1. ЦЕЛ И ЗАДАЧИ

Настоящото конструктивно обследване се извършва по задание от Възложителя, във връзка с кандидатстване на сградата по общинската програма *"Саниране и енергийно обновяване на сградния фонд в гр. София"*.Обследването и заключенията в него са направени въз основа на:

- изготвено архитектурно заснемане на сградата;
- извършен оглед на място и замерване на видимите носещи и неносещи конструктивни елементи;
- определените по безразрушителен метод якостни характеристики на вложените материали в сградата;
-механично разкриване на части от конструкцията с цел установяване на положението и габаритите на носещите конструктивни елементи, които не са видими;
- сравнителен анализ на нормативната уредба действаща към момента на проектиране на сградата и действащите към момента на обследването норми за проектиране;
- сеизмичен анализ на носещата конструкция на сградата, посредством пространствен изчислителен модел;
-анализ на носимоспособността на сградата като цяло, предвид установеното при огледа, резултатите от измерванията и резултатите от изчислителния модел;

<u>Конструктивното обследване има за цел да установи:</u>

-вида и състоянието на конструкцията на сградата;
-якостните характеристики на вложените материали за носещите конструктивни елементи;
-наличието на видими дефекти по конструктивни елементи на сградата и анализ на сигурността им.
-съответствието на изпълнения строеж по отношение на нормативните документи по част „Конструкции", използвайки различните нормативни документи действащи към момента на проектиране на сградата и към момента на изготвяне на обследването.
-необходими ли са мероприятия за укрепване на сградата или отделни нейни конструктивни елементи и рехабилитация на компрометирани връзки, с оглед осигуряване на техническата годност и безопасната експлоатация на сградите в бъдеще;

<u>Използваните нормативните документи при изготвяне на конструктивното обследване са:</u>

- Норми за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции от 1964г.;
- Норми за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции от 1987г. и редакцията им от 2008г.;

- „Натоварвания на сгради и съоръжения – правилник за проектиране. ” от 1964-та година;
- Наредба No04/3 за основните положения за проектиране на конструкциите на строежите и за въздействията върху тях;
- „Правилник за строителство в земетръсни райони” от 1964 година и неговите изменения и допълнения от 1972г. и 1977 година;
- Наредба No РД-02-20-2 от 27.01.2012 год. за проектиране на съоръжения в земетръсни райони и поправките й от 28.02.2012г. и 20.03.2012г.;
- Конструктивна система „Еврокод“ и националните приложения към нея;
- Наредба № Із-1971 от 2009 г. за строително-технически правила и норми за осигуряване на безопасност при пожар.

Изготвения, въз основа на обследването технически доклад, ще може да се използва и във връзка с изготвяне на технически паспорт на сградата, съгласно изискванията на *„Наредба No 5 от 28.12.2006г. за техническите паспорти на строежите”*.

2. ХАРАКТЕРИСТИКИ НА СГРАДАТА

За изготвяне на настоящия доклад бе извършен подробен оглед на място на сградата. Архивна проектна документация не беше открита.

Безскелетно-панелната жилищна сграда е изградена по системата **Бс–VIII-Сф**. Изпълнена е от едрогабаритни заводски изработени стенни, подови и други сглобяеми стоманобетонни елементи (панели). Намира се в град София, жк. „Лев Толстой”, блок 61 и е обитавана от 1967 година. Изградена е от две секции, всяка от които има по два отделни входа.

Секциите се състоят от шест жилищни типови етажа. Сутеренното ниво е изпълнено по монолитен способ, а покрива е сглобяем и е тип студен плосък покрив.

Сградата е проектирана като жилищна и няма налична информация предназначението ѝ да е променяно през годините. Сградата не е надстроявана и преустройвана.

2.1. АРХИТЕКТУРНО РЕШЕНИЕ

Сградата се състои от две независими секции с по два входа всяка. Общият брой на апартаментите в двете секции са 48 и са типови. Всеки вход има отделен пътнически асансьор достъпен от етажната стълбищна площадка.

На всеки етаж и в четирите входа има по 2 апартамента.

Стълбищната клетка е двураменна с ширина 107см. на всяко рамо Междуетажната височина на жилищните етажи е 290 см, а на сутерена 255см.

Сутерена е полувкопан и се използва за складови помещения – мазе за всеки апартамент, технически помещения, абонатни станции във всеки вход и помещения за събиране на отпадъци.

Покривите са плоски, като отводняването е външно.

2.2. КОНСТРУКТИВНО РЕШЕНИЕ

От конструктивна гледна точка сградата има осем нива – шест жилищни и два плоски покрива. Носещата конструкция е изпълнена от стенни панели /диафрагми/ разположени напречно и надлъжно във вътрешността и подови панели обединяващи действието на отделните стени. Напречните диафрагми са по оси с междуосово разстояние 3.6m и заснета дебелина 16cm, с изключение на калканите панели, които са с дебелина 26cm. Надлъжните диафрагми са разположени в една междинна ос на секциите, като отново дебелината е 16cm. Подовите панели са основно два вида – с дебелина 14cm, служещи за под на отделните помещения, и с дебелина 18cm за стълбищната площадка, което осигурява стъпването на монтажните стълбищни рамена.

По периферията на изследваните секции са разположени фасадни стенни панели /b=20cm/, които са самоносещи.

Фундаментите са ивични изпълнени монолитно. Разположени са под стените на монолитния полувкопан сутерен. По контура на сградата стените са с дебелини от 30 cm. Всички вътрешни носещи стени в напречна посока са с дебелина от 20 cm, а тези в надлъжна – 30cm.

<u>Кратко описание на конструктивните елементи – конструкция и материали:</u>

<u>2.2.1 Двоен неизползваем студен покрив</u>

Покривната конструкция се състои от покривни панели, корнизни елементи (калканни и средни – по надлъжните фасади) и рамки (напречни и надлъжни). В подпокривното пространство е разположена хоризонталната тръбна мрежа на отоплението и върху таванската плоча е поставена топлоизолацията, която е изпълнена от насипен керамзит. В корнизните елементи са оставени отвори за вентилация. Покривните панели са наклонени и върху тях е положена ламаринена хидроизолация. Водоотвеждането на покрива е външно.

При двойният студен покрив има възможност за частично или пълно ремонтиране на покривната хидроизолация без това да се отрази върху защитата на помещенията от последния етаж от намокряне при дъжд. Комините са иззидани с тухли.

<u>2.2.2 Носещи вътрешни стени</u>

Основното им предназначение е да поемат вертикалното натоварване от собственото си тегло и припадащата им се част от натоварването на покривната

и междуетажните подови конструкции. Тези стени поемат и хоризонталното натоварване от вятър и земетръс. Предават натоварването на фундаментите и оттам на основата под тях.

Освен носеща стените имат и ограждаща функция, което означава, че трябва да осигуряват необходимата звукоизолация за въздушен шум, която за междуапартаментните стени е IL = 51dB, а за стените в едно жилище - IL = 32dB. Геометричните размери на вътрешните стенни панели се определят в зависимост от вида на безскелетно-панелната сграда, възприетата технология за производство, вида на транспортното средство и възможностите за монтаж. В случая всички стени са с дебелина 16cm и височина 276cm, а дължината им е различна.

Материала, от който са произведени стените е обикновен бетон марка Б20. Армировката е във вид на мрежи и на пръти в крайните зони.

2.2.3 Неносещи вътрешни стени

Използвани са за оформяне на санитарни помещения. Тяхното предназначение е да преграждат две помещения и да осигуряват звукоизолация от въздушен шум 32dB. Всички преградни стени са с дебелини от 8cm. Изпълнени са от бетон Б20 и са армирани с мрежи.

2.2.3 Фасадни стени

Фасадните панели са с размер на стая (на едно напречно междуосие 3.6m). Изисквания, на който трябва да отговарят са:

- Конструктивни изисквания – поемат натоварването приложено върху тях и го предават на носещите конструктивни елементи. Особено внимание трябва да се обърне на осигуряването на необходимата водоплътност на фасадните панели и фугите между тях.
- Топлотехнически изисквания
- Противопожарни изисквания – изискванията за огнеустойчивост на фасадните панели се отнася както за плътната им част, така и за съединенията им. За метални връзки, изпълнявани по конструктивни съображения, граничната огнеустойчивост е 30min.
- Звукоизолация – желателна поради непрекъснато увеличаващия се уличен шум. Обикновено прозорците са слабото място при звукоизолацията на фасадните панели.

Фасадните панели на безскелетно-панелната сграда са неносещи с дебелина 20cm. Калканните панели са с дебелина 20cm, от обикновен бетон.

2.2.4 Покривни и подови панели

Покривни панели – основното им предназначение е да поемат натоварването от собственото си тегло и теглото на хидроизолацията и натоварването от сняг и да го предат на вертикалните носещи елементи. Те са еднослойни от обикновен

стоманобетон, четиристранно подпрени и кръстосано армирани. Дебелината им е 10cm.

Подови междуетажни панели – основното им предназначение е да поемат натоварването от собственото си тегло, от подовите настилки, от преградните стени и от полезните товари и да го предават на вертикалните носещи елементи. Панелите от една подова конструкция се съединяват по такъв начин, че да образуват хоризонтална диафрагма, която да преразпределя хоризонталните товари от вятър и земетръс и да изравнява преместванията на едно етажно ниво. Трябва да отговарят на определени топлоизолационни, звукоизолационни и противопожарни изисквания. Подовите панели са изпълнени като еднослойни от обикновен бетон Б20 с дебелина 14cm.

2.2.5 Стълбищни клетки

Използваното стълбище е сглобяемо, лежащо с гладка долна повърхност. Подпира се в двата си края на стълбищните площадки (етажни и междинни). Дебелината на стълбищните площадки е 20cm. Стълбищните рамена предават натоварването върху стълбищните площадки, а те на напречните носещи стени, в които предварително е оставен отвор в който се монтира площадката.

2.2.6 Асансьорни шахти и машинно помещение

Във всяка секция има по два асансьора (по един за всеки вход), чиято шахта е с размери 1250/1550mm. Тя се огражда от една страна с носещ стенен панел, а от другите три с разпределителни стенни панели. Разпределителните панели имат само ограждаща функция и се ползват за закрепване на водачите на асансьора.

В машинното помещение се влиза с помощта на вертикална стоманена стълба. То обхваща част от стълбищната клетка в план и се изпълнява от стенни и покривни панели. В две от стените има остъклени отвори за осветяване на помещението и за излизане на покрива.

2.2.7 Фундаменти

Фундаментите са изпълнени монолитно. Оформени са като гредова скара– и са изчислени в съответствие със сеизмичната зона, в която попада сградата. Фундирането в обсега на една секция се изпълнява на едно ниво.

2.2.8 Съединения между панелите

Съединенията според предназначението си могат условно да се разделят на:

- Съединения между неносещи панели – нямат особени изисквания за якост и деформативност.

- Съединения между носещи и неносещи панели – нямат особени изисквания за якост и деформативност

- Съединения между носещи панели – особено важни, тъй като чрез тях се гарантира сигурността на конструкцията на безскелетно-панелните сгради и са обект на подробно разглеждане. Свързват отделните елементи в единна

пространствена система и осигуряват необходимата якост, коравина, дуктилност и устойчивост на безскелетно-панелната сграда.
Съединенията трябва да отговарят на нормативните изисквания по отношение на носеща способност, деформативност и дълготрайност.

Трябва да имат носеща способност, която да им позволява да поемат и предават усилията, възникнали между съединяваните елементи през време на строителството и експлоатацията на сградата, в следствие на натоварванията и допустимите отклонения в размерите и в монтажното положение на елементите.

Съединенията са изпълнени от стоманени връзки, защитени срещу корозия при спазване на действащите нормативни документи към момента на изпълнението им.
Най-съществени за носещата способност на сградата са съединенията между стенните панели по височина и връзките на подовите и носещите стенни панели.

Гр. София попада във високо сеизмичен район, затова свързващите съединения не са концентрирани в ъглите на свързваните елементи, където се получава концентрация на напреженията, а чрез образувани армирани дюбели са разположени по цялата дължина на свързване. По този начин панелите се съединяват равномерно по дължината на фугите и се получава по-равномерно предаване на усилията от един носещ елемент на друг.

3. СЪСТОЯНИЕ НА СГРАДАТА КЪМ МОМЕНТА НА ОБСЛЕДВАНЕТО

Като цяло сградата се намира в добро техническо състояние предвид дългия й експлоатационен период. Не бяха костатирани пукнатини, деформации или други сериозни дефекти по носещите елементи.

През годините, по сградата са извършвани редица дребни вътрешни преустройства, свързани предимно с усвояване и приобщаване на лоджиите към жилищните помещения. За целта на места е премахнато остъкляването на фасадните панели, а самите панели са запазени. В друга част от жилищата е премахната и подпрозоречната част на панелите. Премахването на подпрозоречния елемент не влияе върху носещата способност на панелите тъй като тези елементи не са част от носещата конструкция на сградата. Поради това за този вид преустройства няма необходимост от извършване на укрепителни мероприятия.

Балконските парапети са с метална конструкция, на която са окачени плътни циментo-фазерни плоскости. Голяма част от балконите са остъклени и на част от тях пространството е приобщено. В повечето случаи при остъкляването и усвояването на балконите, металната конструкция на парапета е запазена и използвана за основа за захващане на профилите на дограмата. Стоманените елементи, оформящи балконските парапети са силно корозирали и на места връзката им с останалата част от сградата е компрометирана. Компрометирани са

и връзките на плътните пана с металната конструкция **(сн.21, сн.22, сн.23, сн.24, сн.25)**. В този си вид балконските парапети представляват реална опасност за преминаващите, тъй като е възможно откачане на части от тях.

По подовите панели на лоджиите се забелязват течове **(сн.9)**, които са причина за нарушение на мазилките и излагане на бетона на атмосферните влияния.

На таваните на последните етажи над стълбищните клетки във всички входове вследствие на течове има зони с нарушени връзки между напречните носещи и фасадните самоносещи се панели **(сн.12, сн.13, сн.14, сн.18)**. За тези елементи са необходими бързи ремонтни мероприятия, тъй като започналите корозионни процеси във връзките между панелите, вследствие на прякото им излагане на атмосферни въздействия са.

По фасадите от външната страна не се наблюдават отворени фуги между фасадни панели. При направения оглед в част от апартаментите се констатираха пукнатини между фасадните и напречните носещи стени преминаващи по цялата височина на помещенията **(сн.16)**. Забелязват се и пукнатини между фасадните и покривните панели. Тези фуги е необходимо да се обработят с водоплътен материал преди полагане на новите топлоизолационни слоеве от вън.

По част от и щурцовете в сутерените се забелязват зони с оголена армировка и некачествено излят бетон **(сн.3)**. За възстановяване на бетонното покритие в тези участъци е разработен примерен детайл даден в **Приложение 5**.

Особено важно е да се установи състоянието на връзките между панелите. Състоянието на връзките е от съществено значение за общата коравина и устойчивост на сградата и носимоспособностт на нейната конструкция. По време на обследването беше направен оглед в сутерена. Остановиха се зони с отворени връзки между носещите монолитни стени и сглобяемите подови елементи **(сн.19, сн.20)**.

В последните етажни нива на всичките четири секции се констатират течове в общите части около стълбищните клетки, дължащи се на лошото състояние на покривната хидроизолация. Необходимо е изолацията цялостно да се подмени, след което съответните помещения да се отремонтират. Не се допуска подмяната на покривната хидроизолация да става чрез добавяне на нови слоеве материали върху съществуващите. Да се работи чрез отстраняване на съществуващите изолационни слоеве, така, че общо тегло върху последната стоманобетонна плоча да не се превишава проектното. Също така се констатира, че липсват наклони за отводняване към воронките на покрива. При подмяна на хидроизолацията на всички секции да се предвиди направа на олекотена замазка (с обемна плътност до 14kN/m^3) с цел корекция на наклоните и отвеждане на атмосферната вода към водосточните тръби.

При огледа на покрива се установи също, че при предишни строително монтажни работи на хидроизолацията на покрива над вход Б голяма част от премахнатите пластове, филц и други отпадни материали са струпани върху

покривната плоча над машинното помещение над асансьора **(сн.11)**. В следствие на това плочата е претоварена и са се образували пукнатини между стенните и подови панели **(сн.11)**. Необходимо е тези материали да бъдат премахнати от покрива и пукнатините между покривните и стенни панели да се обработят с водоплътен материал преди полагане на новите топлоизолационни слоеве от вън.

На места в настилките около сградата се констатират пропадания и частични пукнатини в цокълното покритие. Причина за това е недобре уплътнения земен насип около нея и колебанията на подпочвените води. Необходимо е отремонтиране на тези участъци и отвеждане на повърхностните води около сградата, с оглед да се елиминира възможността за проникване на атмосферна вода към основите на конструкцията.

В сутерените на всичките входове се констатираха течове от хоризонталните водопроводни клонове, които водят до непрекъснато намокряне на настилката в сутерена. В сутерена на вход А се забелязаха течове през сутеренните стени. Необходимо е да се предприемат мероприятия за защита на стоманобетонните стени от проникване на вода, тъй като това нарушава тяхната структура и проектните якостни показатели на вложените в тях материали.

В общите помещения на сутерените се констатираха течове от вертикалния канализационен клон, който е нарушил бетонното покритие в частта на подовия панел около тръбите, което е довело до корозия на армировката в него **(сн. 17).**

В лошо състояние са козирките над входните площадки пред всички входове, вследствие на недоброто им хидроизолиране и отводняване **(сн.31)**.

В подстъпите към всички входове се констатират пукнатини в настилките от вътрешната и външна стени на входните врати **(сн.28, сн.29, сн.30).** Също така се забелязват пукнатини между подовия панел на междинната площадка над входовете и конзолния елемент служещ за козирка. Тези пукнатини се дължат на недобре уплътнения земен насип под настилките, колебанията на подпочвените води и аварийни течове на външната водопроводна мрежа.

Водосточните тръби са в лошо състояние, което води до системно мокрене на фасадата и нарушаване на външното покритие на фасадните панели, а от там и на връзките между тях.

През периода на експлоатация в задната част на вход А е изградено разширение на един от балконите на първия етаж **(сн.31)**. Разширението е изпълнено с метална конструкция, фундирана под котата на настилката около сградата. Конструктивен проект или становище за тези строително монтажни дейности не са представени.

4. ХАРАКТЕРИСТИКИ НА ВЛОЖЕНИТЕ МАТЕРИАЛИ

Якостните характеристики на вложените в конструкцията на сградата материали са установени след извършен оглед на място и използването на безразрушителни методи.

Определянето на якостта на натиск на бетона е извършено характерни места в сътерена и стълбищната клетка.достъп Използван е уред за безразрушително определяне на локалната якост на бетон - склерометър **„PROCEQ DIGI-SCHMIDT 2000, MODEL ND**”. Измерването е извършено съгласно изискванията на БДС EN 12504-2:2012 „Изпитване на бетон в конструкции. Част 2: Изпитване без разрушаване. Определяне на големината на отскока” и БДС EN 13791:2007 - „Оценяване якостта на натиск на бетона на място в конструкции и готови бетонни елементи”, като метода се основава на измерването на големината на еластичен отскок на тяло, изстреляно към бетонна повърхност, от уреда. Точките, където е извършено прострелването, са избрани в зони, където бетонната повърхност е преварително изчистена и подготвена за изпитване съгласно изискванията. Прострелвани са точки от монолитните елементи в сутеренното ниво и от сглобяемите елементи. *Общият брой на точките е 12.*

Наличието на армировъчни пръти, техният диаметър и бетонно покритие е търсено чрез безразрушително сканиране на достъпни стоманобетонни елементи в сутерена и стълбищната клетка на сградите. Използван е уред **„PROCEQ PROFOMETER 5”**, отговарящ на европейските стандарти EN-55011, EN-50082-1, EN 61000-6-1-4. Търсено е съответствие на установената армировка с приетите по времето на изпълнението на сградата правила и нормативни документи за конструиране на съответните елементи. В сканираните елементи не бяха установени отклонения от тях. Стенните панели са армирани с мрежа. Тя не навсякъде може да бъде визуализирана, предвид голямата дебелина на така получените бетонни покрития. Предвид вида на конструкцията и годината на построяване на сградата, армировъчната стомана е AI (R_s = 225MPa).

Резултатите от извършените замервания и изпитвания са протоколирани към настоящия доклад в **Приложения 2 и 3**.

НПБСК’64 – Бетон Б20 с /призмена якост/

бетон	вид на съпротивлението	Б20, MPa	Еб / Б20 /, MPa
обикновен	$R^{н}_{пр}$ и $R_{прII}$ $R_{пр}$	11.5 9	24 10^3
	$R^{н}_{о}$ и $R_{оII}$ $R_{о}$	1.15 0.75	

Изчислителните характеристики на бетона и стоманата се умножават с коефициент равен на 1,2

НПБСК’64 – Бетон В15 с /кубова якост/

бетон	вид на съпротивлението	Б20, MPa	Еб / В20 /, MPa
обикновен	изчислително R_b нормативно R_{bn}	8.5 11	24 10^3
	изчислително R_{bt} нормативно R_{btn}	0.75 1.15	

Еврокод – Бетон С12/15 с /цилиндрична якост/

Клас на бетона	f_{ck} MPa	$f_{ck,cube}$ MPa	f_{cm} MPa	f_{ctm} MPa	$f_{ctk;0,05}$ MPa	$f_{ctk;0,95}$ MPa	E_{cm} GPa	ε_{cu} 10^{-3}
C12/15	12	15	20	1.6	1.1	2.0	27	-3.5

Стомана за

- **носещи прътi – A III**

норми:	НПБСК'64	НПБСК'87	Еврокод
якост [Mpa]	360	375	365

- **неносеща мрежа – A-Ic – Ra=315MPa**

5. НОРМАТИНИ ДОКУМЕНТИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

5.1. НОРМИ ЗА НАТОВАРВАНЕ

5.1.1 Товари и въздействия:

5.1.1.1 Постоянни товари – нормативни / характеристични

- за типов етаж

Вид на елемента	маса на 1бр.			
	b	d	ρ	Q
	[m]	[m]	[kN/m³]	
Подова плоча на типов етаж - Q [kN/m²]				
Етажна плоча	-	0.14	25	3.50
стълбищна площадка	-	0.2	25	5.00
настилки - стълбщна. пл.	-	0.04	22	0.88
Стени на типов етаж - Q [kN/m]				
стени - 6cm	2.64	0.06	25	3.96
стени - 14cm	2.64	0.14	25	9.24
стени - 20cm	2.64	0.2	25	13.20
стени - 26cm	2.64	0.26	25	17.16
Стълбищно рамо - Q [kN/m]				
мазилка - 1стъпало	0.33	0.015	18	0.09
настилка - 1стъпало	0.32	0.04	22	0.28
стъпало	0.29	0.24	25	1.74
Тегло на едно стъпало				2.11
Тегло на едно стълбищно рамо - 9стъпала/m				18.996

5.1.1.2 Експлоатационни / временни товари

- за таванска плоча

Спрямо изискванията на нормативните документи от 1964г.

$p_н$ = 75daN/m^2 = 750N/m^2 = 0.75kN/m^2 – нормативен полезен товар;

Спрямо изискванията на Наредба No04/3

Категории участъци в сгради		q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]
Категория Н	Недостъпни покриви (освен за обичайната им поддържане и ремонт)	0.5	1.0

Спрямо изискванията на конструктивната система „Еврокод”

Наклон на покрива	q_k (kN/m^2)	Q_k (kN)
$\alpha \le 30^o$	0,75	1,0
$30^o \le \alpha < 60^o$	0,75[(60 - α)/30]	1,0
$\alpha \ge 60^o$	0,0	1,0
ЗАБЕЛЕЖКА 1: q_k действа върху площ ***A***, препоръчителната стойност за която е 10 m^2. При плоски покриви с наклон до 7° ***A*** може да достигне до цялата площ на покрива. ЗАБЕЛЕЖКА 2: Виж също 3.3.2(1).		

Табл. NA 6.10 – Минимални вертикални експлоатационни натоварвания върху покриви от категория Н

- за типов етаж

Спрямо изискванията на нормативните документи от 1964г.

$p_н$ = 150daN/m^2 = 1.5kN/m^2 – нормативен полезен товар за жилищни помещения

$p_н$ = 300daN/ m^2 = 3kN/ m^2 – нормативен полезен товар за стълбищни площадки

$p_н$ = 400daN/ m^2 = 4kN/ m^2 – нормативен полезен товар за лоджии за широчина 0.8m покрай парапета / ако е по неблагоприятно се взима по 200daN/ m^2 за цялата площ /

Включват се и преградните стени / с дебелина 6cm /, описани при постоянните товари.

$p_н$ = 50daN/m = 500N/m = 0.5kN/m – хоризонтално натоварване в/у ръкохватката на парапета на лоджиите

Спрямо изискванията на Наредба No04/3

Категории участъци в сгради		q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]
Категория А	За жилищни сгради		
	- Подове	1.5	2.0
	- Стълбища	3.0	2.0
	- Балкони	3.0	2.0

Спрямо изискванията на конструктивната система „Еврокод”

Категории участъци	q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]
Категория А:		
- подове	2,0	2,0
- стълбища	3,0	2,0
- балкони	3,0	2,0

Табл. NA 6.12 – Експлоатационно натоварване върху подове, балкони и стълбища в сгради

5.1.1.3 Натоварване от сняг

Спрямо изискванията на нормативните документи от 1964г.

Нормативно натоварване

$S_н = p_o.C$ = 40 x 1 = 40daN/ m^2 = 400N/m^2 = 0.4kN/ m^2

p_o = 40daN/m^2 – тегло на снежната покривка в/у земята за район IA

C = 1 – коефициент за привеждане теглото на снежната покривка върху земната повърхност към натоварване от сняг върху покривите

Изчислително натоварване

$S_и$ = 0.4 x 1.4 = 0.56kN/m^2

Спрямо изискванията на Наредба No04/3

Нормативно натоварване - s_t = 1.0kN/m^2 и μ = 1 при $\alpha \leq 25^o$

Изчислително натоварване

S = s_t μ = 1 x 1.4 = 1.4kN/m^2

<u>Спрямо изискванията на конструктивната система „Еврокод”</u>

Характеристично натоварване – $s_к$ = 1.28kN/m^2 (съглсно табл.NA. F.1 на националното приложение към Еврокод 1)
Изчислително натоварване

s = μ_i C_e C_t s_k .γ_f= 0.8 x 1 x 1 x 1.28 x 1.5 = 1.024 x 1.5 = 1.536kN/m^2

μi = 0.8 – коефициент за натоварване от сняг по плосък покрив;

C_e = 1 – коефициент за изложение за нормални местности;

C_t = 1 – топлинен коефициент;

<u>5.1.1.4 Натоварване от вятър</u>

Натоварването от вятър не е меродавно за определяне на напрегнатото и деформирано състояние на вертикалните носещи елементи и за това не се разглежда.

<u>5.1.1.5 Съпоставка на натоварването по трите нормативни документа</u>

<u># Постоянни товари – константни</u>

<u># Експлоатационни / временни товари</u>

място	НПБСК'64 kN/m^2	НПБСК'87 kN/m^2	Еврокодове kN/m^2	процентна разлика 64 - '87	64 - EC	87 - EC
таванска плоча	0,75	0,5	0,75	33,33%	0,00%	33,33%
етажна плоча						
жилищни помещения	1,5	1,5	2	0,00%	33,33%	25,00%
стълбищни площадки	3	3	3	0,00%	0,00%	0,00%
лоджии	4	3	3	25,00%	25,00%	0,00%

<u>Натоварване от сняг</u>

място	НПБСК'64 kN/m^2	НПБСК'87 kN/m^2	Еврокодове kN/m^2	процентна разлика 64 - '87	64 - EC	87 - EC
нормативно натоварване	0,4	1	1,024	150,00%	156,00%	2,34%
изчислително натоварване	0,56	1,4	1,536	150,00%	174,29%	8,85%

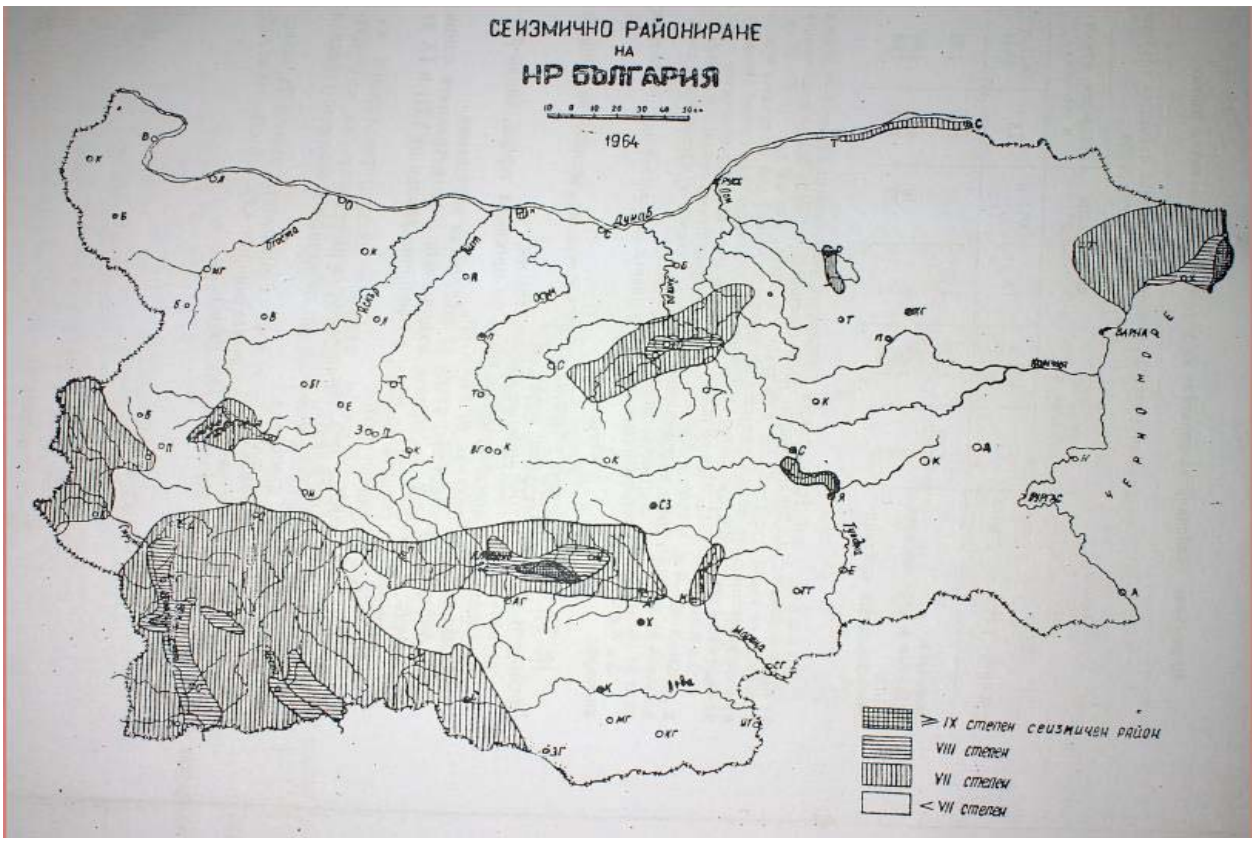
5.2. НОРМИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ КОНСТРУКЦИИ

По отношение на стоманобетонната си конструкция, сградата е проектирана съгласно „Норми за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции” от 1967-ма година. Може да се счита, че заложените в нея изисквания са спазени, тъй като конструкцията на сградата е изпълнена и въведена в експлоатация, съгласно одобрен проект по част Конструкции. По носещите хоризонтални и вертикални конструктивни елементи не се откриват пукнатини, недопустими деформации или други дефекти.

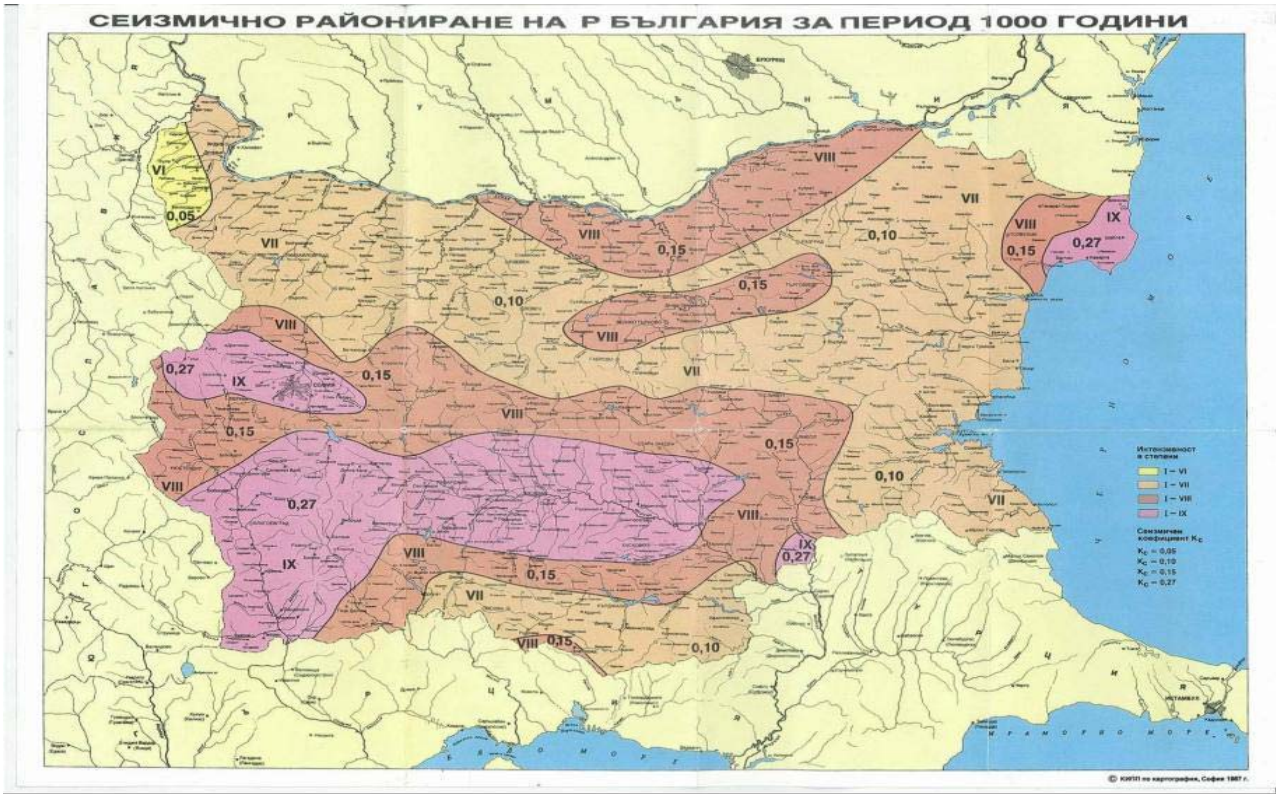
В актуалните към момента на обследването „Норми за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции” от 1987 година с последна редакция от 2008 година, няма съществени различия по отношение на изчисление и армиране на стоманобетонните елементи, освен завишаване на конструктивни изисквания за носещите елементи на сградите.

В „Еврокод 2 (БДС EN 1992-1-1/NA) - Проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции” има заложени различни изисквания по отношение на изчислението и конструирането на армировката. Към елементите на носещите конструктивни елементи са предявени редица по-строги изисквания като минимални проценти на армиране, разстояния между носещите армировъчни пръти и много други. Изискват се по-големи дължини на снаждане и закотвяне, въведена е различна номенклатура на армировъчните стомани и много други Тези изисквания по презумпция не са спазени. Въпреки това обаче, състоянието на сградата, към настоящия момент, не предполага, че вертикалните усилията в носещите конструктивни елементи не могат да бъдат поети с наличната им носимоспособност.

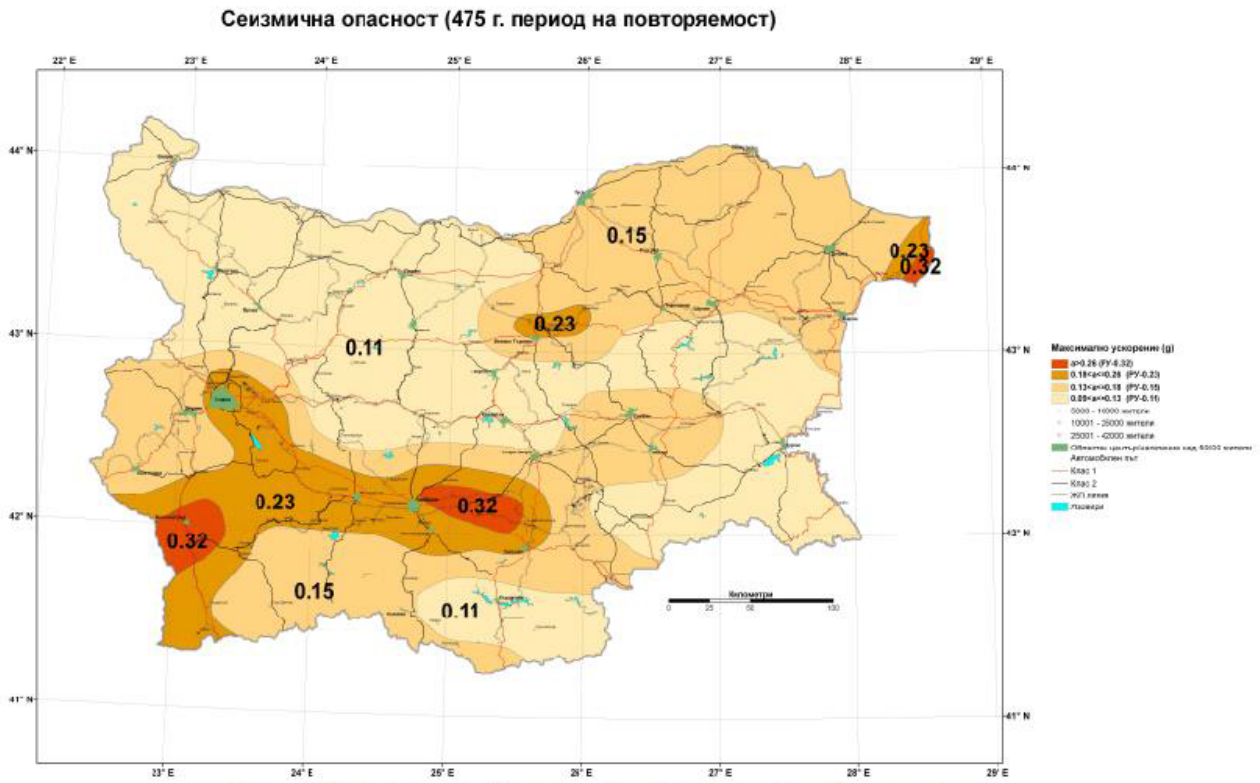
5.3. ПРАВИЛНИЦИ, НОРМИ И НАРЕДБИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ В ЗЕМЕТРЪСНИ РАЙОНИ



„Правилник за строителство в земетръсни райони" от 1964 година и неговите изменения и допълнения от 1972г. и 1977 година;



Наредба No РД-02-20-2 от 27.01.2012 год. за проектиране на съоръжения в земетръсни райони и поправките й от 28.02.2012г. и 20.03.2012г.



Фигура NA.D.2 - Карта за райониране на територията на страната в зависимост от референтното максимално ускорение за период на повторяемост от 475 години

5.3.1 Съгласно „Правилник за строителство в земетръсни райони" от 1964г.

Град София попада в сеизмичен район с интензивност на въздействието VIII-ма степен по MSK. Изчислителните сеизмични сили, съгласно същия документ, се определят по формулата:

$$S_к = \psi \cdot \beta \cdot \eta_к \cdot K_c \cdot Q_к$$ където:

Ψ = 1.0 за обикновени корави сгради със сравнително голямо затихване (тухлени сгради**, безскелетни сгради с шайби**) и други обикновени корави съоръжения;

0,6<β = 0,7/T < 3,0 -динамичен коефициент,

T - период на собствени трептения

по табл.1 "сеизмична степен на сградите в зависимост от тяхната значимост" - степента остава непроменена – VIII-ма степен

$\eta_к$ – коефициент на формата на трептенето;

K_c = 0.050 – сеизмичен коефициент за почви от 3-та група (преобладаваща за този район на гр. София), приет съгласно поместената по-долу таблица;

$Q_к$ – натоварване, съсредоточено в т. "К".

При безскелетно – панелните сгради с повече от 5 етажа коефициента на динамичност β се умножава с:

k = 1.07 + 0.05 (n - 5) = 1.07 + 0.05 (8 - 5) = 1.22 > 1.2 → приет 1.2

k = 1.07 + 0.05 (n - 5) = 1.07 + 0.05 (9 - 5) = 1.27 > 1.2 → приет 1.2

Строителна почва		Сеизмична степен		
група	название, плътност, консистенция	VII	VIII	IX
1	скала	-	-	0.05
2	полускална строителна почва; едър и среден чакъл; твърда глина	-	0.033	0.067
3	дребен и глинест чакъл;чакълест и едър пясък - сбити и средно сбити; среден и дребен пясък - сбити; глинест пясък и песъчлива глина - твърди, полутвърди и твърдопластични; глина - полутвърда и твърдопластична	0.025	0.05	0.1
4	среден и дребен пясък - средно сбити; фин пясък - сбит и средно сбит; свързани почви (глинест пясък с коефициент на порите ε < 0,7, с песъчлива глина с ε < 1,0 и глина с ε < 1,1) средно и меко пластични; льос	0.033	0.067	0.133

За всяко етажно ниво сеизмичните сили се оределят по следния начин:

$S_1 = 1.0{,}050 .1.2\ \beta . \eta_1 . Q_1 = 1.0{,}050.\ \eta_1 . Q_1 . 0.84/T_1 = 0{,}042.\ \eta_1 . Q_1 /T_1$

$S_2 = 1.0{,}050 .1.2\ \beta . \eta_2 . Q_2 = 1.0{,}050 . \eta_2 . Q_2 . 0.84/ T_2 = 0{,}042.\ \eta_2 . Q_2/T_2$

$S_3 = 1.0{,}050 .1.2\ \beta . \eta_3 . Q_3 = 1.0{,}050 . \eta_3 . Q_3 . 0.84/ T_3 = 0{,}042.\ \eta_3 . Q_3/T_3$

.....

$S_n = 1.0{,}050 .1.2\ \beta . \eta_n . Q_n = 1.0{,}050 . \eta_n . Q_n . 0.84/ T_n = 0{,}042.\ \eta_n . Q_n/T_n$

Значимостта на сградата се отчита, като за сградите от по-висока категория се работи с една степен по-висока сеизмична интензивност от показаната в картата за сеизмично райониране на страната. Конкретната сграда попада в категория „Б“ – „жилищна сграда“, за която не се изисква такова завишаване.

5.3.2 Съгласно Наредба No РД-02-20-2 от 27.01.2012 год. за проектиране на съоръжения в земетръсни райони и поправките й от 28.02.2012г. и 20.03.2012г.

Град София попада в сеизмичен район с IX-та степен на интензивност на сеизмичното въздействие по скалата MSK. Конструкциите следва да бъдат оразмерени за поемане на сеизмични сили, чиито изчислителни стойности се определят по формулата:

$$\mathbf{E_{ik} = C.\ R\ .\ K_c\ .\ \beta_i\ .\ \eta_{iк}\ .\ Q_к} \qquad \text{където:}$$

C = 1,00 е коеф. на значимост на сгради и съоръжения, клас на значимост II (трета категория съгласно чл.137. ал.1, т.3, буква „в” от ЗУТ – жилищни и смесени сгради с височина до 10 етажа);

R = 0,25 – за смесена система, еквивалентна на стенна от едроразмерни стени и подови елементи (съществуващи сгради, изпълнявани по ЕПЖС безскелетна система);

$0.8 < \beta_i = 1,2/T < 2.5$ – динамичен коефициент (за случай - почви група С);

$\eta_{iк}$ - коеф. на разпределение на динамичното натоварване;

K_c = 0,27 - коефициент на сеизмичност, за зона с IX-та степен на интензивност (гр.София);

$Q_к$ – натоварване, съсредоточено в т. "К"

За всяко етажно ниво сеизмичните сили са съответно:

$S_{11} = 1,00.0,25.0,27.\beta_1.\eta_{11}.Q_1 = 1,00.0,25.0,27.\eta_{11}.Q_1.1.2/T_1 = 0,081.\eta_{11}.Q_1/T_1$;

$S_{12} = 1,00.0,25.0,27.\beta_2.\eta_{12}.Q_2 = 1,00.0,25.0,27.\eta_{12}.Q_2.1.2/T_2 = 0,081.\eta_{12}.Q_2/T_2$;

$S_{13} = 1,00.0,25.0,27.\beta_3.\eta_{13}.Q_3 = 1,00.0,25.0,27.\eta_{13}.Q_3.1.2/T_3 = 0,081.\eta_{13}.Q_3/T_3$;

.....

$S_{1n} = 1,00.0,25.0,27.\beta_n.\eta_{1n}.Q_n = 1,00.0,25.0,27.\eta_{1n}.Q_n.1.2/T_n = 0,081.\eta_{1n}.Q_n/T_n$;

В **<u>Приложение 4</u>** на настоящото обследване е проведен сеизмичен анализ на двете секции с пространствен модел.

Поемането на сеизмичното въздействие става чрез стени, запънати на ниво горен ръб фундаменти. Моделът на плочите е корав в равнината си диск, т.е. не се отчита огъвателната коравина на плочата. За да се отрази възможно най-точно поведението в динамична среда е използван специализиран софтуер за изследване на пространствени системи за сеизмични въздействия. Тримерното моделиране създава възможности за един по-цялостен и точен анализ с отчитане на почти всички ефекти, които възникват при реалната работа по време на експлоатация на сградата. Натоварването е моделирано като площен или линеен товар с нормативните му стойности според архитектурната композиция на сградата.

<u>За определяне на масите за сеизмичното въздействие:</u>

Коефициентите се приемат съгласно Приложение № 4 на Наредба No РД-02-20-2, както следва

- Постоянни товари – $\gamma f = 1.0$
- Продължително действащи – $\gamma f = 0.8$
- Кратковременни – $\gamma f = 0.5$

Осреднения коефициент за експлоатационни натоварвания категория А се получава

$\gamma f = 0.8 \cdot 0.35 + 0.5 \cdot 0.65 = 0.6$

<u>За сеизмична изчислителна комбинация:</u>

За всички товарни състояния – $\gamma f = 1.0$.

Стойностите на временните натоварвания се умножават и по коефициенти за съчетание, както следва:

- Продължителни – $\Psi_1 = 0.95$

- Кратковременни – $\Psi_2 = 0.80$

Експлоатационните натоварвания имат и продължително и кратковременно действаща компонента. Съгласно чл. 64 (2) за категория А на Наредба No04/3, за продължително действащи се приемат 35% от нормативната стойност на натоварването. Осредненият коефициент за съчетание се получава
$\Psi_E = 0.95 \cdot 0.35 + 0.80 \cdot 0.65 = 0.85$

<u>Изчислителен метод - Спектрален метод с разделяне на реагирането по собствени форми на трептене</u>

В изчисленията трябва да се включват всички форми на трептене, които допринасят значително за общото реагиране.
Изискванията, посочени в по – горе могат да се считат за удовлетворени, ако се докаже едно от следните условия:
сумата от включените в анализа ефективни модални маси е поне 90% от общата маса на конструкцията;
- в анализа са включените всички форми на трептене с ефективна модална маса по-голяма от 5% от общата маса на конструкцията.

При комбинирането на проектните усилия от различните форми на трептене се използват комбинациите CQC (Complete Quadratic Combination) and SRSS (Square Root of the Sum of the Squares) за намирането на преместванията, усилията и напреженията в различните направления.

В настоящият модел е възприето комбинирането да се извършва по правилото CQC (Пълно Квадратично Комбиниране) при ъгъл θ =0 на сеизмичното въздействие, което означава, че сеизмичното въздействия се прилага в двете главни направления на сградата.

Максималните стойности на усилията, реакциите и преместванията от действието на изчислителното сеизмично натоварване в сечение "d"при отчитане на n - форми на трептение при пространствени изчислителни модели и конструкции с близки или съвпадащи периоди на трептене, се определят по формулата:

$$N_d = \sqrt{\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n}\rho_{ij} N_{id} N_{jd}},$$

където: N_{id} и N_{jd} са изчислените усилия в сечение "d" съответно при i-тата и j-тата форми на трептене;

ρ_{ij} - корелационен коефициент, който се определя по формулата:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi'^2(1+r_\omega)r_\omega^{\frac{3}{2}}}{(1-r_\omega^2)^2 + 4\xi'^2 r_\omega (1+r_\omega)^2}$$

където:

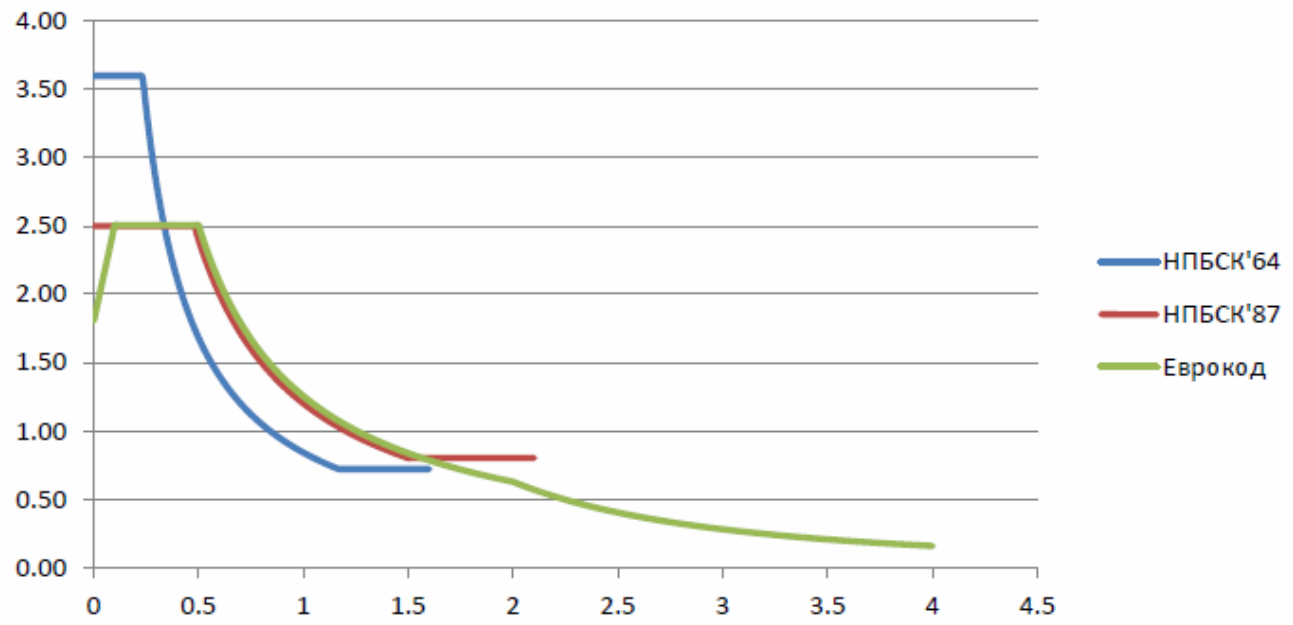
$$r_\omega = \frac{\omega_i}{\omega_j} = \frac{T_j}{T_i} \quad ;$$

$\xi' = \xi_i = \xi_j$ - избраната стойност за коефициентите на затихване при i-тата и j-тата форми на трептене в границите 0,001 ÷ 0,10; приема се $\xi' = 0{,}05$,ако няма други изисквания;

5.3.3 Съгласно Еврокод 8-1 и Еврокод 8-3 и националните приложения към тях

Изискванията на Еврокод 8 (БДС EN 1998-1-1) предявяват завишени критерии към елементите на носещите конструкциите на сградите спрямо Наредба No РД-02-20-2 от 27.01.2012 год.

Дефиниране на спектрите на реагиране според различните нормативни документи:



От горните данни е видно, че сеизмичните сили, определени по действащите към момента на обследването норми, са по-големи (от порядъка на 2 пъти) от тези, за които е осигурявана за сеизмично въздействие конструкцията на сградата. Това показва, че в съвременните норми са повишени изискванията за носимоспособност и устойчивост на конструкциите на сградата. Също така, конструкцията на сградата не отговаря на изискванията на съвременните сеизмични норми и нейната конструкция не е в състояние да поеме усилията от сеизмичните сили дефинирани съгласно Наредба No РД-02-20-2 от 27.01.2012 год. и Еврокод 8.

Изискванията на Еврокод 8 е очевидно, че не могат да бъдат спазени при обследването на безскелетно-панелните сгради. Усилията в елементите са

значително по-големи от тези, за които са те са оразмерени при проектирането на сградата.

Класовете по въздействие на околната среда съгласно EN-206-1 не са отразени при изчислението и конструирането на елементите;

Класа на бетона в БДС EN 1992-1-1 се определя от изискванията за дълготрайност и класовете по условия на околната среда. Съгласно с Еврокод 8 (БДС EN 1998-1-1) минималният клас на бетона за сгради със среден клас на дуктилност (DCM) е C16/20. Класа на бетона заложен при проектирането и натурно остановен при обследването е по-нисък (виж Приложение 2 и 3).

Бетоновите покрития зависят от условията на експлоатация и са значително завишени спрямо тези към момента на проектиране на сгардата;

Закотвянето и снаждането на армировката са завишени;

Съгласно Еврокод 8 (БДС EN 1998-1-1) към носещите стени поемащи сеизмични въздействия се предявяват още редица изисквания.

<u>Изисквания за размерите на шайбата:</u>

- минимална дебелина на стеблото БДС EN 1998-1-1 т.(5.4.1.2.3 (1)) и (5.5.1.2.3 (2))
- минимални височини на критичните зони съгласно БДС EN 1998-1-1 т.(5.4.3.4.2 (1)) и (5.5.3.4.5 (1))
- минимални дължини и ширини на крайните зони съгласно БДС EN 1998-1-1 т. (5.4.3.4.2 (6)) (5.5.3.4.5 (6)) и (5.4.3.4.2 (10)) (5.5.3.4.5 (8))

<u>Изисквания към хоризонталната и вертикалната мрежа:</u>

- минимален коефициент на армиране (само за ниво DCH);
- минимален диметър (само за ниво DCH);
- максимално разстояние между напречните „ес” връзки съгласно БДС EN 1998-1-1 т. (5.5.3.4.5 (14))

<u>Изисквания към надлъжната армировка в крайните ограничени зони :</u>

- минимален диаметър 12мм.
- минимален коефициент на армиране (0.005) съгласно БДС EN 1998-1-1 т. (5.4.3.4.2 (8))
- максимално осово разстояние между прътите – 200мм
- максимално разстояние между огъвките на стремената – 200мм съгласно БДС EN 1998-1-1 т. (5.4.3.4.2(10)) и т.(5.5.3.4.5(8))

<u>Изисквания към напречната армировка в крайните ограничени зони :</u>

- минимален диаметър 6мм
- максимално осово разстояние между стремената в критичните зони съгласно БДС EN 1998-1-1 т. (5.4.3.4.2(9)) и т. (5.5.3.2.2(10))
- минимално осово разстояние в зоната н снаждане съгласно БДС EN 1998-1-1 т. (5.6.3 (3))
- дължина на закотвяне $10d_{bw}$

Необходимо е да се провери и мехничният обемен коефициент на стремената съгласно БДС EN 1998-1-1 т. 5.4.3.4.2 (9) и 5.5.3.4.5 (10).

Очевидно е, че горните изисквания не са изпълнени при проектиране на сградата.

5.3.4 Оценка на сеизмичната сигурност на сградата съгласно Наредба No РД-02-20-2 от 27.01.2012 год. за проектиране на съоръжения в земетръсни райони и поправките й от 28.02.2012г. и 20.03.2012г.

Конструкцията на обследваната сграда е проектирана преди 1987г. и по смисъла на допълнителните разпоредби #1, т.4 на Наредба No РД-02-20-2 е "неосигурена сграда". Сеизмичните конструктивни елементи са оразмерени за изчислително сеизмично въздействие съгласно „Правилник за строителство в земетръсни райони-1964 г., изменения и допълнения 1972г. и 1977г." и отговарят на нормативните изисквания заложени в този правилник.

В Приложение 4 на настоящото обследване е проведен сеизмичен анализ на всяка от двете секции с пространствен модел. Връзките между елементите са моделирани като корави, което е близко приближение до реалното поведение на този вид конструкции. Целта на анализа е да се проверят междуетажните премествания и условието дали нормализираната нормална сила $\nu = N_{Ed} / A.R_{bn} < 0.50$ съгласно табл.7.3 на Наредба No РД-02-20-2 е в допустимите граници. За отчитане на дюбелното действие и връзката между отдлните панели връзките между тях следва да се моделират с пружинни елементи, което ще доведе до редукция на усилията в отделните вертикални носещи елементи, но ще увеличи преместванията на сградата. От анализа на секциите се вижда, че преместванията са по-големи от допустимите съгласно чл.28, т.2, ал.3 и ал.4 на Наредба No РД-02-20-2. Проверките на нормализираната нормална сила $\nu = N_{Ed} / A.R_{bn} < 0.50$ показват, че за част от вертикалните елементи условието не е изпълнено.

Въпреки казаното до тук едропанелната сграда е проектирана да понесе сеизмични въздействия, предвидени съгласно действащите към момента на проектиране норми. При проектирането са ползвани широко постиженията в тази област на страни с опит за строителство в земетръсни условия.

Земетресенията, станали у нас през последните десетилетия показват добро експлоатационно поведение на едропанелната жилищна сграда. Информацията и изводите за въздействията при тези сгради показват висока степен на устойчивост, липса на сериозни дефекти и разрушения.

Конструкцията на обследваната сградата е в експлоатация около 50 год. При конструктивното обследването не са установени сериозни дефекти (деформации и/или повреди) свързани с нарушаване на проектната носеща способност, коравина, дуктилност и дълготрайност, вследствие на експлоатационни събития. Конструкцията е преживяла няколко земетресенията, без да се развиват в нея видими повреди от тях.

Извършените промени в експлоатационните условия и въздействия могат да се поемат с наличните резерви в носещата способност и коравина на строителната конструкция:
- промените в масата на сградата са незначителни (с не повече от 5% от масата на всяко етажно ниво);
- допълнително направените отвори в неносещи преградно-разпределителни стени и остъкление на лоджиите не водят до съществени промени (с повече от 5%) в изчислителната коравина и дуктилност на съществуващата конструкция.
- настъпили други промени (отклонения в проектните кофражни размери и армировка, повреди от корозия, деформации на земната основа и др.) в сградата отговарят на изискването за относителна неизменяемост на носещата способност, коравина и дуктилност на конструкцията.

Съгласно заложените нормативни изисквания към носещата конструкция на сградата в Наредба No РД-02-20-2 обследваната конструкцията:
- не отговаря относно вложените материали в носещите конструктивни елементи на сградата;
- не отговаря относно конструктивните изисквания за конструиране на елементи поемащи сеизмични усилия;
- не е в състояние да поеме изчислителните сеизмични сили дефиниращи сеизмичното въздействие в тази наредба.

Предвид горепосочените критерии и тяхното спазване по време на експлоатационния срок, може да се приеме, че са налице несъществени изменения в конструкцията на сградата съгласно чл.6 ал.3 от Наредба № РД-02-20-2 от 27.01.2012г).

Конструкцията на сградата съответства на изискванията на нормативните актове, действащи към момента на въвеждане на стоежа в експлоатация и съгласно чл.6 ал.2 от „Наредба № РД-02-20-2 от 27.01.2012г. за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони" оценката за сеизмична осигуреност е положителна.

От направения анализ следва да се въведат ограничения за бъдещи дейности свързани с промяна на конструкцията на сградата, промяна на експлоатационните натоварвания, надстроявания, реконструкции и т.н. (съгласно чл.5 от Наредба -02-20-2 от 27.01.2012г). Ако се предвиждат бъдещи инвестиционни намерения, свързани с подобни намеси, те следва да се изпълняват само след изготвяне и одобрение от съответните инстанции на работен инвестиционен проект по част Конструкции, включващ и цялостно укрепване на съответната секция, съгласно всички действащи нормативни документи. Това не се отнася за мероприятията, свързани с въвеждането на мерки за енергийна ефективност на сградата, изразяващи се в санирането ѝ чрез полагане на топлоизолационни материали, тъй като подобни мероприятия не биха могли да доведат до превишаване на масата на съответните етажни

нива с повече от 5% и в този смисъл няма да променят заварената сеизмична осигуреност на сградата.

5.4. ФУНДИРАНЕ НА СГРАДАТА

Фундаментите са монолитни – използват се за всякакъв вид почви и сеизмичност на района до IX-та степен по MSK включително.

По отношение на нормативите, касаещи фундирането на сградата, дългият период на експлоатация дава основания да се твърди, че проектните слягания в основата вече са реализирани, земните пластове са достатъчно добре уплътнени и консолидирани. При нормални експлоатационни условия за в бъдеще под сградата не следва да се очакват проблеми свързани с пропадане, изчерпване на носимоспособност или други проблеми със земната основа, след като до този момент няма индикации за наличието на такива.

6. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Въз основа на обстойния огледа на място, изпитване на бетона в характерни сечения, просветляване на армировката и проведения сеизмичен анализ на отделните секции може да се направи следното заключение:

Така изпълнената конструкция на МНОГОФАМИЛНА ЖИЛИЩНА СГРАДА, РАЙОН „НАДЕЖДА", Ж.К.„ЛЕВ ТОЛСТОЙ", БЛОК 61, ВХ. А,Б,В,Г, ГР. СОФИЯ отговаря на строителните норми действащи към момента на строителство. По експертна оценка на автора на обследването, предвид гореизложеното и на основание записаното в чл. 6, ал.2, на „Наредба №РД-02-20-2 от 27.01.2012г за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони" ***може да се счита, че оценката за сеизмичната осигуреност на сградата е положителна.***

При обследването се установи, че:

- безскелетната панелна носеща конструкция на сградата е в сравнително добро състояние и не са установени сериозни дефекти (деформации и/или повреди) свързани с нарушаване на проектната носеща способност, коравина, дуктилност и дълготрайност, вследствие на експлоатационни събития.
- не са извършвани след въвеждането в експлоатация нови строително-монтажни работи, които да променят категорията на сградата по ЗУТ по степен на значимост.
- основната промяна в по-голяма част от апартаментите, спрямо първоначалния вид на сградата, е частичното остъкляване на терасите с метална, алуминиева или PVC дограма. В някои от жилищата е демонтирана дограмата на помещенията, пред което е остъклената тераса с цел приобщаване към жилищната площ.
- не са премахвани или добавяни носещи панели, които да оказват влияние върху коравината, носещата способност и дуктилността на сградата.

- разширение на балкон на първия етаж зад вход А е отделна конструкция и не влияе върху носещата способност на сградата като цяло.
- експлоатационната годност и дълготрайността на сградата е свързана пряко със състоянието на дюбелните връзки между отделните стоманобетонни панели. Тяхната правилна поддръжка и защита от атмосферните условия ще гарантират дългогодишна експлоатация на сградата;
- при оценка на сеизмичното поведение на сградите и съоръженията по нормите от 1964г., от 2012г. и системата Еврокод трябва да се вземе под внимание, че изискванията по отношение на оразмеряването и конструирането на носещите елементи в последните два нормативни документа са значително по-строги. Стоманобетонните елементи на разглежданата сграда не са конструирани по изискванията на съвременните сеизмични норми и не са в състояние да поемат изчислителните сеизмични сили дефиниращи сеизмичното въздействие съгласно „Наредба №РД-02-20-2 от 27.01.2012г за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони" и Еврокод 8 (БДС EN 1998-1-1).

7. ЗАДЪЛЖИТЕЛНИ МЕРОПРИЯТИЯ ЗА САНИРАНЕ НА СГРАДАТА

- Премахване на отпадъчните строителни материали от покривната конструкция на д вход Б.
- Цялостна подмяна на покривната хидроизолация с цел защита на носещата конструкция на сградата и дюбелните връзки между отделните панели за двете секции „А", „Б" и „В", „Г". Отремонтиране на течовете в помещенията отдолу, като не се допуска превишаване на теглото на съществуващите изолационни слоеве;
- Цялостна подмяна на всички елементи на системата за отводняване на покрива и ламаринените шапки по калканите на двете секции;
- Цялостна подмяна на водосточните тръби с цел предотвратяване на системно мокрене на фасадата и нарушаване на външното покритие на фасадните панели, а от там и на връзките между тях.
- Усилване или подмяна на връзките на балконските парапети със стените и подовете, навсякъде по сградата.
- Ремонт на водопроводните и канализационни тръби в сутерените на двете секции предпазване на сутеренните стени от циклично мокрене;
- Възстановяване на дюбелните връзки между монолитните стени и подовите елементите в сутерена, по които има оголена армировка, чрез почистване на бетонната повърхност, отстраняване на корозиралия слой от армировката с преобразувател за ръжда и нанасяне на подходящ репариращ състав върху нея (Приложение 5);
- Възстановяване на бетонното покритие на щурцовете в сутерена, по които има оголена армировка по гореописания начин и съгласно Приложение 5.

- да се възстановят покритията на покривните и/или подовите панели на неостъклените лоджии и възстановяване на бетонното покритие на местата, където е нарушено съгласно Приложение 5.
- Отремонтиране на подстъпите към входовете, както от външната така и от вътрешната страна;
- Да се изпълни хидроизолация на козирките над входните площадки и да се осигури отводняването им по надлежния начин.
- на местата с компрометирана тротоарна настилка около сградата да се направи нова такава, която да осигурява отвеждане на атмосферните води извън основите на сградата;
- подмяна на дограмата и външно саниране на сградата, включващо направа на топлоизолация. Защита от навлизане на влага в дюбелните връзки между фасадни, стенни и подови панели по проектен работен детайл.

- Уплътняване на фугите между фасадните панели

Съединенията между външните стенни панели са подложени на прякото действие на атмосферните фактори – температура, влага, дъжд и др. Водо- и въздухонепроницаемостта на тези съединения са от изключително важно значение за нормалната експлоатация на сградата и за поддържане на определени саниторно-хигиенни условия в помещенията.

Проникналата влага или вода през тези съединения кондензира върху вътрешната повърхност на панелите и се създават условия за корозия на армировката в съединенията и за образуване на влажни петна по вътрешната повърхност на панелите. Водата в съединенията, при ниски температури, може да замръзне и да ги разруши.

Основната причина за нарушаване на херметичността на съединенията между външните стенни панели е деформацията на съединенията в следствие на постоянно променящата се външна температура през различните сезони на годината, неравномерното слягане на сградата и произтичащите от това деформации в конструктивните елементи. Вертикалните фуги между външните стенни панели под въздействието на температурните изменения и деформациите на сградата непрекъснато променят широчината си. Това наляга те да се уплътняват с материали, които плътно да прилепват до двата стенни панела и следват промените в размера на фугата.

Зад уплътнителните материали се препоръчва оформянето на вертикален декомпресионен канал.

Фугите между фасадните панели, освен че са компенсатор на неточността при производството и монтажа им са и непрекъснато променящ се по ширина елемент, чрез който се създава условие за „дишане” на цялата сграда.

7.1. МЕРКИ ЗА ПОДДЪРЖАНЕ НА СТРОЕЖА И СРОКОВЕ ЗА ИЗВЪРШВАНЕ НА РЕМОНТИ

Основни препоръки и мерки за подържане на сградата:

- Да не се допуска премахване на съществуващи СТОМАНОБЕТОННИ ЕЛЕМЕНТИ. - Нови преградни стени могат да се изпълнят при условие, че са изпълнени от леки ефективни материали –гипскартон, циментфазер и др.
- Допуска се извършване само на текущи ремонти, свързани с експлоатацията на сградата и не засягащи носещата конструкция.
- Необходимо е да се извършват периодични ремонти на покривните изолации на всеки 5 години, като не е допустимо претоварване на покривната конструкция с повече от съществуващите в момента хидроизолационни материали;
- Извършените ремонтни работи не трябва да променят категорията на сградата по ЗУТ и да не се повишава класа и на значимост (НАРЕДБА № РД -02-20-02 от 27 януари 2012 година за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони , чл.7, ал.2, т.2).
- След извършването на нови СМР, масата на новото оборудване не трябва да превишава с повече от 5% от съществуващата маса (НАРЕДБА № РД -02-20-02 от 27 януари 2012 година за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони, чл.6, ал.3).
- При евентуално проектиране на пристройки и реконструкции на сградата, да се разработи конструктивен проект и да се осигури сеизмичната устойчивост на цялата сграда, съгласно НАРЕДБА № РД -02-20-02 от 27 януари 2012 година за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони или конструктивната система Еврокод.
- Не се разрешава извършването на СМР в т.ч. реконструкция, основно обновяване, основен ремонт, преустройство, надстрояване или промяна на предназначението и натоварванията без изготвен, оценен и одобрен по реда на ЗУТ инвестиционен проект и/или конструктивно становище и издадено разрешение за строеж по надлежния ред.
- Навсякъде около сградата да се поддържат водоплътни настилки, с оглед недопускане на проникване на повърхностни атмосферни води към основите на сградата;

За правилната и безопасна експлоатация на сградата в бъдеще, е необходимо да се извършват още:

- Периодични ремонти на покривните изолации, като не е допустимо претоварване на покривната конструкция с повече от съществуващите в момента хидроизолационни материали;
- Своевременно да се почистват улуците и казанчета на покрива с оглед избягване на запушването им, и оттам – възникването на течове и повреди в покрива и по фасадите;

- Необходимо е редовно да се преглеждат и ремонтират всички вертикални канализационни тръби с цел да се предотвратят течове в зоната на преминаването им през сградата;

- Периодично трябва да се почиства хоризонталния канализационен клон свързващ сградата с уличната канализация, с цел предотвратяване на течове, овлажняване на земната основа и възможно неравномерно слягане на фундаментите на сградата вследствие на това;

<u>Забраняват се всякакви изменения в носещата конструкция на сградата без експертно становище на инженер-конструктор!</u>

Проектант:.....
/ инж. Б. Младенов/

Проектант:.....
/ д-р инж. Н. Богданов/

София – 2016 г.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Section
Data
Mx - N chart
b =14
h =492
d1 =52
d2 =52
L1
Modal Participating Mass Ratios
File View Format-Filter-Sort Select Options
Units: As Noted
OutputCase Text
StepType Text
StepNum Unitless
Period Sec
MODAL 0.524421
MODAL 0.313871
MODAL 0.286127
MODAL 0.154752
MODAL 0.141513
MODAL 0.133784
MODAL 0.122605
6000.00
5000.00
4000.00
3000.00
2000.00
1000.00
0.00
-1000.00
N [kN]
Point
Object Model - Point Information
Location
Assignments
Loads
Identification
Label 1671
Constraint
Name DIAPH 22.4 -
Type Diaphragm
Restraint None
Local Axes Default
Springs None
Masses None
Panel Zone None
Patterns None
ALL
None
None
None
0

<u>ПРИЛОЖЕНИЕ 1</u>

СНИМКОВ МАТЕРИАЛ

сн. 1 – ИЗГЛЕД НА СГРАДАТА

сн. 2 – ИЗГЛЕД НА СГРАДАТА

сн. 3 – КОМПРОМЕТИРАНИ ПАРАПЕТИ И НАСТИЛКИ НА БАЛКОНИТЕ

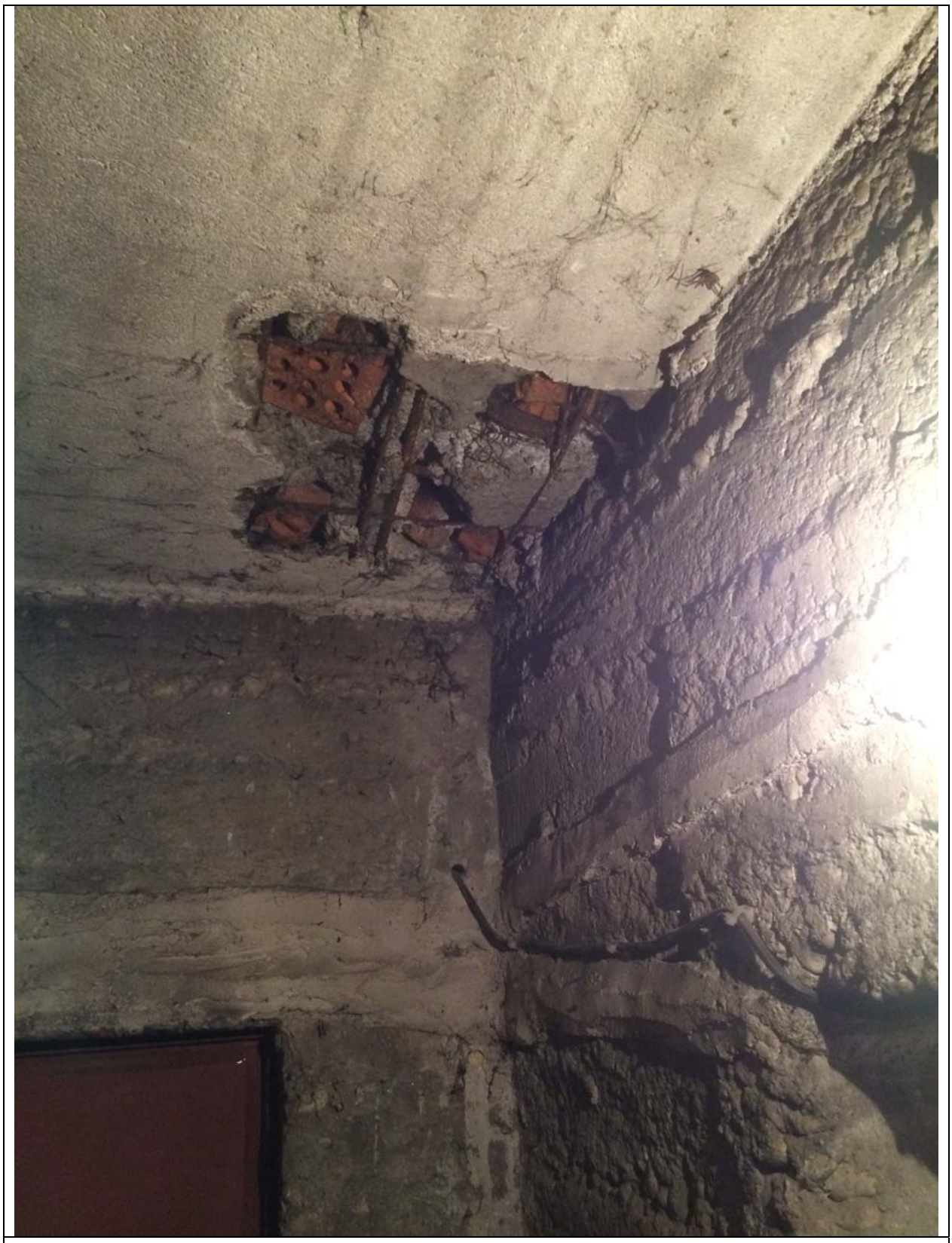
сн. 4 – КОМПРОМЕТИРАНИ ПАРАПЕТИ И НАСТИЛКИ НА БАЛКОНИТЕ

сн. 5 – КОМПРОМЕТИРАНА МАЗИЛКА ПО ПОДОВИТЕ И/ИЛИ ПОКРИВНИ ПАНЕЛИ НА ЛОДЖИИТЕ

сн. 6 – КОМПРОМЕТИРАНИ НАСТИЛКИ ОКОЛО СГРАДАТА

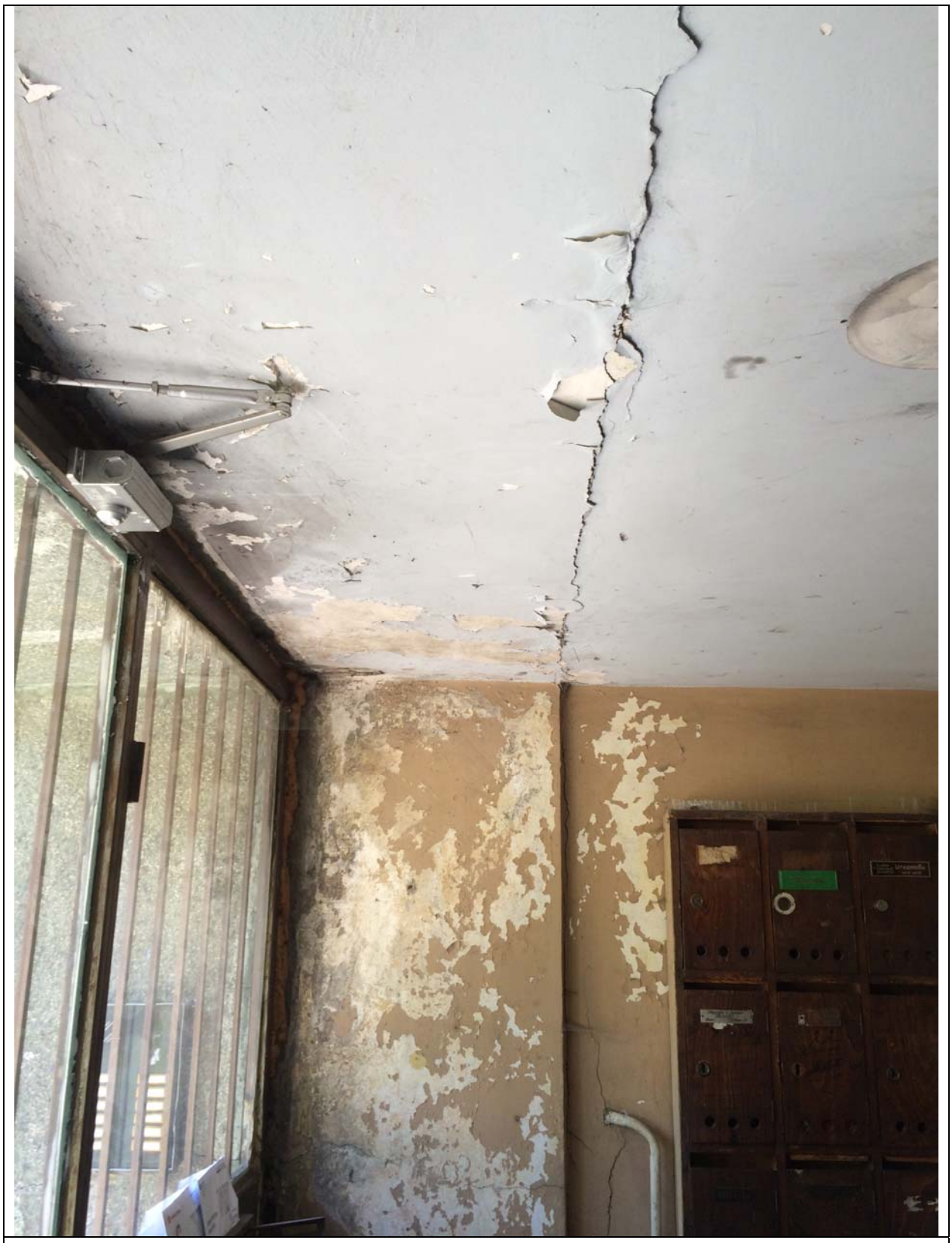
сн. 7 – НАРУШЕНА ХИДРОИЗОЛАЦИЯ НА КОЗИРКИТЕ НАД ВХОДОВЕТЕ

сн. 8 – НАРУШЕНА ХИДРОИЗОЛАЦИЯ НА КОЗИРКИТЕ НАД ВХОДОВЕТЕ И НАРУШЕНИ НАСТИЛКИ ПРЕД ВХОДОВЕТЕ

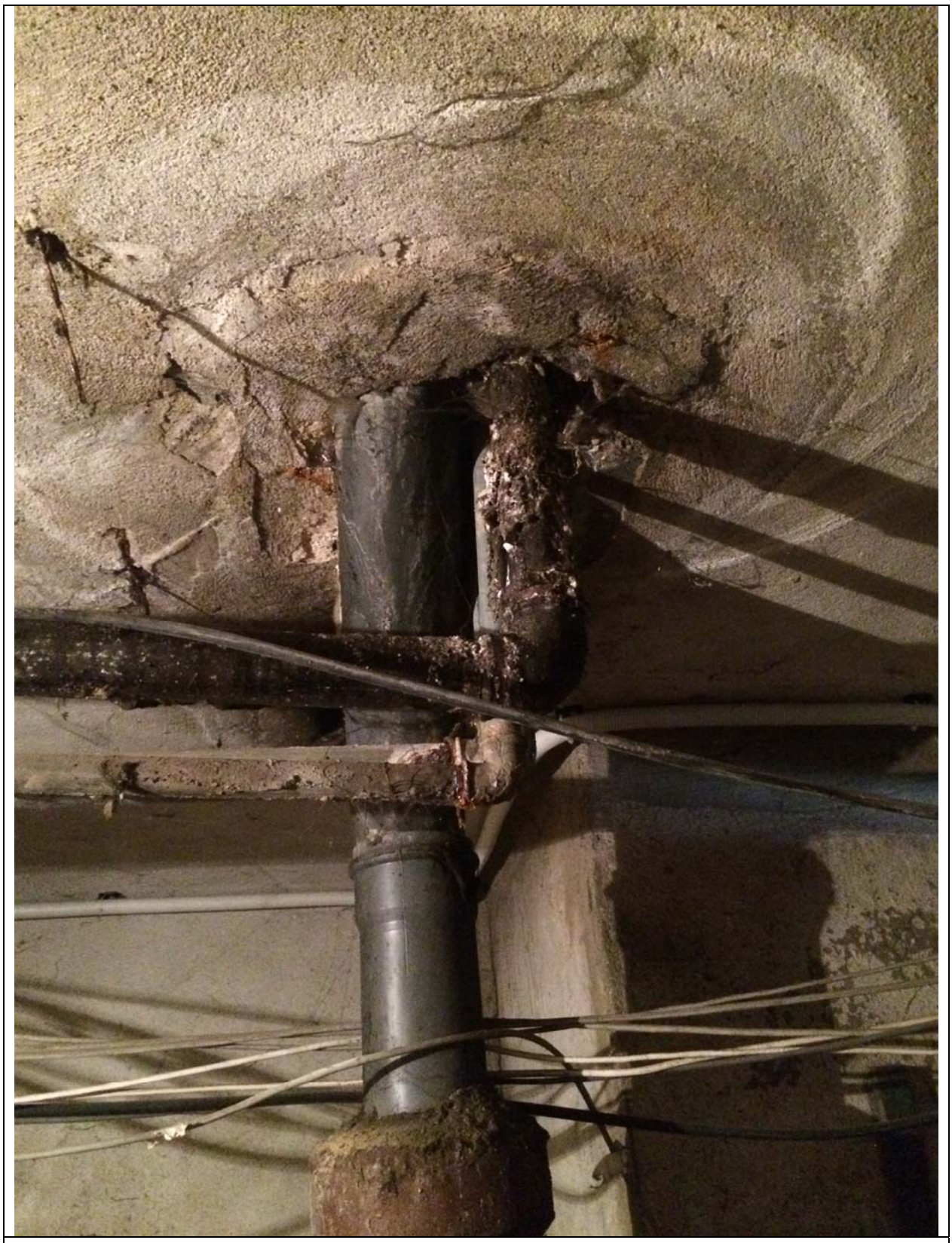


сн. 9 – КОМПРОМЕТИРАН БЕТОН И КОРОЗИЯ В АРМИРОВКАТА НА ПОДОВ ПАНЕЛ В СУТЕРЕНА

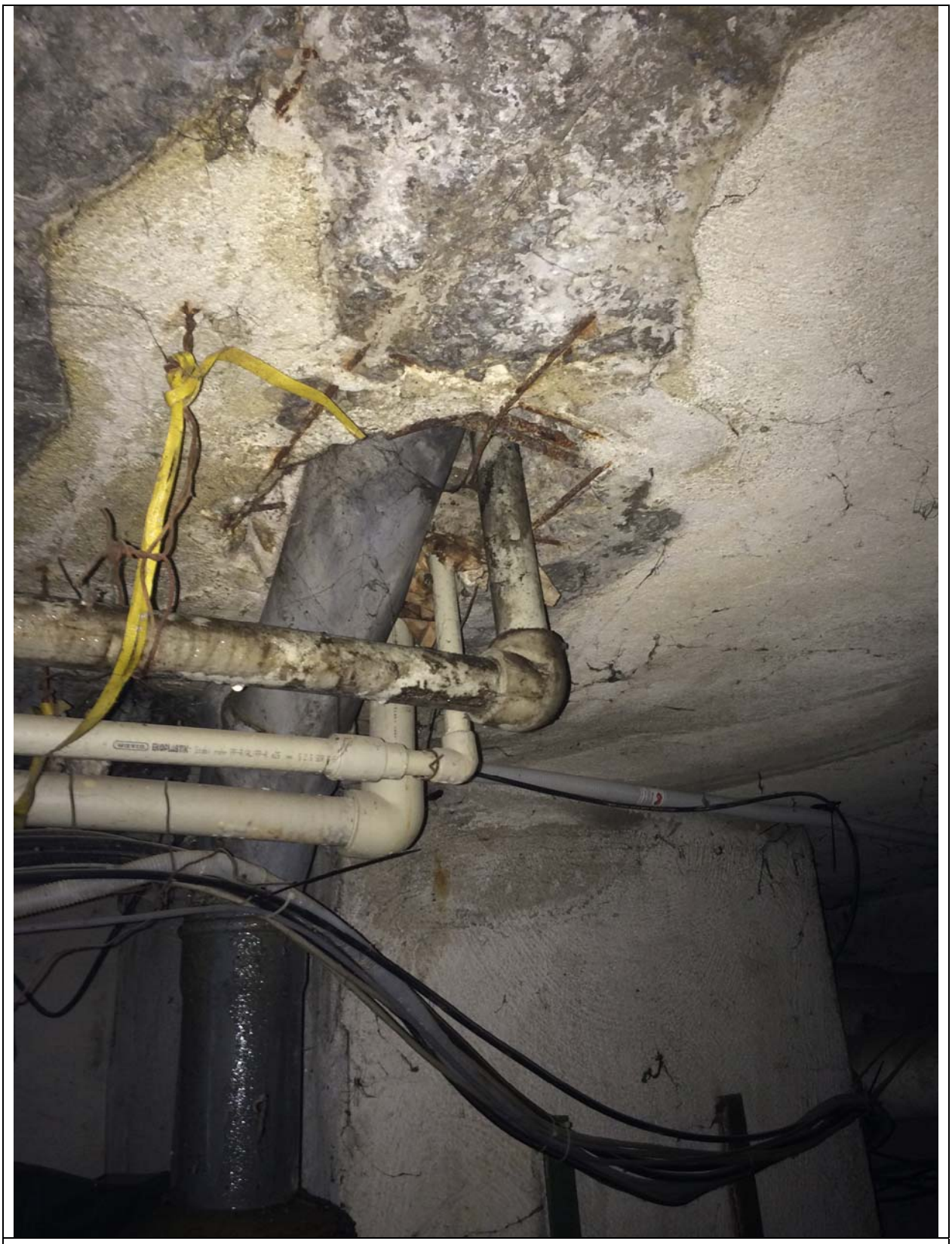
сн. 10 – НАРУШЕНО БЕТОННО ПОКРИТИЕ НА ЩУРЦ В СУТЕРЕНА



сн. 11 – ПУКНАТИНИ МЕЖДУ СТЕННИ И ПОКРИВНИ ПАНЕЛИ НА ВХОДОВЕТЕ ОТ ВЪТРЕШНАТА СТРАНА



сн. 12 – ТЕЧ ОТ КАНАЛИЗАЦИОННА ТРЪБА В СУТЕРЕНА И КОРОЗИЯ НА АРМИРОВКАТА В ПОДОВИЯ ПАНЕЛ



сн. 13 – ТЕЧ ОТ КАНАЛИЗАЦИОННА ТРЪБА В СУТЕРЕНА И КОРОЗИЯ НА АРМИРОВКАТА В ПОДОВИЯ ПАНЕЛ

сн. 14 – НЕЗАМОНОЛИТЕНИ ВРЪЗКИ МЕЖДУ МОНОЛИТНИ СТЕНИ И ПОДОВИ ПАНЕЛИ

сн. 15 – НЕЗАМОНОЛИТЕНИ ВРЪЗКИ МЕЖДУ МОНОЛИТНИ СТЕНИ И ПОДОВИ ПАНЕЛИ

сн. 16 – ПУКНАТИНИ И ТЕЧ В ПОКРИВНИТЕ И СТЕННИ ПАНЕЛИ НАД СТЪЛБИЩНАТА КЛЕТКА

сн. 17 – ПУКНАТИНИ И ТЕЧ В ПОКРИВНИТЕ И СТЕННИ ПАНЕЛИ НАД СТЪЛБИЩНАТА КЛЕТКА

сн. 18 – ПУКНАТИНИ МЕЖДУ ФАСАДНИ СТЕННИ ПАНЕЛИ В АПАРТАМЕНТИ

сн. 19 – ПУКНАТИНИ МЕЖДУ ФАСАДНИ СТЕННИ ПАНЕЛИ В АПАРТАМЕНТИ

сн. 20 – КОМПРОМЕТИРАНА ХИДРОИЗОЛАЦИЯ НА ПОКРИВА

сн. 21 – НАРУШЕНО БЕТОННО ПОКРИТИЕ НА СТЕННИ ПАНЕЛИ

сн. 22 – КОМПРОМЕТИРАНА ХИДРОИЗОЛАЦИЯ НА ПОКРИВА

сн. 23 – КОМПРОМЕТИРАНА ХИДРОИЗОЛАЦИЯ НА ПОКРИВА

сн. 24 – ОТПАДЪЧНИ СТРОИТЕЛНИ МАТЕРИАЛИ ВЪРХУ ПОКРИВНАТА КОНСТРУКЦИЯ НА ВХОД Б

сн. 25 – ОТПАДЪЧНИ СТРОИТЕЛНИ МАТЕРИАЛИ ВЪРХУ ПОКРИВНАТА КОНСТРУКЦИЯ НА ВХОД Б И ПУКНАТИНИ В СТЕНИТЕ

сн. 26 – КОРОЗИЯ НА УЛУЦИТЕ И КАЗАНЧЕТАТА ЗА ОТВОДНЯВАНЕ НА ПОКРИВА

сн. 26 – ИЗГРАДЕНО РАЗШИРЕНИЕ НА БАЛКОН ОТ ЗАДНАТА СТРАНА НА ВХОД А

ПРИЛОЖЕНИЕ 2 – ДАННИ ОТ НАПРАВЕНОТО СКАНИРАНЕ ЗА НАЛИЧНАТА АРМИРОВКА В ЕЛЕМЕНТИТЕ НА КОНСТРУКЦИЯТА

ДАННИ ОТ СКАНИРАНЕТО ЗА НАЛИЧИЕ НА АРМИРОВКА, ИЗВЪРШЕНО ПО БЕЗРАЗРУШИТЕЛЕН МЕТОД

СТАНДАРТИ: SN 505 262, DIN 1045, DGZfP B2, BS 1881:Part 204

УРЕД: PROCEQ PROFOMETER 5

ОПИС НА ТОЧКИТЕ НА ИЗМЕРВАНЕ:

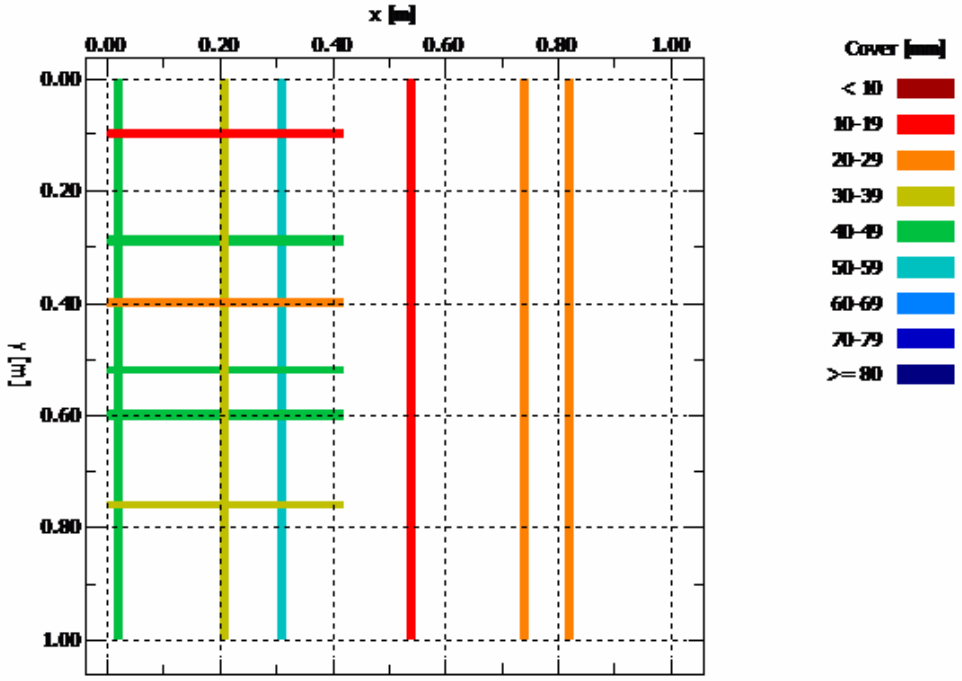
Точка № 1 (200010): Сканиране на армировъчни мрежи в сутеренни стени (местоположение на армировката и бетонно покритие на прътите) ВХОД „А”

Точка № 2 (200001): Сканиране на армировъчни мрежи в надлъжни сутеренни стени (местоположение на армировката и бетонно покритие на прътите) ВХОД „Г”

Точка № 3 (200002): Сканиране на армировъчни мрежи в напречни сутеренни стени (местоположение на армировката и бетонно покритие на прътите) ВХОД „Г”

PROCEQ - PROFOMETER 5 (V2.2.2, 50.1427) **Rebar Locator**

Title: 200010
Remarks:



Set parameters

Bar diameter	D =	16	mm
X grid width	dX =	10	mm
Y grid width	dY =	10	mm

Statistic

		x	y	
Number of measured bars	N =	6	6	
Average measured cover	m =	33.2	36.8	mm
Standard deviation	sa =	14.1	12.9	mm
Maximum of measured covers	Max =	53	49	mm
Minimum of measured covers	Min =	19	19	mm
Span	R =	34	30	mm

Measured covers

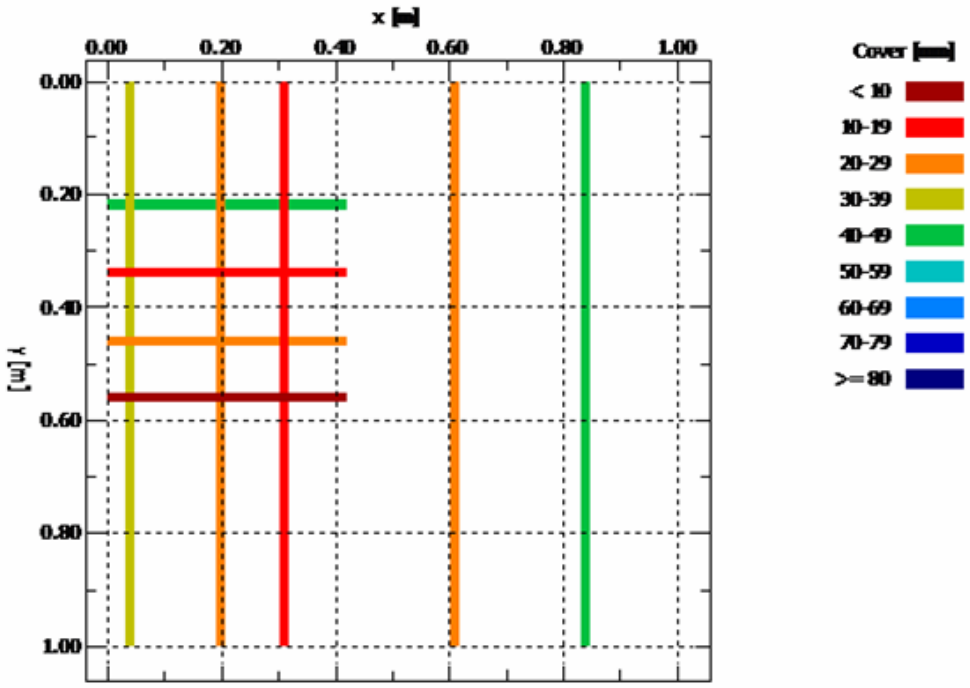
x [m]	Cover [mm]
0.02	47
0.21	33
0.31	53
0.54	19
0.74	27
0.82	20

y [m]	Cover [mm]
0.10	19
0.29	49
0.40	23
0.52	47
0.60	45
0.76	38

PROCEQ - PROFOMETER 5 (V2.2.2, 50.1427) **Rebar Locator**

Title: 200001 **Date:** 05-May-2016 **Name:**

Remarks:



Set parameters

Bar diameter	D =	16	mm
X grid width	dX =	10	mm
Y grid width	dY =	10	mm

Statistic

		x	y	
Number of measured bars	N =	5	4	
Average measured cover	m =	27.4	21.8	mm
Standard deviation	sa =	11.5	17.6	mm
Maximum of measured covers	Max =	43	47	mm
Minimum of measured covers	Min =	12	8	mm
Span	R =	31	39	mm

Measured covers

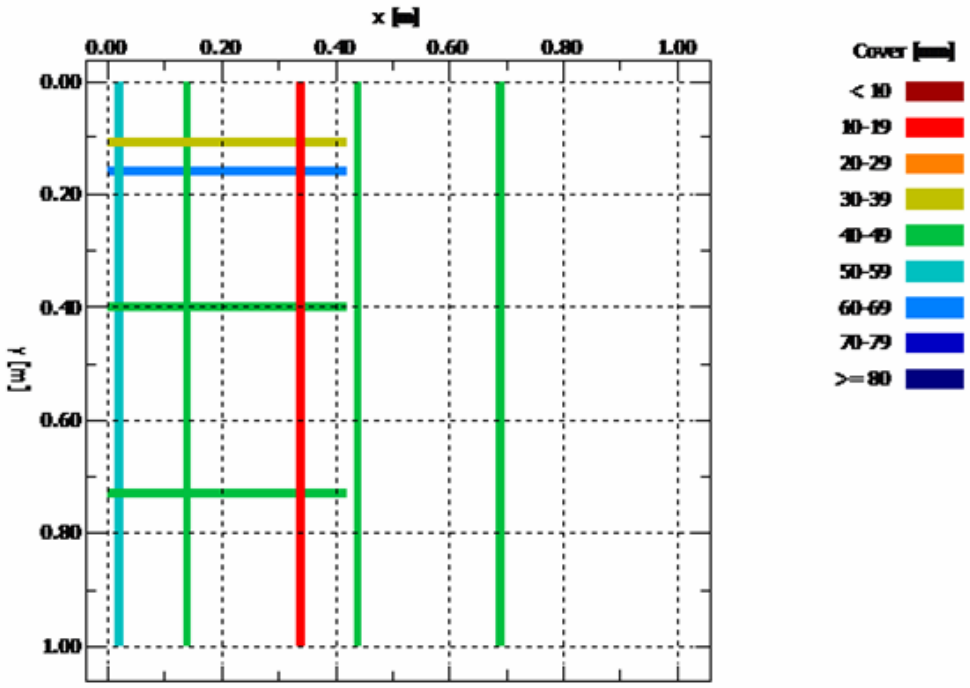
x [m]	Cover [mm]
0.04	33
0.20	25
0.31	12
0.61	24
0.84	43

y [m]	Cover [mm]
0.22	47
0.34	12
0.46	20
0.56	8

PROCEQ - PROFOMETER 5 (V2.2.2, 50.1427) **Rebar Locator**

Title: 200002 **Date:** 05-May-2016 **Name:**

Remarks:



Set parameters

Bar diameter	D =	16	mm
X grid width	dX =	10	mm
Y grid width	dY =	10	mm

Statistic

		x	y	
Number of measured bars	N =	5	4	
Average measured cover	m =	41.2	48.3	mm
Standard deviation	sa =	13.7	13.5	mm
Maximum of measured covers	Max =	54	67	mm
Minimum of measured covers	Min =	18	35	mm
Span	R =	36	32	mm

Measured covers

x [m]	Cover [mm]
0.02	54
0.14	47
0.34	18
0.44	45
0.69	42

y [m]	Cover [mm]
0.11	35
0.16	67
0.40	45
0.73	46

ДАННИ ОТ СКАНИРАНЕТО ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ ДИАМЕТЪРА НА АРМИРОВКА, ИЗВЪРШЕНО ПО БЕЗРАЗРУШИТЕЛЕН МЕТОД

СТАНДАРТИ: SN 505 262, DIN 1045, DGZfP B2, BS 1881:Part 204

УРЕД: PROCEQ PROFOMETER 5

ОПИС НА ТОЧКИТЕ НА ИЗМЕРВАНЕ:

Точка № 1 (100004): Сканиране на армировка (хоризонтална армировка) за определяне диаметърът ѝ в сутеренна стена ВХОД „А”

Точка № 2 (100005): Сканиране на армировка (вертикална армировка) за определяне диаметърът ѝ в сутеренна стена ВХОД „А”

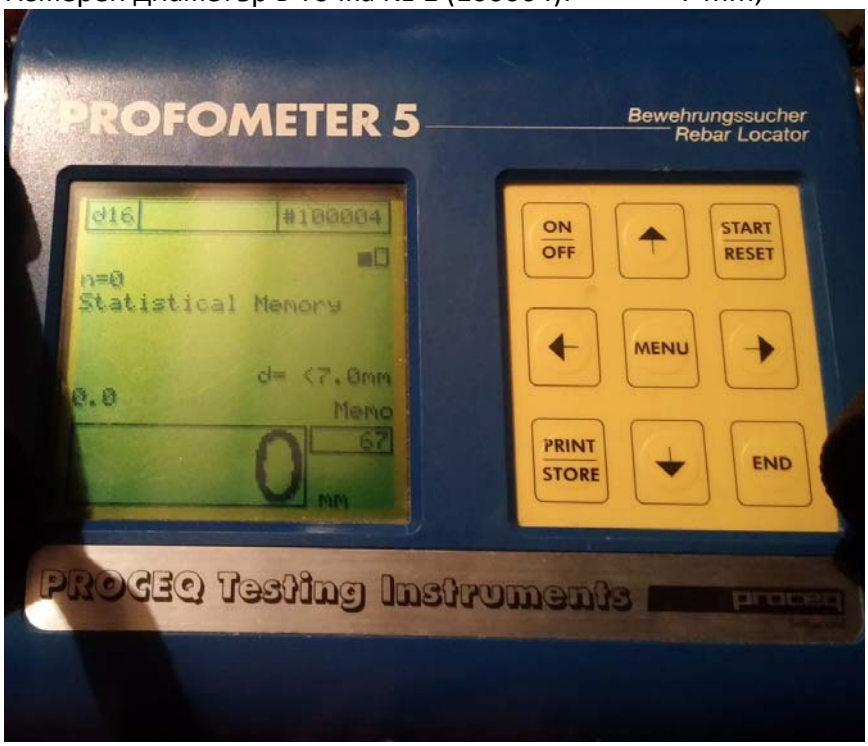
Точка № 3 (100008): Сканиране на армировка (хоризонтална армировка) за определяне диаметърът ѝ в надлъжна сутеренна стена ВХОД „Г”

Точка № 4 (100009): Сканиране на армировка (вертикална армировка) за определяне диаметърът ѝ в надлъжна сутеренна стена ВХОД „Г”

Точка № 5 (100011): Сканиране на армировка (хоризонтална армировка) за определяне диаметърът ѝ в напречна сутеренна стена ВХОД „Г”

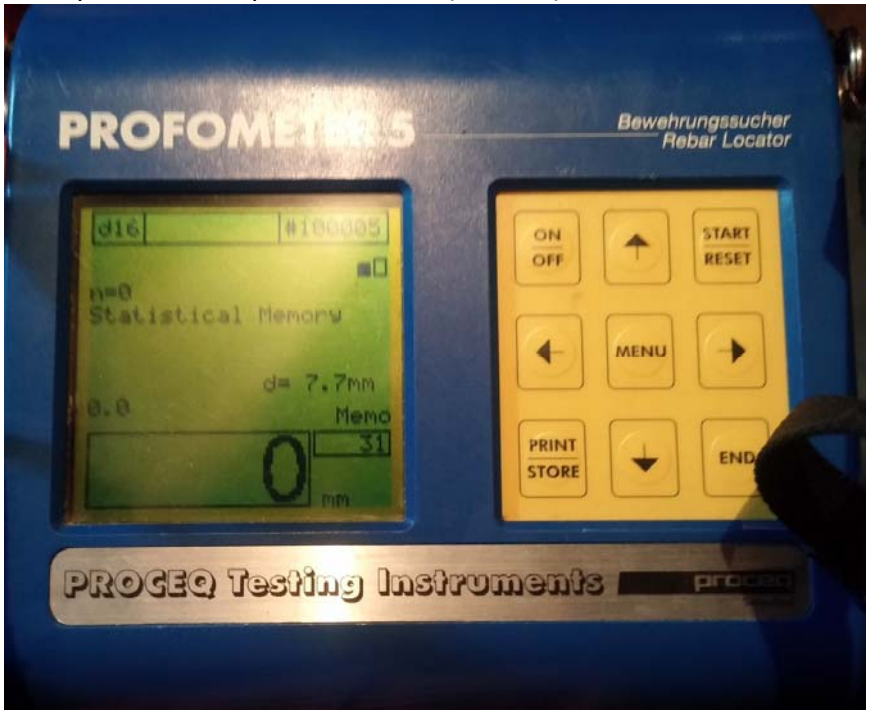
Точка № 6 (100012): Сканиране на армировка (вертикална армировка) за определяне диаметърът ѝ в напречна сутеренна стена ВХОД „Г”

Измерен диаметър в Точка № 1 (100004): <7 mm;



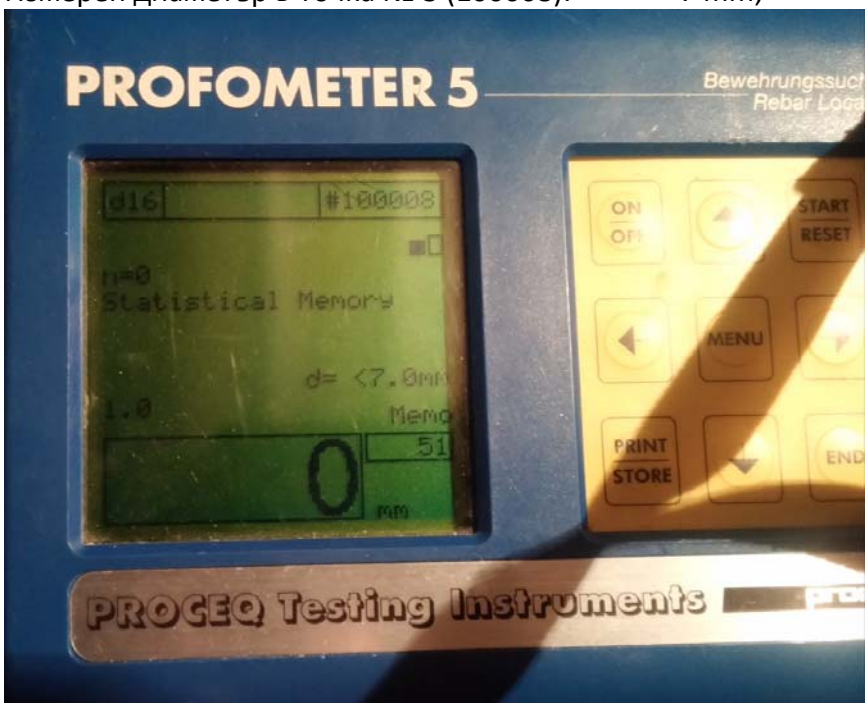
Предполагаем диаметър на армировката: ø 6.

Измерен диаметър в Точка № 2 (100005): 7.7 mm;



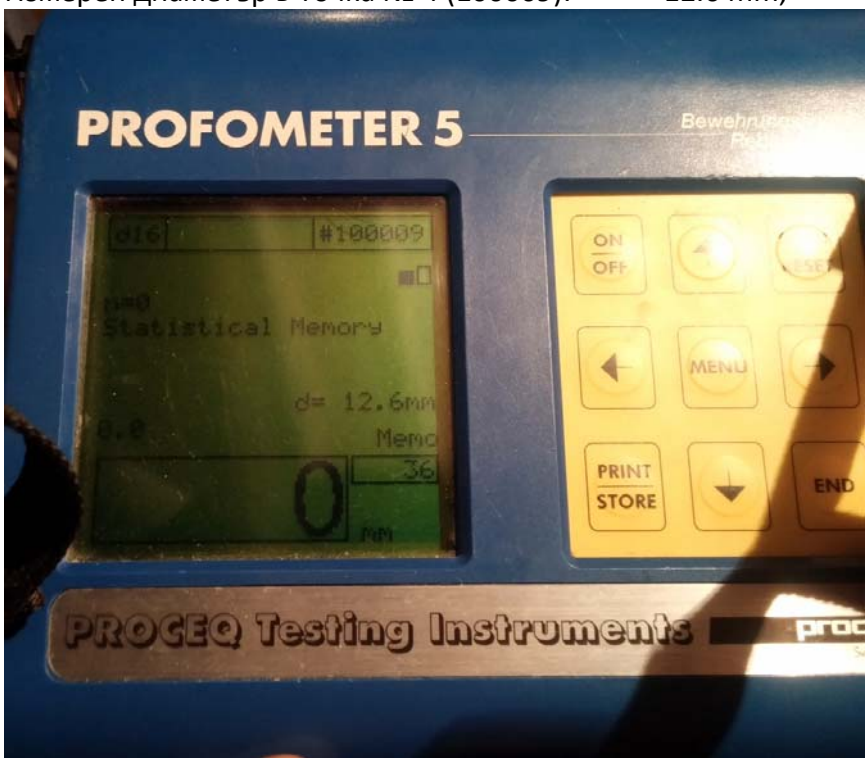
Предполагаем диаметър на армировката: ø 8.

Измерен диаметър в Точка № 3 (100008): <7 mm;



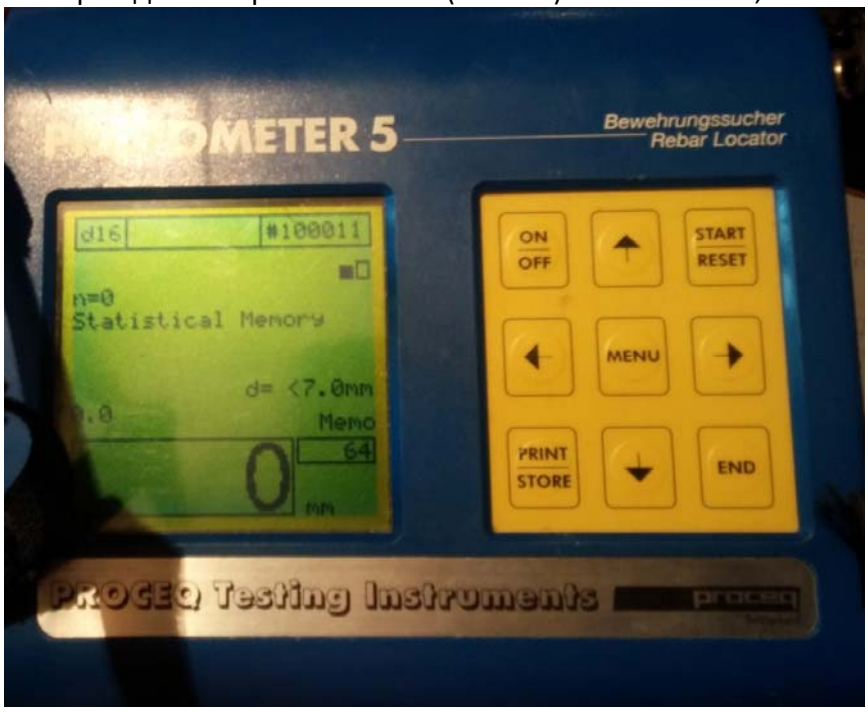
Предполагаем диаметър на армировката: ø 6.

Измерен диаметър в Точка № 4 (100009): 12.6 mm;



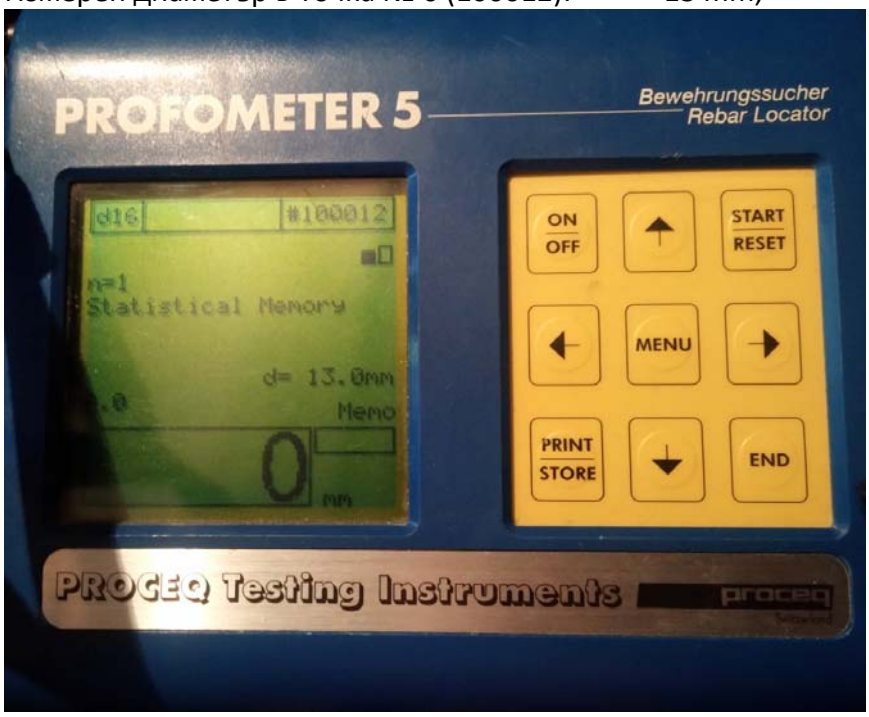
Предполагаем диаметър на армировката: ø 12.

Измерен диаметър в Точка № 5 (100011): <7 mm;



Предполагаем диаметър на армировката: ø 6.

Измерен диаметър в Точка № 6 (100012): 13 mm;



Предполагаем диаметър на армировката: ø 12.

ЗАБЕЛЕЖКИ:

1. **Измерването за определяне на диаметъра на армировката по използвания безразрушителен метод се влияе от много фактори, отчитането на които е много трудно в реални условия (без да може да методът да се калибрира с референтни измервания на познати диаметри).**

2. **В настоящия протокол са представени само резултатите, които са счетени за достоверни и са в съответствие с очакваните за изследваната конструктивната система.**

ПРИЛОЖЕНИЕ 3 – ОПРЕДЕЛЯНЕ ЯКОСТТА НА БЕТОНА В ЕЛЕМЕНТИТЕ НА КОНСТРУКЦИЯТА

ДАННИ ОТ ТЕСТОВЕТЕ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ ЯКОСТТА НА БЕТОНА ПО БЕЗРАЗРУШИТЕЛЕН МЕТОД

МЕТОД: ОПРЕДЕЛЯНЕ ЯКОСТТА НА НАТИСК НА БЕТОНА ЧРЕЗ ПОВЪРХНОСТНА ТВЪРДОСТ

СТАНДАРТИ: EN 12504-2:2012, EN 13791:2007

ВЪЗРАСТ НА БЕТОНА: > 3600 дни

ОПИС НА ТОЧКИТЕ НА ИЗМЕРВАНЕ:

Точка № 1: Надлъжна сутеренна стена в чело ВХОД „А”

Точка №2 : Надлъжна сутеренна стена в тяло стена ВХОД „А”

Точка № 3: Напречна сутеренна стена в тяло стена ВХОД „А”

Точка № 4 : Щурц на напречна сутеренна стена ВХОД „А”

Точка № 5 : Надлъжна сутеренна стена в чело ВХОД „Б”

Точка №6 : Надлъжна сутеренна стена в тяло стена ВХОД „Б”

Точка № 7 : Напречна сутеренна стена в тяло стена ВХОД „Б”

Точка № 8 : Щурц на напречна сутеренна стена ВХОД „Б”

Точка № 9 : Надлъжна сутеренна стена в чело ВХОД „Г”

Точка №10 : Надлъжна сутеренна стена в тяло стена ВХОД „Г”

Точка № 11 : Напречна сутеренна стена в тяло стена ВХОД „Г”

Точка № 12 : Щурц на напречна сутеренна стена ВХОД „Г”

ОБЕКТ:	**МНОГОФАМИЛНА ЖИЛИЩНА СГРАДА, РАЙОН „НАДЕЖДА” – Ж.К. „ЛЕВ ТОЛСТОЙ”, БЛОК 61, ВХ. А, Б,В, Г, ГР. СОФИЯ**

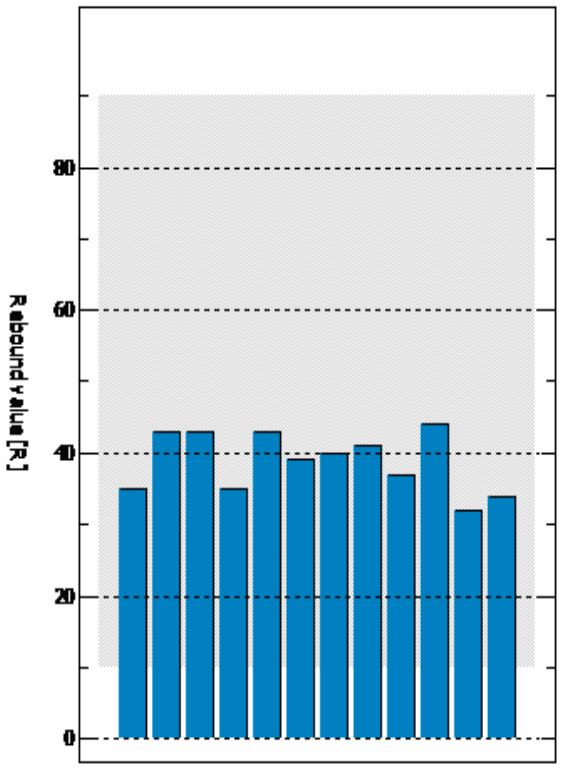
ПРОТОКОЛ № 1

Измерване: точка № 1

ОПРЕДЕЛЯНЕ ЯКОСТТА НА НАТИСК НА СТОМАНОБЕТОНЕН ЕЛЕМЕНТ ЧРЕЗ ПОВЪРХНОСТНА ТВЪРДОСТ

Стандартизиран метод:
-EN 12504-2:2012
-EN 13791:2007

Уред: PROCEQ DIGI-SCHMIDT 2000, MODEL ND
Коефициент за възраст на бетона: К=0.60 (>3600 дни)
Посока на удара : вертикално (отдолу-нагоре)
Условия на измерването: стандартни



Set parameters

Impact direction		↑	
Eliminate outliers		-	
Conversion curve		F1	
$f_c(R) = 0.0214R^2 + 0.30R + -6.7$			
Form factor		1.00	
Time factor		1.00	
Carbonation depth	d =	-	

Statistic

Number of measurements	N =	12	
Median rebound value	m =	39.5	R
Median compressive strength	fck =	38.5	MPa
Standard deviation	sa =	4.1	R
Maximum rebound value	Max =	44	R
Minimum rebound value	Min =	32	R
Span	R =	12	R

Measured rebound value [R]

35	43	43	35	43	39	40	41	37	44	32
34										

Отчетена вероятна якост на натиск:
Rb = 38.5 x 0.6 = 23.1 MPa
Извършил изпитването: ……
Дата: 25.06.2016

ОБЕКТ:	**МНОГОФАМИЛНА ЖИЛИЩНА СГРАДА, РАЙОН „НАДЕЖДА” – Ж.К. „ЛЕВ ТОЛСТОЙ”, БЛОК 61, ВХ. А, Б,В, Г, ГР. СОФИЯ**

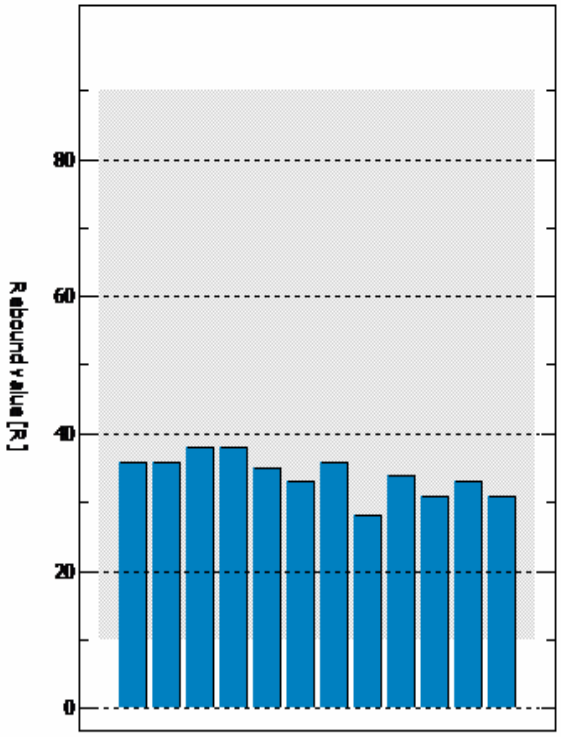
ПРОТОКОЛ № 2

Измерване: точка № 2

ОПРЕДЕЛЯНЕ ЯКОСТТА НА НАТИСК НА СТОМАНОБЕТОНЕН ЕЛЕМЕНТ ЧРЕЗ ПОВЪРХНОСТНА ТВЪРДОСТ

Стандартизиран метод:
-EN 12504-2:2012
-EN 13791:2007

Уред: PROCEQ DIGI-SCHMIDT 2000, MODEL ND
Коефициент за възраст на бетона: К=0.60 (>3600 дни)
Посока на удара : хоризонтално
Условия на измерването: стандартни



Set parameters

Impact direction		→
Eliminate outliers		-
Conversion curve		F1
fc(R) = 0.0214R² + 0.30 R + -6.7		
Form factor		1.00
Time factor		1.00
Carbonation depth	d =	-

Statistic

Number of measurements	N =	12	
Median rebound value	m =	34.5	R
Median compressive strength	fck =	29.1	MPa
Standard deviation	sa =	3.0	R
Maximum rebound value	Max =	38	R
Minimum rebound value	Min =	28	R
Span	R =	10	R

Measured rebound value [R]

36 36 38 38 35 33 36 28 34 31 33
31

Отчетена вероятна якост на натиск:
Rb = 29.1 x 0.6 = 17.5 MPa
Извършил изпитването: ……
Дата: 25.06.2016

ОБЕКТ:	**МНОГОФАМИЛНА ЖИЛИЩНА СГРАДА, РАЙОН „НАДЕЖДА” – Ж.К. „ЛЕВ ТОЛСТОЙ”, БЛОК 61, ВХ. А, Б,В, Г, ГР. СОФИЯ**

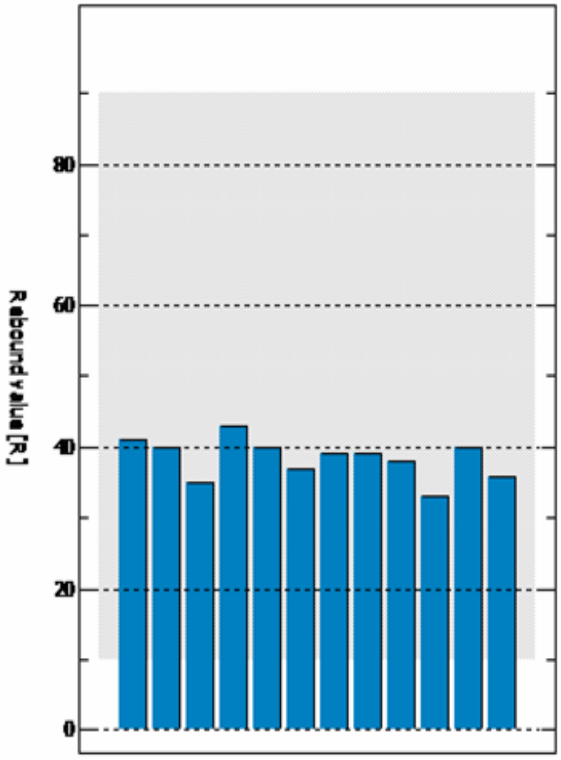
ПРОТОКОЛ № 3

Измерване: точка № 3

ОПРЕДЕЛЯНЕ ЯКОСТТА НА НАТИСК НА СТОМАНОБЕТОНЕН ЕЛЕМЕНТ ЧРЕЗ ПОВЪРХНОСТНА ТВЪРДОСТ

Стандартизиран метод:
-EN 12504-2:2012
-EN 13791:2007

Уред: PROCEQ DIGI-SCHMIDT 2000, MODEL ND
Коефициент за възраст на бетона: К=0.60 (>3600 дни)
Посока на удара : хоризонтално
Условия на измерването: стандартни



Set parameters

Impact direction		→
Eliminate outliers		-
Conversion curve		F1
fc(R) = 0.0214R² + 0.30 R + -6.7		
Form factor		1.00
Time factor		1.00
Carbonation depth	d =	-

Statistic

Number of measurements	N =	12	
Median rebound value	m =	39.0	R
Median compressive strength	fck =	37.5	MPa
Standard deviation	sa =	2.8	R
Maximum rebound value	Max =	43	R
Minimum rebound value	Min =	33	R
Span	R =	10	R

Measured rebound value [R]

41 40 35 43 40 37 39 39 38 33 40 36

Отчетена вероятна якост на натиск:
Rb = 37.5 x 0.6 = 22.5 MPa
Извършил изпитването: ……
Дата: 25.06.2016

ОБЕКТ:	**МНОГОФАМИЛНА ЖИЛИЩНА СГРАДА, РАЙОН „НАДЕЖДА” – Ж.К. „ЛЕВ ТОЛСТОЙ”, БЛОК 61, ВХ. А, Б,В, Г, ГР. СОФИЯ**

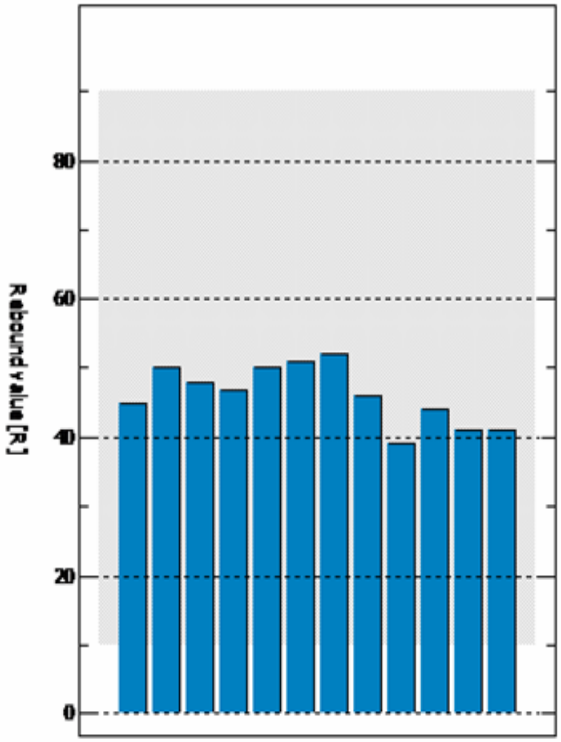
ПРОТОКОЛ № 4

Измерване: точка № 4

ОПРЕДЕЛЯНЕ ЯКОСТТА НА НАТИСК НА СТОМАНОБЕТОНЕН ЕЛЕМЕНТ ЧРЕЗ ПОВЪРХНОСТНА ТВЪРДОСТ

Стандартизиран метод:
-EN 12504-2:2012
-EN 13791:2007

Уред: PROCEQ DIGI-SCHMIDT 2000, MODEL ND
Коефициент за възраст на бетона: К=0.60 (>3600 дни)
Посока на удара : хоризонтално
Условия на измерването: стандартни



Set parameters

Impact direction		→	
Eliminate outliers		-	
Conversion curve		F1	
$f_c(R) = 0.0214R^2 + 0.30R + -6.7$			
Form factor		1.00	
Time factor		1.00	
Carbonation depth	d =	-	

Statistic

Number of measurements	N =	12	
Median rebound value	m =	46.5	R
Median compressive strength	fck =	53.5	MPa
Standard deviation	sa =	4.3	R
Maximum rebound value	Max =	52	R
Minimum rebound value	Min =	39	R
Span	R =	13	R

Measured rebound value [R]

45 50 48 47 50 51 52 46 39 44 41
41

Отчетена вероятна якост на натиск:
Rb = 53.5 x 0.6 = 32.1 MPa
Извършил изпитването: ……
Дата: 25.06.2016

ОБЕКТ:	**МНОГОФАМИЛНА ЖИЛИЩНА СГРАДА, РАЙОН „НАДЕЖДА” – Ж.К. „ЛЕВ ТОЛСТОЙ”, БЛОК 61, ВХ. А, Б,В, Г, ГР. СОФИЯ**

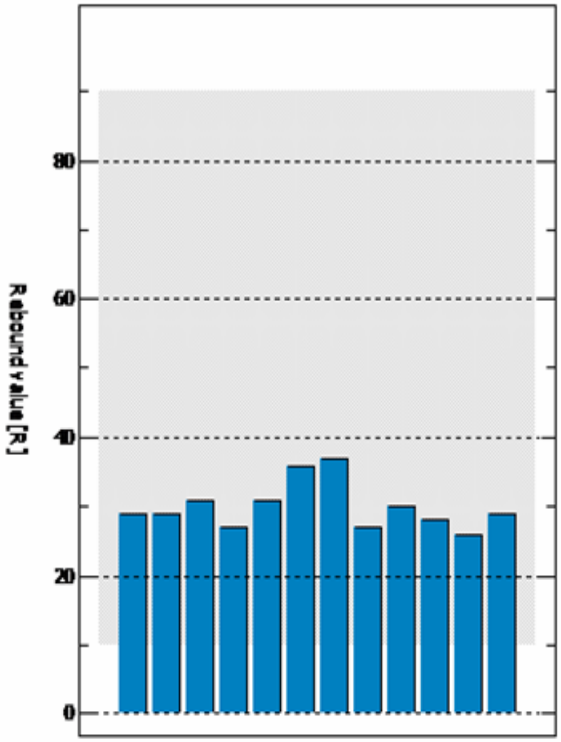
ПРОТОКОЛ № 5

Измерване: точка № 5

ОПРЕДЕЛЯНЕ ЯКОСТТА НА НАТИСК НА СТОМАНОБЕТОНЕН ЕЛЕМЕНТ ЧРЕЗ ПОВЪРХНОСТНА ТВЪРДОСТ

Стандартизиран метод:
-EN 12504-2:2012
-EN 13791:2007

Уред: PROCEQ DIGI-SCHMIDT 2000, MODEL ND
Коефициент за възраст на бетона: К=0.60 (>3600 дни)
Посока на удара : хоризонтално
Условия на измерването: стандартни



Set parameters

Impact direction		→	
Eliminate outliers		-	
Conversion curve		F1	
fc(R) = 0.0214 R² + 0.30 R + -6.7			
Form factor		1.00	
Time factor		1.00	
Carbonation depth	d =	-	

Statistic

Number of measurements	N =	12	
Median rebound value	m =	29.0	R
Median compressive strength	fck =	20.0	MPa
Standard deviation	sa =	3.4	R
Maximum rebound value	Max =	37	R
Minimum rebound value	Min =	26	R
Span	R =	11	R

Measured rebound value [R]

29	29	31	27	31	36	37	27	30	28	26
29										

Отчетена вероятна якост на натиск:
Rb = 20 x 0.6 = 12 MPa
Извършил изпитването: ……
Дата: 25.06.2016

ОБЕКТ:	**МНОГОФАМИЛНА ЖИЛИЩНА СГРАДА, РАЙОН „НАДЕЖДА” – Ж.К. „ЛЕВ ТОЛСТОЙ”, БЛОК 61, ВХ. А, Б,В, Г, ГР. СОФИЯ**

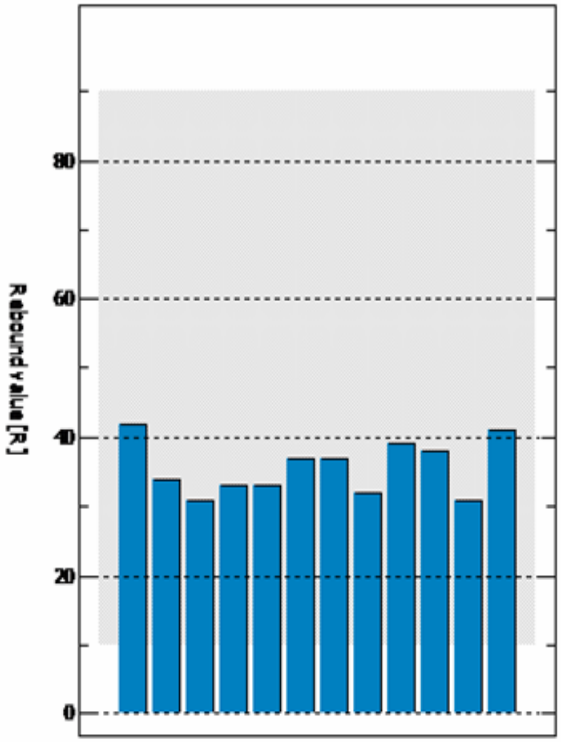
ПРОТОКОЛ № 6

Измерване: точка № 6

ОПРЕДЕЛЯНЕ ЯКОСТТА НА НАТИСК НА СТОМАНОБЕТОНЕН ЕЛЕМЕНТ ЧРЕЗ ПОВЪРХНОСТНА ТВЪРДОСТ

Стандартизиран метод:
-EN 12504-2:2012
-EN 13791:2007

Уред: PROCEQ DIGI-SCHMIDT 2000, MODEL ND
Коефициент за възраст на бетона: К=0.60 (>3600 дни)
Посока на удара : хоризонтално
Условия на измерването: стандартни



Set parameters

Impact direction		→
Eliminate outliers		-
Conversion curve		F1
$f_c(R) = 0.0214R^2 + 0.30R + -6.7$		
Form factor		1.00
Time factor		1.00
Carbonation depth	d =	-

Statistic

Number of measurements	N =	12	
Median rebound value	m =	35.5	R
Median compressive strength	fck =	30.9	MPa
Standard deviation	sa =	3.8	R
Maximum rebound value	Max =	42	R
Minimum rebound value	Min =	31	R
Span	R =	11	R

Measured rebound value [R]

42	34	31	33	33	37	37	32	39	38	31
41										

Отчетена вероятна якост на натиск:
Rb = 30.9 x 0.6 = 18.5 MPa
Извършил изпитването: ……
Дата: 25.06.2016

ОБЕКТ:	**МНОГОФАМИЛНА ЖИЛИЩНА СГРАДА, РАЙОН „НАДЕЖДА” – Ж.К. „ЛЕВ ТОЛСТОЙ”, БЛОК 61, ВХ. А, Б,В, Г, ГР. СОФИЯ**

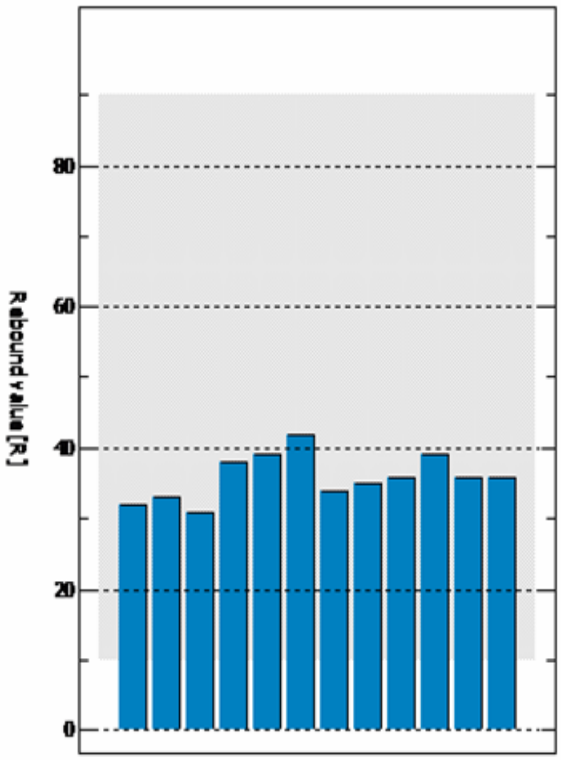
ПРОТОКОЛ № 7

Измерване: точка № 7

ОПРЕДЕЛЯНЕ ЯКОСТТА НА НАТИСК НА СТОМАНОБЕТОНЕН ЕЛЕМЕНТ ЧРЕЗ ПОВЪРХНОСТНА ТВЪРДОСТ

Стандартизиран метод:
-EN 12504-2:2012
-EN 13791:2007

Уред: PROCEQ DIGI-SCHMIDT 2000, MODEL ND
Коефициент за възраст на бетона: К=0.60 (>3600 дни)
Посока на удара : хоризонтално
Условия на измерването: стандартни



Set parameters

Impact direction		→	
Eliminate outliers		-	
Conversion curve		F1	
fc(R) = 0.0214 R² + 0.30 R + -6.7			
Form factor		1.00	
Time factor		1.00	
Carbonation depth	d =	-	

Statistic

Number of measurements	N =	12	
Median rebound value	m =	36.0	R
Median compressive strength	fck =	31.8	MPa
Standard deviation	sa =	3.2	R
Maximum rebound value	Max =	42	R
Minimum rebound value	Min =	31	R
Span	R =	11	R

Measured rebound value [R]

32	33	31	38	39	42	34	35	36	39	36
36										

Отчетена вероятна якост на натиск:
Rb = 31.8 x 0.6 = 19.1 MPa
Извършил изпитването: ……
Дата: 25.06.2016

ОБЕКТ:	**МНОГОФАМИЛНА ЖИЛИЩНА СГРАДА, РАЙОН „НАДЕЖДА” – Ж.К. „ЛЕВ ТОЛСТОЙ”, БЛОК 61, ВХ. А, Б,В, Г, ГР. СОФИЯ**

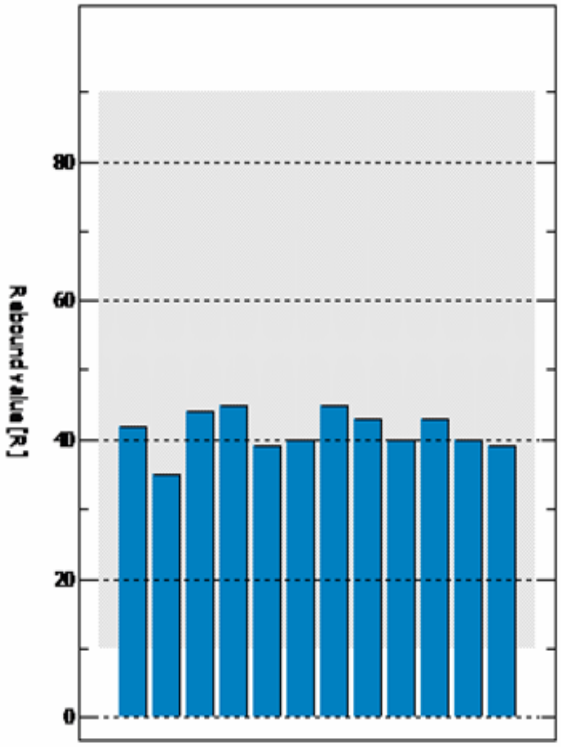
ПРОТОКОЛ № 8

Измерване: точка № 8

ОПРЕДЕЛЯНЕ ЯКОСТТА НА НАТИСК НА СТОМАНОБЕТОНЕН ЕЛЕМЕНТ ЧРЕЗ ПОВЪРХНОСТНА ТВЪРДОСТ

Стандартизиран метод:
-EN 12504-2:2012
-EN 13791:2007

Уред: PROCEQ DIGI-SCHMIDT 2000, MODEL ND
Коефициент за възраст на бетона: К=0.60 (>3600 дни)
Посока на удара : хоризонтално
Условия на измерването: стандартни



Set parameters

Impact direction		→	
Eliminate outliers		-	
Conversion curve		F1	
fc(R) = 0.0214 R² + 0.30 R + -6.7			
Form factor		1.00	
Time factor		1.00	
Carbonation depth	d =	-	

Statistic

Number of measurements	N =	12	
Median rebound value	m =	41.0	R
Median compressive strength	fck =	41.6	MPa
Standard deviation	sa =	3.0	R
Maximum rebound value	Max =	45	R
Minimum rebound value	Min =	35	R
Span	R =	10	R

Measured rebound value [R]

42 35 44 45 39 40 45 43 40 43 40
39

Отчетена вероятна якост на натиск:
Rb = 41.6 x 0.6 = 24.9 MPa
Извършил изпитването: ……
Дата: 25.06.2016

ОБЕКТ:	**МНОГОФАМИЛНА ЖИЛИЩНА СГРАДА, РАЙОН „НАДЕЖДА” – Ж.К. „ЛЕВ ТОЛСТОЙ”, БЛОК 61, ВХ. А, Б,В, Г, ГР. СОФИЯ**

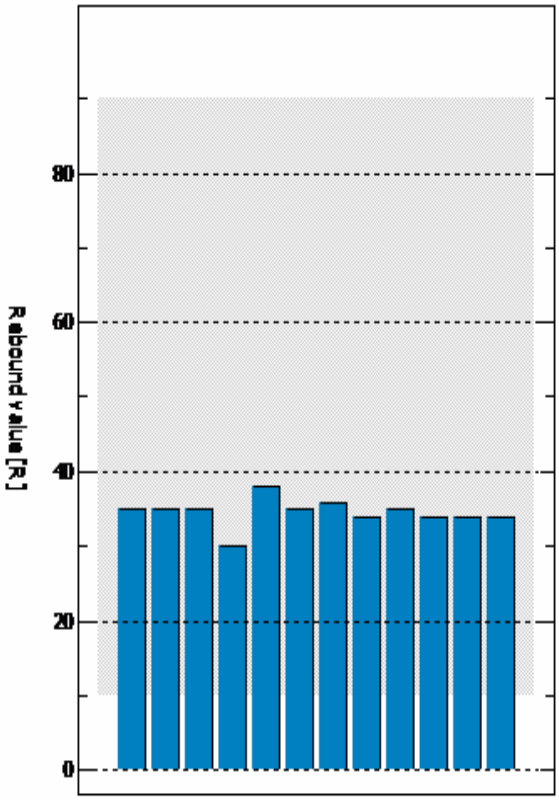
ПРОТОКОЛ № 9

Измерване: точка № 9

ОПРЕДЕЛЯНЕ ЯКОСТТА НА НАТИСК НА СТОМАНОБЕТОНЕН ЕЛЕМЕНТ ЧРЕЗ ПОВЪРХНОСТНА ТВЪРДОСТ

Стандартизиран метод:
-EN 12504-2:2012
-EN 13791:2007

Уред: PROCEQ DIGI-SCHMIDT 2000, MODEL ND
Коефициент за възраст на бетона: К=0.60 (>3600 дни)
Посока на удара : хоризонтално
Условия на измерването: стандартни



Set parameters

Impact direction		→	
Eliminate outliers		-	
Conversion curve		F1	
fc(R) = 0.0214 R² + 0.30 R + -6.7			
Form factor		1.00	
Time factor		1.00	
Carbonation depth	d =	-	

Statistic

Number of measurements	N =	12	
Median rebound value	m =	35.0	R
Median compressive strength	fck =	30.0	MPa
Standard deviation	sa =	1.8	R
Maximum rebound value	Max =	38	R
Minimum rebound value	Min =	30	R
Span	R =	8	R

Measured rebound value [R]

35 35 35 30 38 35 36 34 35 34 34
34

Отчетена вероятна якост на натиск:
Rb = 30 x 0.6 = 18 MPa
Извършил изпитването: ……
Дата: 25.06.2016

ОБЕКТ:	**МНОГОФАМИЛНА ЖИЛИЩНА СГРАДА, РАЙОН „НАДЕЖДА” – Ж.К. „ЛЕВ ТОЛСТОЙ”, БЛОК 61, ВХ. А, Б,В, Г, ГР. СОФИЯ**

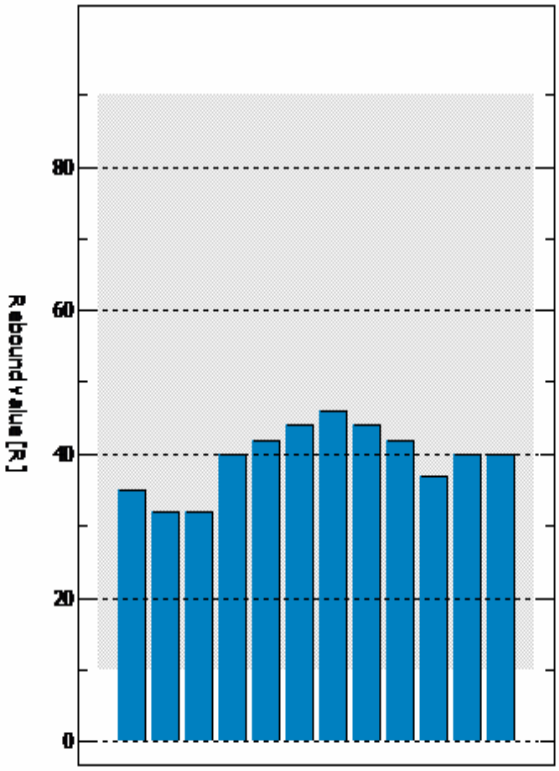
ПРОТОКОЛ № 10

Измерване: точка № 10

ОПРЕДЕЛЯНЕ ЯКОСТТА НА НАТИСК НА СТОМАНОБЕТОНЕН ЕЛЕМЕНТ ЧРЕЗ ПОВЪРХНОСТНА ТВЪРДОСТ

Стандартизиран метод:
-EN 12504-2:2012
-EN 13791:2007

Уред: PROCEQ DIGI-SCHMIDT 2000, MODEL ND
Коефициент за възраст на бетона: К=0.60 (>3600 дни)
Посока на удара : хоризонтално
Условия на измерването: стандартни



Set parameters

Impact direction		→	
Eliminate outliers		-	
Conversion curve		F1	
$f_c(R) = 0.0214R^2 + 0.30R + -6.7$			
Form factor		1.00	
Time factor		1.00	
Carbonation depth	d =	-	

Statistic

Number of measurements	N =	12	
Median rebound value	m =	40.0	R
Median compressive strength	fck =	39.5	MPa
Standard deviation	sa =	4.6	R
Maximum rebound value	Max =	46	R
Minimum rebound value	Min =	32	R
Span	R =	14	R

Measured rebound value [R]

35 32 32 40 42 44 46 44 42 37 40
40

Отчетена вероятна якост на натиск:
Rb = 39.5 x 0.6 = 23.7 MPa
Извършил изпитването: ……
Дата: 25.06.2016

ОБЕКТ:	**МНОГОФАМИЛНА ЖИЛИЩНА СГРАДА, РАЙОН „НАДЕЖДА” – Ж.К. „ЛЕВ ТОЛСТОЙ”, БЛОК 61, ВХ. А, Б,В, Г, ГР. СОФИЯ**

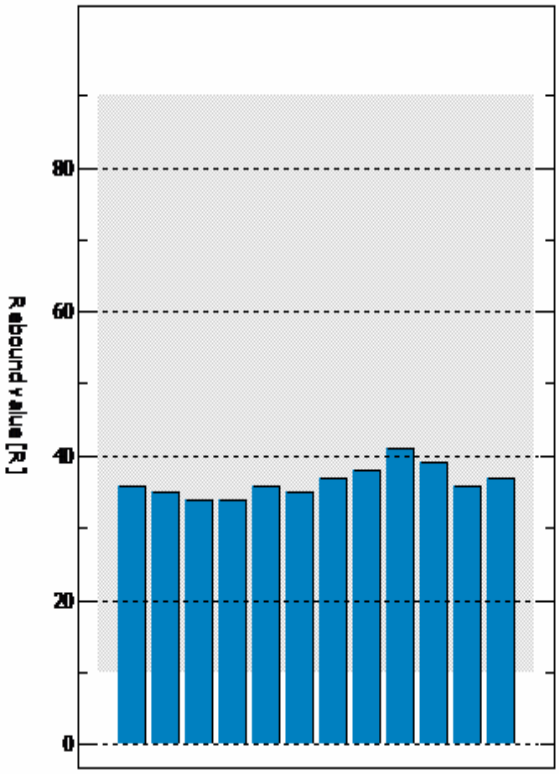
ПРОТОКОЛ № 11

Измерване: точка № 11

ОПРЕДЕЛЯНЕ ЯКОСТТА НА НАТИСК НА СТОМАНОБЕТОНЕН ЕЛЕМЕНТ ЧРЕЗ ПОВЪРХНОСТНА ТВЪРДОСТ

Стандартизиран метод:
-EN 12504-2:2012
-EN 13791:2007

Уред: PROCEQ DIGI-SCHMIDT 2000, MODEL ND
Коефициент за възраст на бетона: К=0.60 (>3600 дни)
Посока на удара : хоризонтално
Условия на измерването: стандартни



Set parameters

Impact direction		→	
Eliminate outliers		-	
Conversion curve		F1	
$f_c(R) = 0.0214R^2 + 0.30R + -6.7$			
Form factor		1.00	
Time factor		1.00	
Carbonation depth	d =	-	

Statistic

Number of measurements	N =	12	
Median rebound value	m =	36.0	R
Median compressive strength	fck =	31.8	MPa
Standard deviation	sa =	2.1	R
Maximum rebound value	Max =	41	R
Minimum rebound value	Min =	34	R
Span	R =	7	R

Measured rebound value [R]

36 35 34 34 36 35 37 38 41 39 36 37

Отчетена вероятна якост на натиск:
Rb = 31.8 x 0.6 = 19.1 MPa
Извършил изпитването: ……
Дата: 25.06.2016

ОБЕКТ:	**МНОГОФАМИЛНА ЖИЛИЩНА СГРАДА, РАЙОН „НАДЕЖДА” – Ж.К. „ЛЕВ ТОЛСТОЙ”, БЛОК 61, ВХ. А, Б,В, Г, ГР. СОФИЯ**

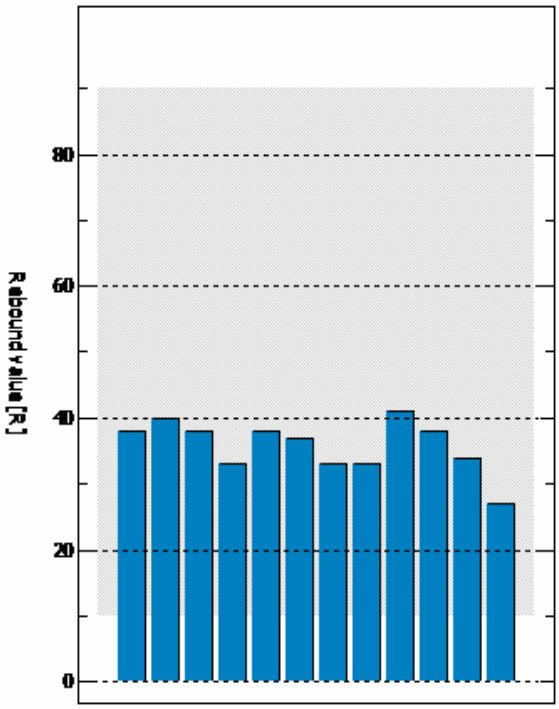
ПРОТОКОЛ № 12

Измерване: точка № 12

ОПРЕДЕЛЯНЕ ЯКОСТТА НА НАТИСК НА СТОМАНОБЕТОНЕН ЕЛЕМЕНТ ЧРЕЗ ПОВЪРХНОСТНА ТВЪРДОСТ

Стандартизиран метод:
-EN 12504-2:2012
-EN 13791:2007

Уред: PROCEQ DIGI-SCHMIDT 2000, MODEL ND
Коефициент за възраст на бетона: К=0.60 (>3600 дни)
Посока на удара : хоризонтално
Условия на измерването: стандартни



Set parameters

Impact direction		→	
Eliminate outliers		-	
Conversion curve		F1	
fc(R) = 0.0214 R² + 0.30 R + -6.7			
Form factor		1.00	
Time factor		1.00	
Carbonation depth	d =	-	

Statistic

Number of measurements	N =	12	
Median rebound value	m =	37.5	R
Median compressive strength	fck =	34.6	MPa
Standard deviation	sa =	3.9	R
Maximum rebound value	Max =	41	R
Minimum rebound value	Min =	27	R
Span	R =	14	R

Measured rebound value [R]

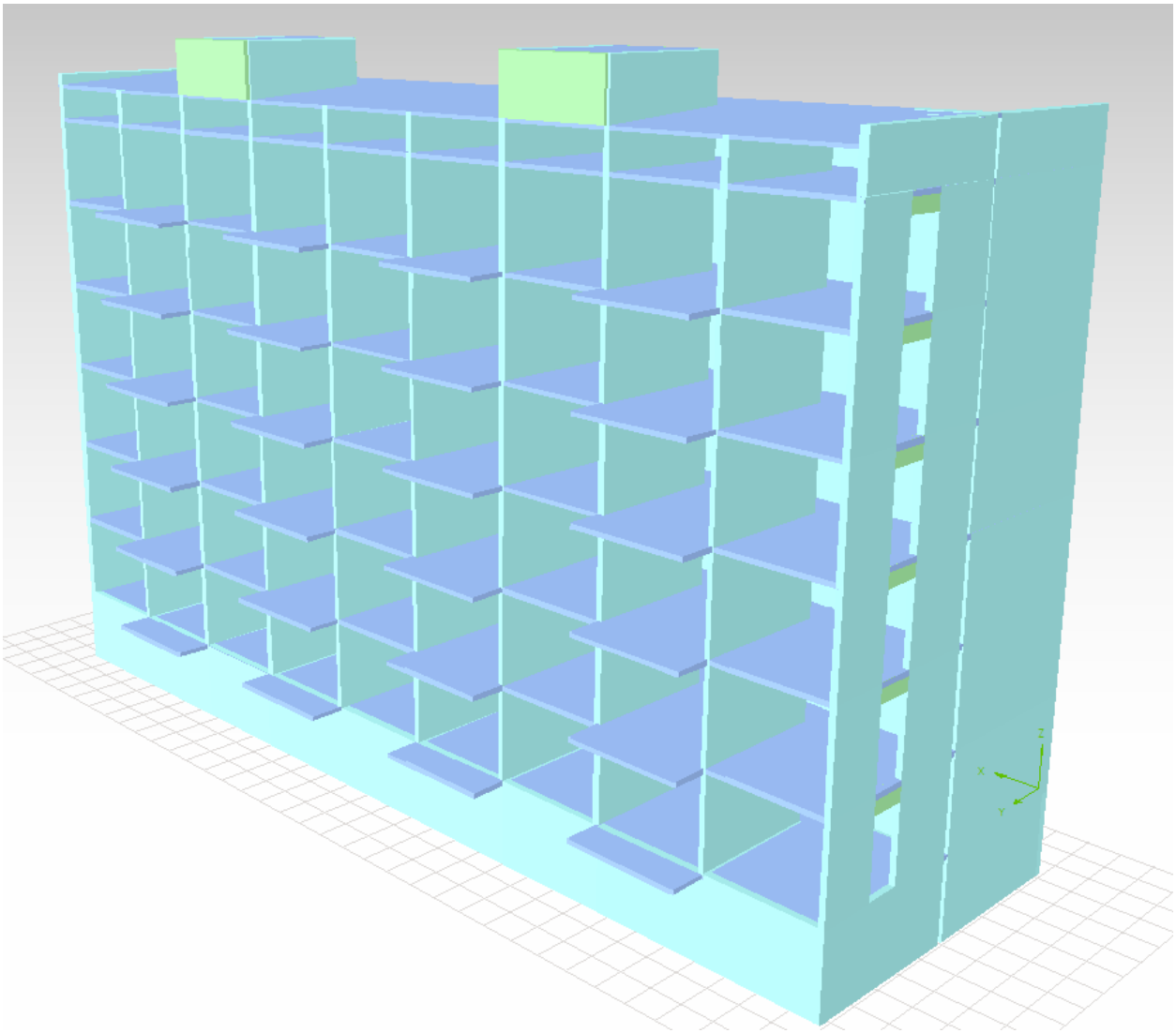
38 40 38 33 38 37 33 33 41 38 34
27

Отчетена вероятна якост на натиск:
Rb = 34.6 x 0.6 = 20.8 MPa
Извършил изпитването: ……
Дата: 25.06.2016

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

АНАЛИЗ НА КОНСТРУКЦИЯТА С ПРОСТРАНСТВЕН МОДЕЛ

СЕКЦИЯ А и Б



Резултати от сеизмичния анализ съгласно Наредба № РД-02-20-2 от 27.01.2012г

Настройки за анализ

Вид конструкция:	3D - Пространствена рамка - Ux, Uy, Uz, Rx, Ry, Rz
Подпиране на колоните:	запъване
Динамичен анализ:	да
Коеф. за коравината на шайбите в критичната зона:	1
Брой собствени форми:	21
Комбинация по форми:	CQC
Комбинация по направления:	SRSS
Корави диафрагми на етажите:	да

Етажи

№	Име	Кота, m	$h_{ет}$, m	X_M, m	Y_M, m	M, t	I_m, tm^2
0	Фундамент	-2.60					
1	Етаж 1	-0.05	2.55	16.11	5.22	535.14	56692.07
2	Етаж 2	2.85	2.90	16.07	5.20	479.55	50995.29
3	Етаж 3	5.75	2.90	16.13	5.25	479.57	50806.23
4	Етаж 4	8.65	2.90	16.17	5.27	481.43	51096.63
5	Етаж 5	11.55	2.90	16.17	5.27	481.43	51096.63
6	Етаж 6	14.45	2.90	16.15	5.20	475.11	50332.75
7	Етаж 7	17.32	2.87	16.23	5.07	296.92	31785.32
8	Етаж 8	18.40	1.08	16.33	5.20	179.66	19451.56
9	Етаж 9	20.10	1.70	16.20	8.30	28.04	1561.05

Товарни състояния

No	Състояние	Тип
1	Собствено тегло	Собствено тегло
2	Постоянно	Постоянно
3	Временно	Експлоатационно кат. А
4	зидове	Постоянно
5	сняг	Сняг H < 1000m
6	земетръс	Сеизмично въздействие

Сеизмично въздействие

Хоризонтална компонента

Вид на спектъра: Вид1
Изчислително ускорение: ag= 0.27g
Тип почва: C
S= 1
TB= 0.001s
TC= 0.48s
TD= 1.5s
Вискозно затихване: ksi= 5.00%
Коефициент на поведение: q= 4.00
Коеф. за мин. стойност: beta= 0.20
Вертикална компонента: не
Клас на значимост: II
Коефициент на значимост: gamaI= 1.00
Комб. за изчисляване на масите: 3

Съчетания на натоварванията

	Тип	Съст.1	Съст.2	Съст.3	Съст.4	Съст.5	Съст.6
Комб. 1	SLS	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00
Комб. 2	SLS	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00

Комб. 3	SLS	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.00
Комб. 4	SLS	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00	0.00
Комб. 5	ULS	1.20	1.35	1.30	1.25	0.00	0.00
Комб. 6	ULS	1.20	1.35	0.00	1.25	1.40	0.00
Комб. 7	ULS	1.20	1.35	1.30	1.25	1.00	0.00
Комб. 8	ULS	1.20	1.35	1.05	1.25	1.40	0.00
Комб. 9	ULS	1.00	1.00	0.85	1.00	0.75	1.00
Комб. 10	ULS	1.00	1.00	0.85	1.00	0.75	-1.00

Резултати

Собствени форми

Форма	Период T, s	Честота f, Hz	Кр.чест. W, rad/s	Соб.ст-ст $(rad/s)^2$
1	0.3574	2.7981	17.58	309.10
2	0.3216	3.1094	19.54	381.69
3	0.2295	4.3576	27.38	749.65
4	0.1388	7.2047	45.27	2049.24
5	0.0716	13.9669	87.76	7701.19
6	0.0713	14.0315	88.16	7772.68
7	0.0636	15.7122	98.72	9746.11
8	0.0408	24.4954	153.91	23688.01
9	0.0317	31.5497	198.23	39296.22
10	0.0293	34.0855	214.17	45866.83
11	0.0284	35.1877	221.09	48881.23
12	0.0236	42.3747	266.25	70887.97
13	0.0208	48.1904	302.79	91681.49
14	0.0202	49.5540	311.36	96943.21
15	0.0184	54.4692	342.24	117128.26
16	0.0156	64.0246	402.28	161827.86
17	0.0152	65.8025	413.45	170940.12
18	0.0142	70.4672	442.76	196035.05
19	0.0129	77.7726	488.66	238788.22
20	0.0124	80.3794	505.04	255063.99
21	0.0118	85.0051	534.10	285265.80

Коефициенти за участие на масите

Форма	За отделните форми по			Сумарно по направление		
	X, %	Y, %	Z, %	X, %	Y, %	Z, %
1	0.00	60.50	0.00	0.00	60.50	0.00
2	0.09	0.84	0.00	0.10	61.34	0.00
3	70.45	0.00	0.00	70.54	61.34	0.00
4	1.59	0.00	0.00	72.14	61.34	0.00
5	10.40	1.02	0.00	82.54	62.36	0.00

6	0.56	20.42	0.00	83.10	82.78	0.00
7	0.01	1.22	0.00	83.11	84.00	0.00
8	3.64	0.00	0.00	86.75	84.00	0.00
9	0.00	8.06	0.00	86.75	92.06	0.00
10	1.84	0.00	0.00	88.59	92.06	0.00
11	0.00	0.64	0.00	88.59	92.70	0.00
12	0.92	0.00	0.00	89.51	92.70	0.00
13	0.31	0.00	0.00	89.83	92.70	0.00
14	0.00	3.79	0.00	89.83	96.49	0.00
15	0.00	0.36	0.00	89.83	96.85	0.00
16	10.13	0.00	0.00	99.96	96.85	0.00
17	0.02	1.71	0.00	99.98	98.56	0.00
18	0.01	0.20	0.00	100.00	98.76	0.00
19	0.00	0.58	0.00	100.00	99.34	0.00
20	0.00	0.19	0.00	100.00	99.54	0.00
21	0.00	0.25	0.00	100.00	99.78	0.00

Проверка на междуетажните премествания от сеизмично въздействие

Етаж	Етажни, еластични		Междуетажни		По норми	Проверка	
	D_{xs},mm	D_{ys},mm	D_{xr},mm	D_{yr},mm	h.R/50	Dx<h.R/50	Dy<h.R/50
1	0.28	0.6	0.28	0.6	14.00	Изпълнено	Изпълнено
2	7.23	2.71	6.95	2.11	14.00	Изпълнено	Изпълнено
3	9.45	6.47	2.22	3.76	14.00	Изпълнено	Изпълнено
4	14.61	11.4	5.16	4.93	14.00	Изпълнено	Изпълнено
5	23.55	17.09	8.94	5.69	14.00	Изпълнено	Изпълнено
6	44.14	23.18	20.59	6.09	14.00	Не е изпълнено	Изпълнено
7	61.28	29.29	17.14	6.11	14.00	Не е изпълнено	Изпълнено
8	77.61	31.58	16.33	2.29	14.00	Не е изпълнено	Изпълнено
9	96.36	35.28	18.75	3.7	14.00	Не е изпълнено	Изпълнено

Етажни сеизмични сили и моменти

Етаж	Ускорения			Инерционни сили		
	a_x, m/s^2	a_y, m/s^2	w_z, rad/s^2	F_x, kN	F_y, kN	M_z, kNm
1	1.3159	0.7460	0.0153	704.18	399.20	867.17
2	0.9796	1.0616	0.0266	469.78	509.07	1357.86
3	1.2348	1.2793	0.0299	592.17	613.50	1516.80
4	1.4700	1.4470	0.0304	707.69	696.64	1555.01
5	1.6970	1.6123	0.0298	816.99	776.23	1523.03
6	1.9576	1.8827	0.0297	930.09	894.50	1493.84
7	2.2669	2.4318	0.0376	673.08	722.05	1196.34
8	2.3791	2.7771	0.0483	427.41	498.92	938.64
9	4.1414	3.6483	0.0966	116.11	102.28	150.77

Обща напречна сила от земетръс

Етаж	Напречни сили		
	V_x, kN	V_y, kN	M_z, kNm
1	4115.99	3731.60	5894.63
2	4037.38	3637.26	5618.24
3	3803.92	3445.61	5106.54
4	3393.65	3134.19	4484.09
5	2818.49	2695.16	3841.17
6	2081.81	2104.40	3154.74
7	1187.86	1310.71	2198.65
8	517.83	596.42	1053.41
9	116.11	102.28	150.79

Центрове на коравина и ексцентрицитети

Етаж	Център на коравина		Център на масите		Ексцентрицитети	
	X_k, m	Y_k, m	X_m, m	Y_m, m	E_{ox}, m	E_{oy}, m
1	16.2084	5.0127	16.1053	5.2153	-0.1032	0.2026
2	16.5629	5.0790	16.0717	5.2014	-0.4912	0.1224
3	16.6514	5.0929	16.1270	5.2496	-0.5244	0.1567
4	16.6193	5.0976	16.1689	5.2729	-0.4503	0.1753
5	16.5667	5.0992	16.1689	5.2729	-0.3978	0.1737
6	16.5182	5.0996	16.1541	5.2026	-0.3641	0.1030
7	16.4675	5.1002	16.2322	5.0750	-0.2352	-0.0252
8	16.4573	5.1004	16.3293	5.1971	-0.1280	0.0967
9	16.4271	5.3013	16.2000	8.3000	-0.2271	2.9987

$E_{ox} = X_m - X_k$, $E_{oy} = Y_m - Y_k$

Критерии за регулярност в план

Етаж	Ин.радиус	Радиуси на усукване				Проверка
	I_s, m	R_x, m	R_y, m	$0.3R_x$, m	$0.3R_y$, m	
1	10.2927	11.8513	10.3465	3.5554	3.1040	
2	10.3121	11.3099	14.2554	3.3930	4.2766	
3	10.2927	11.2326	11.9900	3.3698	3.5970	
4	10.3022	11.2716	9.9363	3.3815	2.9809	**$I_s>R_y$**
5	10.3022	11.3236	8.4569	3.3971	2.5371	**$I_s>R_y$**
6	10.2926	11.3690	7.3981	3.4107	2.2194	**$I_s>R_y$**
7	10.3465	11.4075	6.6372	3.4222	1.9912	**$I_s>R_y$**
8	10.4053	11.3931	6.3763	3.4179	1.9129	**$I_s>R_y$**
9	7.4619	11.1358	22.8880	3.3408	6.8664	

Проверки: $I_s \leq R_x$, $I_s \leq R_y$, $E_{ox} \leq 0.3R_x$, $E_{oy} \leq 0.3R_y$

$I_s = \sqrt{I_m/M}$, $R_x = \sqrt{K_m/K_y}$, $R_y = \sqrt{K_m/K_x}$

Конструкцията е нерегулярна в план

Конструкцията е усукващо-деформируема

Чувствителност към ефекти от втори ред

Етаж	P_{tot}, kN	V_{tot}, kN	d_r, mm	$h_{ет}$, m	theta	1/(1-theta)
1	35529.07	5555.74	0.66	2.55	0.0017 < 0.10	
2	29656.83	5434.16	2.88	2.90	0.0054 < 0.10	
3	24882.23	5132.45	4.36	2.90	0.0073 < 0.10	
4	20095.53	4619.53	5.38	2.90	0.0081 < 0.10	
5	15280.51	3899.71	6.01	2.90	0.0081 < 0.10	
6	10465.48	2960.14	6.29	2.90	0.0077 < 0.10	
7	5735.44	1768.89	6.22	2.87	0.0070 < 0.10	
8	2349.82	789.85	2.32	1.08	0.0064 < 0.10	
9	338.70	154.73	8.59	1.70	0.0111 < 0.10	

theta = $P_{tot}d_r$ / $V_{tot}H_{ет}$

Нормализирани осови сили в шайби

Шайба	Ш1	Ш2	Ш3	Ш4	Ш5	Ш6	Ш7	Ш8	Ш9
Етаж 1	0.36	0.25	0.22	0.56	0.23	0.21	0.24	0.17	0.25
Етаж 2	0.38	0.35	0.24	0.50	0.40	0.28	0.17	0.28	0.39
Етаж 3	0.31	0.30	0.20	0.39	0.34	0.23	0.14	0.23	0.33
Етаж 4	0.25	0.24	0.16	0.29	0.26	0.18	0.12	0.18	0.25
Етаж 5	0.19	0.18	0.12	0.20	0.18	0.14	0.09	0.14	0.18
Етаж 6	0.12	0.12	0.08	0.12	0.12	0.09	0.06	0.09	0.11
Етаж 7	0.06	0.06	0.05	0.06	0.06	0.05	0.04	0.05	0.06
Етаж 8	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.02	0.02
Етаж 9	0.02	0.02							

Шайба	Ш10	Ш11	Ш12	Ш13	Ш14	Ш15	Ш16
Етаж 1	0.58		0.22	0.57	0.54	0.20	0.23
Етаж 2	0.51		0.10	0.50	0.45	0.11	0.11
Етаж 3	0.38		0.09	0.42	0.39	0.09	0.09
Етаж 4	0.28		0.07	0.34	0.32	0.07	0.08
Етаж 5	0.20		0.06	0.26	0.24	0.06	0.06
Етаж 6	0.12		0.04	0.18	0.17	0.04	0.04
Етаж 7	0.06		0.02	0.11	0.11	0.02	0.02
Етаж 8	0.02		0.01	0.01		0.01	0.01
Етаж 9							

$v = N_{Ed} / A.R_{bn} < 0.50$

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

ВЪЗСТАНОВЯВАНЕ НА БЕТОННОТО ПОКРИТИЕ НА АРМИРОВКАТА И ЕРОЗИЯ В БЕТОНА

Ремонтните работи се изразяват в следното:

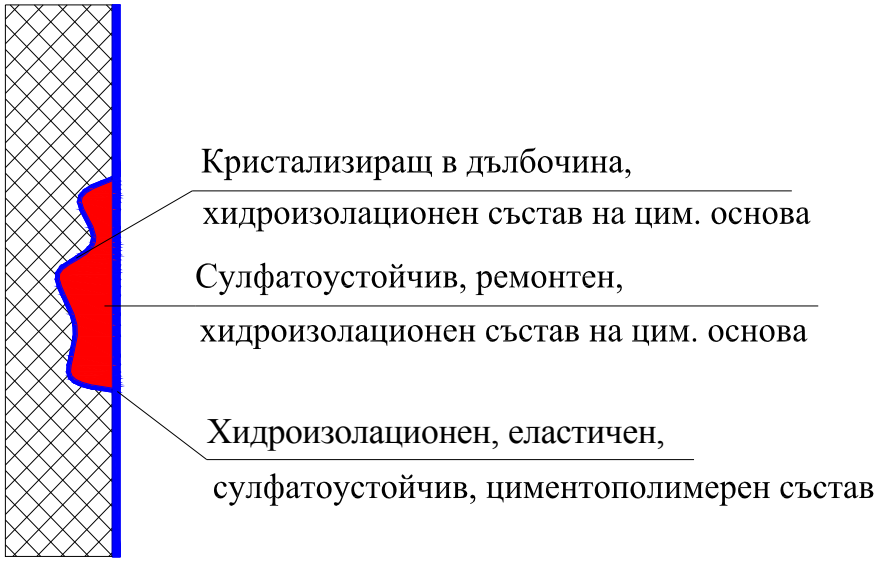
1. Подготовка на основата

- изчукване (механично отстраняване) на обрушени и компрометирани участъци от бетоновите повърхности до достигане на здрава и чиста основа.
- осигуряване на чиста бетонна повърхност с отворена капилярна структура - хидробластиране на бетонната повърхност с налягане на водната струя > 500 bar;

2. Ремонт на обрушените участъци

- Полагане на кристализиращ в дълбочина (по капилярите и микропукнатините на бетона) хидроизолационен състав на циментова основа за хидроизолация на бетонни конструкции, разход – 1,5 kg/m^2, на два пласта.
- Полагане на хидроизолационен, ремонтен състав за възстановяване на бетонното покритие, запълване на фуги и пукнатини, обработка на чакълени гнезда и други дефекти по бетонната повърхност на конструкции, подложени на влиянието на повърхностните води.
- Полагане на хидроизолационен, еластичен, полимерсъдържащ състав на циментова основа за хидроизолация на бетонни конструкции чрез еластична циментова мембрана със следните характеристики:

- разход : 4,0 – 6,0 kg/m^2, на два пласта;
- удължение при температура 200 ^{o}C – мин 10 %
- якост на скъсване при t=200°C –мин- 0,90 N/mm^2
- адхезия – мин.1,00 N/mm^2



ВАЖНО: ПРИ ИЗБОРА НА КОНКРЕТНИ МАТЕРИАЛИ ЗА ИЗВЪРШВАНЕ НА РЕМОНТНИТЕ РАБОТИ СЪЩИТЕ ДА СЕ СЪГЛСУВАТ С ПРОЕКТАНТА – КОНСТРУКТОР.