне на сеизмичното въздействие

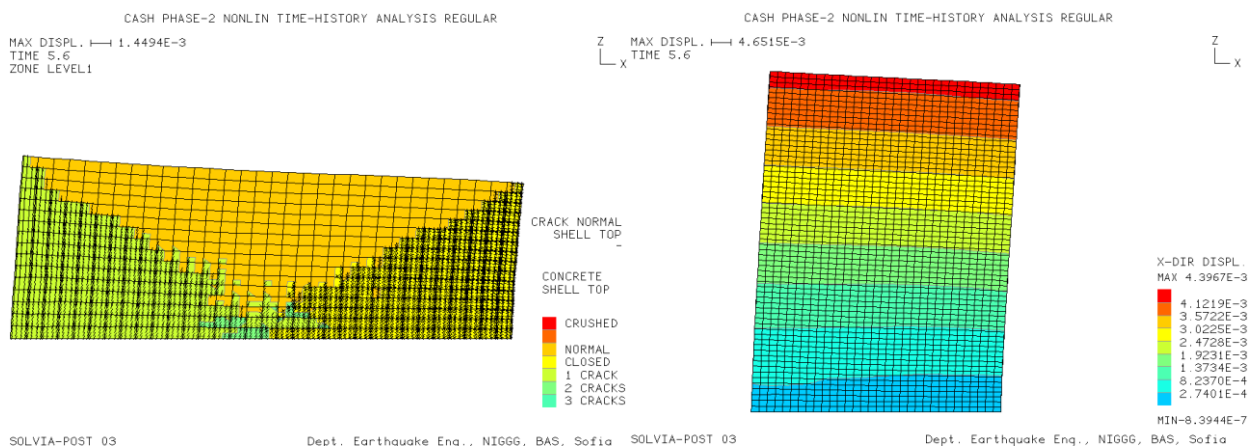


Фиг.2-31. Гранични условия и допълнителни динамични маси в конструкцията

На Фиг.2-32 до Фиг.2-34 са показани резултати от динамичното реагиране на регулярната конструкция при използване на нелинейно-еластични характеристики в материалите. Сеизмичното въздействие е представено чрез акселерограмата от Фиг.2-30 без прилагането на скалиращ коефициент ($PGA=0.165g$).



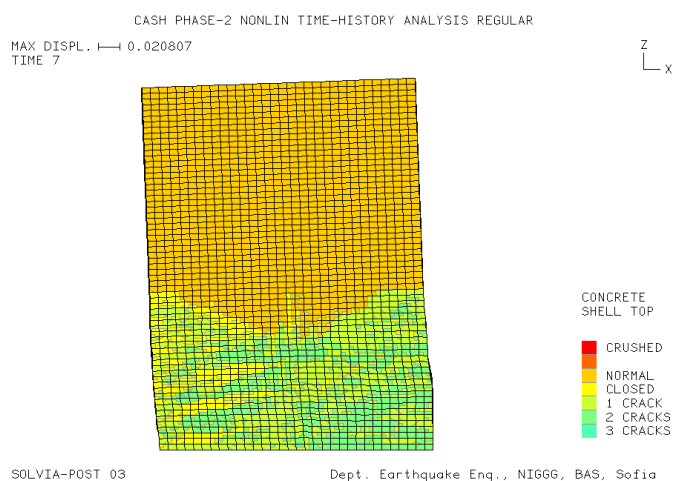
Фиг.2-32. Деформирана схема с представяне на пукнатините в конструкцията



Фиг.2-33. Детайлно представяне на пукнатините в основата

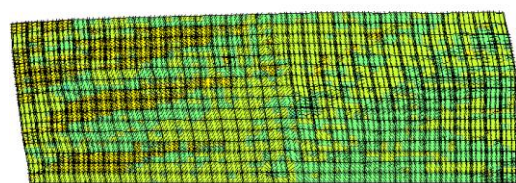
Фиг.2-34. Деформирана схема в момент на максимално хоризонтално преместване

На Фиг.2-35 и Фиг.2-37 са показани резултати от динамичното реагиране на регулярната конструкция при използване на нелинейно-еластични характеристики в материалите. Сеизмичното въздействие е представено чрез акселерограмата от Фиг.2-30 с приложен скалиращ коефициент $p=2$ ($PGA=0.33g$).



Фиг.2-35. Деформирана схема с представяне на пукнатините в конструкцията

CASH PHASE-2 NONLIN TIME-HISTORY ANALYSIS REGULAR
MAX DISPL. $\rightarrow 7.7442E-3$
TIME 7
ZONE AAA

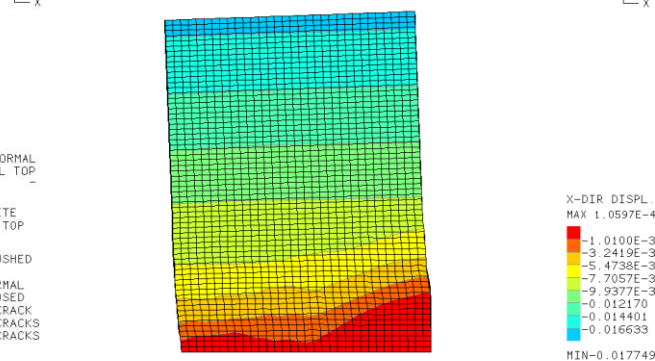


SOLVIA-POST 03

Dept. Earthquake Eng., NIGGG, BAS, Sofia

Фиг.2-36. Детайлно представяне на пукнатините в основата

CASH PHASE-2 NONLIN TIME-HISTORY ANALYSIS REGULAR
MAX DISPL. $\rightarrow 0.020807$
TIME 7



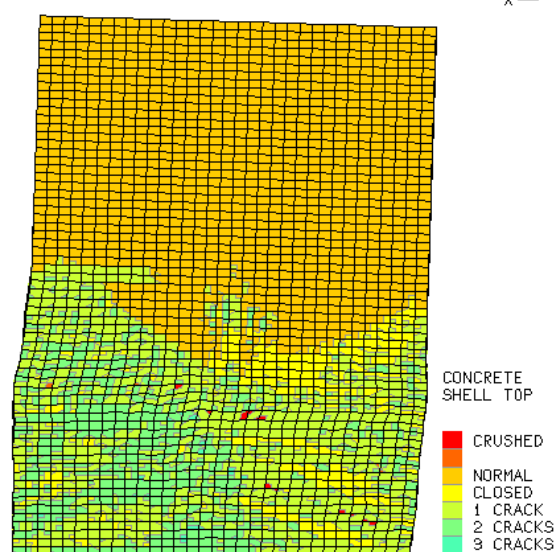
SOLVIA-POST 03

Dept. Earthquake Eng., NIGGG, BAS, Sofia

Фиг.2-37. Деформирана схема в момент на максимално хоризонтално преместване

На Фиг.38 са показани резултати от динамичното реагиране на регулярната конструкция при използване на нелинейно-еластични характеристики в материалите. Сеизмичното въздействие е представено чрез акселерограмата от Фиг.2-30 с приложен скалиращ коефициент $p=3$ ($PGA=0.495g$).

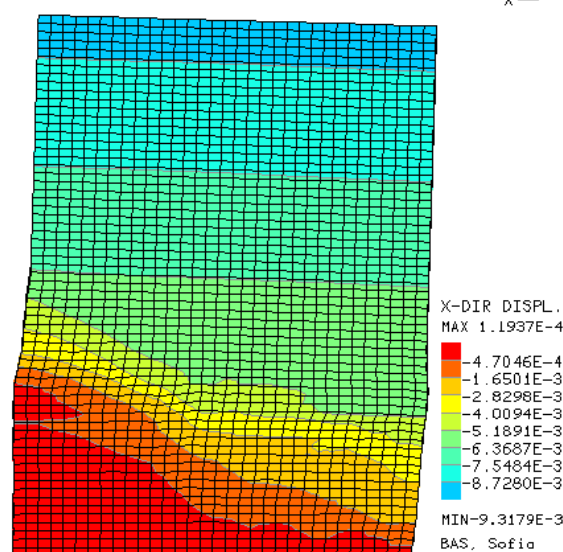
CASH PHASE-2 NONLIN TIME-HISTORY ANALYSIS REGULAR
MAX DISPL. $\rightarrow 9.8874E-3$
TIME 3.8



SOLVIA-POST 03

Dept. Earthquake Eng., NIGGG, BAS, Sofia

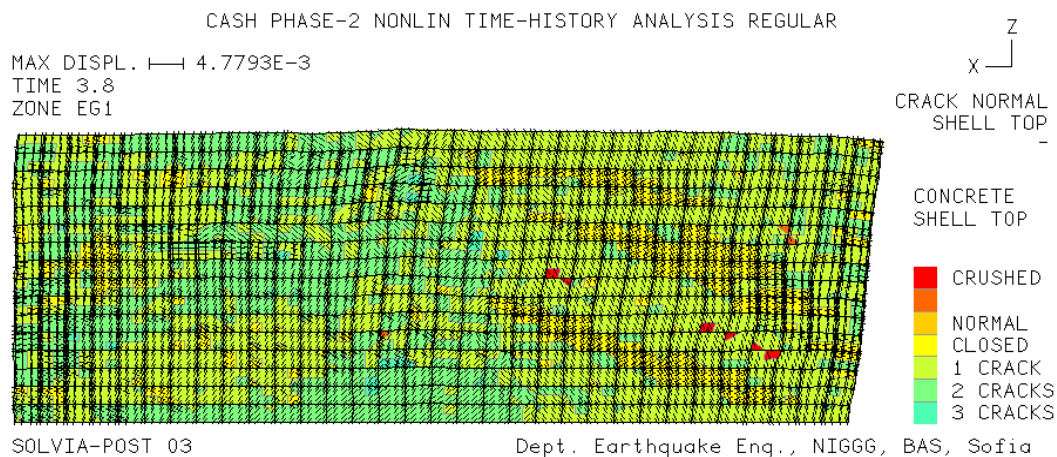
CASH PHASE-2 NONLIN TIME-HISTORY ANALYSIS REGULAR
MAX DISPL. $\rightarrow 9.8874E-3$
TIME 3.8



SOLVIA-POST 03

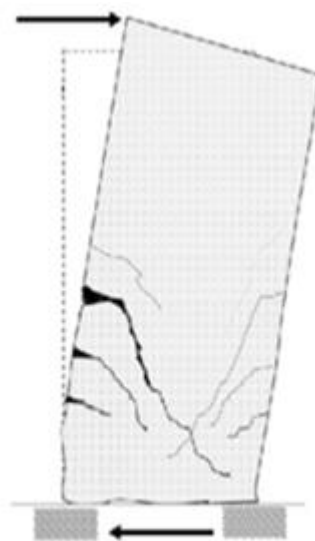
Dept. Earthquake Eng., NIGGG, BAS, Sofia

Фиг.2-38. Разрушения в бетона (ляво) / Максимални премествания на стената (дясно) (за входно сеизмично въздействие с максимално земно ускорение $0.495g$.)



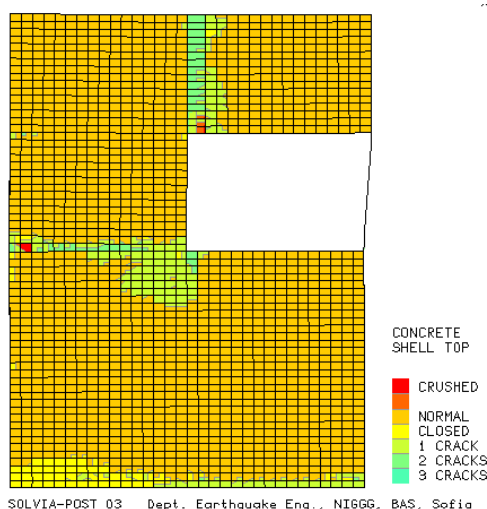
Фиг.2-39. Разпределение на повредите и нормали на пукнатините на първия етаж (за входно сеизмично въздействие с максимално земно ускорение 0.495g.)

Максималното преместване от линейния динамичен анализ е 3.9мм, а при нелинейния динамичен анализ с МЗУ=0.165g то е 4.2мм. Близките стойности на максималното преместване, както и симетричното и хомогенно разпределение на пукнатините при нелинейния анализ (Фиг.2-34) доказва, че конструкцията ще реагира близко до еластично или с развитие на много малък брой микро пукнатини за въздействие с МЗУ до 0.165g. Такива въздействия не биха представлявали опасност за функционирането на конструкцията, а при евентуално обследване на микропукнатини ще е възможно те да бъдат поправени чрез различни методи за възстановяване на повреди като инжектиране, усилване с карбонови нишки и др. За сеизмично въздействие с МЗУ=0,33g конструкцията претърпява значителни по-сериозни конструктивни повреди. Те са съсредоточени на първия етаж от конструкцията и частично засягат долната част на втория етаж. Това ниво на повреди може да се класифицира като „Средни Повреди“ с невъзможност за възстановяване на капацитета на конструкцията до пред-земетръсното му ниво. Крайното гранично състояние на стената се достига в началото на анализа при МЗУ от 0,495g. Разпределението на пукнатините в конструкцията (Фиг.2-38) показва изчерпването на капацитета на опънния диагонал на стената, т.н. огъвен механизъм на разрушение на стоманобетонни шайби (Фиг.2-40).



Фиг.2-40 Форма на разрушение при изчерпан опънен диагонал

На Фиг.2-41 е показана деформираната схема от динамичното реагиране на нерегулярната конструкция при използване на нелинейно-еластични характеристики в материалите. Сеизмичното въздействие е представено чрез акселерограмата от Фиг.2-30 без прилагането на скалиращ коефициент (МЗУ=0.165g). Концентрираното съсредоточаване на пукнатини в конструкцията доказват крехкия модел на разрушение, поради отслабеното сечение на стената, без възможност за преразпределение на усилията в по-големи зони от конструкцията. Тази крехка форма на разрушение е изключително опасна и следва да се избягва при реални конструкции.



**Фиг.2-41. Разпределение на повреди в многоетажна стоманобетонна шайба
(за сеизмично въздействие с максимално земно ускорение 0.165g.)**

2.2.4. Заключение

Представени са изследвания на сеизмичното реагиране на четириетажна стоманобетонна смесена конструкция чрез нелинеен статичен (push over) и нелинеен динамичен анализ (time-history analysis). Въз основа на получените резултати могат да се направят следните изводи:

Регулярната конструкция достига крайно гранично състояние по огъвен механизъм на разрушение– смачкване на бетона в натиснатата част и образуване на опънен диагонал в противоположния край;

Капацитетът на регулярната конструкция надхвърля с около 50% този на нерегулярната. По отношение на дуктилността по премествания(способност за развитие на нееластични деформации) регулярната конструкция развива приблизително 3 пъти по-големи хоризонтални премествания, респективно деформации;

Намаляването на опънната якост на бетона редуцира срязващия капацитет на с около 20%, но не се отразява на дуктилното поведение на конструкцията;

Резултатите от нелинейните статични и динамични анализи потвърждават неблагоприятния ефект от наличието на нерегулярности по височината на конструкцията. Местоположението на образувалите се пукнатини е сходно, но при динамичните анализи те са доста ясно по-концентрирани;

Количеството на напречната армировка влияе значително върху капацитета на конструкцията за поемане на срязващи усилия и особено силно (в пъти) за развитието на нееластични деформации (дуктилно поведение). При увеличението на разстоянието между стремената от 10см (при модел M1) на 20см (при модел M4), крайното преместване на системата (дуктилността по премествания) се редуцира близо шест пъти (от 25см при M1 до 8см при модел M4). Това недвусмислено доказва изключително неблагоприятното влияние на недостатъчно армирано напречно сечение върху сеизмичния капацитет на конструкцията.

Крайният граничен капацитет на регулярната конструкция се достига при сеизмично въздействие с максимално земно ускорение от 0,495g. Разпределението на повреди в конструкцията показва изчерпването на капацитета на опънния диагонал на стената и образуването на множество на брой наклонени пукнатини. Нерегулярният модел достига крайно гранично състояние при сеизмично въздействие с максимално земно ускорение от 0,165g. Крехката форма на разрушение при този модел е изключително опасна и следва да се избягва при реални конструкции.

ГЛАВА 3

Сеизмично реагиране на реални стоманобетонни конструкции

За целите на това изследване са изчислени две реални стоманобетонни конструкции. Основната разлика между тях е регулярността им в план. С избора им следва да се установи важността на този критерий за сеизмичната уязвимост и да се използва по-пълноценно триизмерното моделиране и резултатите от изчислението на тези конструкции.

В зависимост от целта и детайлността на съответното изследване, наличността на входни данни и нивото на несигурности, може да се използват различни подходи за определяне сеизмичния капацитет на конструкциите.

Практическата цел на нееластичните сеизмични процедури за анализ е да се прогнозира очакваното поведение на структурата при бъдещи земетресения. Това става все по-важно с възникване на т.н. „Методи базирани на конструктивното поведение“ (Performance Based Engineering-PBE) като методология за сеизмична оценка и проектиране (ATC [46]). Тези методи използват оценката за поведението на конструкцията за информиране и приемане на евентуални решения относно безопасността и риска. Те се концентрират най-вече върху оценката по отношение на очакваните щети за конструктивни и неконструктивни компоненти. Тъй като повредите в конструкциите включват нелинейно поведение, то линейно-еластичните методи могат да ги изразят само в неявен вид (имплицитно). Целта на нелинейните сеизмични процедури е директно да се оцени величината на нееластични деформации и повреди. Общият процес на нееластичен анализ е подобен на конвенционалните линейни процедури в това, че инженерът разработва модел на конструкцията, който след това е подложен на представително „очаквано“ сеизмично земно въздействие. Резултатите от анализа са определени параметри от инженерен интерес, които впоследствие са използвани за определяне на ефективността въз основа на дадени критерии за приемане. Параметрите обикновено включват глобални премествания (напр. покрив или друга референтна точка), междуетажни премествания, деформации и сили в елементите и др.

3.1. Методология за определяне на сеизмичното поведение

Методът на Капацитивния Спектър (Capacity Spectrum Method) е съвременен метод за определяне на конструктивното поведение на дадена конструкция (Performance Based Engineering- PBE) за земетресения с различна интензивност. Методът е въведен за първи път в документа ATC-40 [46], а в последствие е доосъвременен с малки промени във FEMA-440 [52].

Нелинейните статични процедури са базирани на предпоставката, че след-еластичното реагиране на конструкцията при земетръсно движение може да се изчисли с няколко монотонно нарастващи статични анализа, при който коравината на конструкцията се изчислява по време на всяка стъпка от решението. Реагирането на конструкцията може да се представи графично, във вид на разпределението на срязващата сила в основата на конструкцията и съответното максимално преместване на върха на конструкцията. За определянето на сеизмичното поведение (т.н. точка на поведение) е необходимо капацитивния спектър и сеизмичния спектър да бъдат представени в еднакъв вид. Най-лесния начин за това е, те да бъдат превърнати във формат спектрални премествания - спектрални ускорения. Това се прави като се използват предварително определените динамични характеристики на изследваната конструкция.

3.2. Сеизмично реагиране на нерегулярна стоманобетонна конструкция

За изследване е избрана стоманобетонна конструкция на жилищна сграда, изчислена и оразмерена по съвременни сеизмични норми. Този избор е продиктуван от богатата документация, съпровождаща проекта и възможността за точно представяне и моделиране на конструкцията.

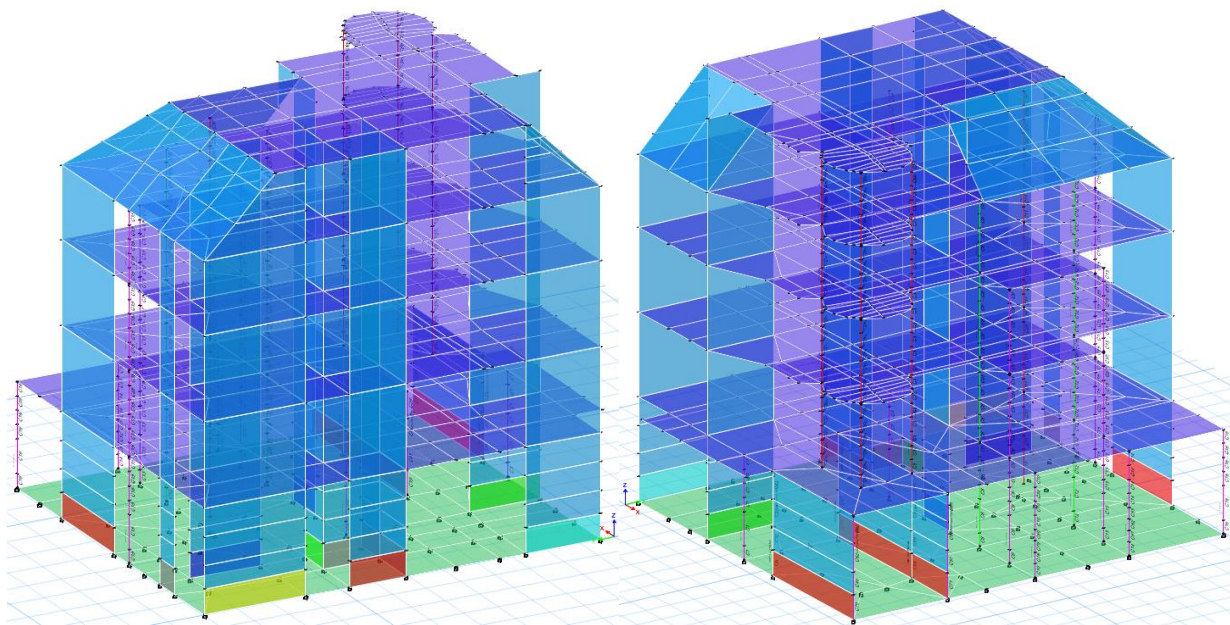
Конструкцията на сградата е разработена на базата на архитектурен проект. Тя е пететажна, без сутерен. Конструктивната височина на първия етаж и четвъртия етаж е 2.55м, на втори и трети етажи 2.89м, на пети етаж –2.50м. Над последното ниво е развита скатна стоманобетонна плоча.

3.2.1. Три-дименсионален изчислителен модел

За изчислението ѝ е използвана съвременна изчислителна програма ETABS, широко разпространена сред инженерите проектанти. Моделът от крайни елементи се състои от гредови и плочови елементи, чието съчетание е изключително подходящо за представянето на динамичното поведение на конструкцията, а от друга страна има нетолкова високи изчислително/времеви изисквания.

Поради богатите възможности, които предоставят съвременните изчислителни програми, съществуват различни възможности за моделирането на нелинейното поведение на стоманобетонните противоземетръсни стени (шайби). Поради тази причини, в това изследване са разгледани няколко подхода при моделирането на шайбите. Основно е използвана опцията за концентрирана нелинейност посредством нелинейна пластична става, а в едно от решенията е използван подходът за разпределена, материална нелинейност в елементите.

За всички модели е прието кораво поведение на фундаментната плоча на конструкцията, чрез пълното запъване на всички възли от основата.



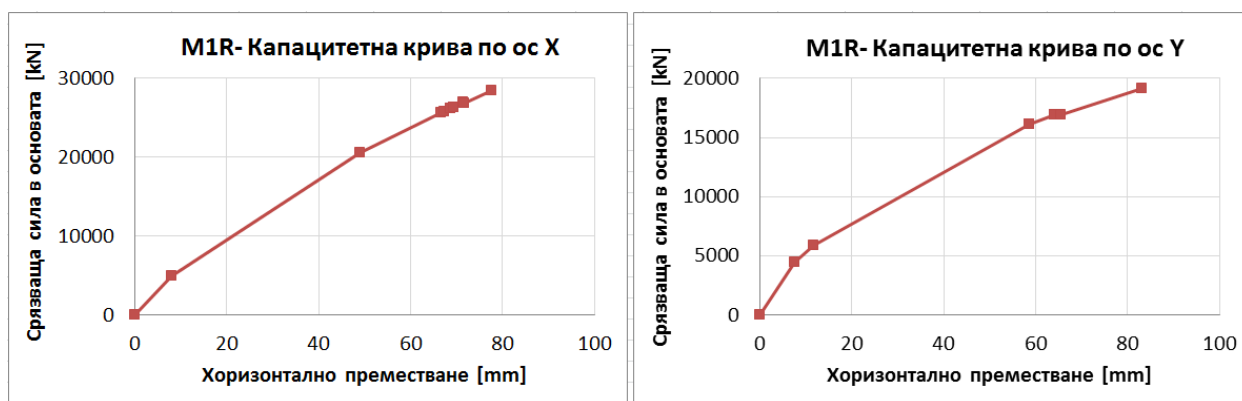
Фиг.3-1. Изчислителен модел на изследваната конструкция

3.2.2. Нелинейни статични анализи

Стоманобетонната конструкция е изследвана посредством три различни подхода при дефинирането на нелинейната работа на противоземетръсните шайби. При два от тях, нелинейните зависимости са зададени чрез нелинейна пластична става, а в третия нелинейността на елемента е в директна връзка с нелинейността в стоманобетонния материал.

- Модел M1R- Нелинейна става, при която армировката е дефинирана като разпределен процент на армиране използвайки фибров модел за представяне.

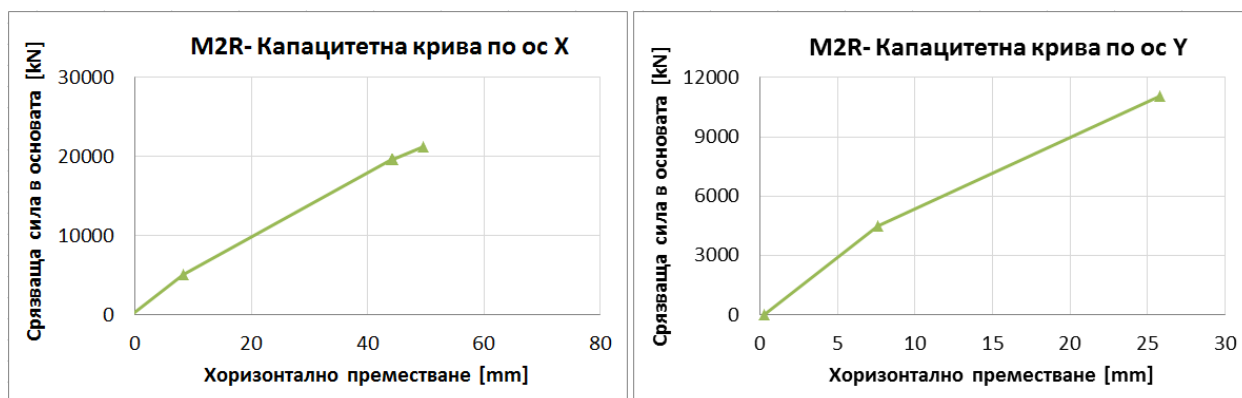
Това е най-опростения метод за моделиране на нелинейност чрез равнинен елемент (shell). В това изследване той е използван за първоначална, приблизителна оценка на сеизмичния капацитет на конструкцията. За автоматичното определяне на характеристиките за пластична става в програмата се използва фибров модел от тип „Fiber P-M3“. Получените капацитивни криви от този модел са показани на Фиг.3-2.



Фиг.3-2. Капацитивни криви от модел M1R

- Модел M2R- Нелинейна става, при която армировката е дефинирана чрез опция за детайлно въвеждане на разположението ѝ (specified rebar layout).

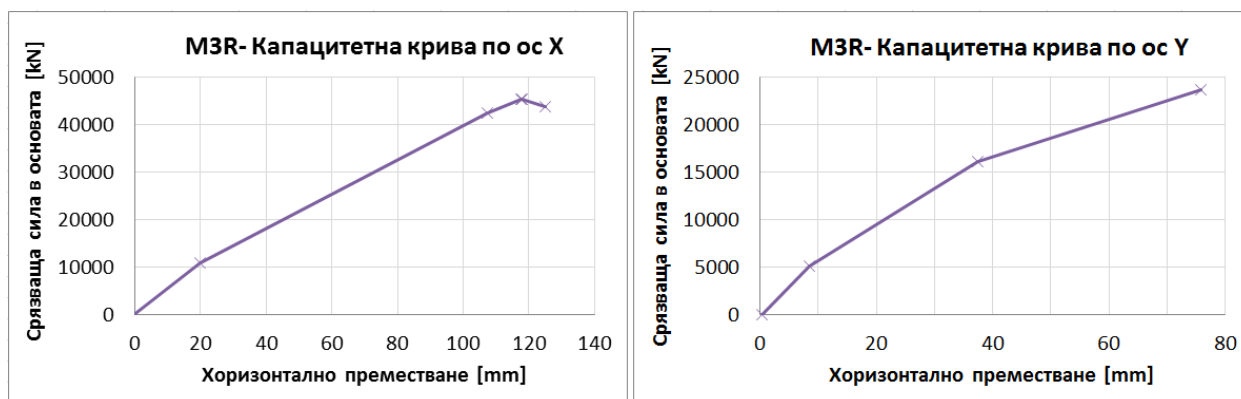
При този вариант за моделиране на стоманобетонните стени програмата намира сходимост на уравненията за равновесие само в първоначалните стъпки, което води до незадоволителни резултати в смисъл на крайни/гранични премествания, Фиг.3-3.



Фиг.3-3. Капацитивни криви от модел M2R

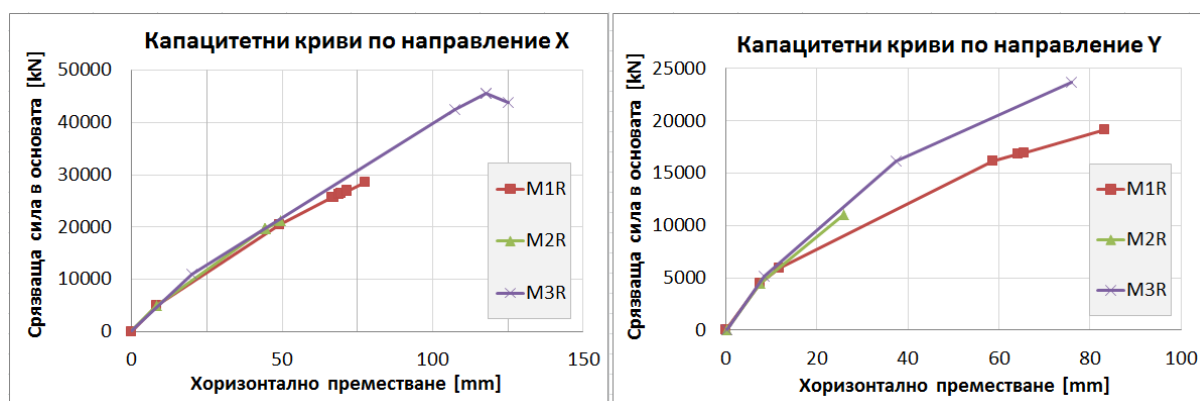
- Модел M3R- Чрез директна отчитане на материалната нелинейност.

При този вариант се използва дефинирането на слоесто (layered) напречно сечение за стоманобетонната стена. Нелинейното поведение на бетона и на стоманата се въвежда с помощта на криви за взаимовръзката между напрежения и деформации. Чрез този метод не се въвежда точното местоположение на нелинейността във вид на пластична става, а чрез итеративни процедури, в хода на решението, се определят местата, в които се развиват нелинейни деформации (неявно дефиниране на нелинейността). Получените капацитивни криви от този модел са показани на Фиг.3-4.



Фиг.3-4. Капацитивни криви от модел M3R

На Фиг.3-5 е направено сравнение между сеизмичното реагиране от различните аналитични методи.

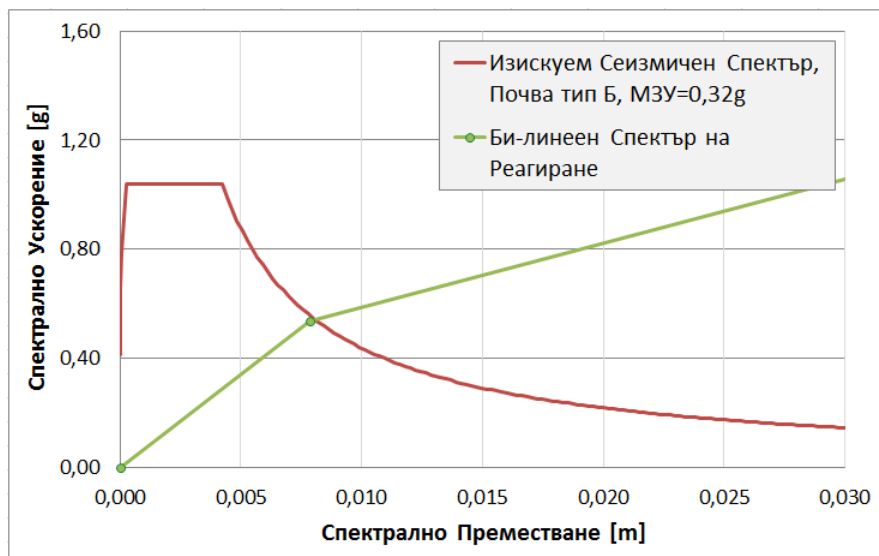


Фиг.3-5. Капацитивни криви от различни аналитични методи (M1R-M3R)

От сравнението на реагирането на конструкцията по двете взаимноперпендикулярни оси x и y ясно се вижда, че конструкцията има значително по-голям капацитет по ос x, поради по-големият брой сеизмични шайби в тази посока. Това е и причина, конструкцията в тази посока да реагира почти еластично с незначителни пластичните деформации на елементите. Тъй като за определяне на граничния капацитет на конструкцията е меродавно реагирането по посока Y, определянето на т.н. точна на поведение (performance point) ще бъде изчислено само за капацитивните криви по ос Y.

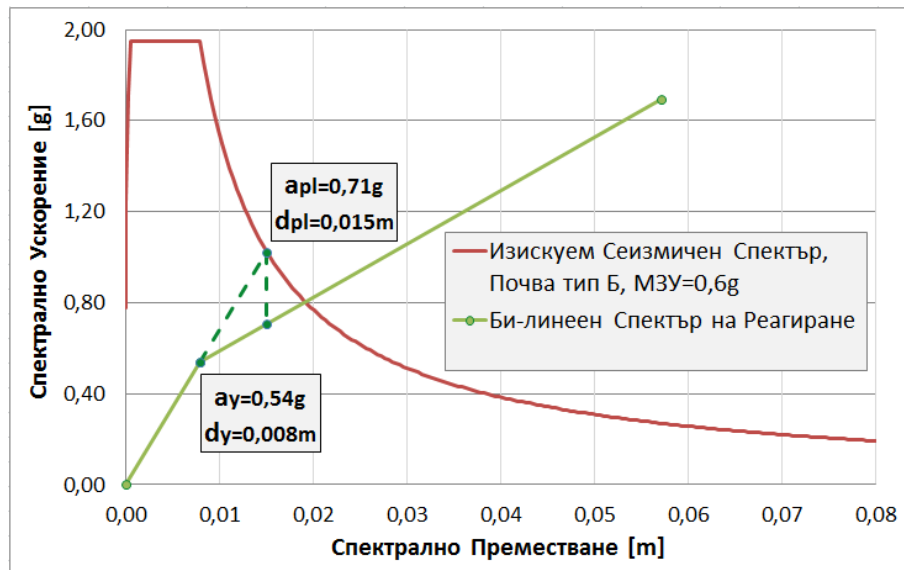
3.2.3. Определяне на сеизмичното поведение на изследваната нерегулярна стоманобетонна конструкция

Следвайки методологията от т.3.1, след изчертаването на капацитивния спектър, той следва да се трансформира във формат спектрални ускорения/премествания, използвайки динамичните характеристики на изследваната сграда. За изчислението на ефективното затихване „ β_{eff} “ и подходящи редукиционни коефициенти е необходимо капацитивната крива да бъде представена чрез своя би-линейна апроксимация. На Фиг.3-6 са представени сеизмичния спектър за Максимално Земно Ускорение (МЗУ) 0,32g (проектно ускорение за гр. София с период на повтораемост 1000 г.) и капацитивния спектър за конструкцията, получен чрез нелинейните статични анализи в т.3.2.3. Пресечната точка на двата спектъра се получава на границата между еластично и пластично поведение на изследваната конструкция. От това следва, че конструкцията ще реагира почти изцяло еластично, с минимални конструктивни повреди и коефициентът на дуктилност по премествания „ $\mu' = d_{max}/d_y = 1$ “. Също така, еластичният сеизмичен спектър не следва да се редуцира, а точката на поведение характеризираща поведението на конструкцията за даденото сеизмично ниво, се определя като пресечната точка на двата спектъра, Фиг.3-6. Този анализ показва, че конструкцията притежава значителен сеизмичен капацитет и реагира почти изцяло еластично. Това означава, че от гледна точка на спектрални премествания, конструкцията притежава между 3 и 4 пъти по-висок капацитет, за изследваното проектно сеизмично въздействие (период на повтораемост 1000г.).



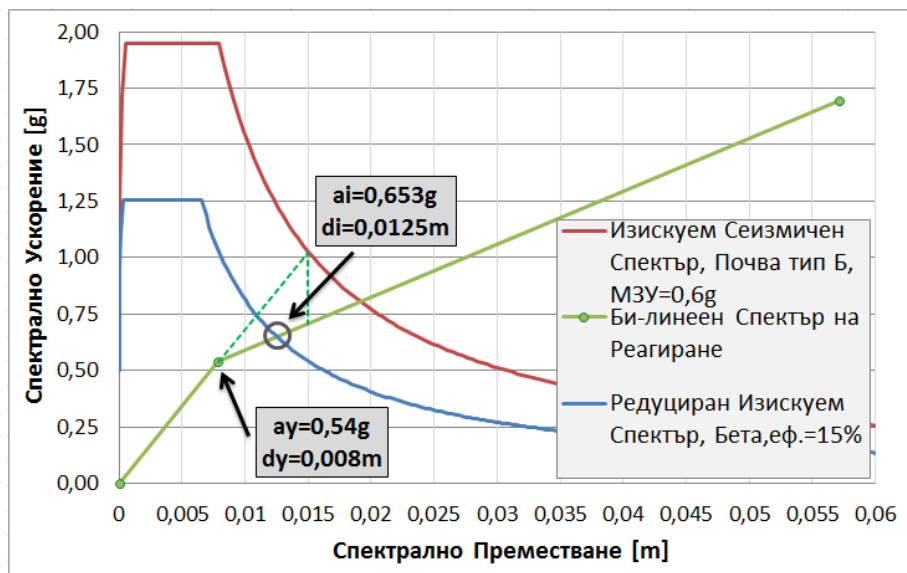
Фиг.3-6. Определяне на точката на поведение при въздействие с МЗУ=0,32g

С цел да се изследва по-подробно нелинейното поведение на конструкцията, както и за дефинирането на приемливи, гранични нива на поведение е извършено допълнително изследване на реагирането на конструкцията за сеизмично въздействие с МЗУ=0,6g, което съответства на приблизителен период на повтораемост $T=8500$ г. На Фиг.3-7 са представени сеизмичния спектър за Максимално Земно Ускорение (МЗУ) 0,6g и капацитивния спектър за конструкцията, получен чрез нелинейните статични анализи в т.3.2.3.



Фиг.3-7. Определяне на точката на поведение при въздействие с $MZU=0,6g$ и първоначалната точка на поведение „ a_{pl}/d_{pl} “

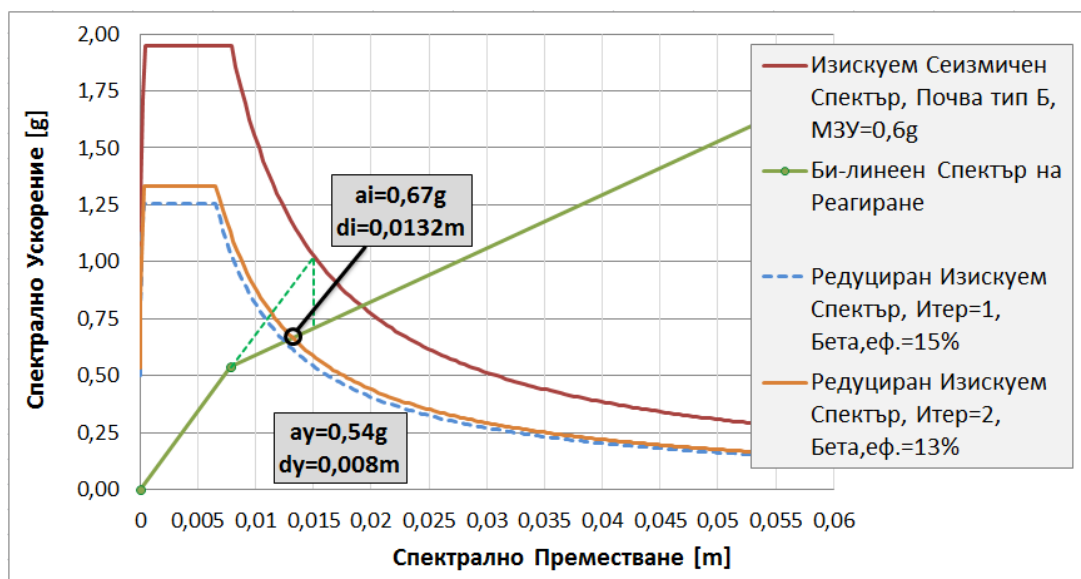
За избраната точка и съответните стойности за a_y , d_y , a_{pl} и d_{pl} (Фиг.3-7) е изчислена стойност β_{eff} от 15%. Това отговаря на редукионни коефициенти $SRa=0.64$ и $SRv=0.73$, с които се редуцира първоначалния еластичен спектър на сеизмичното въздействие. Новият редуциран спектър е показан на Фиг.3-8. Пресечната му точка с би-линейната капацитивна крива дава временната точка на поведение „ a_{int}/d_{int} “. Първоначалната точка „ a_{pl}/d_{pl} “ се приема за подходяща, ако изпълнява критерия „ $0.95d_{pi} < d_{int} < 1.05d_{pi}$ “. В случая това изискване не е изпълнено, поради което следва да се изпълни нова итерация за сходимост на решението. Много често това може да бъде точката, получена в първата итерация „ a_{int}/d_{int} “, но по експертна оценка може да бъде избрана и друга точка.



Фиг.3-8. Определяне на пресечната точка на поведение „ a_i/d_i “

В случая на настоящето изследване за втората итерация, точката „ a_{p2}/d_{p2} “ е избрана като получената точка на поведение за първата итерация „ $a_i=0,653g/d_i=0,0125m$ “. Отново е изчислено ефективно затихване „ $\beta_{eff}=13\%$ “ и съответните редукионни коефициенти „ $SRa=0,68$ “ и „ $SRv=0,76$ “. На Фиг.3-9 е показан новополучения редуциран спектър, както

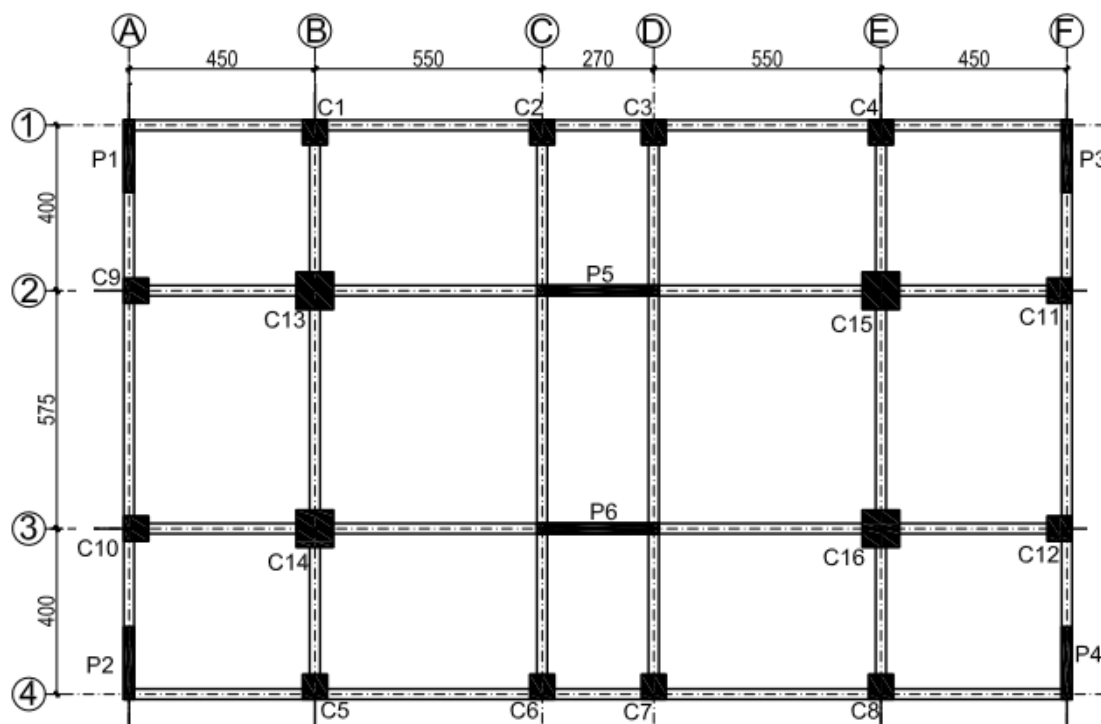
и новата точка на поведение „ $a_i=0,67g/d_i=0,0132m$ “. Този път критерият за сходимост „ $0,95.d_{pi}<d_{int}<1.05d_{pi}$ “ е изпълнен, с което точката „ $a_i=0,67g/d_i=0,0132m$ “ се приема за представляваща сеизмичното реагиране на конструкцията за избраното сеизмично въздействие с $MZY=0,6g$.



Фиг.3-9. Определяне на пресечната точка на поведение „ a_{int}/d_{int} “

3.3. Сеизмично реагиране на регулярна стоманобетонна конструкция

Изследваната сграда е монолитна шест етажна стоманобетонна конструкция. В план размерите на сградата са 22.7м на 13.75м, като всички плочи в план са идентични, с височина на етажа 3м, Фиг.3-10.



Фиг.3-10. Котражен план на регулярна стоманобетонна конструкция

3.3.1. Три-дименсионален изчислителен модел

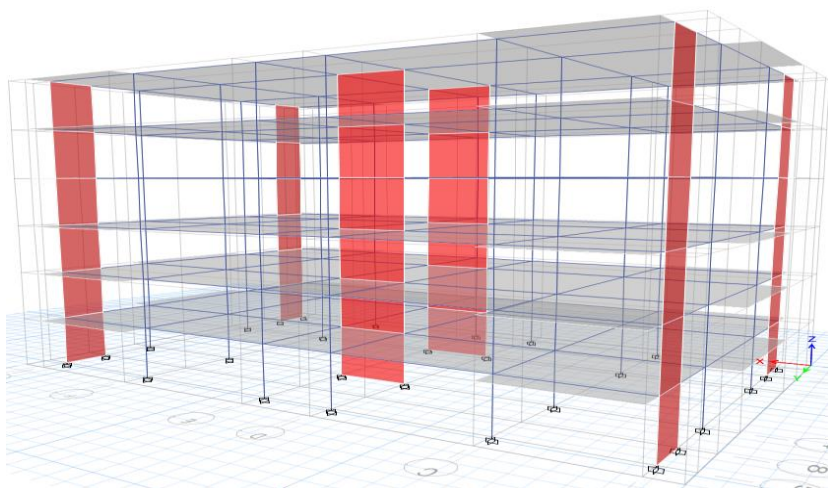
За изчислението ѝ е използвана съвременна изчислителна програма ETABS, широко разпространена сред инженерите проектанти. Моделът от крайни елементи се състои от гредови и плочови елементи, чието съчетание е изключително подходящо за представянето на динамичното поведение на конструкцията, а от друга страна има не-толкова високи изчислително/времеви изисквания.

Разработени са няколко числени модела, в които е изследвано влиянието на различни конструктивни характеристики и материални свойства върху сеизмичния капацитет на сградата, като:

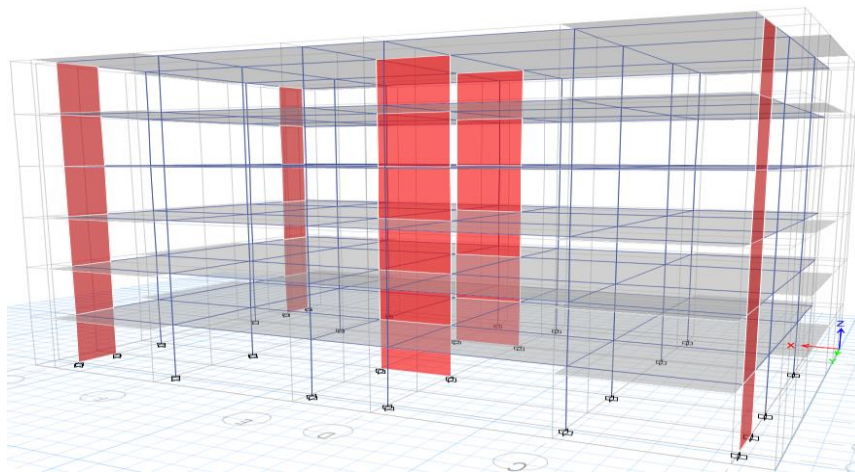
- Клас на якост на бетона;
- Огъвна армировка (увеличение на надлъжната армировка с 50% във всички сечения);
- Регулярност в план-модел при който е премахната едната крайна стоманобетонна шайба в края на сградата по ос Y (Фиг.3-12);
- Регулярност по височина-модел при който всички колони на четвъртия етаж имат намалено напречно сечение на 40/40см.

За всички модели е прието кораво свързване към фундаментната плоча на конструкцията, чрез пълното запъване на всички възли от основата.

Общ вид на модела по крайни елементи е представен на Фиг.3-11.



Фиг.3-11. Изчислителен модел на изследваната конструкция

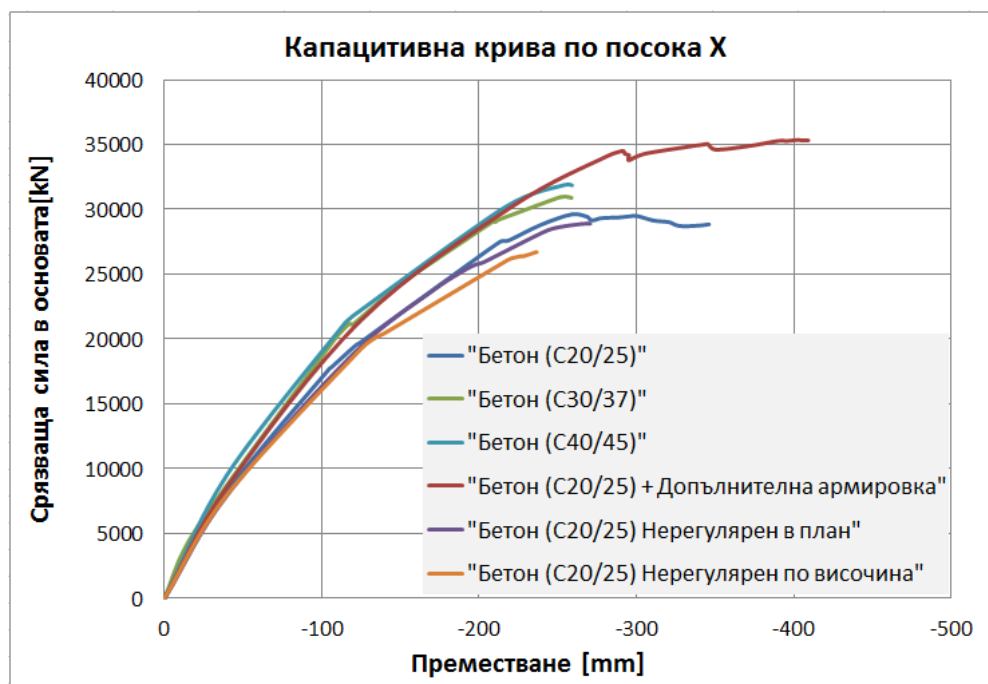


Фиг.3-12. Изчислителен модел за изследване на нерегулярността в план

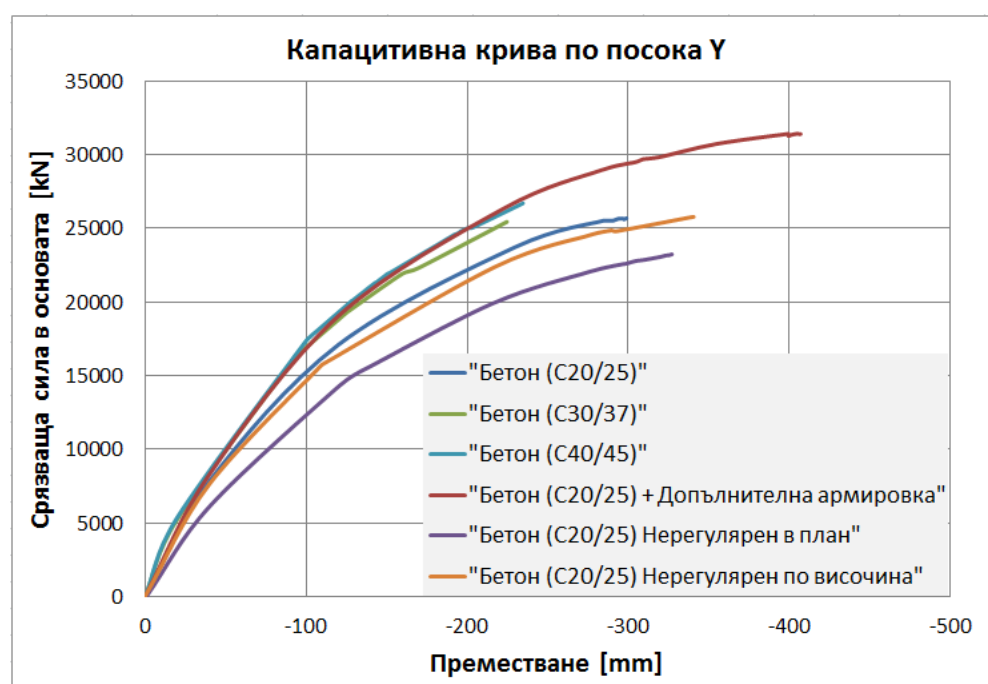
3.3.2. Нелинейни статични анализи

Натоварването в конструкцията е представено, чрез монотонно нарастващо хоризонтално ускорение във всички възли на модела. Като резултат е изведен записът на срязващата сила в основата и максималното преместване на върха на конструкцията в двете взаимноперпендикулярни оси.

Нелинейното поведение на стоманобетонните елементи е моделирано посредством нелинейни пластични стави, при които армировката е дефинирана като разпределен процент на армиране използвайки фибров модел за представяне.



Фиг.3-13. Капацитивна крива по посока X



Фиг.3-14. Капацитивна крива по посока Y

От получените капацитивни криви (Фиг.3-13 и Фиг.3-14) се вижда, че:

- Конструкцията притежава почти еднакъв капацитет по двете взаимноперпендикулярни оси, но все пак този по ос У е по-малък и следва да се приеме за меродавен за изследваната конструкция.
- Най-голямо влияние върху сеизмичният капацитет оказва увеличението на надлъжната армировка с 50% в напречните сечения.
- Увеличението на класът на бетона оказва минимално увеличение на коравината, за сметка на намалено крайно гранично преместване в конструкцията.
- Премахването на крайната шайба по ос У има значително по-голямо влияние върху сеизмичния капацитет на конструкцията от намаляването на сечението на колоните в четвъртия етаж.

Резултатите от тези анализи са използване за вероятно дефиниране на сеизмичната уязвимост на изследваната конструкция.

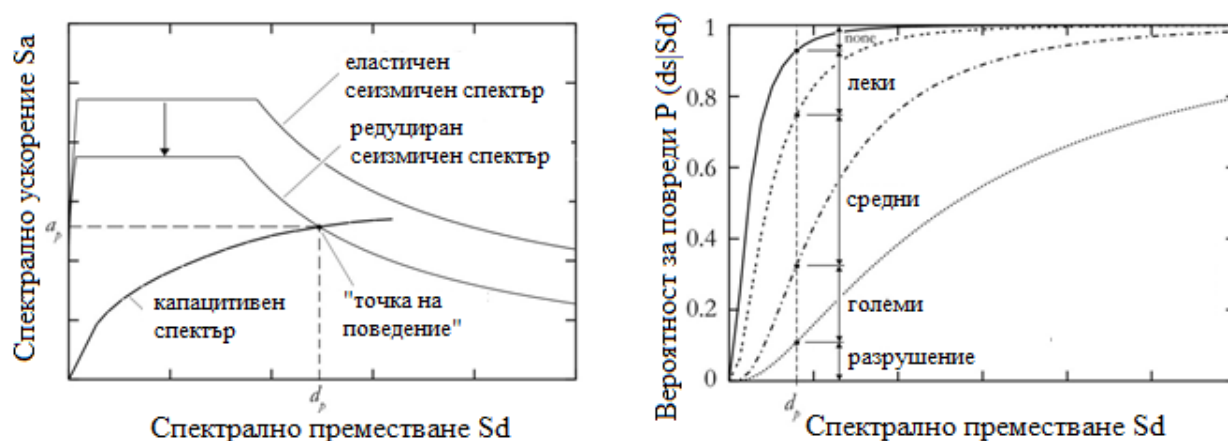
ГЛАВА 4

Уязвимост на конструктивни системи при сеизмични въздействия

Кривите на уязвимост представят вероятността за достигане или превишаване на дадено състояние на повреда (ниво на повреди) като функция от даден инженерен параметър, който представлява движението на земята. Те се описват най-често чрез стандартни логнормални функции и могат да бъдат дефинирани чрез медианна стойност и логнормално стандартно отклонение.

В настоящата методология, за определяне на условната вероятност за достигане на повреди, се използва неdirekтен подход базиран на Метода на Капацитивния Спектър. Референтният параметър за въздействие се определя като характеризиращата „точка на поведение“, със съответна стойности на спектралното преместване, за което могат да се определят дискретните стойности на вероятностите за достигане на повреди в конструкцията.

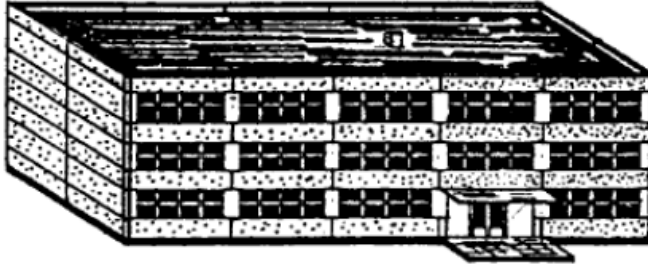
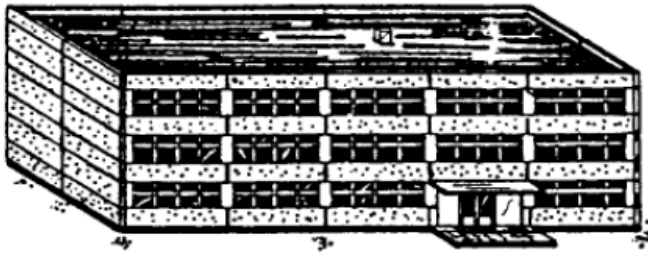
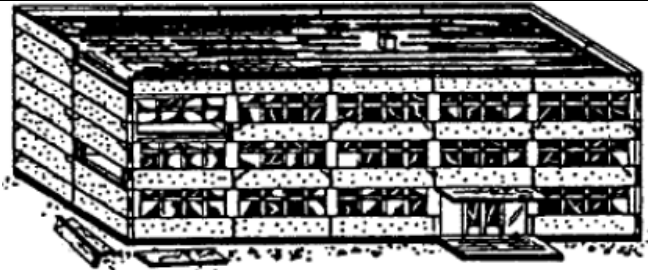
Схематично процедура е представена графично на Фиг.4-1.



Фиг.4-1. Намиране на референтен параметър на сеизмичното реагиране на конструкцията (т.н. „точка на поведение“) и изчислението на относителните вероятности за настъпване на повреди в конструкцията.

Нивата на повреди представляват дискретно и качествено описание на общите повреди на конструктивните и неконструктивните елементи в сградите. Най-често се използват пет нива на повреди: DS0-без повреди, DS1-леки, DS2-средни, DS3-тежки и DS4-разрушение, (Фиг.4-2).

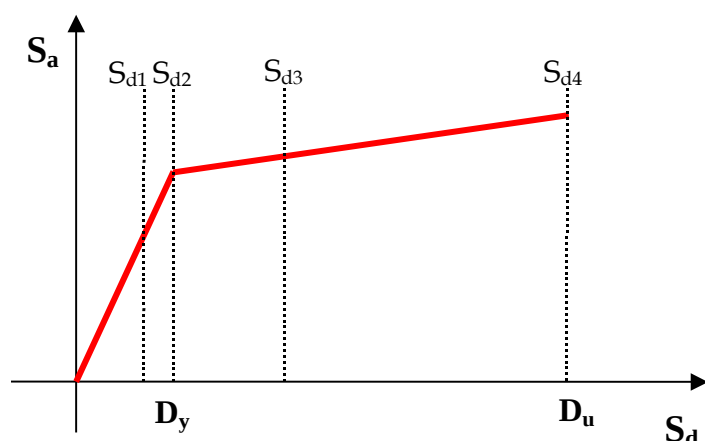
На Фиг.4-3 са показани праговите стойности за постулирането на нивата на повреди като функция на границата на провлачане и крайния капацитет на конструкцията. Дефинирането на нивата на повреди може да се извърши като се използват стойностите за междуетажните премествания базирани на капацитетната крива на конструкцията (т.е. стойностите за междуетажните завъртания са различни за всяка отделна конструкция), RISK-UE [38].

	Ниво 0: Незначими до слаби повреди (без конструктивни повреди, слаби неконструктивни повреди) Малки пукнатини по мазилки върху елементи от рамкови конструкции или в основата на стените. Малки пукнатини в части от преградни стени.
	Ниво 1: Леки повреди (слаби конструктивни повреди, слаби неконструктивни повреди) Пукнатини в колоните и гредите от рамковите конструкции и сеизмичните шайби. Пукнатини в части от преградните сцени; разрушения на крехки облицовки и стенни панели
	Ниво 2: Средни повреди (средни конструктивни повреди, тежки неконструктивни повреди) Пукнатини в колоните и във възлите колона-гредя на рамковите конструкции. Разрушение на бетонното покритие, загуба на устойчивост на армировъчни пръти. Големи пукнатини в части от преградните стени, разрушение на отделни преградни панели
	Ниво 3: Тежки повреди (тежки конструктивни повреди, много тежки неконструктивни повреди) Големи пукнатини в конструктивните елементи, включително повреди от натиск в бетона и скъсване на армировъчни пръти; загуба на сцепление на армировъчните пръти в гредови елементи; завъртане на колони. Разрушение на малък брой колони или на последния етаж на конструкцията.
	Ниво 4: Разрушение (много тежки конструктивни повреди) Разрушение на приземния етаж или части (крила) на сградите.

Фиг.4-2. Описание на на „нива на повреди“ [9]

Табл.4-1. Дефиниране на постулирани нива на повреди [38]

	Ниво на Повреди	Граници на Спектралните Премествания
0	Без повреди	$D < 0.7 \cdot D_y$
1	Леки повреди	$0.7 \cdot D_y \leq D < 1.0 \cdot D_y$
2	Средни повреди	$1.0 \cdot D_y \leq D < D_y + D_{uy}$
3	Тежки повреди	$D_y + D_{uy} \leq D < D_u$
4	Разрушение	$D_u \leq D$
		$D_{uy} = 0.25 \cdot (D_u - D_y)$



Фиг.4-3. Графично представяне на праговете на постулираните нива на повреди [38]

Определянето на несигурностите в конструкциите има основно значение при вероятностното дефиниране на сеизмичната уязвимост. Съществуват различни източници на несигурност, но най-голямо значение следва да се обърне на несигурностите в дисипирането на входната енергия, несигурностите в якостите на материалите, както и моделните несигурности. Прието е несигурностите да се описват чрез нормално разпределени „Гаусови“ функции, тъй като често те дават много добро представяне на разпределението на изследваните величини.

Логнормалното стандартно отклонение (β) описва общата променливост (изменчивост) на кривите на уязвимост, дефинирани за съответните нива на повреди.

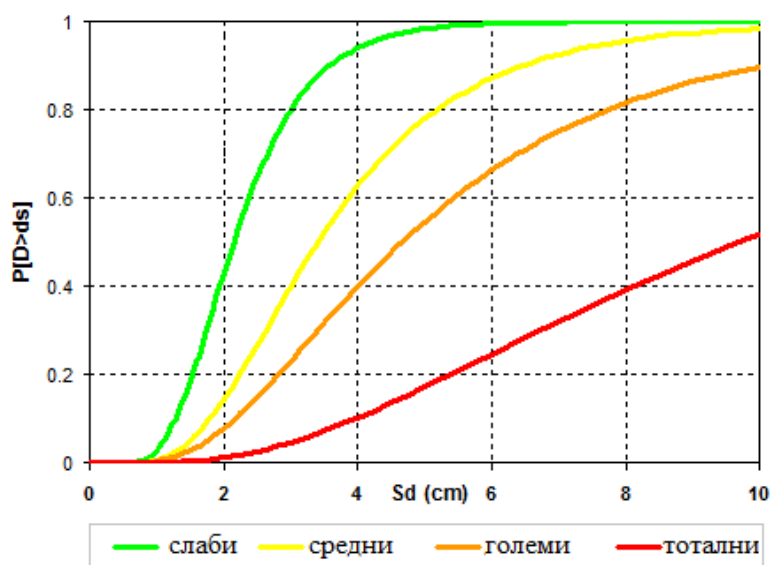
Съществуват различни подходи за третирането на несигурностите при определянето на сеизмичната уязвимост. Най-точни резултати следва да се получат при анализирането на несигурностите чрез статистически методи за генериране на случайни извадки от стойности на параметри от многоизмерно разпределение. Методът за вземане на проби често се използва за конструиране на компютърни експерименти. Този подход е доста трудоемък и изисква боравене с големи количества данни, за определяне на несигурностите в конструкциите. Поради тази причина в редица ръководства и документи са представени таблици с дефинирани стойности на съответните несигурности за различен тип конструктивни типологии.

В HAZUS [36] са дадени таблици с предварително определени стойности за коефициентите на неопределеност, подходящи за различни конструктивни системи, неконструктивни системи чувствителни на завъртане и неконструктивни системи чувствителни на ускорения.

Друг подход за определяне на логаритмичното стандартно отклонение (β), е чрез изчислението им по формула (4-1). При него, несигурността за настъпване на даденото ниво на повреди е зададена като функция на дуктилността по премествания за изследваната конструкция. Този подход е приложен в проект RISK-UE [38] и представя удобен начин за изчисление на обобщените несигурностите чрез резултатите от нелинеен статичен анализ.

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0.25 + 0.07 \ln \mu(u) \\ \beta_2 &= 0.2 + 0.18 \ln \mu(u) \\ \beta_3 &= 0.1 + 0.4 \ln \mu(u) \\ \beta_4 &= 0.15 + 0.5 \ln \mu(u)\end{aligned}\quad (4-1)$$

Моделът на уязвимост на дадена конструкция (Фиг.4-4) се състои от група криви на уязвимост дефиниращи условната вероятност за достигане $P[D=ds]$ или надвиши определено ниво на повреди $P[D>ds]$.



Фиг.4-4. Модел на уязвимост на дадена конструкция (криви на уязвимост)

Всяка крива на уязвимост се дефинира чрез медианна стойност на параметър на въздействието (спектрално преместване), което съответства на границата на дадено ниво на повреди и от изменчивостта на нивото на повреди. Например, спектралното преместване „ S_d “, което дефинира границата на повреди за дадено ниво (ds) се намира чрез формула:

$$S_d = S_{d,ds} \cdot \epsilon_{ds} \quad (4-2)$$

където:

$S_{d,ds}$ е медианната стойност на спектралното преместване за ниво на повреди, ds .

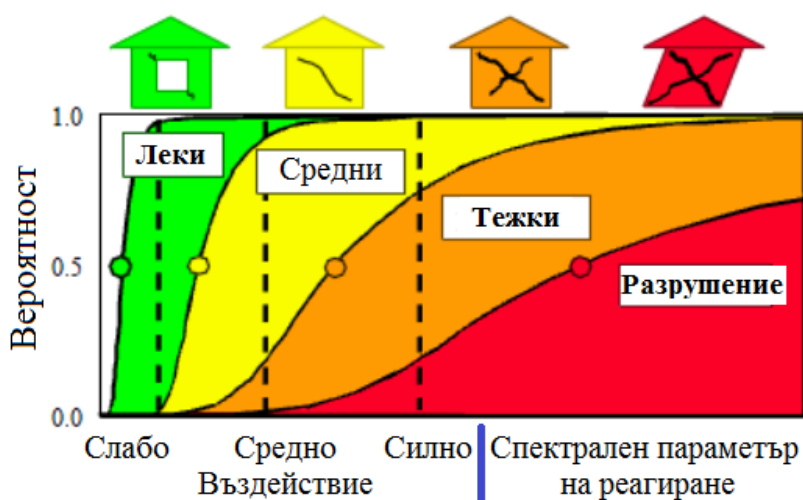
ϵ_{ds} е логнормално разпределена случайна променлива с медианна стойност и логаритмично стандартно отклонение, β_{ds} .

От дефинираните по този начин криви на уязвимост и изчислените точки на реагиране, за съответните сеизмични въздействия (представени, чрез параметър на

реагиране спектрално преместване) може да се изчислят условните вероятности за достигане или превишаване на съответното ниво на повреди (Фиг.4-5).

За сграда с определена типология, относителната вероятност за достигане на дадено ниво на повреди „DS” се представя чрез кумулативна логнормална функция по отношение на спектралното преместване в съответната „точка на поведение“.

$$P(DS|S_d) = \phi \left[\frac{1}{\beta_{DS}} \ln \left(\frac{S_d}{S_{d,DS}} \right) \right] \quad (4-3)$$

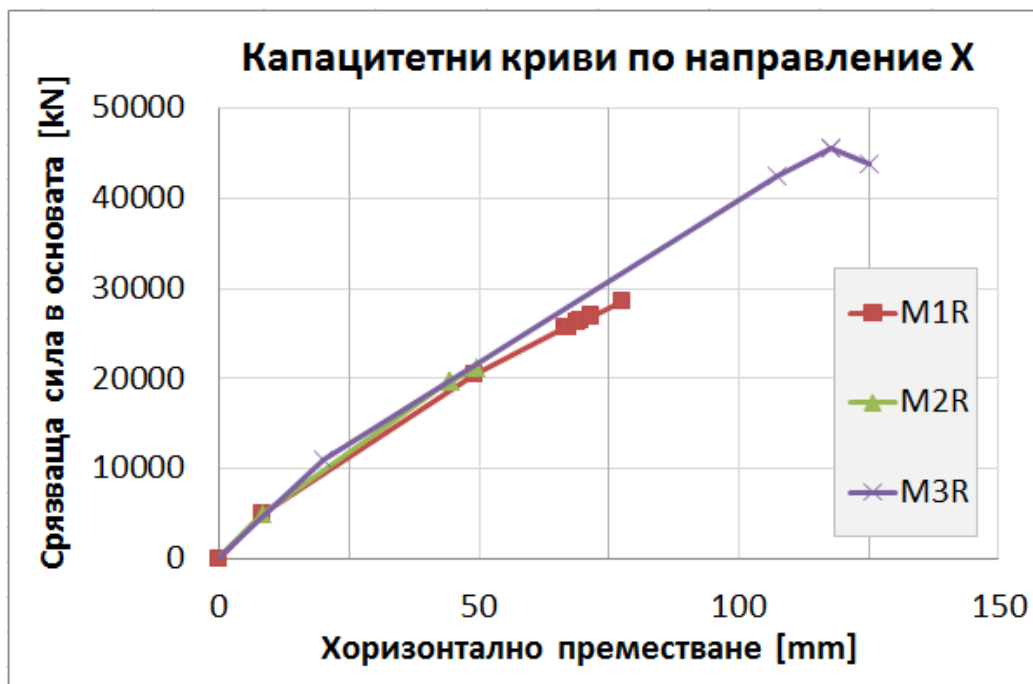


Фиг.4-5. Модел за намиране на относителните вероятности за настъпване на повреди.

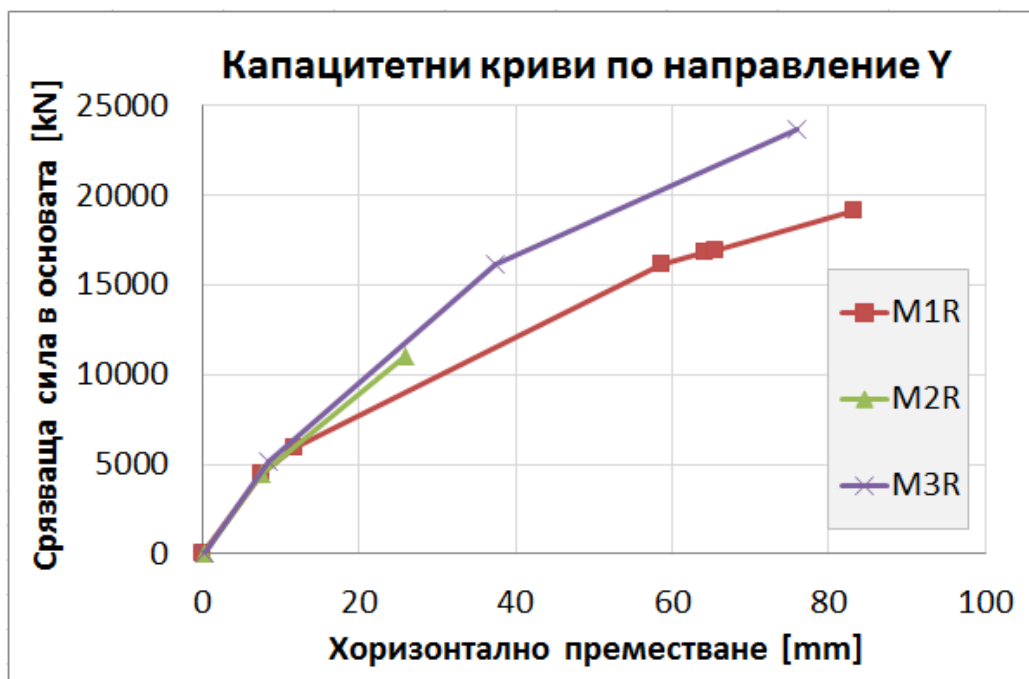
Кривите на уязвимост представят разпределение на повредите на няколко „нива на повреди“: леки, средни, тежки, разрушение. За всяка дадена стойност на спектралното реагиране, се изчисляват дискретни стойности на вероятността като разликата на кумулативните вероятности за достигане, или надвишение на поредни/ свързани нива на повреди. Вероятността сградата да достигне или да надхвърли различни нива на повреди за дадено сеизмично ниво възлиза на 100%. Дискретни вероятности за повреди могат да се използват като входни данни за определянето и остойностяването на различни загуби и повреди в конструкциите.

4.1. Определяне на условната вероятност за достигане на повреди в стоманобетонни конструкции-многоетажна пространствена нерегулярна стоманобетонна конструкция.

Капацитивните криви от нелинейните статични анализи на Фиг.4-6 са трансформирани използвайки модалните характеристики на изследваната многоетажна конструкция във формат спектрални премествания- спектрални ускорения (Фиг.4-7).



Фиг.4-6. Капацитивни криви на многоетажна стоманобетонна нерегулярна конструкция



Фиг.4-7. Капацитивни спектри на многоетажна стоманобетонна нерегулярна конструкция

4.1.1. Дефиниране на постулираните нива на повреди

Капацитивните спектри от Фиг.4-7 и съответните характерни точки „Sy“ и „Su“ за модели M1R, M2R, M3R се използват за дефинирането на праговете за настъпване на постулираните „нива на повреди“, Табл.4-2.

Табл.4-2. Определяне на дуктилността на конструкцията

Модел	Точки от капацитивната крива	Дуктилност по премествания (μ)
M1R	Sy1=0,84cm	7.07
	Su1=5,94cm	$\ln(\mu)=1.96$
M2R	Sy2=0,54cm	3.41
	Su2=1,84cm	$\ln(\mu)=1.22$
M3R	Sy3=0,61cm	8.88
	Su3=5,42cm	$\ln(\mu)=2.18$

За всички изчислителни модели и постулирани нива на повреди, използвайки формула (4-1), са определяне общите несигурности в конструкцията (β), Табл.4-3.

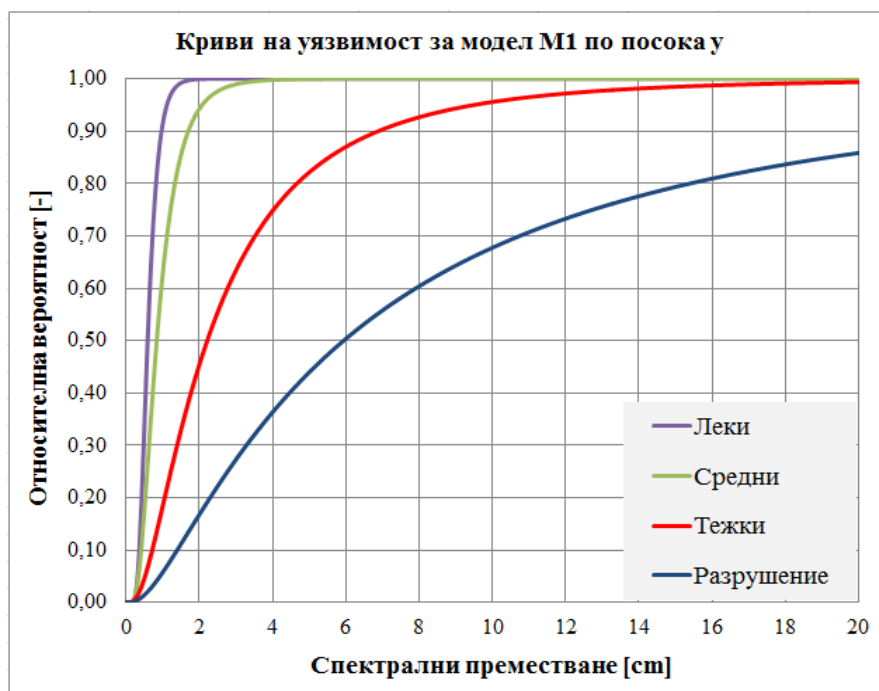
Табл.4-3. Стойности на логаритмичното стандартно отклонение (β)

Гранична стойност	Бета (лог-нормално станд. отклонение)
Sm1,d1=0,59cm	$\beta_1 = 0.25 + 0.07 \ln(\mu_u)$ $\beta_1=0.39$
Sm1,d2=0,84cm	$\beta_2 = 0.2 + 0.18 \ln(\mu_u)$ $\beta_2=0.55$
Sm1,d3=2,11cm	$\beta_3 = 0.1 + 0.4 \ln(\mu_u)$ $\beta_3=0.88$
Sm1,d4=5,94cm	$\beta_4 = 0.15 + 0.5 \ln(\mu_u)$ $\beta_4=1.13$
Sm2,d1=0,38cm	$\beta_1 = 0.25 + 0.07 \ln(\mu_u)$ $\beta_1=0.33$
Sm2,d2=0,54cm	$\beta_2 = 0.2 + 0.18 \ln(\mu_u)$ $\beta_2=0.42$
Sm2,d3=0,86cm	$\beta_3 = 0.1 + 0.4 \ln(\mu_u)$ $\beta_3=0.59$
Sm2,d4=1,84cm	$\beta_4 = 0.15 + 0.5 \ln(\mu_u)$ $\beta_4=0.76$
Sm3,d1=0,43cm	$\beta_1 = 0.25 + 0.07 \ln(\mu_u)$ $\beta_1=0.40$
Sm3,d2=0,61cm	$\beta_2 = 0.2 + 0.18 \ln(\mu_u)$ $\beta_2=0.59$
Sm3,d3=1,81cm	$\beta_3 = 0.1 + 0.4 \ln(\mu_u)$ $\beta_3=0.97$
Sm3,d4=5,42cm	$\beta_4 = 0.15 + 0.5 \ln(\mu_u)$ $\beta_4=1.24$

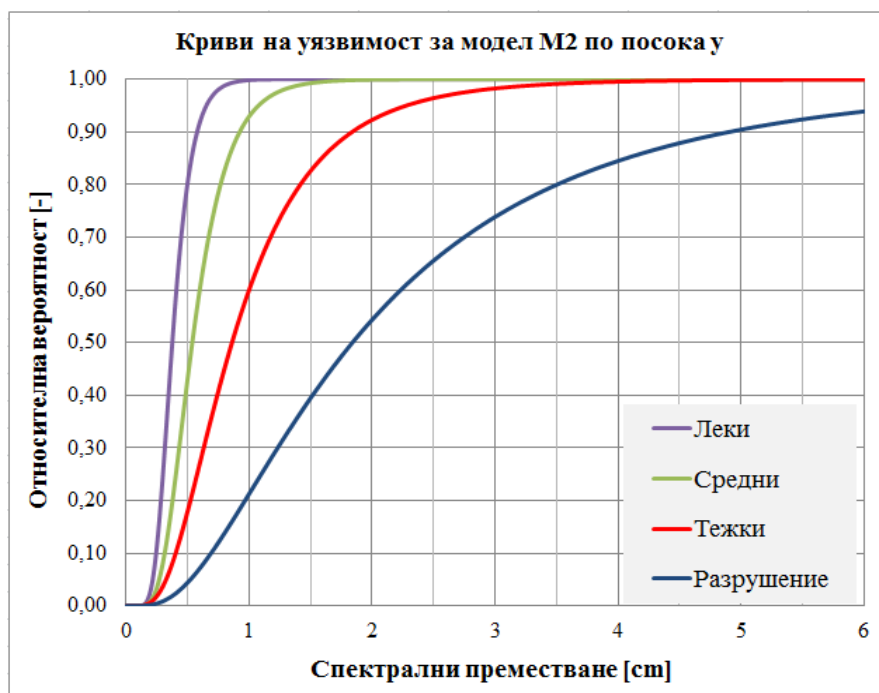
Алтернативно, неопределеностите в конструкцията β , са определени таблично на базата на [36] за съответния тип конструктивна типология- C2M (Стоманобетонни шайби с 3-5 етажа). По този метод, неопределеностите за всяко постулирано „ниво на повреди“ са еднакви за всички изчислителни модели M1R до M3R. Определените стойности са: $\beta_1=0.81$; $\beta_2=0.77$; $\beta_3=0.73$; $\beta_4=0.91$.

4.1.2. Изчисление на криви на уязвимост (условна вероятност за достигане на дадено „ниво на повреди“)

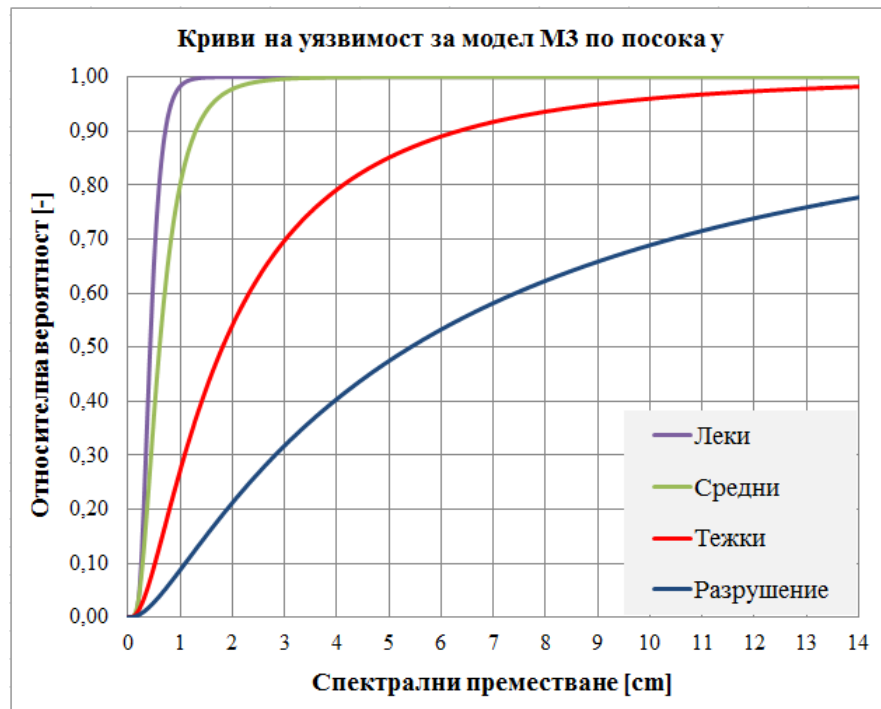
Условната вероятност за достигане на четирите постулирани нива на повреди: леки, средни, тежки и разрушение е дефинирана чрез съответните медианни стойности Sd_1 , Sd_2 , Sd_3 и Sd_4 (Табл.4-3) прилагайки формула (4-3). Разработени са криви на уязвимост са показани на Фиг.4-8 до Фиг.4-10.



Фиг.4-8. Модел на уязвимост за изчислителен модел M1R
($\beta_1=0.39$; $\beta_2=0.55$; $\beta_3=0.88$; $\beta_4=1.13$)

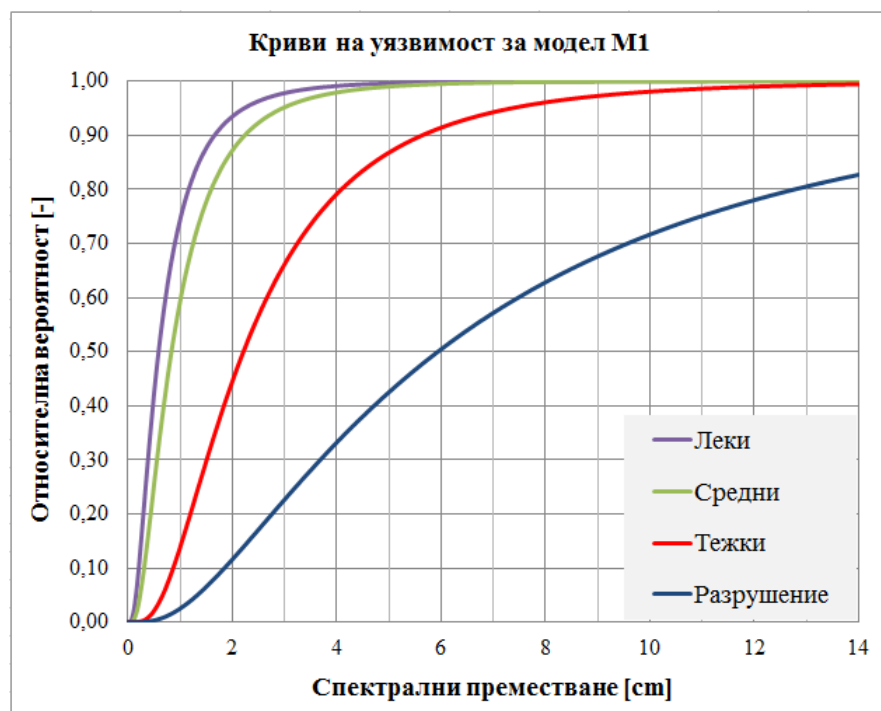


Фиг.4-9. Модел на уязвимост за изчислителен модел M2R
($\beta_1=0.33$; $\beta_2=0.42$; $\beta_3=0.59$; $\beta_4=0.76$)

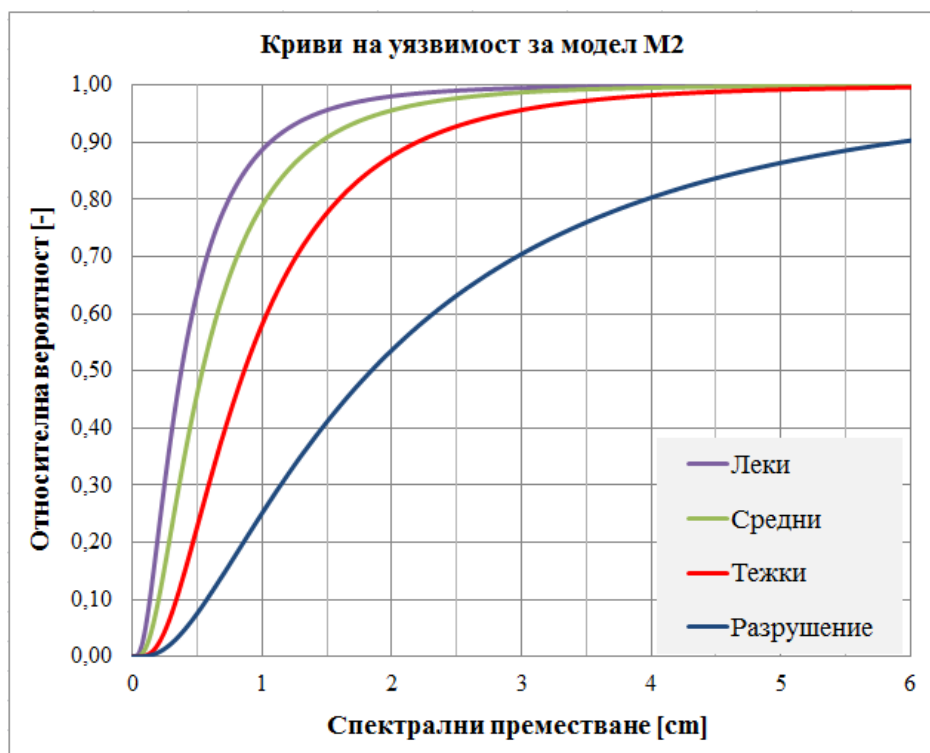


Фиг.4-10. Модел на уязвимост за изчислителен модел M3R
 $(\beta_1=0.40; \beta_2=0.59; \beta_3=0.97; \beta_4=1.24)$

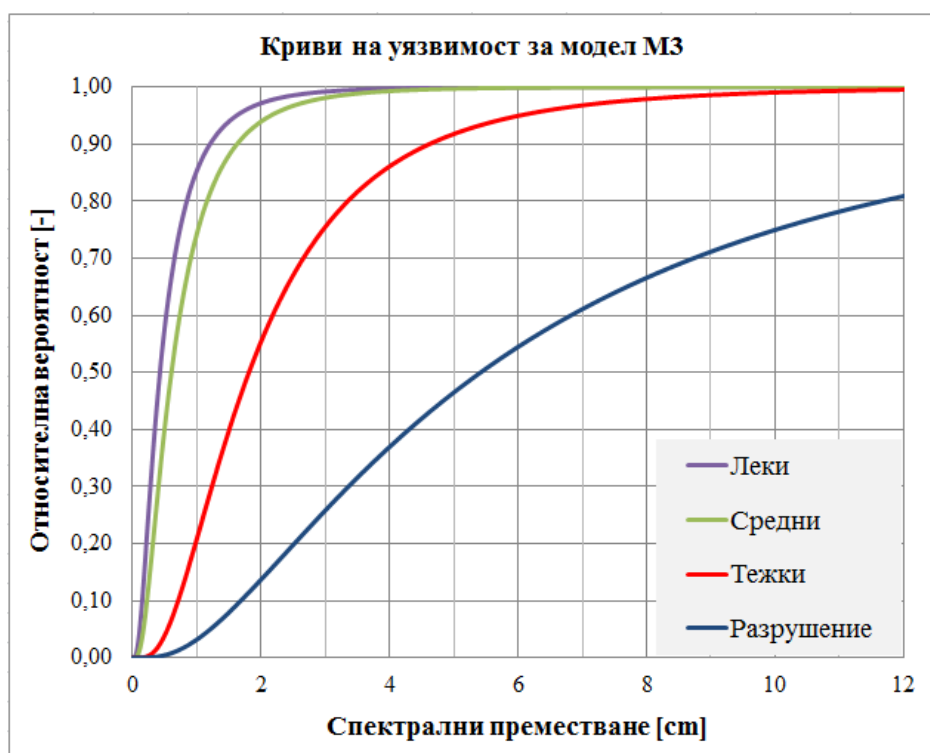
На Фиг.4-11 до Фиг.4-13 са показани кривите на уязвимост за модели M1R, M2R и M3R чрез табличното определяне на общите несигурности [36].



Фиг.4-11. Модел на уязвимост за изчислителен модел M1R
 $(\beta_1=0.81; \beta_2=0.77; \beta_3=0.73; \beta_4=0.91)$



Фиг.4-12. Модел на уязвимост за изчислителен модел M2R
 $(\beta_1=0.81; \beta_2=0.77; \beta_3=0.73; \beta_4=0.91)$



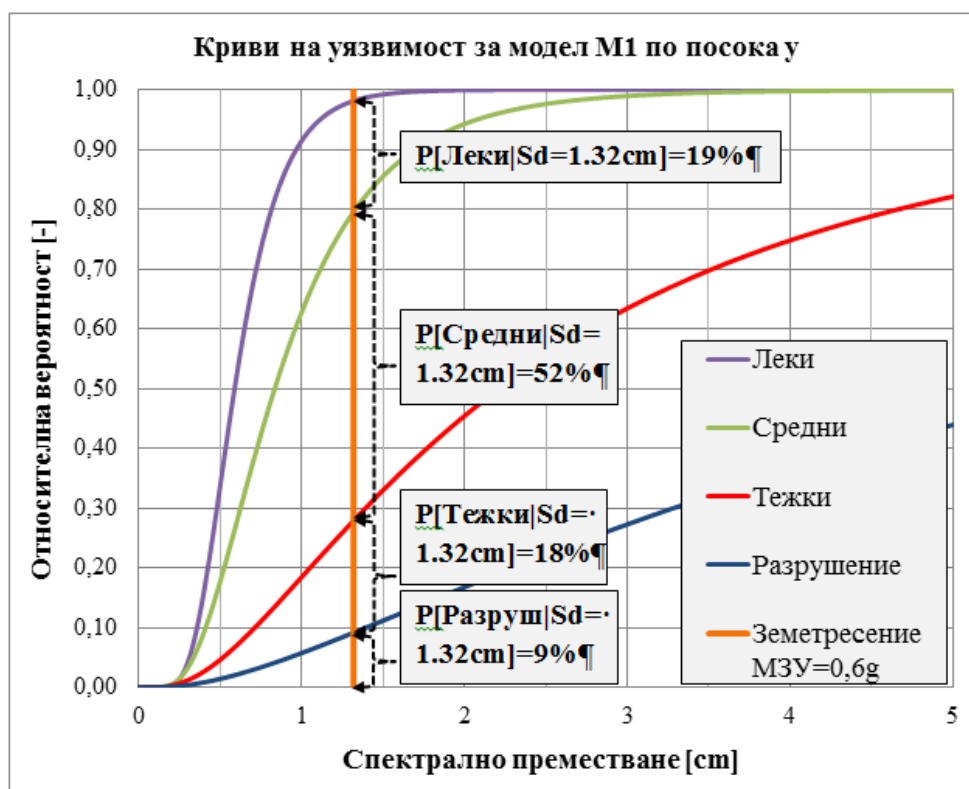
Фиг.4-13. Модел на уязвимост за изчислителен модел M3R
 $(\beta_1=0.81; \beta_2=0.77; \beta_3=0.73; \beta_4=0.91)$

4.2. Определяне на дискретни вероятности за достигане на дадено ниво на повреди за многоетажна пространствена нерегулярна стоманобетонна конструкция.

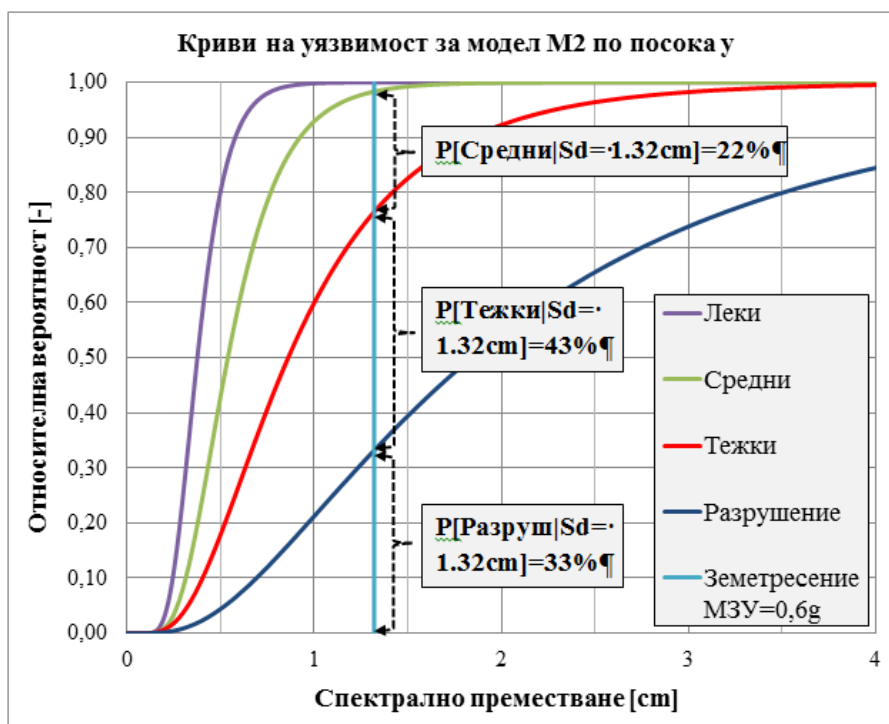
След дефинирането на модела на уязвимост (групата от криви), могат да бъдат определени конкретни дискретни стойности на вероятностите за настъпване на повреди вследствие на дадено сеизмично въздействие. В случая са определени вероятностите за достигане на повреди на многоетажната пространствена нерегулярна стоманобетонна конструкция за сеизмично въздействие с максимално земно ускорение $M3Y=0,6g$. Въздействие с такава интензивност съответствува на спектрално преместване от 1,32cm в конструкцията, което е подробно описано в т.3.1.4 (детайлното определяне на сеизмичния капацитет и намирането на т.н. „точки на поведение“).

На Фиг.4-14 до Фиг.4-16 са представени получените относителни вероятности за достигане на четирите нива за повреди (леки, средни, тежки, разрушение), чрез емпирично определени несигурности.

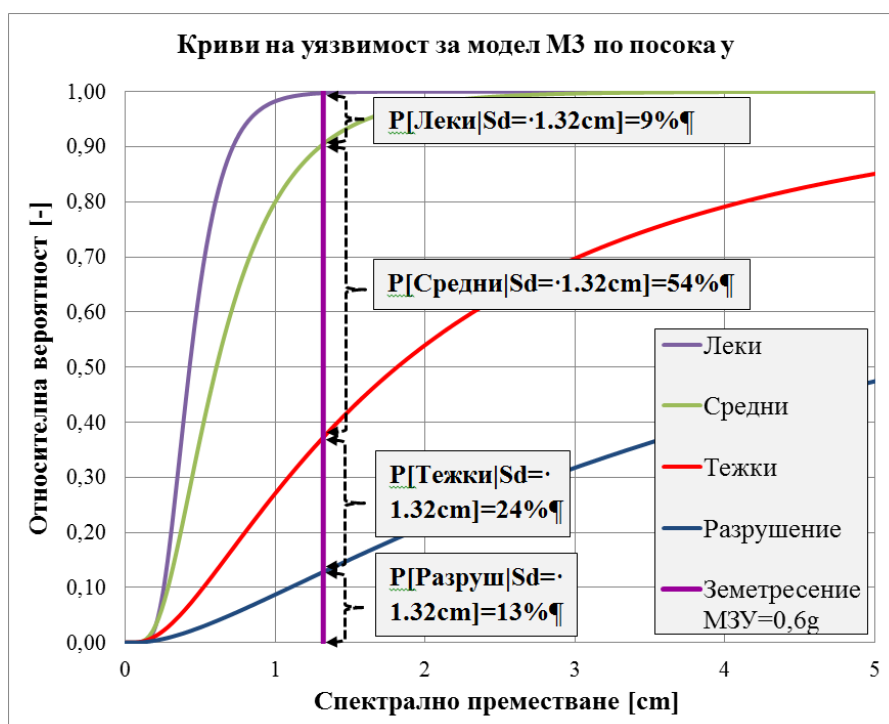
За изследваното сеизмично въздействие с максимално земно ускорение $M3Y=0,6g$, най-вероятно е в конструкцията да настъпят „средни“ по размер повреди (52-54% за модели M1P и M3P). Тези дискретни вероятности за повреди могат да се използват като входни данни за определянето и остойностяването на различни загуби и повреди в конструкциите, разработването на т.н. модели на загуба на застроената среда.



Фиг.4-14. Криви на уязвимост за модел M1P и изчисление на относителната вероятност за настъпване на повреди в конструкцията.



Фиг.4-15. Криви на уязвимост за модел M2R и изчисление на относителната вероятност за настъпване на повреди в конструкцията.



Фиг.4-16. Криви на уязвимост за модел M3R и изчисление на относителната вероятност за настъпване на повреди в конструкцията.

Сравнение между резултатите на M2R и M3R показва почти дву-трикратното увеличение при M2R на вероятностите за високите нива на повреди (тежки и разрушение). Това се дължи на вида на капацитивната крива на M2R (преждевременно спиране на анализа и в съответно по-късата капацитивна крива).

ГЛАВА 5

Изводи и научно-приложни приноси

5.1. Изводи

Анализирано е нелинейното реагиране за надпроектни сеизмични събития на едноетажна стоманобетонна стена. Проведени са група нелинейни статични и динамични анализи, посредством които са установени механизмите на разрушение на изследваната конструкция.

- Числените резултати (срязваща сила, разпространение на пукнатини) получени чрез метода на крайните елементи, са от същия порядък като тези от натурния експеримент проведен в лабораторията ELSA (European Laboratory for Structural Assessment);
- Оценката на граничния капацитет на стената (максималната срязваща сила в основата), на модели М2С и М3С получена чрез статичен нелинеен “push over” анализ е много добра и може да се използва за инженерни цели. Като предимство за метода може да се изтъкне, че анализът се извършва сравнително лесно и бързо (не изисква много изчислително време);
- Моделът с най-гъста мрежа от крайни елементи (М3С) представя най-добра местоположението и формата на образуваните опънни пукнатини;
- Динамичният нелинеен анализ дава възможност за последователно проследяване на процеса на първоначална поява и развитие на пукнатините в бетона, както и зоните на смачкването му. Модел М3С представя точно механизмът на разрушение на стоманобетонната стена вследствие силно сеизмичното въздействие с $M3Y=1g$.

Изследвано е нелинейното реагиране на многоетажна стоманобетонна смесена конструкция. За определянето на влиянието на нерегулярността по височина върху сеизмичното поведение на конструкцията е анализиран допълнителен т.н. „нерегулярен модел“. Направени са следните изводи:

- Регулярната конструкция достига крайно гранично състояние по огъвен механизъм на разрушение– смачкване на бетона в натиснатата част и образуване на опънен диагонал в противоположния край;
- Капацитетът на регулярната конструкция надхвърля с около 50% този на нерегулярната. По отношение на дуктилността по премествания (способност за развитие на нееластични деформации) регулярната конструкция развива приблизително 3 пъти по-големи хоризонтални премествания, респективно деформации;
- Намаляването на опънната якост на бетона с 40% редуцира срязващия капацитет на конструкцията с около 20%, но не се отразява на дуктилното поведение;
- Резултатите от нелинейните статични и динамични анализи потвърждават неблагоприятния ефект от наличието на нерегулярности по височината на конструкцията. Местоположението на образувалите се пукнатини е сходно, но при динамичните анализи те са доста ясно по-концентрирани;
- Доказва се огромното влияние на количеството на напречната армировка върху капацитета на конструкцията за поемане на срязващи усилия и особено силно (в пъти) за развитието на нееластични деформации (дуктилно поведение). При увеличението на разстоянието между стремената от 10см (при модел М1) на 20см (при модел М4), крайното преместване на системата (дуктилността по премествания) се редуцира близо шест пъти (от 25см при М1 до 8см при модел М4). Това недвусмислено доказва

изключително неблагоприятното влияние на недостатъчно армирано напречно сечение върху сеизмичния капацитет на конструкцията;

- Крайният граничен капацитет на регулярната конструкция се достига при сеизмично въздействие с максимално земно ускорение от 0,495g. Разпределението на повреди в конструкцията показва изчерпването на капацитета на опънния диагонал на стената и образуването на множество на брой наклонени пукнатини. Нерегулярният модел достига крайно гранично състояние при сеизмично въздействие с максимално земно ускорение от 0,165g. Крехката форма на разрушение при този модел е изключително опасна и следва да се избягва при реални конструкции.

Изследвано е нелинейното реагиране на две реални многоетажна стоманобетонни конструкции- условно наречени регулярна и нерегулярна. За определянето на сеизмичното поведение е използван съвременен метод (метод на капацитивния спектър), базиращ се на т.н. оценки на поведението на конструкциите.

Разгледани са няколко варианта на изчислителния модел на нерегулярната конструкция, чрез който е изследвано влиянието на различни подходи за представяне на нелинейното поведение в елементите:

- Добри резултати се отчитат при задаването на концентрирана нелинейност чрез пластични стави с фибров модел за представяне на армировката, както и чрез изцяло разпределена материална нелинейност за бетона;
- Определените капацитивни криви са трансформирани използвайки модалните характеристики на модела в капацитивни спектри, на чиято база са дефинирани праговите стойности за настъпване на постулирани „нива на повреди“ в изследваната конструкция;
- За определените медианни стойности за настъпване на четири нива на повреди са дефинирани условните вероятности за настъпване на повреди в конструкцията, т.н. криви на уязвимост;
- За определената „точка на поведение“, представяща сеизмичното реагиране на конструкцията, чрез определен параметър на реагиране (спектрално преместване) са определени относителните вероятности за достигане на четири постулирани нива на повреди. За конкретно сеизмично въздействие с период на повтаряемост $T=8500\text{г}$ ($M3Y=6\text{м/с}^2$) са определени конкретни относителни вероятностите за развитие на повреди. Най-голяма е вероятността в нерегулярната конструкция да настъпят „средни“ по размер повреди (52-54% за модели M1R и M3R).

Разгледани са няколко подварианта на изчислителния модел на регулярната конструкция, чрез който е изследвано влиянието на различни основни конструктивни характеристики върху сеизмичното поведение на сградата.

- Конструкцията притежава почти еднакъв капацитет по двете взаимноперпендикулярни оси, но все пак този по ос Y е по-малък и следва да се приеме за меродавен за изследваната конструкция;
- Най-голямо влияние върху сеизмичният капацитет оказва увеличението на надлъжната армировка с 50% в напречните сечения;
- Увеличението на класът на бетона оказва минимално увеличение на коравината и капацитета, за сметка на намалено крайно гранично преместване в конструкцията;
- Премахването на крайната шайба по ос Y има по-голямо влияние върху сеизмичния капацитет на конструкцията от намаляването на сечението на колоните в четвъртия етаж.

5.2. Научни и научно-приложни приноси

- Направени са изводи относно различните подходи за анализиране на строителни конструкции базирани на метода на крайните елементи. Определено е влиянието на гъстотата на мрежата от крайни елементи върху определянето на повреди в конструкцията. При модел с най-гъста мрежа от крайни елементи М3С, се наблюдава картина, при която ясно са оформени ивици от смачкан бетон, успоредно на натиснатия диагонал. Този резултат потвърждава важността на параметъра гъстота на мрежата за адекватното определяне на повредите в конструкцията;
- Въз основа на проведените анализи са направени препоръки за приложимостта на съвременна методология, прилагана в САЩ и Европа за определянето на сеизмичната уязвимост на строителни конструкции, базирана на нелинейни статични процедури и метода на капацитивния спектър. Препоръчва се използването на няколко подхода при моделирането на нелинейната работа на стоманобетона, тъй като се установява съществена разлика при оценката на уязвимостта;
- За пръв път у нас са дефинирани относителните вероятности за достигане на четири постулирани нива на повреди, във вид на криви на уязвимост, чрез нелинейни аналитични процедури базирани на метода на крайните елементи за регулярна и нерегулярна стоманобетонна конструкция, проектирани и построени в Р. България;
- Прилагането на методологията позволява определяне на дискретните вероятности за повреди на конструктивните системи. Те могат да се използват като входни данни за определянето и остойностяването на различни загуби и повреди в конструкциите вследствие на земетръсни събития, т.н. модели на загуба на застроената среда. Това би подобрило процеса на вземане на решение от участващите в политиката на предотвратяване и управление на извънредните ситуации в Р. България;
- Направена е оценка на влиянието на степента на напречно армиране върху уязвимостта на стоманобетонни конструкции с носещи стени. Установено е, че процента армиране влияе значително върху капацитета на конструкцията за поемане на срязващи усилия и особено силно (в пъти) за развитието на нееластични деформации (дуктилно поведение). При увеличението на разстоянието между стремената от 10см (при модел М1) на 20см (при модел М4), крайното преместване на системата (дуктилността по премествания) се редуцира близо шест пъти (от 25см при М1 до 8см при модел М4);
- Направено е сравнение на два подхода за оценка на несигурностите в конструкциите - чрез аналитичното им определяне посредством емпирични формули и чрез табличното им определяне посредством HAZUS [36]. Прави впечатление, че табличните стойности за всички нива на повреди са приблизително близки и независими от капацитета на изследваната конструкция, докато емпирично определените са в явна зависимост от граничния капацитет на конструкцията (дуктилността по премествания). Така, колкото по-големи са деформациите в системата и изчислителният анализ се доближава до крайното гранично състояние - толкова по-големи са стойностите на логаритмичното стандартно отклонение (β), което от своя страна е резонно тъй като определянето на сеизмичния капацитет чрез аналитични процедури при силни сеизмични въздействия;
- Направените изследвания по отношение на влиянието на нерегулярностите в стоманобетонни конструкции доказват изключително неблагоприятното въздействие при големи отслабвания на напречните сечения. Премахване на 50% от напречното сечение на стената за смесена стоманобетонна конструкция състояща се от рамка и стена, води до редуциране на 50% на срязващия капацитет на системата и приблизително 3 пъти по-малки хоризонтални премествания (дуктилност).

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Crowley H., Colombi M., Borzi B., Faravelli M., Onida M., Lopez M., Polli D., Meroni F., Pinho R., 2009. A comparison of seismic risk maps for Italy. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 7(1), 149-190.
- [2] Colombi M., Borzi B., Crowley H., Onida M., Meroni F., Pinho R., 2008. Deriving vulnerability curves using Italian earthquake damage data. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6(3), 485-504.
- [3] Verderame G.M., De Luca F., Ricci P., Manfredi G., 2010. Preliminary analysis of a soft storey mechanism after the 2009 L'Aquila earthquake. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. DOI: 10.1002/eqe.1069
- [4] Calvi G.M., Pinho R., Magenes G., Bommer J.J., Restrepo-Veléz L.F., Crowley H., 2006. The development of seismic vulnerability assessment methodologies for variable geographical scales over the past 30 years. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 43(3), 75-104.
- [5] Whitman R.V., Reed J.W., Hong S.T., 1973. Earthquake Damage Probability Matrices. *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Italy, June 25-29. Vol. 2, pp. 2531- 2540.
- [6] Braga F., Dolce M., Liberatore D., 1982. A statistical study on damaged buildings and an ensuing review of the MSK-76 scale. *Proceedings of the 7th European Conference on Earthquake Engineering*, Athens, Greece. Pp. 431-450.
- [7] Di Pasquale G., Orsini G., Romero R.W., 2005. New developments in seismic risk assessment in Italy. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 3(1), 101-128.
- [8] Dolce M., Masi A., Marino M., Vona M., 2003. Earthquake damage scenarios of the building stock of Potenza (southern Italy) including site effects. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1(1), 115-140.
- [9] Grünthal G., 1998. *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie: Volume 15 – European Macroseismic Scale 1998*. European Center for Geodynamics and Seismology, Luxembourg
- [10] Giovinazzi S., Lagomarsino S., 2004. A macroseismic method for the vulnerability assessment of buildings. *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada, August 1-6. Paper No. 896.
- [11] Orsini G., 1999. A model for buildings' vulnerability assessment using the Parameterless Scale of Seismic Intensity (PSI). *Earthquake Spectra*, 15(3), 463-483.
- [12] Spence R.J.S., Coburn A.W., Sakai S., Pomonis A., 1991. A parameterless scale of seismic intensity for use in the seismic risk analysis and vulnerability assessment. *International Conference on Earthquake, Blast and Impact*, Manchester, UK, September 19-20. Pp. 19-30.
- [13] Sabetta F., Goretti A., Lucantoni A., 1998. Empirical fragility curves from damage surveys and estimated strong ground motion. *Proceedings of the 11 th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, France, September 6-11.
- [14] Rota M., Penna A., Strobbia C., Magenes G., 2008. Direct derivation of fragility curves from Italian post-earthquake survey data. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China, October 12-17. Paper 09-01-0148.
- [15] Sabetta F., Pugliese A., 1987. Attenuation of peak horizontal acceleration and velocity from Italian strong-motion records. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 77(5), 1491-1513.

- [16] Sabetta F., Pugliese A., 1996. Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86(2), 337-352.
- [17] Rossetto T., Elnashai A., 2003. Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. *Engineering Structures*, 25(10), 1241-1263.
- [18] Benedetti D., Petrini V., 1984. Sulla vulnerabilità di edifici in muratura: proposta di un metodo di valutazione. *L'industria delle Costruzioni*, 149(1), 66-74. (in Italian)
- [19] Mouroux P., Le Brun B., 2006. Presentation of RISK-UE project. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 4(4), 323-339.
- [20] Faccioli E., Pessina V. (editors), 2000. The Catania project: earthquake damage scenarios for a high risk area in the Mediterranean. CNRGruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Rome, Italy.
- [21] Faccioli E., Pessina V., Calvi G.M., Borzi B., 1999. A study on damage scenarios for residential buildings in Catania city. *Journal of Seismology*, 3(3), 327-343
- [22] JBDPA, 1990. Standard for seismic capacity assessment of existing reinforced concrete buildings. Japanese Building Disaster Prevention Association, Ministry of Construction, Tokyo, Japan.
- [23] Hassan A.F., Sozen M.A., 1997. Seismic vulnerability assessment of lowrise buildings in regions with infrequent earthquakes. *ACI Structural Journal*, 94(1), 31-39.
- [24] Yakut A., 2004. Preliminary seismic performance assessment procedure for existing RC buildings. *Engineering Structures*, 26(10), 1447-1461.
- [25] Ozdemir P., Boduroglu M.H., Ilki A., 2005. Seismic safety screening method. *Proceedings of the International Workshop on Seismic Performance Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings (SPEAR)*, Ispra, Italy, April 4-5. Paper No. 23.
- [26] Grandori G., Cost-benefit analysis in earthquake engineering , *Proceedings of the Seventh European Conference on Earthquake Engineering*, September 20-25, Athens, Greece, 1982
- [27] Agrawal S.K., Chourasia Ajay & Prarasha J., Seismic evaluation & retrofitting of existing buildings, 12th Symposium on Earthquake Engineering, IIT, Roorkee, 2002
- [28] F.Braga, M. Dolce & D. Liberatore, A statistical study on damaged buildings and an ensuing review of the MSK-76 scale, *Proceedings of the 7th European Conference on Earthquake Engineering*, Athens, 1982.
- [29] Singhal A., Kiremidjian A.S., 1996. Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 122(12), 1459-1467
- [30] Park Y.J., Ang A.H.S., 1985. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 111(4), 722-739.
- [31] Masi A., 2003. Seismic vulnerability assessment of Gravity Load Designed R/C frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1(3), 371- 395.
- [32] Rossetto T., Elnashai A., 2005. A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures. *Engineering Structures*, 27(3), 397-409.
- [33] CLSMEE-BAS – Vulnerability Assessment of Current Buildings, WP4 RISK UE Project.
- [34] Ricci P., 2010. Seismic Vulnerability of existing RC Buildings. Ph.D. Thesis.
- [35] S. Giovinazzi, S. Lagomarsino, 2006. Vulnerability Methods and Damage Scenario for Seismic Risk Analysis as Support to Retrofit Strategies: an European Perspective. NZSEE Conference.

- [36] HAZUS 1999. Earthquake Loss Estimation Methodology - Technical Manual. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [37] RADIUS 1999 Risk Assessment Tools for Diagnosis of Urban Areas Against Seismic Disasters. United Nations Initiative towards Earthquake Safe Cities. Website: <http://www.geohaz.org/radius/>
- [38] RISK-EU 2004. The European Risk-Ue Project: An Advanced Approach to Earthquake Risk Scenarios.(2001-2004) www.risk-ue.net
- [39] Kappos A., Pitilakis K., Stylianidis K. and Morfidis K. 1995. Cost-Benefit Analysis for the Seismic Rehabilitation of Buildings in Thessalonica, Based on a Hybrid Method of Vulnerability Assessment. Proc of the 5th International Conference on Seismic Zonation, Nice, 1, pp.406-413.
- [40] ATC13 (1987). Earthquake damage evaluation data for California. Applied Technology Council, California.
- [41] ATC21 (1988). Rapid Visual Screening of buildings for Potential Seismic Hazards: a Handbook. Applied Technology Council, FEMA-145, Redwood City, California.
- [42] Medvedev, S. and Sponheuer, W. (1969). "MSK Scale of Seismic Intensity", Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, Vol. 1, p. A2
- [43] Wood, H.O. and Neumann, F. (1931). "Modified Mercalli Intensity Scale of 1931", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 21, No. 4, pp. 277-283
- [44] Scawthorn, C., Iemura, H. and Yamada, Y. (1981). "Seismic Damage Estimation for Low- and Mid- Rise Buildings in Japan", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 9, No. 2, pp. 93-115.
- [45] Shinozuka, M., Chang, S.E., Eguchi, R.T., Abrams, D.P., Hwang, H.H.M. and Rose, A. (1997). "Advances in Earthquake Loss Estimation and Application to Memphis, Tennessee", Earthquake Spectra, Vol. 13, No. 4, pp. 739-758.
- [46] ATC40 (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, Redwood City, California, U.S.A.
- [47] FEMA (2001). "HAZUS99 Estimated Annualized Earthquake Loss for the United States", Report FEMA 366, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, U.S.A.
- [48] Presentation of the CASH benchmark phase 1, Technical report N001_A469_2014_EDF_A.
- [49] SOLVIA Finite Element System, Version 03, User Manual, SOLVIA Engineering AB, Vasteras, 2003
- [50] Pitilakis K., Crowley H. Kaynia A.M., SYNER-G: Typology Definition and Fragility Functions for Physical Elements at Seismic Risk, 2014.
- [51] Douglas J, Seyedi D, Ulrich T, Modaressi H, Foerster E, Pitilakis K, Pitilakis D, Karatzetou A, Gazetas G, Garini G, Loli M. Evaluation of seismic hazard for the assessment of historical elements at risk: description of input and selection of intensity measures. Bull Earthq Eng SI (in print) (2013).
- [52] FEMA-440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Applied Technology Council, Redwood City, California, U.S.A (2005).
- [53] Presentation of the CASH benchmark phase 2, Technical report N005_A469_2014_EDF_B, 2016.
- [54] Еврокод 8. Проектиране на конструкции за сеизмични въздействия. БДС EN 1998, 2004.

Списък на публикациите

1. А. Илиев, Д. Стефанов- 2017, Определяне на Сеизмичния Капацитет на Стоманобетонна Конструкция Посредством Нелинейни Статични Анализи. Научно Списание „Механика, Транспорт, Комуникации“- статия № 1411, том 15, брой 1, 2017 г.
2. Д. Стефанов, А. Илиев- 2015, Проект "BENCHMARK CASH" – Цели, Задачи и Първи Резултати. XV Международна Научна Конференция ВСУ'2015, България.
3. А. Илиев, Д. Стефанов- 2015, Нелинеен Анализ на Експериментално Изследвана Стоманобетонна Стена. Първа Научно- Приложна Конференция с Международно Участие, Стоманобетонни Конструкции- Теория и Практика, България.
4. А. Илиев, Д. Стефанов- 2017, Проект "BENCHMARK CASH"– Изследване на Пълномащабна Стоманобетонна Конструкция. XVII Международна Научна Конференция ВСУ'2017, България.
5. А. Илиев, Д. Стефанов - 2017, Определяне на Сеизмичната Уязвимост на Конструкции чрез Нелинейни Статични Анализи. VII Международна Конференция „Образование, Наука, Иновации" ESI-2017, България.
6. А. Илиев, Д. Стефанов - 2017, Изследване на Сеизмичното Реагиране на Стоманобетонна Стена Посредством Нелинейни Динамични Анализи. VII Международна Конференция „Образование, Наука, Иновации" ESI-2017, България.
7. А. Илиев, Д. Стефанов - 2017, Изследване на Сеизмичното Реагиране на Стоманобетонна Стена Посредством Нелинейни Динамични Анализи. Международна Юбилейна Научна Конференция „75 години УАСГ“, България.