

НАРЕДБА № РД-02-20-2 ОТ 27 ЯНУАРИ 2012 Г. ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ В ЗЕМЕТРЪСНИ РАЙОНИ

В сила от 15.03.2012 г.

*Издадена от Министерството на регионалното развитие и
благоустройството*

Обн. ДВ. бр.13 от 14 Февруари 2012г.

Глава първа. ОБЩИ ПОЛОЖЕНИЯ

Раздел I. Основни изисквания

Чл. 1. (1) С тази наредба се определят изискванията при проектирането на сгради и строителни съоръжения в земетръсни райони, наричани за краткост "строежи".

(2) Наредбата се прилага за нови и за съществуващи строежи при тяхната реконструкция, основно обновяване, основен ремонт и при надстрояване или вътрешно преустройство на сгради, с което се променят предназначението на помещенията и натоварванията в тях.

(3) Наредбата не се прилага при проектирането на строителните конструкции на атомни електроцентрали и на съоръженията за производство и съхранение на силно токсични летливи и течни вещества.

Чл. 2. При проектирането на строежите се осигурява надеждността (носимоспособността, експлоатационната годност и дълготрайността) на конструкциите и на земната основа при експлоатационни и сейзмични въздействия.

Чл. 3. Надеждността на строежите за сейзмични въздействия се постига при спазване изискванията на тази наредба и на съответните нормативни актове за проектиране, изпълнение, контрол и поддържане на строежите.

Чл. 4. (1) Строежите се проектират и изпълняват така, че по време на проектния експлоатационен срок да удовлетворяват със съответното ниво на надеждност всяко едно от следните изисквания:

1. да издържат на изчислителното сейзмично въздействие без локално или общо разрушаване и да запазват конструктивната си цялост и носеща способност за поемане на постоянните и променливите натоварвания след земетресение при повреди на отделни техни елементи или на ограничени части от тях;

2. да издържат на сейзмични въздействия с по-голяма вероятност за възникване, отколкото изчислителното сейзмично въздействие, без појава на повреди и свързаните с това ограничения за експлоатацията им, стойността на които може да се окаже непропорционално висока в сравнение със стойността на самата конструкция; вероятността за надвишаване и периодът на повторяемост на сейзмичното въздействие се определят от изискването за

ограничаване на повредите по т. 2.1 от БДС EN 1998-1.

(2) Носещите конструкции на строежите се осигуряват за носеща способност, коравина и дуктилност чрез изчисления и конструиране за сейзмични въздействия, като се използват характеристиките на избраните строителни продукти, адекватни модели и методите за изчисляване и конструиране, при спазване на изискванията за контрол при проектирането, изпълнението и експлоатацията на строежите.

(3) Конструкциите на строежите се проектират от лица с необходимата проектантска правоспособност съгласно Закона за камарите на архитектите и инженерите в инвестиционното проектиране.

Чл. 5. В строежите (осигурени и неосигурени на сейзмични въздействия) се разрешава да се извършват строителни и монтажни работи, свързани с промяна в конструкцията им, в т.ч. реконструкция, основно обновяване, основен ремонт, надстрояване и вътрешно преустройство на сграда, при което се променят предназначението на помещенията и натоварванията в тях, при следните условия:

1. извършено обследване на целия строеж и регистриран технически паспорт съгласно наредбата по чл. 176а, ал. 6 от Закона за устройство на територията (ЗУТ);
2. положителна оценка за сейзмична осигуреност в съответствие с чл. 6, ал. 2;
3. спазване на допустимата височина и етажност на сградите съгласно чл. 33;
4. инвестиционен проект, съгласуван, оценен и одобрен по реда на ЗУТ.

Чл. 6. (1) За извършеното обследване по чл. 5, ал. 1, т. 1 се изготвя доклад, който включва оценка на техническите характеристики на строежа за съответствие с изискванията на нормативни актове, действащи към момента на въвеждането на строежите в експлоатация, както и възможностите за изпълнение на съществените изисквания по чл. 169, ал. 1 ЗУТ, в т.ч. оценка за сейзмичната осигуреност на строежа в съответствие с действащите към момента на обследване нормативни актове. Минималната информация, която е необходима за оценката на сейзмичната осигуреност на строежа, е дадена в приложение № 1.

(2) Оценката за сейзмичната осигуреност на строежа е положителна, ако строежът съответства на изискванията на нормативни актове, действащи към момента на въвеждане на строежа в експлоатация или към момента на обследване по отношение на критериите по ал. 4.

(3) Приема се, че са налице несъществени изменения в конструкциите на строежите, когато при тяхното обследване носещата способност и коравината, включително сейзмичната осигуреност и дълготрайността, са в съответствие с изискванията на нормативните актове, действащи към момента на въвеждането им в експлоатация, и не са установени дефекти (деформации и/или повреди) и/или предишни промени, свързани с нарушаване на проектната им носеща способност, коравина, дуктилност и дълготрайност, при спазване на следните критерии:

1. извършените промени в експлоатационните условия и въздействия могат да се поемат с наличните резерви в носещата способност и коравина на строителната конструкция, без да се нарушават нормативните изисквания към строежа;
2. промените в масата на строежа са незначителни (с не повече от 5 %) в сравнение със съществуващата маса на съответното етажно ниво, които конструкцията е в състояние да поеме;
3. допълнително направените отвори в неносещи преградно-разпределителни стени и/или архитектурни елементи (неучастващи в поемането на вероятните вертикални и хоризонтални натоварявания и въздействия върху конструкцията), както и при частичното или пълното им премахване не водят до съществени промени (с не повече от 5 %) в изчислителната коравина, дуктилност, регулярност и функционалност на съществуващата строителна

конструкция;

4. настъпилите други промени (отклонения в проектните кофражни размери и армировка, промени в характеристиките на бетона и на армировката, повреди от корозия, стареене, деформации на земната основа и др.) в строежа отговарят на изискването за относителна неизменяемост (с не повече от 5 %) на носещата способност, коравина и дуктилност на конструкцията.

(4) Допускат се отклонения от нормативните изисквания по отношение на сейзмичната осигуреност на съществуващи строежи, които представляват недвижими културни ценности.

Раздел II.

Област на приложение. Избор на строителна площадка и основни изисквания

Чл. 7. (1) При избора на строителна площадка трябва да се има предвид, че:

1. благоприятни в сейзмично отношение са почвите от групи А, В и С съгласно табл. 1 при ниво на подземните води на дълбочина 4 m и повече, мерено от повърхността на терена;

2. неблагоприятни и малко пригодни за строеж терени в земетръсни райони са:

а) силно изветрели земни породи;

б) стръмни терени с наклони, по-големи от 1:3, включително скални терени, ако в тях има неблагоприятно разположени повърхнини на хълзгане (пукнатини, тектонски нарушения и др.);

в) терени, подложени на карстови процеси, на срутване или намиращи се в зоните на минни галерии;

г) терени, разположени непосредствено до нескални скатове;

д) водоноситени, тинести и заблатени почви;

3. непригодни за строеж в земетръсни райони са:

а) терени с пасивни и активни свлачища, ако не са укрепени предварително или строежът изпълнява и укрепителна функция;

б) терени с активни разломи.

Таблица 1

Групи почви	Описание на почвения профил	Показатели			
		V_{s30} , m/s	N_{spt} , удари/30cm	C_u^* , kPa	Формули за определяне на
1	2	3	4	5	6
A	Скали или други скални образувания, които включват не повече от 5 m по-слаби повърхностни видове	> 800	-	-*)	(3)
B	Много плътни пясъци, чакъли или много твърда глина с мощност не по-малка от 30 m, които се характеризират с нарастващи почвени показатели в дълбочина	360 - 800	> 50	> 250*)	(3)
C	Мощни депозити от плътни до средно плътни пясъци, чакъли или твърдолепистична глина с дебелина от няколко десетки (повече от 30 m) до стотици метри	180 - 360	15 - 50	70 - 360	(4)
D	Депозити от рокки до средно плътни несвързани почви (със или без свързани в тях прослойки) или депозити от предимно меки до твърдолепистични свързани почви	< 180	> 15	< 70	(5)
E	Почвен профил, изграден от повърхностен алувиален слой с V_s както при групи почви C и D, с мощност от 5 до 20 m, подложен от по-корав материал с $V_s > 800$ m/s	-	-	-	(4) и (5) в зависимост от вида и предпоставките мерки за поддръжане на горния почвен пласт и начин на фундамент

Забележки:

1. Означенията в табл. 1 са, както следва:

V_{s30} е среднотежестната стойност на скоростта на напречните сейзмични вълни в горните 30 m от земната основа, m/s;

N_{spt} - броят на ударите за проникване на върха на стандартния динамичен пенетрометър в почвата на дълбочина 30 cm;

C_u - недренираната якост на сръзване на почвата съгласно БДС EN 1997-2.

u^{*)} Групата на почвата за профили от чакъли и/или пясъци се определя в зависимост от коефициента на порите и тъгъла на вътрешно триене.

2. При изключителни случаи, непосочени в табл. 1, за слаби и особени почви се провеждат полеви изпитвания и микросеизмично райониране.

(2) Не се допуска строителство върху терени, за които чрез микросеизмично райониране е доказано, че сейзмичният коефициент (K_c) е по-голям от 0,4, с изключение на сградите и съоръженията от клас на значимост I съгласно табл. 2.

Таблица 2

Класове на значимост на строежите и стойности на коефициента C

Клас на значимост на строежите*)	Видове строежи по категории съгласно чл. 137, ал. 1 ЗУТ	Коефициент на значимост C
IV	Сгради и съоръжения, целостта на които по време на земетресението е от изключително значение за сигурността и опазването на живота на хората, животните, имуществото и околната среда и които са строежи от: - първа категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 1 ЗУТ; - втора категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 2, буква "д" ЗУТ; - трета категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 3, буква "в" ЗУТ с височина над 20 етажа	1,50
III	Сгради и съоръжения, за които последствията вследствие на разрушенията от земетръс са значителни и които са строежи от: - втора категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 2 ЗУТ, с изключение на строежите по буква "д"; - трета категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 3, буква "в" ЗУТ, като жилищните и смесените сгради са с височина от 10 до 20 етажа	1,20
II	Сгради и съоръжения, за които последствията вследствие на разрушенията от земетръс са незначителни и които са строежи от: - трета категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 3, буква "в" ЗУТ - само жилищни и смесени сгради с високо застрояване (до 10 етажа); - четвърта категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 4 ЗУТ; - пета категория, с изключение на строежите по чл. 137, ал. 1, т. 5, буква "в" ЗУТ	1,00
I	Сгради и съоръжения с много малко значение за обществена безопасност, които са строежи от: - пета категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 5, буква "в" ЗУТ; - временни строежи, за които в заданието за проектиране е определено изискване за сейзмичната им осигуреност	0,80
	Сгради и съоръжения, които не се изчисляват за сейзмични въздействия: строежите от шеста категория съгласно чл. 137, ал. 1, т. 6 ЗУТ	0,00

*) Класовете на значимост на строежите са определени в т. 4.2.5 от БДС EN 1998-1.

Чл. 8. (1) При проектирането на сгради и съоръжения в земетръсни райони се спазват следните основни принципи:

1. простота на конструкцията, с което се осигурява предвидимо сейзмично поведение, директно предаване на вертикалните и хоризонталните натоварвания върху основите и пространствено действие на конструкциите;

2. еднообразие и симетрия, с което се изисква равномерното разпределение на вертикалните конструктивни елементи в план и непрекъснатост по височина и при необходимост разделяне на строежите на динамично независими части чрез земетръсни фуги, както и повишаване на статическата неопределеност за постигане на по-благоприятно преразпределение на ефектите от сейзмичното въздействие между елементите на конструкцията и на по-ефективна дисипация на енергия;

3. носимоспособност и коравина на огъване в две взаимно перпендикулярни направления, с което се изисква разположението на вертикалните конструктивни елементи да осигурява приблизително еднаква носимоспособност и коравина в двете направления и да ограничава развитието на значителни премествания или повреди;

4. носимоспособност и коравина на усукване, с което се изисква разположението на елементи, участващи в поемането на сейзмичното натоварване, да е в близост до периферията на сградата и да ограничава неравномерното натоварване на отделните конструктивни елементи;

5. диафрагмено поведение на етажното ниво, с което се осигурява реагирането на конструкцията като единна пространствена система и участието на всички вертикални конструктивни елементи при поемане на ефектите от сейзмично въздействие;

6. подходящо фундиране, с което се изисква осигуряване на едно и също сейзмично въздействие в основата на строежа при избор на терен с възможно най-малка сейзмична опасност за строителство.

(2) Строежите се категоризират като регулярни и нерегулярни, въз основа на което се избира изчислителният им модел и се уточнява стойността на коефициента им на реагиране. Критериите за регулярност в план и по височина са дадени в приложение № 2.

(3) Не се допускат архитектурни решения на строежите, при които не се постига конструктивно осигуряване срещу сейзмични въздействия.

Чл. 9. Сглобяемите конструкции се проектират при възможност с едроразмерни елементи, надеждно свързани помежду им, като при сглобяемите стоманобетонни конструкции местата на съединенията между елементи се замонолитват. Местата на съединенията се разполагат при възможност извън зоната на максималните усилия. Между стенните и други подобни сглобяеми елементи се предвиждат непрекъснати или гъсто разположени връзки. Проектирането на връзки, които предизвикват концентрация на напреженията в отделни места на елементите, следва да се ограничава.

Глава втора. ОПРЕДЕЛЯНЕ НА СЕИЗМИЧНИТЕ СИЛИ

Чл. 10. (1) Конструкциите на сградите и съоръженията се изчисляват задължително и за действието на сейзмични сили. При изчисляването им се използват равнинни или пространствени динамични модели. При използване на методите за оценка чрез спектрите на реагиране сейзмичните сили, приложени в местата на съсредоточените маси, се приемат като еквивалентни статични натоварвания в приетите направления.

(2) Сейзмичното въздействие зависи основно от силата (магнитуд M) и дълбочината (h) на земетресението и от разстоянието от епицентъра на земетресението до оценявания строеж. Параметрите, характеризиращи сейзмичното въздействие, са интензивност (оценена за България

по скалата на Медведев - Шпонхойер - Карник - MSK), максимално и/или спектрални ускорения, скорост, преместване и др. Изчислителното сейзмично въздействие се характеризира чрез интензивност и съответен коефициент на сейзмичност и изчислителен спектър на реагиране.

(3) Сейзмичното въздействие се представя идеализирано с пространствен изчислителен модел, който се състои от три взаимно ортогонални компоненти на ускоренията на основата. Първите две компоненти са хоризонтални, а третата е вертикална. Всяка от компонентите се дефинира като ускорения, които са функция във времето и са равномерно разпределени в основата на изчисляваната конструкция. За въвеждането на компонентите на ускорението

$$\ddot{u}_{g1}, \ddot{u}_{g2} \text{ и } \ddot{u}_{g3}$$

се използват локалните оси 1, 2 и 3 на сейзмичното въздействие. При използване на метода на спектрите на реагиране в съчетание с линеен анализ трите компоненти на ускоренията се представят чрез изчислителните спекtri на реагиране съответно $S_{a1}(T)$, $S_{a2}(T)$ и $S_{az}(T)$ (приложение № 3). За случаите, когато е необходима по-точна оценка и повече информация за сейзмичното поведение, компонентите на земетръсното въздействие се представят с акселограми (зависимост на ускоренията на земната основа от времето). Акселограмите могат да бъдат реални, валидни за площадката, или генерирали от линейните спекtri на реагиране за 5 % затихване.

(4) При изчисленията геометрията на конструкцията се въвежда в глобалната координатна система, на която осите са взаимно ортогонални. Осите X и Y лежат в хоризонтална равнина, а оста Z е вертикална и съвпада с локална ос 3 на вертикалната компонента на сейзмичното въздействие. Ъгълът, който се образува в хоризонталната равнина при основата на конструкцията между оси X и 1 (Y и 2), е ъгъл на сейзмичното въздействие θ (приложение № 3).

(5) За нерегулярни в план и по височина строежи (приложение № 2) се използват пространствен модел на сейзмичното въздействие с три компоненти и пространствен изчислителен модел за тяхната конструкция. Моделът трябва да позволява да се отчетат и ефектите от усуквателните движения на конструкцията.

(6) За регулярни в план, както и за нерегулярни в план, но регулярни по височина строежи (съгласно т. 2 от приложение № 2), може да се приеме, че сейзмичните въздействия са приложени поотделно в направление на надлъжните и напречните им оси. При това конструкцията се моделира с два независими изчислителни модела за всяко направление, като ефектите от усукването се отчитат по чл. 25.

(7) Вертикалното сейзмично въздействие се отчита при изчисляването на:

1. хоризонтални и наклонени конзолни конструкции;
2. горното строене на мостови конструкции;
3. рамки, дъги, ферми, подови или покривни конструкции на сгради и съоръжения с отвор 20 m и повече от 20 m;
4. строежи срещу обръщане и хълзгане, както и при наличие на сейзмична изолация в основите им;
5. тухлени и каменни конструкции;
6. строежи, съдържащи някой от следните конструктивни елементи: безгребови плочки (със или без капители), подови конструкции с предварително напрегнати елементи, балкони, еркери, насадени колони и места със значителни съсредоточени маси;
7. строежи с нерегулярност по височина.

Чл. 11. (1) Сейзмичните сили спадат към особените натоварвания. Съчетанието от натоварвания, включващи сейзмични сили, се отнасят към извънредните съчетания. Коефициентът на съчетание за усилията от сейзмичните въздействия се приема 1,0. За усилията от останалите натоварвания коефициентът на съчетание се определя съгласно Наредба № 3 от

2004 г. за основните положения за проектиране на конструкциите на строежите и за въздействията върху тях (обн., ДВ, бр. 92 от 2004 г.; попр., бр. 98 от 2004 г.; изм. и доп., бр. 33 от 2005 г.).

(2) Коефициентът на сигурност по предназначение на сградите и съоръженията за извънредни съчетания на натоварвания, включващи и усилията от сейзмични сили, се приема 1,0.

Чл. 12. Коефициентите на натоварване при определяне на изчислителните сейзмични сили се приемат съгласно приложение № 4.

Чл. 13. (1) При изчисляването на конструкциите на сейзмични въздействия не се отчитат: динамичните товари, предизвикани от машини и съоръжения; спирателните и страничните сили от движението на кранове, слягането на фундаментите, теглото на окачен товари върху гъвкави окачвачи, както и температурно-климатичните въздействия.

(2) При мостови кранове вертикалните сейзмични сили се определят, като се отчитат теглото на мостовия кран, теглото на тележката и теглото на полезния товар, равно на товароподемността на крана, умножена с коефициент 0,3.

(3) Хоризонталните сейзмични сили, предизвикани от теглото на мостови кранове, се отчитат само в направление, перпендикулярно на подкрановия път. Тези сили се определят, както следва:

1. при окачен товар върху въже (меко окачване) - само от собственото тегло на крана и теглото на тележката;

2. при кораво окачване на полезния товар - от теглото на крана, теглото на тележката и теглото на полезния товар, равно на товароподемността на крана.

(4) При определяне на сейзмичните сили в колоните на многокорабни промишлени сгради с няколко мостови крана, разположени в една напречна ос, се отчита натоварването от най-тежкия кран.

Чл. 14. (1) В извънредното съчетание, в което участват натоварванията от земетръс, натоварванията от вятър не се включват, освен в случаите по ал. 2.

(2) За високи строежи (сгради с височина над 30 етажа, кули, мачти, комини и други подобни строежи), за които въздействията от вятър са основните кратковременни хоризонтални натоварвания, начинът на съчетаване на ефектите от земетръс и вятър при определяне на най-неблагоприятното извънредно съчетание на натоварванията се определя съгласно специализираните нормативни актове за проектирането им или по задание на възложителя.

Чл. 15. (1) При изчисления с използване на изчислителните спектри на ускоренията приетият за основен спектър на реагиране се определя по формулата:

$$S_a(T) = CK_c R \beta(T) g \quad (1),$$

където:

С е коефициент на значимост на сградите и съоръженията; стойностите на С са съгласно табл. 2;

K_c - сейзмичен коефициент, който представлява отношението на приетото изчислително ускорение на почвата за всяка сейзмична степен и земното ускорение; определя се съгласно приложения № 5 и 6;

R - коефициент на реагиране на конструкцията при сейзмични въздействия в зависимост

от нейната дуктилност; стойностите на R са съгласно табл. 3;

$\beta(T)$ - динамичен коефициент, който зависи от периода T на свободните незатихващи трептения и който определя формата на спектралната крива $S_a(T)$ на ускоренията; стойностите на коефициента при форма i с период T_i са определени в ал. 3;

g - земно ускорение.

(1a) Изчислителните стойности на сеизмичните сили (E_{ik}) се определят, при условие че ъгълът на сеизмичното въздействие $\theta = 0$ (фиг. 3.3 от приложение № 3) и конструкцията е подложена на всяка от трите компоненти на въздействието поотделно. В този случай сеизмичното въздействие по направление на ос X се представя чрез изчислителния спектър на реагиране S_{al} , сеизмичното въздействие по ос Y се представя чрез изчислителния спектър на реагиране S_{a2} , а вертикалното сеизмично въздействие се представя с изчислителния спектър S_{az} . Сеизмичните сили E_{ik} се определят за действието на всяка една от трите компоненти на сеизмичното въздействие поотделно:

1. при действие на единствена компонента на сеизмичното въздействие по направление на ос X, представено със спектър S_a (фиг. 3.4 от приложение № 3), сеизмичната сила E_{ik} се изчислява по формулата:

$$E_{ik} = \eta_{ik} m_k S_a (T_i) \quad (2),$$

където:

η_{ik} е коефициентът на разпределение на сеизмичното натоварване при форма I; изчислява се по формула (6);

m_k - масата, която се движи по направление на степен на свобода с номер k; формула (2) се прилага както при равнинни, така и при пространствени модели на сгради и съоръжения;

2. изчислителните стойности на сеизмичните сили при действието на компонента на въздействието само по ос Y и от компонента само по ос Z се определят аналогично по формула (2), като изчислителните спекtri на тези две компоненти заменят $S_a (T_i)$ във формула (2) (формула (3.1) от приложение № 3).

Таблица 3

Видове конструкции (описание, съответстващо на типовете конструкции)		Стойности на коефициента на реагиране R*
Стоманобетонни конструкции		
По БДС EN 1998-1	Описание, съответстващо на конструкциите, прилагани в България	
1	2	3
Монолитни стоманобетонни конструкции		
Рамкови и смесени системи, еквивалентни на рамкови	Едноетажни сгради с едно- и многоотворни рамки Многоетажни сгради с едноотворни рамки Многоетажни сгради с многоотворни рамки Скелетно-безгрядови конструкции с рамки Забележка. Сеизмично неосигурени са скелетно-безгрядовите конструкции, в които усилията от сеизмичните въздействия се поемат само от безгрядовия скелет. Смесени системи, еквивалентни на рамкови със стени, участващи в поемането на сеизмичните сили от: - стоманобетон; - обрамчена с колони, неармирана тухлена зидария или бетон	0,30 0,28 0,25 0,33 0,28 0,33

Стенни системи и смесени системи, еквивалентни на стенни	<p>Стенна конструктивна система с не по-малко от по две стени в две основни направления</p> <p>Система от стени, несвързани с греди:</p> <ul style="list-style-type: none"> - скелетно-безгредови конструкции със стоманобетонни шайби; - скелетно-безгредови конструкции с шайби от обрамчена с колони, неармирана тухлена зидария или бетон; - сгради, изпълнени по системите "Едроплощен кофраж" (ЕК), "Тунел-кофраж" (ТК), "Пълзящ кофраж" (ПК) и др. <p>Система от стени, свързани с греди:</p> <ul style="list-style-type: none"> - скелетно-гревови конструкции със стоманобетонни шайби; - скелетно-гревови конструкции, при които поемането на сейзмичните сили се осъществява от съвместната работа на стоманобетонни шайби и стени от обрамчена с колони, неармирана тухлена зидария или бетон 	0,33 0,45 0,33 0,28 0,35
	<p>Смесени системи, еквивалентни на стенни: съчетание от стоманобетонни стени (шайби) и скелетно-рамкови конструкции, участващи в поемането на сейзмичните сили, включително и рамково-диафрагмени конструкции от плътни и с отвори стоманобетонни шайби</p> <p>Забележка.</p> <p>Стенна конструктивна система с по-малко от две стени в едно от двете основни направления:</p> <ul style="list-style-type: none"> - не се допуска при проектиране на нови строежи; - при оценка на съществуващи строежи се разглежда като усукваща деформируема система с $R = 0,50$ или се използват по-точни изчислителни методи за анализна поведението им. 	0,30
Сглобяеми стоманобетонни конструкции		
Рамкови и смесени системи, еквивалентни на рамкови	<p>Едноотворни скелетни конструкции без шайби; скелетни конструкции с един отвор, при които сейзмичните сили се поемат от колоните (конструкции с покривни ТТ панели, с виренделови греди и др.)</p> <p>Многоотворни скелетни конструкции без шайби; скелетни конструкции с повече от един отвор, при които сейзмичните сили се поемат от колоните (конструирани с покривни ТТ панели, с виренделови греди и др.)</p> <p>Едноетажни рамкови конструкции с дисипативни зони в основата на колоните и съединения, неосигурени спрям деинтеграция или разположени в критичните зони (неудовлетворяващи изискванията на т. 5.11.2 от БДС EN 1998-1 и забележката към т. 8 от допълнителната разпоредба)</p> <p>Скелетно-гревови конструкции с шайби</p> <p>Скелетни конструкции с един и повече отвори, при които сейзмичните сили се поемат от шайби, изпълнявани по системите МС 83, СКС-УС-73(86) и др.</p> <p>Многоетажни рамкови конструкции с корави възли; рамкови конструкции за големи вертикални натоварвания, изпълнявани по системата ИИС-20, и др.</p> <p>Смесени системи, еквивалентни на рамковите:</p> <p>Безгревови конструкции с рамки или с рамки и шайби;</p>	0,40 0,35 0,67 0,28 0,25 0,30

	сгради, изпълнявани по системата ППП, Е1-72, и др.	
Стенни системи и смесени системи, еквивалентни на стенни	Конструкции от едроразмерни стени и подови елементи; сгради, изпълнявани по системата ЕПЖС или други безскелетни системи. 1) За съществуващи строежи.	0,33 (0,251))
	Смесени системи, еквивалентни на стенните: Безгредови конструкции с шайби или с шайби и рамки; сгради, изпълнявани по системата ППП, Е1-72, и др.	0,35
Система "обърнато махало"	Съгласно т.5.1.2 от БДС EN 1998-1	0,66
Система, деформируема (гъвкава) при усукване	Система с ядро	0,5
Зидани конструкции		
Неармирани зидарии	Неармирани зидарии със стоманобетонни площи, греди и пояси, обрамчени с колони	0,40
	Неармирани зидарии със стоманобетонни площи и пояси, необрамчени с колони 2)	0,50
	Неармирани зидарии с дървен гредоред без стоманобетонни пояси, необрамчени с колони 2)	0,67
	Неармирани зидарии със замонолитени сглобяеми подови елементи и стоманобетонни пояси 2)	0,50
	2) Тези видове конструкции се разглеждат при обследване и оценка на съществуващи строежи.	
Армирани зидарии	Армирани зидарии със стоманобетонни площи и пояси, необрамчени с колони	0,40
	Армирани зидарии със стоманобетонни площи и пояси, обрамчени с колони	0,33
	Армирани зидарии със замонолитени сглобяеми подови елементи, обрамчени с колони	0,33
Стоманени конструкции		
Видове 3)	Рамки с корави възли Конструкции, в които сейзмичните сили се поемат от вертикални връзки, конструирани като центрично включени в съответствие с БДС EN 1998-1: а) с X-образна решетка б) с V-образна и Л-образна решетка Конструкции, в които сейзмичните сили се поемат от вертикални връзки с нецентрично включени диагонали с конфигурации съгласно БДС EN 1998-1 Смесени системи Рамки с корави възли, комбинирани: а) с вертикални връзки с X-образна решетка. б) със свързани към рамките пъlnежни стоманобетонни стени Стоманени скелети със стоманобетонни шайби или ядра Конструкции от тип "обърнато махало" 4) 3) За други видове стоманени конструкции за стойностите на коефициента на реагиране може да се приеме реципрочната стойност на коефициента на поведение q за клас на дуктилност M по табл. 6.2 от БДС EN 1998-1. 4) Едноетажни рамки с колони, свързани в горния си край в двете основни направления на сградата, и със стойност на нормализираната осова сила $[N/AcRbn]$, която никъде не надвишава 0,3, не принадлежат към тази категория.	0,25 0,25 0,50 0,25 0,30 0,28 0,50

Дървени конструкции

Видове3)	<p>Конзоли, греди, дъги, ферми и рамки с нискодуктилни съединения във възлите</p> <p>Ферми със съединения във възлите чрез:</p> <ul style="list-style-type: none"> - дюбели и болтове - гвоздеи <p>Статически неопределими портални рамки с дюбелни и болтови съединения</p> <p>Сгради с лепени стени панели и лепени подови диафрагми, свързани с гвоздеи и болтове</p> <p>Сгради със стени панели, кованы с гвоздеи и лепени подови диафрагми, свързани с гвоздеи и болтове</p> <p>3) За други видове дървени конструкции за стойностите на коефициента на реагиране R може да се приеме реципрочната стойност на коефициента на поведение съгласно табл. 8.1 и 8.2 от БДС EN 1998-1.</p>	0,67 0,50 0,30 0,40 0,50 0,30
Строителни съоръжения		
Видове	<p>Силози, бункери, резервоари и други подобни корави конструкции:</p> <ul style="list-style-type: none"> - от стоманобетон - подпрени върху дуктилна конструкция - достигащи до фундаментите - от стомана <p>Високи съоръжения (комини, мачти, кули, естакади и др.):</p> <ul style="list-style-type: none"> - от стоманобетон - от стомана 	0,40 0,45 0,30 0,40 0,33
	<p>Подпорни стени**:</p> <ul style="list-style-type: none"> - от бетон - от стоманобетон - със зидана конструкция - за почвения масив зад стената - при изчисляване на обща устойчивост за дълбоко хълзгане на системата "подпорна стена - земна основа" <p>Водни и водовземни кули:</p> <ul style="list-style-type: none"> - от стоманобетон - от стомана <p>Язовирни стени от земни и земно-скални материали</p> <p>Язовирни стени:</p> <ul style="list-style-type: none"> - от бетон - от стоманобетон <p>Други видове хидротехнически и пристанищни съоръжения</p> <p>Мостове и други видове транспортни съоръжения:</p> <ul style="list-style-type: none"> - мостове с корава връзка или с неподвижни лагери между връхната конструкция и опорите с възможности за образуване на пластични стави в опорите (стълбовете) при огъването им; - мостове с опори (стълбове или устои), свързани с връхната конструкция с подвижни лагери (включително и гъвкави еластомерни); вкопани в насип пътнотранспортни съоръжения - мостове с опорни конструкции от дъги - мостове, за които предвиддането за появя на пластични стави е ненадеждно, се изчисляват при еластичното им реагиране (например мостове с опорни конструкции с малка стройност и големи нормални сили (т. 2.3.2.2, ал. 2 и 5 от БДС EN 1998-2), мостове, които се състоят основно от хоризонтална връхна 	0,60 0,40 0,30 0,50 0,60 0,60 0,50 0,40 0,25 0,30 0,30 0,25 0,35 0,67 0,50 1

	<p>конструкция, кораво свързана към двата устоя (монолитно или чрез неподвижни лагери или връзки), които са вкопани в твърди естествени земни формации на най-малко 80 % от тяхната странична площ, еластично свързани към върхната конструкция устои, мостове с вантова конструкция)</p> <p>Подземни съоръжения</p>	
--	--	--

* За точно прогнозиране на поведението на изчисляваните конструкции при сейзмични въздействия може да се използват и по-точни изчислителни методи за анализ, като нелинеен статичен или нелинеен във времето динамичен анализ.

** За точна оценка на сейзмичното поведение на подпорни стени може да се използва динамичен нелинеен анализ на системата почва - подпорна стена. Изчислителните модели на почвата и на подпорната стена най-често се представят по метода на крайните елементи в премествания, като връзката между тях се осъществява с общите им възли. Сейзмичното въздействие се задава като ускорения в хоризонтално и вертикално направление, като акселограмите се генерират със стохастичен подход от линейните спектри на реагиране при 5 % затихване. Като резултат от този анализ се определят историите във времето на по-важните за проектиране характеристики, за които системата трябва да бъде осигурена.

Забележки:

1. Възприетата терминология е дефинирана в т. 5.1.2 от БДС EN 1998-1:2004, като носимоспособността на срязване, определяща вида на конструкцията, се оценява с изчисляване на съответните елементи от конструкцията за носеща способност на сечения, наклонени спрямо надлъжната им ос.

2. За нерегулярни по височина конструкции (т. 2 от приложение № 2) стойностите на R се увеличават с 25 % и се приемат не по-големи от 0,67.

3. Когато етажните подови конструкции не съдържат дисипативни елементи, конструкциите се изчисляват и за вертикалната компонента на сейзмичните сили съгласно чл. 10, ал. 7 и чл. 21, ал. 1.

4. Стойностите на коефициента на реагиране R, дадени в табл. 3, могат да се използват за оценка на сейзмичната осигуреност на съществуващи строежи, ако при обследването им е установено, че фактическото им изпълнение е в съответствие с конструктивните изисквания на наредбата. При съществени отклонения в степента на удовлетворяване на конструктивните изисквания на наредбата трябва да се използват коефициентът на реагиране $R = 0,67$ или по-точни изчислителни методи за прогнозиране на поведението на строежите при сейзмични въздействия.

(2) На Картата за сейзмично райониране на Република България за период 1000 години (приложение № 5) и в Списъка на населените места със стойности на сейзмичния коефициент към Картата за сейзмично райониране на Република България (приложение № 6) стойностите на K_c са означени с арабски цифри до стойността на съответната сейзмична степен, отбелязана с римски цифри. За строителни площадки, за които има или се предвижда микросейзмично райониране, стойностите на K_c се приемат по данните от микросейзмичното райониране.

(3) Динамичният коефициент $\beta_i(T_i)$ се определя по формули (3), (4) и (5) или от графиките на фиг. 1 в зависимост от собствения период T_i на трептения на конструкцията и групите почви съгласно табл. 1, както следва:

1. за групи почви A:

$$0,8 \leq \beta_i = \frac{0,9}{T_i} \leq 2,5 \quad (3);$$

2. за група почви B и C:

$$0,8 \leq \beta_i = \frac{1,2}{T_i} \leq 2,5 \quad (4);$$

3. за групи почви D:

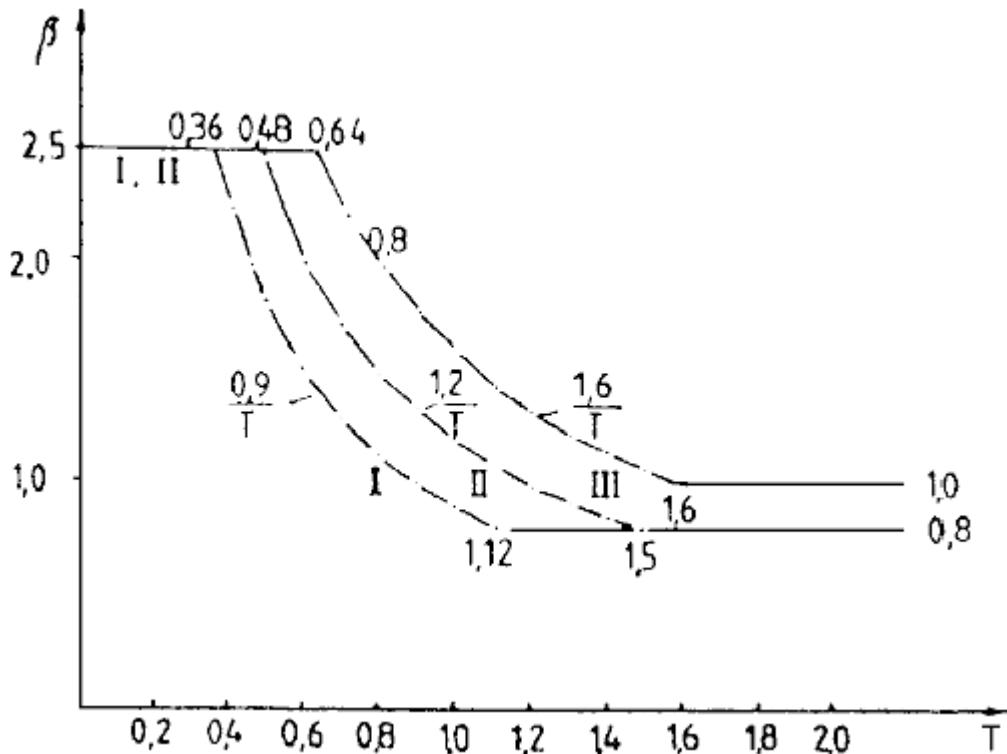
$$1,0 \leq \beta_i = \frac{1,6}{T_i} \leq 2,5 \quad (5).$$

(4) При разнородна земна основа динамичният коефициент β_i се определя като среднотежестна стойност на коефициентите β_i за почвените пластове под фундамента, залягащи до дълбочина 30 m. За различни групи почви стойностите на V_s се отчитат от геоложкия доклад.

(5) При фундиране върху пилоти динамичният коефициент β_i се приема като среднотежестна стойност на коефициентите β_i за носимоспособните почвени пластове, в които навлизат пилотите. При фундиране с пилоти с диаметър, по-голям или равен на 400 mm, и с дължина, по-голяма от 20 m, с които се поема повече от 50 % от вертикалното натоварване при нисък ростверк, коефициентът β_i за почвените пластове, в които навлизат пилотите от групи C, D и E, се определя, като съответната група на почвения пласт се завиши с една стъпка към предходната група.

(6) При почви, като неупълнени насыпи, течнопластични глини, рохки пясъци, тини, органични почви и др., непосочени в табл. 1, не се разрешава директно фундиране на сградите и съоръженията, ако не са изпълнени допълнителни мерки.

(7) Плътността на песъчливите почви (с изключение на праховите пясъци) се определя главно чрез пенетрация. Плътността на праховите пясъци и якостните показатели на течнопластичните глини, тините, органичните и други слаби почви се определят чрез статични пенетрации и крилчатки (кръстообразни сонди) или с динамична пенетрация с наконечник с форма на чаша.



Фиг. 1.

(8) Когато няма информация за консистенцията на свързаните почви или за плътността на песъчливите почви, се допуска използването на данни от утвърдени регионални инженерно-геоложки карти.

(9) За строителни площадки, за които е извършено микросеизмично райониране, динамичният коефициент $\beta_i(T_i)$ се приема по данните на микросеизмичното райониране.

(10) При изчисляване на хидротехнически съоръжения зависимостта се определя съгласно чл. 152.

(11) Коефициентът на разпределение на изчислителното сейзмично натоварване η_{ik} се определя по формулата:

$$\eta_{ik} = X_{ik}\alpha_i \quad (6),$$

където X_{ik} е ордината с номер k (k - степен на свобода) от i -тия модален вектор.

Коефициентът за участие α_i на форма i се определя по следния начин:

$$\alpha_i = \frac{\sum_j m_j X_{ij}^*}{M_i}$$

където:

X_{ij}^* е компонентата, принадлежаща на модален вектор i , насочена по направление на сейзмичното въздействие;

M_i - модалната маса за форма i се определя по следния начин:

$$M_i = \sum_k m_k X_{ik}^2$$

където:

m_k е масата, която се движи по направление на степен на свобода с номер k ;

M_i за форма i е масата на идеализиран модел с една степен на свобода, съответстващ на форма i , който е получен след прилагане на модалната трансформация и разпадане на системата от диференциални уравнения, с която се описва поведението на изчисляваната оригинална конструкция (моделирана като система с краен брой степени на свобода), в независими уравнения.

(12) За сгради, моделирани с равнинни изчислителни модели с височина до пет етажа, и при $T_i < 0,4$ s η_k може да се определя по опростената формула:

$$\eta_k = h_k \frac{\sum_j m_j h_j}{\sum_j m_j h_j^2}$$

(7),

където h_k и h_j са разстоянията h от точки (нива) "k" и "j", в които са съсредоточени масите, до горния ръб на фундамента.

(13) За нерегулярни в план и по височина строежки (приложение № 2) се отчитат пространствените трептения на конструкцията, като конструкцията се изследва поотделно за

всяка компонента на сеизмичното въздействие, насочена по оси X, Y или Z, съгласно фиг. 3.4 от приложение № 3.

Чл. 16. Стойностите на коефициента на реагиране R съгласно табл. 3 се умножават допълнително със следните коефициенти:

1. за скелетни сгради, при които стенният пълнеж не оказва влияние върху деформативността им:

а) при $h/b \geq 25$ - с коефициент 1,50;

б) при $h/b < 15$ - с коефициент 1,00;

в) при $15 < h/b \leq 25$ - с коефициент, получен чрез интерполяция между 1,0 и 1,50, където:

h е етажната височина;

b - напречният размер на колоните в направление на действащите сеизмични сили;

2. за сгради с гъвкав първи или междинен етаж (под "гъвкав етаж" се разбира етаж, коравината на който е два пъти и повече по-малка от коравината на съседните етажи) - с коефициент 2,00; тази стойност се отнася само за определяне на усилията в гъвкавия етаж;

3. за сгради, фундираны върху пилоти с висок ростверк (повече от 1,0 m над терена) - с коефициент 1,50.

Чл. 17. Допуска се ефектите от сеизмичното въздействие (разрезни усилия, реакции и премествания) в конструкциите на строежите да се определят чрез интегриране на системата диференциални уравнения на движението, като се отчита развитието на пластични деформации в конструкцията. Компонентите на ускорението на основата се моделират с реални или изкуствени акселограми в съответствие с чл. 10, ал. 3. В този случай максималното ускорение се приема не по-малко от $K_c g$, където K_c е сеизмичният коефициент за района, а g - земното ускорение.

Чл. 18. (1) Проверката за достатъчност на приетия брой форми на собствени трептения, отчетени при определяне на максималните стойности на усилията, реакциите и преместванията в конструкциите, се извършва с коефициента на ефективната модална маса (ζ_n) по формулата:

$$\zeta_n = \frac{\sum_{i=1}^n M_i^*}{M_{total}} \leq 1 \quad (8),$$

където:

$$\sum_{i=1}^n M_i^* = \sum_{i=1}^n \alpha_i^2 M_i$$

е сумата от ефективните модални маси, в която ефективната модална маса за форма "i" $M_i^* = \alpha_i^2 M$ е активната част от общата маса на конструкцията, която се движи при форма "i";

M_{total} - общата маса на конструкцията;

броят n на включените в анализа форми се определя от условието за постигане на необходимата точност на резултатите.

(2) Ефектите от сеизмичното въздействие в конструкциите се определят след изпълнението на следните две условия:

1. сумата от ефективните модални маси на включените в анализа форми на трептене е поне 90 % от totalната маса на конструкцията в разглежданото направление ($\zeta_n \geq 0,90$);

2. всички форми i , на които ефективната модална маса $\alpha_i^2 M_i$ е по-голяма от 5 % от totalната маса, трябва да бъдат отчетени в анализа.

(3) Ефектите от сейзмичното въздействие (усилия, реакции и премествания) в конструкциите, моделирани с равнинни модели при $T_1 > 0,4$ s, се определят, като се включват резултатите от реагирането на най-малко три форми на трептения или от реагирането на всички форми, за които $\zeta_n \geq 0,95$. При пространствени модели е достатъчно $\zeta_n \geq 0,9$.

(4) За хидротехнически съоръжения броят на формите, които се предвижда да се изследват, се определя в съответствие с изискванията на глава пета.

Чл. 19. Периодите (T_i) и формите при (X_{ik} при $k = 1, 2 \dots n$) на собствените трептения на конструкцията се определят по методите на строителната механика в условията на еластични деформации.

Чл. 20. (1) Максималните стойности (F) на ефектите от сейзмичното въздействие (усилия, реакции и премествания) в конструкциите се определят чрез модално комбиниране и комбиниране по компоненти (по направления) (приложение № 3).

(2) Максималните стойности на ефектите от сейзмичното въздействие (усилия, реакции и премествания) в конструкциите се определят, като конструкцията се изследва за всяка една от трите компоненти на сейзмичното въздействие поотделно. Резултатите за ефектите от компонентите на въздействието от тези три групи решения се означават съответно с F_1 , F_2 , F_z и се получават чрез модално комбиниране. В зависимост от ъгъла на сейзмичното въздействие θ се използва една от двете възможни формулировки за комбиниране на резултатите по компоненти (приложение № 3):

1. изчислителните спектри на реагиране в хоризонталната равнина на основата се приемат $S_{a1} = S_{a2} = S_a$, където стойността на S_a е изчислена по формула (1), и при условие, че $S_{az} = 0,9S_a$ по направление на оста z ; максималните стойности на ефектите от сейзмичното въздействие $\max F$ не зависят от ъгъла θ (приложение № 3):

$$\max F = \sqrt{F_1^2 + F_2^2 + F_z^2} \quad (9);$$

2. при условие че хоризонталните компоненти на сейзмичното въздействие се представят чрез изчислителните спектри на реагиране $S_{a1} = S_a$ и $S_{a2} = aS_a$ ($0 \leq a \leq 1$), при което S_a е основният изчислителен спектър на реагиране съгласно формула (1), максималните стойности на ефектите от въздействието зависят от ъгъла на сейзмичното въздействие θ и се определят с комбиниране по компоненти съгласно приложение № 3; вертикалната компонента на ускоренията $S_{az} = 0,9S_a$ не оказва влияние върху стойността на ъгъла θ , за който е определена максималната стойност F .

(3) Допуска се конструкциите, които не са чувствителни към вертикалната компонента на въздействието, да се изчисляват само за двете хоризонтални компоненти, при условие че $S_{az} = 0$.

(4) Модалното комбиниране по форми на трептене се извършва по правилата SRSS (корен квадратен от сумата на квадратите) или CQC (пълно квадратично комбиниране), както следва:

1. по правилото SRSS: максималните стойности на ефектите от сейзмичното въздействие (усилия, реакции и премествания), получени от съвместното действие на n -форми на трептене, се определят по формулата:

$$F_j = \sqrt{\sum_{j=1}^n f_{ji}^2} \quad (10),$$

където:

F_j е изчислителната стойност на ефекта, получена от действието на компонента с номер j на сеизмичното въздействие ($j = 1, 2, 3$);

f_{ji} - изчислителната стойност на ефекта, получена от действието на компонента с номер j на сеизмичното въздействие ($j = 1, 2, 3$) при i -тата форма на трептене;

n - броят на отчетените форми на трептене.

Забележка. Формула (10) не се прилага за конструкции с близки периоди на трептене (при $T_j / T_i > 0,90$, където $T_j < T_i$);

2. по правилото СQC (формули (3.5) и (3.8) от приложение № 3): максималните стойности на ефектите, причинени от прилагане на една от компонентите на сеизмичното въздействие при отчитане на n -форми на трептене и при зададени стойности на ξ в границите от 0,01 до 0,10 (препоръчва се стойността 0,05), се определят чрез модално комбиниране по следния начин:

$$f = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} f_i f_j},$$

където:

f_i и f_j са изчислителните стойности на ефектите от сеизмичното въздействие съответно при i -тата и j -тата форма на трептене;

ρ_{ij} - корелационните коефициенти, които се определят по следния начин:

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

където:

$$r_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j} = \frac{T_j}{T_i}$$

и ξ е стойността на коефициента на модалното затихване при i -тата и j -тата форма на трептене.

(5) Подробен алгоритъм за определяне на максималните стойности на ефектите от сеизмичното въздействие чрез комбиниране по форми на трептене (модално) и по направление (компоненти) е представен в т. 2 от приложение № 3.

Чл. 21. (1) Вертикалното изчислително сеизмично въздействие за случаите по чл. 10, ал. 7 се определя по формула (2), при $S_{az} = 0,9S_a$ и $R = 0,67$, а за зидани конструкции - съгласно чл. 84.

(2) Допуска се хоризонталните и наклонените конзолни елементи по чл. 54, ал. 1 и 2 и тяхното закрепване да се изчисляват като конзола с вертикално сеизмично натоварване, равно на $2,25CK_cQ$, където Q е теглото на съответния елемент.

Чл. 22. Конструкциите на сградите или съоръженията, като парапети, фронтони, орнаменти, комини, резервоари и др., и тяхното закрепване се изчисляват за хоризонтално сеизмично натоварване, равно на $2CK_cQ$, където Q е теглото на съответния елемент.

Чл. 23. (1) Стените (носещи и неносещи), панелите, преградите и тяхното закрепване се изчисляват за действието на хоризонтално изчислително сейзмично въздействие, действащо перпендикулярно на равнината им и равно на $0,6CK_cQ$, където Q е теглото на елемента.

(2) Закрепването на оборудването към конструкцията се изчислява въз основа на анализ на динамичното реагиране на системата конструкция - оборудване.

Чл. 24. Хоризонталните сейзмични сили, поемани от вертикалните носещи елементи - шайби, рамки, колони и др., на всяко етажно ниво, се разпределят, както следва:

1. за сгради с корави в равнината им подови или покривни конструкции (диафрагми) - чрез изравняване на хоризонталните премествания на подовата или покривната конструкция и хоризонталните премествания на вертикалните елементи в рамките на всеки етаж;

2. за сгради с подови или покривни конструкции, които не работят като корави хоризонтални диафрагми (например при сглобяемите подови или покривни конструкции, при които отделните елементи не са свързани помежду си, и др.) - чрез отчитане на деформативността на подовата или покривната конструкция; за сгради до пет етажа включително се допуска разпределението на вертикалните товари да се извърши пропорционално на вертикални товари, които се предават върху отделните хоризонтални елементи на етажното ниво.

Чл. 25. При изчисляване на сгради и съоръжения с използване на равнинен изчислителен модел с изключение на хидротехническите съоръжения освен сейзмичните сили по хоризонталните оси се отчита и усукващият момент, предизвикан от тези сили, спрямо вертикалната ос на сградата или съоръжението, минаваша през центъра на коравината на всеки етаж. Ексцентрицитетът между центъра на масите и центъра на коравините на всяко етажно ниво не може да е по-малък от $0,05L_i$, където L_i е размерът на етажната подова конструкция, перпендикулярен на съответната сейзмична сила.

Чл. 26. (1) Замонолитените съединения между отделните конструктивни елементи на сглобяемите и сглобяемо-монолитните сгради и съоръжения се изчисляват и за усилията, които възникват от действието на сейзмичните сили в тях.

(2) При изчисляване на заварените монтажни съединения на стоманени елементи и на съединенията на стоманобетонни елементи в сглобяеми конструкции усилията, предизвикани от сейзмичните сили, се увеличават с 25 на сто.

Чл. 27. (1) При изчисленията на якост и устойчивост с отчитане на сейзмичното въздействие към изчислителните характеристики на материалите се въвежда допълнителен коефициент за условие на работа (γ_k) съгласно табл. 4.

Таблица 4

№ по ред	Стойности на коефициента за условие на работа γ_k	Коефициент γ_k
	Вид на конструкцията	
I.	При изчисляване на якост	
1.	Стоманени и дървени конструкции	1,4
2.	Стоманобетонни конструкции (за изчисляване на якост по наклонено сечение): а) от обикновен бетон с армировка клас А-I, А-II, А-III, Т-IV и Вв-I б) от обикновен бетон с армировка от други класове в) за самостоятелни колони, колони на рамки и шайби, които поемат сейзмични сили с армировки от всички класове г) от бетони с леки пълнители с армировка от всички класове д) от клетъчни бетони с армировка от всички класове	1,2 1,1 1,0 1,1 1,0
		1,1
		1,0
3.	Стоманобетонни конструкции (за изчисляване на якост по наклонено сечение): а) греди и ригели б) колони и шайби в) площи и греди при изчисляване на продълзване	1,0 0,8 0,8
4.	Бетонни, тухлени и каменни конструкции	1,0
5.	Заваръчни съединения	0,85
6.	Болтови (обикновени и високоякостни), нитови и лепени съединения – при изчисляване на съединенията в отслабени сечения	1,1 0,85
II.	При изчисляване на устойчивост	
1.	Стоманени конструкции със стройност, по-голяма от 80	1,0
2.	Стоманени конструкции със стройност до 20	1,2
3.	Стоманени конструкции със стройност от 20 до 80	от 1,2 до 1,0 чрез интерполяция

(2) Изчислителното съпротивление на натиск на армировката в стоманобетонни конструкции е не по-голямо от 450 MPa.

Чл. 28. (1) Относителните междуетажни еластични премествания в строежите, определени от изчислителното сейзмично въздействие в съответствие с чл. 20, се ограничават с оглед удовлетворяване изискванията на чл. 4, т. 2 за недопускане на повреди и свързаните с това ограничения на експлоатацията им.

(2) За сгради с класове на значимост IV, III и II, с изключение на сградите по ал. 3 и 5, максималните стойности на относителните междуетажни еластични премествания се нормират от изискването за ограничаване на повредите на неконструктивните елементи (архитектурни, машинни или електрически, приети като неносещи при сейзмичното проектиране). В зависимост от вида на вложените материали в неконструктивните елементи и начина на свързването им към основната носеща конструкция се допускат следните стойности:

1. за сгради с неконструктивни елементи от крехки материали, свързани към

конструкцията - $h \cdot R / 100$;

2. за сгради с дуктилни неконструктивни елементи - $h \cdot R / 70$;

3. за сгради с неконструктивни елементи, свързани към конструкцията така, че да не възпрепятстват деформациите ѝ или несъдържащи неконструктивни елементи - $h \cdot R / 50$, където h е височината на етажа, а R - коефициентът на реагиране;

4. при всички случаи за сградите по т. 1 - 3 относителните междуетажни еластични премествания не трябва да надвишават - $h / 200$.

(3) За едноетажни и двуетажни производствени сгради от клас на значимост III и II относителните междуетажни еластични премествания не трябва да надвишават - $1 / 200 h$.

(4) За сгради от клас на значимост I относителните междуетажни еластични премествания не се нормират.

(5) За строежи, свързани със защитата на населението или съдържащи чувствително или потенциално опасно технологично оборудване, за които разходите за отстраняване на повредите и свързаните с тях ограничения за експлоатацията им са непропорционално високи в сравнение със стойността на строителната им конструкция или повредите нарушават жизнено важни системи при сейзмично събитие, ограничаването на междуетажните премествания се нормират от специални нормативни актове, като максималните им стойности не трябва да надвишават - $h / 400$.

Чл. 29. (1) При сгради допълнителните усилия от вертикалните товари вследствие преместванията на вертикалните носещи елементи (Р-делта ефект) не се отчитат, ако за всяко етажно ниво е спазено условието:

$$\Theta = \frac{Q \cdot \Delta}{F \cdot h \cdot R} \leq 0,10 \quad (11),$$

където:

Θ е коефициентът на деформативност;

Q - общият вертикален товар над разглежданото етажно ниво;

Δ - относителното хоризонтално преместване, определено като разлика в еластичните премествания на две съседни етажни нива; еластичните премествания се определят от изчислителното сейзмично въздействие в съответствие с чл. 20;

F - напречната сила в разглежданото етажно ниво;

h - височината на етажа под разглежданото ниво;

R - коефициентът на реагиране по табл. 3.

(2) При стойности на Θ в границите $0,10 < \Theta \leq 0,20$ се отчитат допълнителните усилия от Р-делта ефекта. В този случай сумарните усилия, включващи и влиянието на Р-делта ефекта, се определят, като сейзмичните сили по формула (2) се умножат с коефициента $1/(1 - \Theta)$ за всяко етажно ниво. С увеличените сейзмични сили се определят напречните сили и огъващите моменти.

(3) При $\Theta > 0,20$ коравината на конструкцията на строежа се увеличава или конструкцията се изследва с по-точни методи.

Чл. 30. (1) Конструкциите на сградите и съоръженията се разделят със земетръсни фуги на динамично независими части (участъци), когато:

1. строежите имат сложна форма в план, водеща до неблагоприятно сейзмично реагиране;

2. в строежите има съчетание на различни конструктивни схеми и/или системи;

3. сградите със скелетни конструкции имат разлика в нивата на подовите конструкции на съседни участъци;

4. конструкциите на строежите имат разлика във височина на съседни участъци;
5. конструкциите на строежите имат разлика в нивото на фундиране;
6. дълги в план строежи с дължина, по-голяма от гранично допустимите максимални разстояния между температурно-съсъхвателните фуги при бетонните и стоманобетонните конструкции или между температурно-деформационните фуги при стоманените конструкции по чл. 32.

(2) Допуска се конструкциите на строежите по ал. 1, т. 3 и 4 да не се разделят със земетръсни фуги, когато изчисленията се провеждат с пространствени динамични модели и се разработват необходимите конструктивни решения за поемане на завишени стойности на усилията в съответните зони. Стойностите на усилията в елементите в зоната с разлика в нивата на подовите конструкции по ал. 1, т. 3 и в зоната с разлика във височина на съседни участъци по ал. 1, т. 4 се умножават допълнително с коефициент 1,5. В моделите на конструкциите на сгради съгласно ал. 1, т. 3 следва да се вземе под внимание и поддаваемостта на земната основа.

(3) В райони с $K_c < 0,10$ за едноетажни сгради с височина до 10 м може да не се предвиждат земетръсни фуги.

Чл. 31. (1) При необходимост от земетръсни фуги по чл. 30 те се проектират така, че да разделят строежа по цялата му височина до горния ръб на фундаментите.

(2) Широчината на земетръсната фуга се определя по формулата:

$$\Delta = \sqrt{\left(\frac{\Delta_1}{R_1}\right)^2 + \left(\frac{\Delta_2}{R_2}\right)^2} \quad (12),$$

където:

Δ е необходимата минимална широчина на земетръсната фуга за предпазване от ефекта на удар на разделените с фугата строежи или части от тях;

Δ_1 и Δ_2 са преместванията при върха на двата съседни строежа с еднакви височини, а при различни височини - при върха на по-ниската сграда; преместванията Δ_1 и Δ_2 се изчисляват в еластичен стадий на поведение на конструкциите, от изчислителното сейзмично въздействие в съответствие с чл. 20;

R_1 и R_2 са коефициентите на реагиране на двете конструкции.

(3) При две съседни сгради с подови конструкции на едно и също ниво определената по ал. 2 широчина Δ на земетръсната фуга се редуцира с коефициент, равен на 0,7, като се допуска необходимата минимална широчина на земетръсната фуга да се определя по формулата:

$$\Delta = \frac{1}{2} \left(\frac{\Delta_1}{R_1} + \frac{\Delta_2}{R_2} \right) \quad (13).$$

(4) Широчината на земетръсната фуга Δ се приема не по-малка от $H/250$ и не по-малка от 5 см. H е височина на по-ниската сграда, измерена от горен ръб на фундамента до разглежданото ниво.

(5) Допуска се за подземни съоръжения с дълбочина до 10 м минималната широчина на земетръсната фуга Δ да се приема не по-малка от 3 см.

Чл. 32. (1) Разстоянието между земетръсните фуги се определят от обемно-планировъчното решение на сградите и от съответните изисквания по чл. 30, ал. 1 за разделянето на конструкциите на динамично независими части.

(2) Максималното разстояние между земетръсните фуги се приема, както следва:

1. за строежи със стоманен скелет - не по-голямо от 150 m;
2. за всички останали строежи - не по-голямо от 60 m.

(3) При проектна необходимост от разстояния между земетръсните фуги, по-големи от тези по ал. 2 или от предписаните максимални разстояния между температурно-съсъхвателните фуги при бетонните и стоманобетонните конструкции или между температурно-деформационните фуги при стоманените конструкции от съответните нормативни актове за проектиране на бетонни и стоманобетонни или стоманени конструкции, те се доказват с изчисления.

(4) Деформационните фуги и температурно-съсъхвателните фуги се проектират и като земетръсни фуги.

Чл. 33. (1) Височината на сградата се определя съгласно чл. 24 ЗУТ. Допустимата височина и етажност на сградите са съгласно табл. 5.

Таблица 5

№ по ред	Вид на сградата и на конструктивната система	Допустима височина и етажност на сградите					
		Сейзмични райони с Кс					
		0,05 <= Kс < 0,15	0,15 <= Kс < 0,27	0,27	височина, м	етажи, бр.	височина, м
1	2	3	4	5	6	7	8
1.	Жилищни, обществено-обслужващи и производствени сгради от монолитен стоманобетон или със стоманен скелет			без ограничения			
2.	Безскелетни едропанелни сгради	39	12	30	9	27	8
3.	Скелетни едропанелни и други подобни сглобяеми сгради	45	14	39	12	30	9
4.	Сгради с пакетно-повдигани площи	39	12	30	9	27	8
5.	Жилищни, обществено-обслужващи сгради и др.п. с монолитни стоманобетонни подови конструкции върху носещи тухлени стени, обрамчени със стомано-бетонни колони, греди и/или пояси	16	5	13	4	10	3
6.	Тухлени сгради с дървени подови конструкции	7	2	4	1	-	-
7.	Свободно стоящи комини: - стоманобетонни, стоманени - тухлени с външни метални пръстени, с надлъжни ребра или с други усилвания	50		без 30		20	
8.	Тухлени комини без усилвания			не се			

(2) При проектирането на болници и училища броят на етажите в тях се определя в

зависимост от стойността на сейзмичния коефициент за съответния район, както следва: за райони с $K_c \leq 0,27$ - до осем етажа; за райони с $K_c > 0,27$ - до пет етажа.

(3) Проектирането на строежи с височини, по-големи от определените по ал. 1, се извършва, като се използват дисипативни елементи, ефективността на които се доказва с нелинеен анализ.

Чл. 34. Земната основа на сградите и съоръженията се изчислява по първо гранично състояние (по носеща способност).

Чл. 35. Земната основа се изчислява по носеща способност, като се отчита и сейзмичното въздействие, при спазване изискванията на нормативните актове за геотехническо проектиране на строежите. В този случай общият коефициент на сигурност се приема не по-малък от 1,20.

Чл. 36. Коефициентът на сигурност срещу преобръщане и хълзгане се определя съгласно нормативните актове за геотехническо проектиране на строежите.

Чл. 37. При действието на моменти в двете направления на основната плоскост на фундаментите носещата способност на земната основа се определя поотделно за моментите, действащи във всяко направление, независимо един от друг.

Чл. 38. (1) При изчисляването на земната основа и на фундаментите за извънредно съчетание на товарите се допуска непълно опиране на основната плоскост на фундамента върху почвата (изключен опън), като се спазват следните условия: $e \leq B/4$ и $\sigma \leq 4R_o$, където B е размерът на фундамента в равнината на момента; e - ексцентрицитетът на изчислителния товар; σ - ръбовото почвено напрежение; R_o - изчислителното натоварване на почвата.

(2) При корави фундаменти ръбовото почвено напрежение се определя по хипотезата на Навие при изключен опън.

(3) Фундаментите, в т.ч. височината и армировката им, се оразмеряват за разрезните усилия, получени от завишените почвени напрежения (до $4 R_o$).

Чл. 39. При избора на фундаментите и на избените стени се отчитат следните общи положения:

1. земетръсните пояси между единичните фундаменти се изчисляват в съответствие с нормативните актове за геотехническо проектиране на строежите;

2. при строежи, фундиращи на дълбочина, по-голяма от 6 m, се отчита и хоризонталното натоварване върху вкопаната му част от сейзмичното въздействие на масата на заобикалящата го земна среда;

3. пилотните фундаменти се проектират при спазване изискванията на нормативните актове за геотехническо проектиране на строежите;

4. при строителство в лъсови (пропадъчни) почви се спазват изискванията на нормативните актове за геотехническо проектиране на строежите.

Чл. 40. Не се допуска проектирането на сглобяеми бетонни и стоманобетонни избени стени и фундаменти, съставени от отделни елементи, за сейзмични райони с $K_c \geq 0,27$, както и за сейзмични райони със сложни инженерно-геоложки условия (силно наклонени терени, водонаситени почви с $R_o \leq 150 \text{ kN/m}^2$, райони с физико-геоложки процеси и др. под.).

Чл. 41. (1) За сейзмични райони с $K_c \geq 0,27$ фундаментите на сградите или на отделните секции от тях се поставят на едно ниво. Това изискване се отнася и за ивичните и единичните фундаменти при фугите.

(2) При ивични фундаменти на съседни секции, положени на различни нива, преходът от ниската към високата част се проектира с отстъпи не по-високи от 0,60 м и с наклон 1:2. Ивичните фундаменти на двойните стени се проектират така, че да стъпват на едно ниво по протежение на 1 м от двете страни на земетръсната фуга.

(3) При проектиране на съседни единични фундаменти на различни нива се спазва условието:

$$\frac{\Delta h}{d} \leq \operatorname{tg}(\varphi - \Delta\varphi) \quad (14),$$

където:

Δh е разликата в нивата на фундиране;

d - светлото разстояние между фундаментите;

φ - ъгълът на вътрешно триене на почвата;

$\Delta\varphi$ - намаляването на φ при сейзмично въздействие, което се приема, както следва:

- $\Delta\varphi = 2^\circ$ при $K_c = 0,10$;

- $\Delta\varphi = 3^\circ$ при $K_c = 0,15$;

- $\Delta\varphi = 5^\circ$ при $K_c = 0,27$.

За междинни стойности на K_c стойностите на $\Delta\varphi$ се получават чрез интерполяция.

(4) При неудовлетворяване на условие (14) съседните фундаменти се изчисляват, като се отчита взаимодействието между тях (при вземане под внимание на натоварването от по-високо върху по-ниско разположените фундаменти).

(5) По изключение се допуска при почви от групи А и В съгласно табл. 1 две съседни секции да се фундират на различни нива или ако това се налага от технологични съображения, при условие че се докаже сейзмичната осигуреност на секциите.

Глава трета.

КОНСТРУКТИВНИ ИЗИСКВАНИЯ ЗА ОСИГУРЯВАНЕ НА СГРАДИТЕ И СЪОРЪЖЕНИЯТА ЗА СЕЙЗМИЧНИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ

Раздел I. Общи положения

Чл. 42. В райони със сейзмичен коефициент $K_c \geq 0,10$ всички сгради, с изключение на сградите от клас на значимост I, задължително се изчисляват на сейзмични въздействия.

Чл. 43. Сградите и съоръженията в райони със сейзмичен коефициент $0,05 \leq K_c < 0,10$ може да не се изчисляват на сейзмични въздействия, при условие че се спазват конструктивните изисквания по тази глава.

Чл. 44. (1) Максималните разстояния в т между осите на вертикалните носещи елементи, които поемат сеизмичните сили, се приемат не по-големи от разстоянията, дадени в табл. 6.

Таблица 6

№ по ред	Вид на конструкцията на сградата	Сеизмични райони с K_c		
		$0,05 < K_c \leq 0,15$	$0,15 < K_c \leq 0,27$	$0,27$
1.	Едропанелни сгради и сгради с носещи бетонни и стоманобетонни стени и монолитни подови конструкции, както и монолитни и слобяеми скелетни сгради	30	25	20
2.	Скелетно-безгревови конструкции и пакетно-повдигани площи	25	20	18
3.	Обрамчени със стоманобетонни пояси и колони, носещи тухлени стени и монолитни или замонолитени слобяеми стоманобетонни подови конструкции, обрамчени с пояси или стоманобетонни греди	20	15	12
4.	С носещи тухлени стени и стоманобетонни пояси и колони и незамонолитени подови конструкции (дървени, стоманобетонни, стоманени греди и др.)	12	9	6

(2) Вертикалните носещи елементи, които поемат сеизмичните сили, се проектират предимно в две редици независимо от стойността на K_c .

(3) При едноетажни производствени сгради разстоянията между вертикалните носещи елементи, които поемат сеизмичните сили, може да се приемат по-големи от разстоянията по табл. 6, ако това се докаже чрез изчисления.

Чл. 45. Тухлените калканни и фасадни стени, както и фронтоните и атиките се обрамчват със стоманобетонни колони, разположени през не повече от 3 т осово разстояние, и с хоризонтални или наклонени стоманобетонни пояси, разположени също през не повече от 3 т осово разстояние по височина.

Чл. 46. Облицовъчните площи на външни стени с площ, по-голяма от $0,1 m^2$, и с дебелина, по-малка или равна на 40 mm, се анкерират към стените. Облицовъчни площи с дебелина, по-голяма от 40 mm, може да се използват само ако са неразделна част от конструкцията на

стените. Не се допуска облицоването на тавани с каменни и други тежки площи.

Чл. 47. (1) Между две съседни земетръсни фуги се предвижда най-малко една стълбищна клетка.

(2) Не се допуска стълбищни клетки, които не са свързани с конструкцията на сградата, да се конструират самостоятелно, разположени извън очертанието на сградата.

Чл. 48. Земетръсните фуги се оформят с еластични материали по такъв начин, че да не възпрепятстват взаимните хоризонтални премествания на отделни части на сградите и съоръженията.

Чл. 49. При проектирането се извършва проверка чрез изчисления на закрепващите връзки на тежкото оборудване към носещите конструкции на сградите и съоръженията.

Чл. 50. Сглобяемите стоманобетонни междуетажни и покривни конструкции на сградите се замонолитват и свързват с вертикалните носещи конструкции по начин, който осигурява съвместната им работа.

Чл. 51. При дървени междуетажни и покривни конструкции гредите се анкерират в земетръсни пояси и се укрепват с диагонални връзки.

Чл. 52. Неносещите елементи (преграждащи и ограждащи стени, скелетни пълнежи и др.) се предвиждат олекотени и свързани с носещата конструкция - колони, стени и др.

Чл. 53. Неносещите елементи и техните закрепващи връзки се изчисляват на сейзмични сили извън равнината им съгласно чл. 23.

Чл. 54. (1) Конзолното издаване на етажните и покривните конструкции, когато са на едно ниво с етажната или покривната конструкция, не трябва да е по-голямо от:

1. за райони с $K_c \leq 0,27$:

а) за сгради, изпълнявани по монолитен начин и със сглобяеми скелетни конструкции - 1,80 m;

б) за сгради, изпълнявани по системата ЕПЖС - 1,20 m;

2. за райони с $K_c > 0,27$:

а) за сгради, изпълнявани по монолитен начин и със сглобяеми скелетни конструкции - 1,50 m;

б) за сгради, изпълнявани по системата ЕПЖС - 1,0 m.

(2) Максималното издаване на конзолни конструкции, които са на различно ниво от съответните подови и покривни конструкции, не трябва да е по-голямо от:

1. за сгради, изпълнявани по монолитен начин и със сглобяеми скелетни конструкции - 1,0 m;

2. за сгради, изпълнявани по системата ЕПЖС - 0,70 m.

(3) За случаите по ал. 1 и 2 конзолно издаващите се конструкции се осигуряват и изчисляват за действието на сейзмични сили съгласно чл. 21, ал. 2 или ал. 1.

(4) Конзолни издавания, по-големи от тези по ал. 1 и 2, се допускат при доказване чрез изчисления на сейзмичната осигуреноност на конструкцията по чл. 21, ал. 1.

Раздел II. Фундаменти и сутеренни стени

Чл. 55. (1) Фундаментите на сгради и съоръжения в сейзмични райони се проектират при спазване изискванията на нормативните актове за геотехническо проектиране на строежите.

(2) За сейзмични райони с $K_c \leq 0,15$ се допуска фундаментите на едноетажни сгради от клас на значимост II да се изпълняват като сглобяеми ивични фундаменти. В този случай връзките във футите се изчисляват за поемане на появяващите се разрезни усилия.

Чл. 56. Когато фундаментите и стените се изпълняват от зидани едроразмерни блокове, зидарията се превързва във всеки ред, ъгъл и място на пресичане с други зидове на дълбочина не по-малка от 1/3 от височината на блока.

Чл. 57. При сгради и съоръжения в сейзмични райони с $K_c \geq 0,27$ в ъглите на хоризонталните фуги и в местата на пресичане на стените в сутерена се поставят армировъчни мрежи с дължина най-малко 2,0 m и с напречно сечение на наддължната армировка не по-малко от 1,0 cm². Мрежите се поставят през 50 cm по височина.

Чл. 58. (1) Дълбината на фундиране на строежите се доказва с проверка за устойчивост (крайно гранично състояние на носещата способност на земната основа при извънредно съчетание на натоварванията), като коефициентът на сигурност е 1,20. При наличие в земната основа на водонаситени пясъци, склонни към втечняване, се проверява и устойчивостта на основата при условие на втечнени пясъци.

(2) Минималната дълбочина на фундиране се приема, както следва:

1. за почви от група А - от 0,40 до 0,60 m, в зависимост от степента на известряване на скалата;

2. за почви от групи В и С - 1/15 от височината на сградата или съоръжението, но не по-малка от 0,80 m;

3. за почви от групи D и E - 1/10 от височината на сградата или съоръжението, но не по-малка от 0,80 m.

Раздел III. Стоманобетонни конструкции

Чл. 59. (1) Монолитните стоманобетонни конструкции (колони, стойки на рамки, греди, ригели и шайби), които поемат сейзмичните сили, се конструират при спазване изискванията на нормативните актове за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции и на приложение № 7 - табл. 7.1, 7.2 и 7.3 и фиг. 7.1, 7.2 и 7.3, което осигурява дуктилното им поведение.

(2) Монолитните стоманобетонни стени (шайби) с отвори се изчисляват като рамкови или рамково-диафрагмени конструкции и се конструират в съответствие с приложение № 7 - табл. 7.1, 7.2 и 7.3 и фиг. 7.1, 7.2 и 7.3.

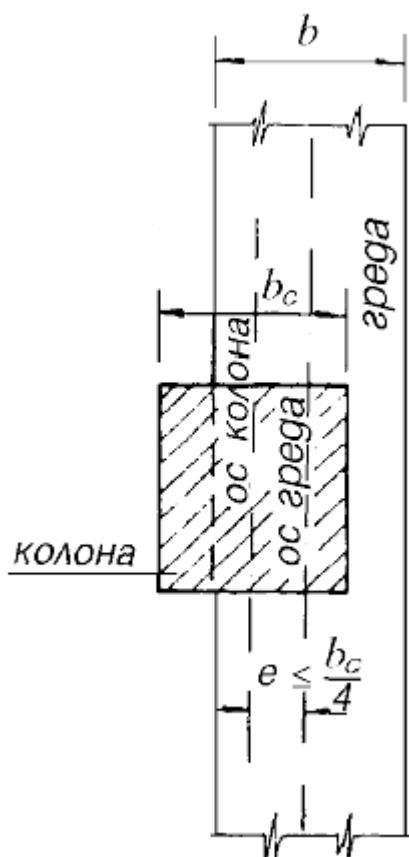
(3) Класът на бетона по якост на натиск за стоманобетонни конструкции, които поемат сейзмичните сили, е не по-нисък от B25 (C20/25). Допуска се за строежи с клас на значимост I да се използва бетон с клас B20 (C16/20).

(4) Монолитните стоманобетонни конструкции, които не поемат сейзмични сили, се конструират при спазване изискванията на нормативните актове за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции.

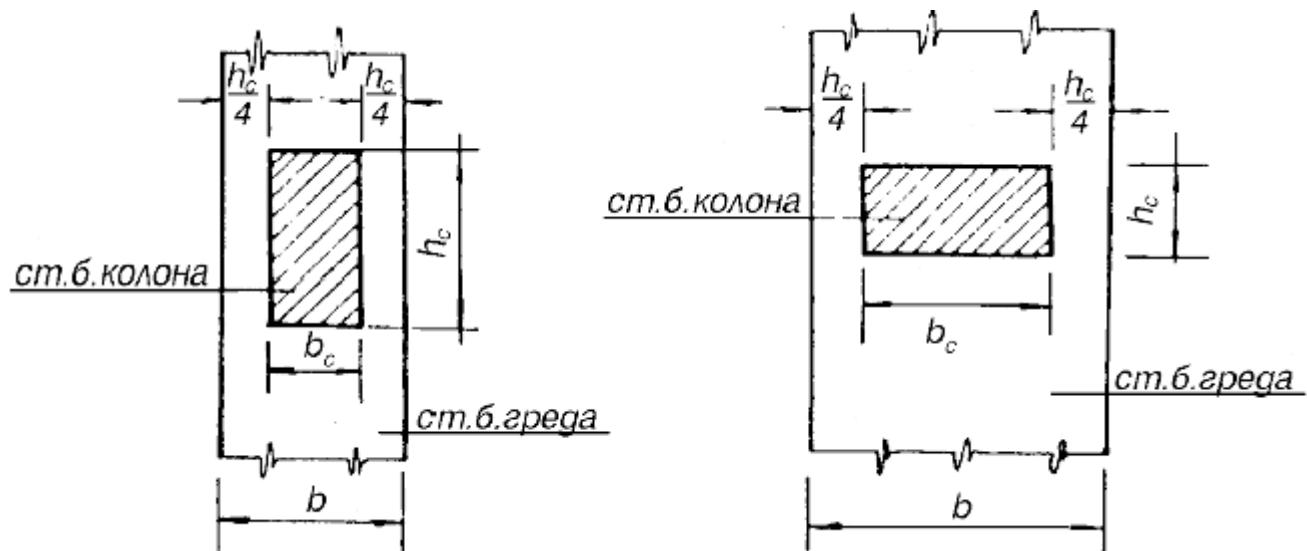
(5) С изключение на укрепващите вертикални пояси и неносещите зидани стени не се допуска насажддане на стоманобетонни стени и колони върху плохи поради концентрация на усилия и деформации в недисипативен елемент.

Чл. 60. (1) При изчисляване на якост по нормални към наддължната ос на елемента сечения, подложени на огъване и нецентричен натиск, характеристиката на натисковата зона на бетона ξ_R се определя в съответствие с изискванията на нормативните актове за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции, като се умножи с коефициент 0,85.

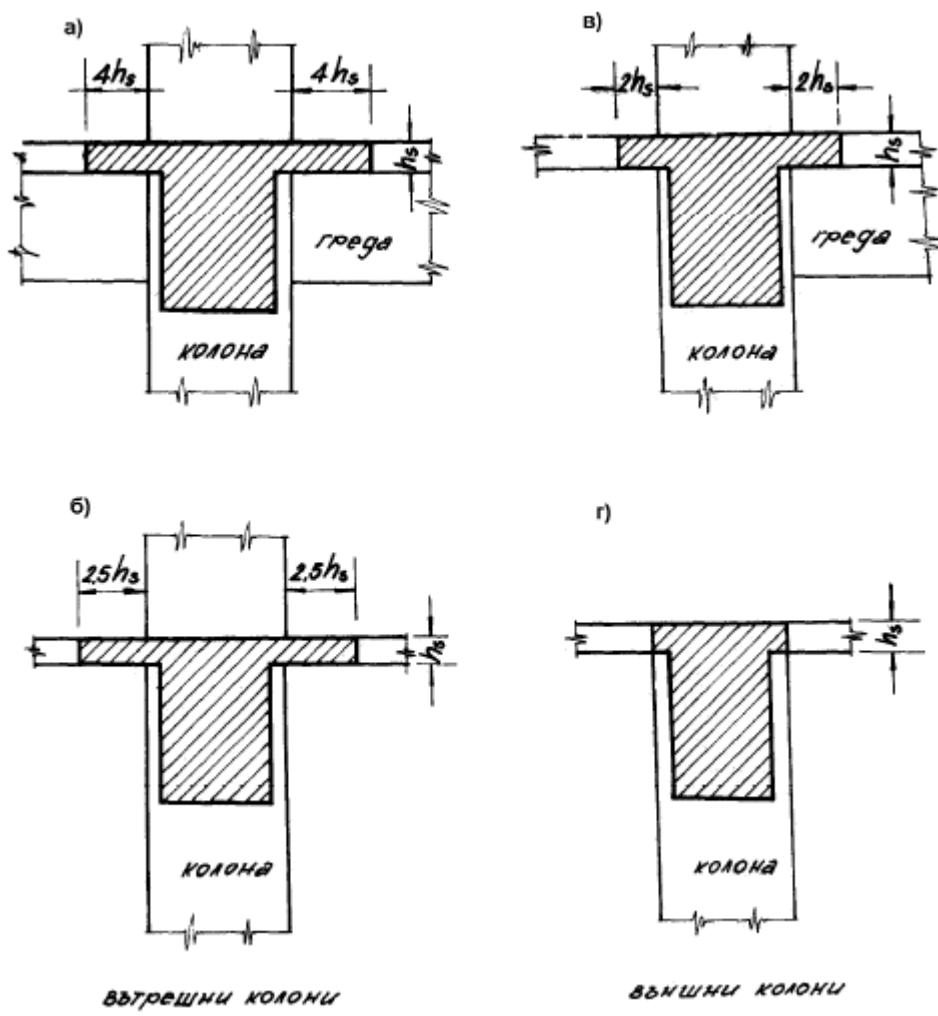
(2) Изчисляването на стоманобетонните стени (шайби) за носеща способност на срязване срещу хълзгане при сейзмични въздействия се извършва в съответствие с т. 5.5.3.4.4 от БДС EN 1998-1.



Фиг. 2



Фиг. 3



Фиг. 4

Чл. 61. Снаждането на армировката в участъците на съединенията на елементите (колона-грела, колона-колона, греда-грела) и в местата, където е възможно образуването на пластични зони, следва да се ограничава.

Чл. 62. При конструиране на колоните съгласно табл. 7.1 от приложение № 7 се допуска снаждане на наддължната армировка в крайните сечения на колоните. В този случай разстоянието на стремената в участъка на снаждане на наддължната армировка се приема не повече от шест пъти диаметъра на наддължната армировка.

Чл. 63. В сглобяеми греди и площи не се допуска снаждане посредством застъпване на наддължната опънна армировка на разстояние, по-малко от два пъти дебелината на елемента от мястото на съединенията. В този случай по цялата дължина на застъпването се предвиждат стремена.

Чл. 64. При нецентрично стъпване на гредите върху колоните эксцентрицитетът между геометричните центрове на двете сечения се приема не по-голям от 1/4 от размера на колоната откъм страната на стъпване на гредата (фиг. 2).

Чл. 65. Максималната широчина на гредите, които стъпват върху стоманобетонни колони (фиг. 3), се определя по условието

$$b \leq b_c + \frac{h_c}{2} \leq 2bc .$$

Чл. 66. (1) За двустранни и еднострани плочогредови сечения с плоча в натисковата зона, стъпващи върху стоманобетонни колони, се приема, че армировката в плочата работи съвместно с гредата (фиг. 4):

1. при вътрешни колони и при наличието на напречни греди - 4 пъти дебелината на плочата, мерено от ръба на колоната за всяка страна (фиг. 4а);

2. при вътрешни колони, когато липсват напречни греди - 2,5 пъти дебелината на плочата, мерено от ръба на колоната за всяка страна (фиг. 4б);

3. при външни колони и при наличието на напречни греди - 2 пъти дебелината на плочата, мерено от ръба на колоната за всяка страна (фиг. 4в);

4. при външни колони, когато липсват напречни греди - армировката, разположена в участъка на широчината на колоната (фиг. 4г).

(2) В случаите по ал. 1 най-малко 75 на сто от армировката минават през колоната или се анкерират в нея.

Раздел IV. Скелетни сглобяеми и монолитни сгради

Чл. 67. Хоризонталните сили в скелетните сглобяеми и монолитни сгради може да се

поемат, както следва: от скелета; от скелета, запълнен със зидария; от скелета, укрепен с диагонални или вертикални връзки; от шайби или корави ядра или като комбинация от тези елементи.

Чл. 68. (1) Възлите на стоманобетонния скелет се конструират при спазване на изискванията по чл. 59.

(2) При сглобяемите конструкции се отчита влиянието на съединенията върху капацитета на конструкцията за дисипиране на енергия, както и възможността за деградация на реагиране (понижаване на носещата способност и коравината) при циклични деформации след пластифициране. За отчитане на тези ефекти се използват указанията, дадени в т. 5.11 от БДС EN 1998-1.

Чл. 69. За ограждащи стени на стоманобетонния скелет се използват леки стени от ефективни материали. За ограждащи стени се допуска използването на зидарии съгласно чл. 83.

Чл. 70. Допуска се използването на самоносещи стени в следните случаи:

1. при разстояние между колоните, обрамчващи стените, не по-голямо от 7,20 m;
2. при височина на сградите, мерено от терена, изпълнявани в сейзмични райони със сейзмичен коефициент:
 - a) $0,05 \leq K_c < 0,15$ - до 20 m;
 - б) $0,15 \leq K_c \leq 0,27$ - до 18 m;
 - в) $K_c > 0,27$ - до 12 m.

Чл. 71. (1) При скелетни сгради зидарията на самоносещите стени се свързва със скелета на сградата посредством еластични връзки.

(2) Между самоносещите стени и колоните на скелета се предвижда фуга (междина) не по-малка от 20 mm, която се запълва с нискоякостни материали (като клас на якост на натиск на вароциментов разтвор $M\ 1\ N/mm^2$ и др.).

(3) По цялата дължина на самоносещите стени на нивата на етажните конструкции се предвиждат земетръсни пояси, свързани със скелета на сградата.

Чл. 72. (1) Стълбищните и асансьорните клетки на скелетните сгради се конструират като вградени конструкции, разрязани на отделни етажни нива и неоказващи влияние върху коравината на скелета, или като корави ядра, свързани с конструкцията, продължаващи непрекъснато по височина на сградата и поемащи сейзмични сили.

(2) За скелетни сгради с височина до пет надземни етажа включително в сейзмични райони с $0,10 \leq K_c \leq 0,27$ се допуска стълбищните и асансьорните клетки в очертанието на сградата да се изпълняват като самостоятелни конструкции, отделени от скелета.

Чл. 73. Конструктивните схеми се избират така, че развитието на пластичните зони да става най-напред в хоризонталните елементи на скелета (ригели, щурцове, свързващи греди и др.).

Чл. 74. При проектирането на високи скелетни сгради с височина, по-голяма от 16 етажа, освен деформациите от огъване и хълзгане се отчитат и деформациите от нормалните сили в колоните на скелета и деформациите на земната основа, като се извършва проверка на устойчивост срещу обръщане.

Чл. 75. Гредите (ригелите) се свързват с крайните колони кораво независимо от приетата статическа схема при изчислението.

Чл. 76. Когато сейзмичните сили се поемат от скелета и пълнежната зидария, класът на якост на натиск на разтвора за зидарията се определя чрез изчисления, като той не трябва да е по-нисък от:

1. за райони с $0,10 \leq K_c \leq 0,27$ - М $2,5 \text{ N/mm}^2$;
2. за райони с $K_c > 0,27$ - М 5 N/mm^2 .

Раздел V.

Едропанелни сгради и сгради с монолитно излели стоманобетонни носещи стени

Чл. 77. Едропанелните сгради се проектират при спазване на следните изисквания:

1. хоризонталните и вертикалните диафрагми преминават непрекъснато през цялата площ и височина на сградата; допуска се по изключение прекъсване на вертикалните стенни диафрагми и замяната им с друг вид носещи конструкции, осигуряващи пренасянето на сейзмичните сили до фундамента; при това в изчисленията се отчита допуснатата нерегулярност по височина на конструкцията (приложение № 2 и забележките към табл. 3);

2. подовите конструкции се проектират като хоризонтални диафрагми с достатъчна коравина, за да изравняват хоризонталните премествания между вертикалните носещи елементи на отделните нива;

3. лоджиите се проектират вградени с дължина, равна на разстоянието между две съседни стени; в местата на разместяване на лоджиите, в равнината на външните стени се конструират стоманобетонни рамки;

4. сградите се проектират предимно със симетрично разположени наддължни и напречни стени; изключение се допуска, при условие че се отчитат допълнителните усилия от усукване;

5. свързването между стенните и подовите панели осигурява поемането на являващите се усилия и необходимата коравина на елементите.

Чл. 78. (1) Стенните панели може да се армират с пространствени скелети или заварени мрежи.

(2) Когато сейзмичните сили се поемат от трислойни външни стенни панели, вътрешният носещ бетонен слой се предвижда с дебелина най-малко 80 mm.

Чл. 79. Необходимото напречно сечение на металните връзки във фугите между панелите се определя чрез изчисления, като то не трябва да е по-малко от 1 cm^2 на един линеен метър фуга, а за сгради с височина до пет етажа в райони със сейзмичен коефициент $K_c \leq 0,27$ - не по-малко от $0,5 \text{ cm}^2$ на един линеен метър. Металните връзки се поставят на разстояние една от друга не

по-голямо от 1,50 m.

Чл. 80. (1) Връзките между панелите се разполагат по контура в съответствие с изчислените усилия така, че да има възможност за развитието на нееластични деформации. Съединенията трябва да дават възможност за замонолитване и за контрол на изпълнението и да са непрекъснато разположени, за да се избегне концентрация на усилията.

(2) При поемане на срязващите усилия в хоризонталните фуги на стенните панели триенето не се отчита.

(3) При поемане на срязващите усилия във фугите се допуска да се отчита и силата на триенето, ако чрез изчисления се докаже, че при най-неблагоприятната комбинация на натоварване, включваща сейзмичните сили, в хоризонталните фуги на стенните панели действат натискови нормални сили. Силата на триене се приема не по-голяма от 30 на сто от минималната възможна натискова сила.

Раздел VI. Сгради с носещи зидани конструкции

Чл. 81. В сейзмични райони се допуска зиданите конструкции да се използват като носещи конструкции при спазване на изискванията за допустима височина и етажност на сградите съгласно табл. 5.

Чл. 82. (1) За носещи конструкции се използват плътни тухли или тухли с вертикални кухини при процент на кухинност не повече от 25. Максималният размер на вертикалните кухини се приема не по-голям от 12 mm.

(2) Не се допуска използването като носещи конструкции на тухли с наддължни кухини, преминаващи успоредно или напречно на зида.

(3) За сейзмични райони с $K_c \leq 0,27$ се допуска използването на тухли с наддължни кухини като неносещи ограждащи и програждащи стени.

Чл. 83. Якостните показатели на използваниите материали за зидарии, поемащи сейзмичните сили, отговарят на следните изисквания:

1. якостта на натиск на тухлите е не по-ниска от $7,5 \text{ N/mm}^2$;
2. минималната якост на натиск на бетонните елементи за зидарии (в т.ч. от леки бетони с обемно тегло не по-малко от 1200 kg/m^3) е не по-малка от 10 N/mm^2 ;
3. минималната якост на камъка за каменни зидарии е не по-ниска от 10 N/mm^2 ;
4. минималният клас на якост на натиск на вароциментовия разтвор за зидарии, изпълнявани при летни условия, е не по-нисък от $M 2,5 \text{ N/mm}^2$, а за зидарии, изпълнявани при зимни условия - не по-нисък от $M 5 \text{ N/mm}^2$;
5. за панели от зидани елементи класът на якост на натиск на разтвора е не по-нисък от $M 5 \text{ N/mm}^2$.

Чл. 84. (1) Зиданите конструкции се изчисляват за едновременното действие на сейзмичните сили в хоризонтално и вертикално направление.

(2) Хоризонталната компонента на изчислителната сейзмична сила се определя по

формула (1).

(3) Вертикалната компонента на сейзмичната сила се определя, както следва:

1. за сейзмични райони с $K_c \leq 0,15$ - 15 на сто от съответното вертикално статично натоварване;

2. за сейзмични райони с $K_c > 0,15$ - 30 на сто от съответното вертикално статично натоварване.

(4) Направлението на действие на вертикалната компонента (нагоре или надолу) се приема за най-неблагоприятното напрегнато състояние на разглеждания елемент.

Чл. 85. (1) При неармирани зидани конструкции етажната височина на сградите се приема не по-голяма от:

1. за райони с $K_c \leq 0,10$ - 5,0 m;
2. за райони с $0,10 < K_c \leq 0,27$ - 4,0 m;
3. за райони с $K_c > 0,27$ - 3,5 m.

(2) В случаите по ал. 1 отношението на етажната височина към дебелината на стената се приема не по-голямо от 14.

Чл. 86. Носещите тухлени стени се обрамчват със стоманобетонни колони и пояси.

Чл. 87. (1) В сгради със зидани носещи стени освен външните надлъжни стени се предвижда не по-малко от една вътрешна надлъжна стена.

(2) Разстоянието между осите на напречните стени се определя чрез изчисления, като то не трябва да е по-голямо от определеното в табл. 6.

Чл. 88. На нивото на етажните и покривните конструкции се предвиждат стоманобетонни пояси по всички носещи надлъжни и напречни стени с широчина, равна на широчината на зида, и с височина не по-малка от 200 mm. Поясите се проектират от бетон с клас по якост на натиск не по-нисък от B20 (C16/20).

Чл. 89. Участъци от стени и корнизи, излизящи над покривите с повече от 400 mm, се армират или свързват с монолитни стоманобетонни колони и пояси.

Чл. 90. Размерите на елементите на зиданите конструкции, определени чрез изчисления, се приемат не по-малки от определените в табл. 7.

Таблица 7

№ по ред	Елементи на зиданите конструкции	Размери на елементите на зиданите конструкции			Забележки
		$K_c \leq 0,10$	$0,10 < K_c \leq 0,27$	$K_c > 0,27$	
1.	Широчина на между- прозоречните стени	640 mm	900 mm	1160 mm	1. За ъглови междупрозоречни стени широчината

2.	Широчина на отворите	не повече от 3,60 m	не повече от 3,0 m	не повече от 2,40 m	се приема с 25 см повече от посочените стойности. 2. Междупрозоречните стени с по-малка широчина се армират или обрамчват със стоманобетонни колони и пояси. Допускат се по-големи отвори, ако са обрамчени със стоманобетонни рамки.
3.	Отношение на широчината на междупрозоречните стени към широчината на отвора	не по-малко от 0,33	не по-малко от 0,50	не по-малко от 0,75	
4.	Издаване на стените в план	не повече от 2,0 m	не повече от 1 m	-	

Чл. 91. Щурцовете над отворите се предвиждат с широчината на зида, като стъпването върху него е най-малко 350 mm. При отвори до 1,5 m стъпването може да е 250 mm. В сгради с носещи тухлени стени щурцовете се свързват със стоманобетонни пояси.

Чл. 92. Междуетажните и покривните панели стъпват върху тухлени и каменни зидове посредством стоманобетонни пояси. Поясите преминават на нивото на панелите, а стъпването се приема не по-малко от:

1. при стени, изпълнени на място - 120 mm;
2. при стени от тухлени панели - 90 mm.

Чл. 93. (1) Гредите на стълбищните площаадки се закотвят в зидарията най-малко 250 mm и се анкерираят.

(2) Сглобяемите стълбищни рамена и площаадки се закрепват към етажните конструкции.

(3) Не се допускат конзолни стъпала, запънати в зидарията, без стоманобетонни греди и пояси.

Раздел VII.

Предварително напрегнати стоманобетонни конструкции

Чл. 94. В предварително напрегнати стоманобетонни конструкции, които се изчисляват на извънредно съчетание на натоварванията, при отчитане на сейзмичните въздействия, усилията, определени от условията за якост на сеченията, трябва да превишават усилията при образуване на пукнатини не по-малко от 25 на сто.

Чл. 95. За напрегната армировка се предвижда армировка с браковъчен минимум на относително удължение при скъсване най-малко 4 на сто.

Чл. 96. (1) За елементи, напрегнати на стенд, се допуска използването на кръгъл гладък тел, ако в краищата на елементите са поставени закотвящи устройства.

(2) В земетръсни райони с $K_c > 0,27$ не се допуска използването на оребрени телове без закотвящи приспособления, както и на прътова армировка с периодичен профил с диаметър, по-голям от 28 mm.

Чл. 97. (1) В земетръсни райони се прилага напрегната армировка със сцепление с бетона.

(2) Допуска се прилагането на напрегната армировка без сцепление с бетона в следните случаи:

1. при подови и покривни конструкции, които не са включени като съдействащи елементи при оразмеряването на огъване на вертикалните носещи елементи (рамки, шайби), а служат само като хоризонтални диафрагми;

2. частично напрегнати греди, при които най-малко 80 на сто от носещата способност се осигурява с обикновена ненапрегната армировка.

Чл. 98. Участъците на анкериране на напрегнатите спонове се разполагат извън зоните, в които се очаква развитието на пластични деформации.

Раздел VIII. Стоманени конструкции

Чл. 99. При проектирането на стоманени конструкции в сейзмични райони се използват материали, които отговарят на следните изисквания:

1. допускат развитието на нееластични деформации;

2. опънната якост (якостта при скъсване) е най-малко с 30 на сто по-висока от границата на провлачване на стоманата;

3. остатъчното удължение при скъсване е не по-малко от 15 на сто;

4. за натоварени на опън болтове и връзки се използват предимно високоякостни стомани, които отговарят на изискванията на съответните спецификации.

Чл. 100. Подовите и покривните конструкции се проектират обикновено с коравина, която осигурява работата им в равнината като корав недеформиращ диск.

Чл. 101. При проектирането на стоманени конструкции в сейзмични райони се спазват следните изисквания:

1. не се допуска използването на подвижни лагери за опиране на главните носещи елементи върху колоните;

2. хоризонталните диафрагми се осигуряват чрез подходящи връзки срещу отделянето им от подпорите;

3. гредите и фермите се осигуряват срещу странични премествания, като се вземат мерки за ограничаване поемането на хоризонталните сили от закрепващите болтове, работещи на срязване;

4. осигурява се възможност за развитието на пластични деформации в конструкциите;

концентрацията на напреженията вследствие на нагъсто разположени заварени шевове, наличие на отвори, вдълбнатини, резки изменения на сеченията и др. се свежда до минимум;

5. в съединения с болтове, работещи на срязване и смачкване, за които е меродавно съчетанието на натоварванията и въздействията с участие на сейзмичното въздействие, изчислителната носимоспособност на болтовете на срязване трябва да е най-малко с 20 % по-висока от носимоспособността на смачкване.

Чл. 102. Максималната стройност на елементите на стоманените конструкции, при които меродавната изчислителна комбинация от усилия включва и сейзмичните сили (с изключение на въжените конструкции), се приема съгласно нормативния акт за проектиране на стоманени конструкции.

Глава четвърта. ТРАНСПОРТНИ СЪОРЪЖЕНИЯ

Раздел I. Общи положения

Чл. 103. (1) Изискванията на тази глава се прилагат при проектирането на основните елементи и съоръжения на железопътни линии, републикански и местни пътища за сейзмични райони с $K_c \geq 0,10$.

(2) Производствените, спомагателните, складовите и други сгради с транспортно предназначение се проектират при спазване изискванията на глави първа, втора и трета.

Чл. 104. Изчислителната сейзмична сила се определя по формула (1).

Чл. 105. При проектирането на тунели с дължина, по-голяма от 500 m, и на мостове с обща дължина, по-голяма от 500 m, с подпорно разстояние, по-голямо от 50 m, или с височина на опорите, по-голяма от 50 m, сейзмичният коефициент K_c и динамичните коефициенти β_i се определят въз основа на данни от геологки и инженерно-сейзмологични изследвания.

Чл. 106. При проектирането на транспортни съоръжения, включително мостове и тунели, които не са посочени в чл. 105, K_c се приема съгласно приложение № 5.

Чл. 107. Числените стойности на коефициента на значимост C на транспортните съоръжения са съгласно табл. 2.

Чл. 108. Числените стойности на коефициента на реагиране R на транспортните съоръжения са съгласно табл. 3.

Чл. 109. При проучването и проектирането на транспортни съоръжения за площадки с

особени инженерно-геоложки условия (наличие на минни разработки, на карст и др.п.) чакълестите почви се отнасят към група С съгласно табл. 1.

Чл. 110. Динамичните коефициенти β_i се определят по формули (3), (4) и (5), както следва:

1. за тунели - в зависимост от групата на почвата, в която е проектиран тунелът, а за тунели с дължина над 500 m - съгласно чл. 105;
2. за мостове и подпорни стени - в зависимост от почвата под нивото на фундиранието, като при нееднородни почви се отчитат среднотежестните стойности съгласно чл. 15, ал. 4;
3. за насыпи и тръби под насыпи - в зависимост от почвата под основата на насыпа и съгласно чл. 15, ал. 4.

Раздел II. Трасиране на пътища

Чл. 111. При трасирането на пътища в райони със сейзмичен коефициент $K_c \geq 0,10$ неблагоприятните участъци, като свлачища, зони на възможни срутвания, заблатени места и др.п., се избягват.

Чл. 112. (1) Допуска се трасирането на пътища в райони със сейзмичен коефициент $K_c \geq 0,15$ в нескални участъци при наклон, по-голям от 1:1,5, въз основа на специални инженерно-геоложки проучвания.

(2) Не се допуска трасирането на пътища в нескални участъци с наклон, по-голям или равен на 1:1.

Раздел III. Земно тяло и горно строене на железопътни линии

Чл. 113. (1) В райони със сейзмичен коефициент $K_c \geq 0,27$ и с височина на насыпите (дълбочина на изкопите), по-голяма от 4 m, откосите на земното тяло от нескални почви се приемат с наклон $1:(b + 0,25)$, където $1:b$ е наклонът на откосите, проектирани в несеизмични райони. Откоси с наклон 1:2,25 и по-полегати от тях се проектират при спазване изискванията на тази наредба.

(2) Допуска се откоси на изкопи, разположени в скални почви, както и откоси на насыпи от скални почви със съдържание на по-малко от 20 на сто запълнител, да се проектират по същия начин както за несеизмични райони.

Чл. 114. Площадката на земното тяло върху склоновете се разполага изцяло върху тераса, изрязана в склона, или изцяло върху насыпа. Преходните участъци се проектират с минимална дължина.

Чл. 115. В райони със сейзмичен коефициент $K_c \geq 0,15$ железопътните насыпи, разположени върху склонове при скални терени с наклон, по-голям от 1:1, се укрепват.

Раздел IV. Мостове

Чл. 116. Мостовете се разполагат извън зоните на тектоничните разломи, в участъци на речни долини с устойчиви склонове.

Чл. 117. При избора на конструктивна схема се предпочитат гредови мостове с прости и непрекъснати греди.

Чл. 118. Строителство на дъгови мостове се допуска само при наличието на скална основа. Петите на сводовете и на дъгите се опират на монолитни опори и се разполагат възможно по-ниско.

Чл. 119. В район със сейзмичен коефициент $K_c > 0,15$ минималното разстояние (l) в mm между челото на носещата греда и вътрешния ръб на устоя или стълба се определя по формулата:

$$l = a + 1,7L + 7H, \quad (15)$$

където:

а се приема, както следва:

- 150 mm - при отвор до 30 m;
 - 250 mm - при отвор, по-голям от 30 m;
- L е подпорното разстояние, m;
H - средната височина на колоните, m.

Чл. 120. В райони със сейзмичен коефициент $K_c > 0,15$ при нескална почва устоите или стълбовете на мостове с рамкови опорни конструкции се подпират върху общ фундамент.

Чл. 121. Основите на фундаментите се проектират хоризонтални. Отстъпи се допускат само при скални почви.

Чл. 122. Мостовете се изчисляват за якост, а при необходимост - и за устойчивост на конструкцията им при сейзмични въздействия.

Чл. 123. При изчисляването на мостовете се отчита съвместното действие на сейзмичните сили, на постоянните натоварвания, на триенето на подвижните части в опорните устройства и на натоварването от подвижния състав. Изчисляването се съобразява с наличието или липсата на подвижен състав върху моста.

Чл. 124. (1) При определяне на изчислителната сейзмична сила за мостове коефициентите на натоварване за различните видове товари се приемат съгласно приложение № 4.

(2) Коефициентите на съчетание на разрезните усилия от постоянни и подвижни товари и сейзмични въздействия се приемат равни на 1.

Чл. 125. (1) При изчисляване на конструкциите на мостовете на устойчивост и при изчисляване на връхните конструкции на якост при отвори, по-големи от 18 m, се отчитат вертикалната и хоризонталната компонента на сейзмичното въздействие. В този случай вертикалната компонента се определя по формула (1), умножена с 0,90.

(2) Изчислителните сейзмични сили, съответстващи на хоризонталните компоненти на сейзмичното въздействие, се отчитат поотделно по оста и напречно на ости на моста.

Чл. 126. При изчисляване на опорните анкерни болтове на якост изчислителната сейзмична сила се умножава с 1,5. В случай че сейзмичното въздействие се предава на опората без участието на анкерните болтове, съответната изчислителна сейзмична сила не се увеличава.

Чл. 127. (1) При изчисляване на конструкциите на мостове срещу обръщане коефициентът на сигурност срещу обръщане се умножава със:

1. за конструкции върху общ фундамент - 0,9;
2. за конструкции, опиращи се на отделни опори - 1.

(2) При изчисляване на конструкциите на мостове срещу хълзгане коефициентът на сигурност се умножава с 0,9.

Чл. 128. При проектиране на фундаменти эксцентриитетът e_1 на равнодействащата на активните сили по отношение на центъра на тежестта на сечението на фундамента се ограничава, както следва:

1. при фундиране върху нескална основа $e_1 \leq 1,5\rho$;
2. при фундиране върху скална основа $e_1 \leq 2\rho$, където ρ е разстоянието от центъра на тежестта на стъпката на фундамента до най-отдалечената ядрова точка от страна на най-натоварения ръб.

Чл. 129. При изчисляването на якост и устойчивост на конструкциите по гранично състояние и по допустими напрежения коефициентът за условие на работа γ_k се приема съгласно табл. 4, като се отчитат и сейзмичните въздействия.

Раздел V. Тръби под насили

Чл. 130. За райони със сейзмичен коефициент $K_c > 0,15$ се предвиждат предимно стоманобетонни тръби със затворен профил.

Чл. 131. Когато за райони със сеизмичен коефициент $K_c > 0,15$ се проектират стоманобетонни правоъгълни тръби, покрити със слюбяеми стоманобетонни площи, между плочите и стените се предвиждат връзки.

Раздел VI. Подпорни стени

Чл. 132. (1) Допуска се използването на суха каменна зидария за подпорни стени с височина до 3 m.

(2) Не се допуска използването на суха каменна зидария за подпорни стени за железопътни линии в райони с $K_c > 0,10$ и за автомобилни пътища в райони с $K_c > 0,15$.

Чл. 133. (1) Височината на подпорните стени, мерено от основата на фундамента за стени от бетон, бутобетон или каменна зидария на разтвор, се приема не по-голяма от:

1. за райони с $K_c \leq 0,15$ - 10 m;
2. за райони с $K_c > 0,15$ - 5 m.

(2) В случаите, които не са посочени в ал. 1, подпорните стени се проектират от стоманобетон.

Чл. 134. Подпорните стени се разделят с вертикални фуги на секции по дължина така, че стъпките на всяка секция да бъдат на еднородни почви. Дължината на секцията е не по-голяма от 12 m.

Чл. 135. При разполагане на основите на съседни секции на различни нива преходът на едното към другото ниво се осъществява на стъпала при отношение на височината към широчината на стъпалото 1:2.

Раздел VII. Тунели

Чл. 136. (1) При избора на трасето на тунела се избягват тектонични разломи, като се предпочитат почви с еднородни сеизмични характеристики.

(2) В участъците на тектонични разломи, които се пресичат от тунели и по които е възможно раздвижване на земни маси, се предвиждат съответните мерки за сигурност на съоръжението.

Чл. 137. За тунели в планински райони със сеизмичен коефициент $K_c \leq 0,15$ се допуска облицоване с торкретбетон, съчетано с анкерно закрепване.

Чл. 138. В райони със сеизмичен коефициент $K_c \leq 0,15$ се допуска използването на бетонни портали.

Чл. 139. В местата на присъединяване към основния тунел на камери и спомагателни тунели (вентилационни, дренажни и др.) се предвиждат деформационни фуги.

Глава пета. ХИДРОТЕХНИЧЕСКИ СЪОРЪЖЕНИЯ

Раздел I. Общи положения

Чл. 140. (1) При проектирането на безнапорни съоръжения от всички класове на значимост и на водоподпорни съоръжения от класове III и II, както и за предварителни проучвания на водоподпорни съоръжения от клас IV съгласно табл. 2 сейзмичността на площадката се определя съгласно приложения № 2 и 3, като се отчитат и инженерно-геоложките данни за нея.

(2) При проектирането на водоподпорни съоръжения в райони с $K_c \leq 0,05$ и при почви от група D се приема $K_c = 0,10$.

(3) Проектирането на водоподпорни съоръжения в райони с $K_c > 0,27$ и при почви от група D се допуска след технико-икономическа обосновка.

Чл. 141. Водоподпорни съоръжения от клас IV се проектират по уточнени характеристики на сейзмичното въздействие, които се определят въз основа на микросейзмични изследвания.

Чл. 142. При проектирането водоподпорните съоръжения се осигуряват на сейзмични въздействия и за периода на изграждането им, като сейзмичният коефициент се умножава с 0,5.

Чл. 143. (1) Хидротехническите съоръжения, земната основа и бреговите склонове в отвора на съоръжението и в зоната на водохранилището се проектират при спазване изискванията на чл. 15, 151 и 152.

(2) За водоподпорни съоръжения от клас IV, разположени в райони с $K_c > 0,10$, може да се извършват допълнителни изчисления с реални или синтезирани акселограми, най-вероятни за района, в който попада съоръжението. Максималните амплитуди на ускоренията в земната основа се приемат не по-малко от K_c g. В този случай съоръженията се изчисляват на сейзмични въздействия при отчитане развитието на нееластични деформации в конструкцията и при допускане на частични повреди, които не застрашават общата сигурност на съоръжението.

Чл. 144. Хидротехническите съоръжения и земната основа се изчисляват при спазване изискванията на нормите за проектиране на съответните видове съоръжения, като се отчита и изчислителното сейзмично въздействие, определено съгласно чл. 15. При изчисленията се вземат предвид сейзмичните въздействия от теглото на съоръжението, от присъединената водна маса (или хидродинамичното налягане), от вълните във водохранилището и от динамичните натоварвания на почвата, предизвикани от земетресение.

Чл. 145. (1) Деформационните и якостните характеристики на материалите в съоръжението се определят експериментално. Допуска се приемането на деформационни характеристики, осреднени по цялото сечение или по обема на съоръжението. При отчитане на сейзмичните въздействия съгласно чл. 15 се допуска използването на статичните якостни характеристики, като допълнителният коефициент γ_k за бетонни и стоманобетонни конструкции се приема 1,20.

(2) При динамичното изследване с реални и синтезирани акселограми се използват изчислителните динамични деформационни и якостни характеристики на материалите.

(3) При наличие на несвързани водонаситени почви в основата или в тялото на съоръжението се извършва оценка на минималната им допустима плътност, удовлетворяваща условието на динамична устойчивост на структурата, както и на възможността за намаляване на якостта на срязване вследствие втечняване на почвата при сейзмични въздействия.

Чл. 146. За съоръжения от земноскални материали се допускат остатъчни деформации и частични повреди (слигания, премествания, пукнатини и др.), които няма да имат опасни последствия и да доведат до разрушаване на съоръжението, ако същите могат да бъдат отстранени след земетресение. Запазването на елементите на напорния фронт при повторно въздействие на земетръс трябва да се осигурява без ремонт с два пъти по-нисък сейзмичен коефициент. За бетонни и стоманобетонни хидротехнически съоръжения граничните състояния се определят в съответствие с изискванията на нормативните актове за конкретните видове съоръжения.

Чл. 147. Скалните масиви, образуващи бреговите склонове, преместването и падането на които може да предизвикат повреди на основните съоръжения на хидровъзела или да доведат до образуване на опасни преливни вълни, се проверяват на устойчивост и на сейзмични въздействия.

Чл. 148. За хидротехнически съоръжения от клас IV едновременно с изчисляването на сейзмични въздействия се извършват както експериментални (в т.ч. моделни), така и натурни изследвания на частично изпълнени и действащи съоръжения за уточняване на динамичните характеристики на съоръженията и на методите за изчисления.

Чл. 149. За съоръженията от клас IV в проекта се включва задължително раздел по организация на инструментални наблюдения върху поведението на съоръженията, основата и бреговите склонове при земетресение.

Чл. 150. Сгради, кранови естакади, опори, електропроводи и други обекти в хидровъзела се проектират в съответствие с изискванията на глави първа, втора и трета.

Раздел II. Сейзмични въздействия

Чл. 151. (1) При изчисляване на водопровеждащи и хидротехнически съоръжения на

якост по едномерна (конзолна) и двумерна схема се отчитат хоризонталните сейзмични въздействия по надлъжно и напречно направление спрямо оста на съоръженията. При изчисляване по пространствена схема се отчита и наклоненото действие на сейзмичните сили, които имат същите направления в план и ъгъл на наклона спрямо хоризонта 30°.

(2) При изчисляване на хидротехническите съоръжения на устойчивост се отчита най-опасното от посочените в ал. 1 направление на сейзмичните въздействия. Стойността на сейзмичното ускорение при основата се приема равна на $K_c g$.

Чл. 152. (1) В общия случай на изчисляване на хидротехническите съоръжения проекцията E_{ikj} на изчислителната сейзмична сила по направление j , приложена в точка "k", съответстваща на i-тата форма на собствените трептения и действаща върху елемент с тегло Q_k , се определя по формулата:

$$E_{ikj} = CRK_c \beta_i \eta_{ikj} Q_k \quad (16),$$

където:

R е коефициентът на реагиране съгласно табл. 3;

C - коефициентът на значимост на съоръженията съгласно табл. 2;

K_c - сейзмичният коефициент; определя се съгласно чл. 140, 141 и 142;

η_{ikj} - коефициентът на разпределение на изчислителното сейзмично въздействие, съответстващо на i-тата форма на собствените трептения на конструкцията в точка "k" по направление j ; определя се по формула (6);

Q_k - теглото на елемента на съоръжението, отнесено към точка "k" и включващо присъединената водна маса в съответствие с изискванията на чл. 154;

β_i - динамичният коефициент, който се определя, както следва:

1. за почви групи А и В:

a) при $T_i > 0,10$ s - по формула (3);

b) при $T_i \leq 0,10$ s - по формулата:

$$\beta_i = 1,5 + 10T_i \leq 2,5 \quad (17);$$

2. за почви група С:

a) при $T_i > 0,15$ s - по формула (4);

b) при $T_i \leq 0,15$ s - по формулата:

$$\beta_i = 1,5 + 6,67T_i \leq 2,5 \quad (18);$$

3. за почви група D:

a) при $T_i > 0,2$ s - по формула (5);

b) при $T_i \leq 0,2$ s - по формулата:

$$\beta_i = 1,5 + 5T_i \leq 2,5 \quad (19).$$

(2) Коефициентът β_i се умножава допълнително със следните коефициенти:

1. за земноскални съоръжения:

a) за площадки с $K_c \leq 0,15$ - с 0,7;

b) за площадки с $K_c > 0,15$ - с 0,65;

2. за бетонни и стоманобетонни водоподпорни съоръжения:

a) за площадки с $K_c \leq 0,15$ - с 1,0;

b) за площадки с $K_c > 0,15$ - с 0,8.

(3) Стойността на произведението на β_i и допълнителните коефициенти се приема не по-малка от 0,8.

Чл. 153. При изчисляване на хидротехническите съоръжения по едномерна схема за хоризонтално направление на сейзмичното въздействие сейзмичните сили се определят по формула (1). В случай на наклонено сейзмично въздействие големината на K_c при определяне на хоризонталната компонента на сейзмичните сили се умножава с 0,87, а при определяне на вертикалната компонента - с 0,9, като се приема $\beta_i \eta_{ikj} = 1,0$.

Чл. 154. Теглото на елементите на съоръжението, потопени във вода, се определя, без да се включва водният подем. Теглото на водата в порите и празнините на елементите се приема като допълнително тегло. При отчитане на инерционното влияние на водата към Q_k се прибавя и теглото на присъединената водна маса, равна на $m_w g$, където m_w е присъединената водна маса, която се определя съгласно чл. 164 и 165, а g е земното ускорение.

Чл. 155. При изчисляването на хидротехнически тунели и на други подземни съоръжения се отчитат поотделно:

1. сейзмичното въздействие, предизвикано от изменението на напрегнатото състояние на средата вследствие преминаването на сейзмичните вълни;
2. сейзмичните сили от собственото тегло Q_g на съоръжението, които се определят по формулата:

$$E_k = CRK_c K_h Q_k \quad (20);$$

3. сейзмичните сили от теглото Q_p на свода от скалната маса, които се определят по формулата:

$$E_p = CRK_c K_h Q_p \quad (21),$$

където K_h е коефициент, зависещ от дълбочината на съоръжението под повърхността на терена; при дълбочина до 100 m големината на K_h се изменя линейно от 1,0 до 0,5, а при дълбочина над 100 m K_h се приема равен на 0,5.

Чл. 156. Хидротехническите тунели се изчисляват на сейзмични въздействия при спазване изискванията на чл. 155. При изчисляването се отчита и хидродинамичното налягане, което се определя в съответствие с чл. 167.

Чл. 157. Сейзмичните сили върху корави массивни съоръжения, като ограждащи пристанищни съоръжения, бетонни преливни стени на нескална основа и др., се определят както за твърдо тяло на еластична основа.

Чл. 158. (1) При сейзмични въздействия активният (q_a) и пасивният (q_p) натиск на несвързаните почви върху подпорни стени, язовирни стени и подземни части на други хидротехнически съоръжения се определят съответно по формулата:

$$q_a = C\rho_c gH \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \varepsilon)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta + \varepsilon)(1 + \sqrt{z})^2} \quad (22),$$

$$q_p = C\rho_c gH \frac{\cos^2(\varphi + \theta - \varepsilon)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta - \delta - \varepsilon)(1 - \sqrt{z_1})^2},$$

където:

$$z = \frac{\sin(\varphi - \alpha - \varepsilon) \cdot \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \cos(\theta + \delta + \varepsilon)};$$

$$z_1 = \frac{\sin(\varphi + \alpha - \varepsilon) \cdot \sin(\varphi + \delta)}{\cos(\theta - \alpha) \cdot \cos(\theta - \delta - \varepsilon)};$$

$$\rho_c g = \frac{\rho g}{\cos \varepsilon}$$

- при хоризонтално направление на сеизмичното въздействие;

$$\rho_c g = \rho g \frac{1 - 0,5 CRK_c}{\cos \varepsilon}$$

- при наклонено направление на сеизмичното въздействие;

ρ е плътността на почвата при естествена влажност;

H - дълбочината на разглежданата точка от повърхността на стената, мерено от терена;

θ - ъгълът на наклона на повърхността на стената спрямо вертикалата;

α - ъгълът на наклона на повърхността на почвата спрямо хоризонта;

δ - ъгълът на триене между почвата и стената;

φ - ъгълът на вътрешно триене на почвата;

ε - ъгълът между вертикалната и резултантната от силата на тежестта ρg и сеизмичните сили $\rho g CRK_c$; ε се определя, както следва:

1. при наклонено направление на сеизмичното въздействие:

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \frac{0,87 CRK_c}{1 - 0,5 CRK_c};$$

2. при хоризонтално направление на сеизмичното въздействие:

$$\varepsilon = \operatorname{arctg}(CRK_c);$$

g - земното ускорение.

(2) За свързани почви активният (q_a) и пасивният (q_p) натиск при сеизмични въздействия се определят като разлика от стойностите по ал. 1 и приносите на коехезията q_c , които се определят по нормите за проектиране на подпорни стени, съответно за активния и пасивния земен натиск.

(3) За водонаситени почви q_a и q_p се определят по формулите съгласно ал. 1, като се използва теглото на почвата, облекчено от водния подем. Сеизмичната сила се определя от теглото на почвата във водонаситено състояние. В този случай ъгълът на отклонението на равнодействащата

$$\varepsilon = \operatorname{arctg} \frac{\rho_d + \rho_w n}{\rho_d - (1-n)\rho_w} CRK_c,$$

където:

ρ_d е плътността на скелета на почвата;

ρ_w - плътността на водата;

n - обемът на порите на почвата.

(4) Натисът върху стената от насищащата почвата вода се определя по метода на статиката.

(5) Когато почвата е изцяло под вода, се отчита сеизмичното налягане на водата на повърхността на почвата. То се приема равно на сеизмичното налягане на водата върху повърхността на стената на същата дълбочина.

Чл. 159. (1) За съоръжения, изчислявани по едномерна (конзолна) схема, се отчитат не

по-малко от три форми на свободните трептения. За съоръжения, изчислявани по двумерна схема, се отчитат не по-малко от 10 форми на свободните трептения за бетонни язовирни стени и не по-малко от 15 форми - за язовирни стени от земноскални материали. За съоръжения от клас II се допуска да се работи с основния тон на свободните трептения и с приблизителната форма на трептене на съоръжението, съответстваща на този тон.

(2) Сейзмичните сили върху съоръженията, изчислявани по едномерна схема, се определят по формула (1), а коефициентът η_{ik} - по формула (6).

Чл. 160. Опростеният начин за определяне на сейзмичните сили по чл. 159 за съоръжения от клас II може да се използва за обосновка при изграждането на хидротехнически съоръжения.

Чл. 161. При изчисляването на устойчивостта на хидротехническите съоръжения сейзмичните сили върху хълзгащата се част на нескалната земна основа се определят при стойност на сейзмичния коефициент 0,25 СК_c.

Чл. 162. За хидротехнически съоръжения от земноскални материали се извършва проверка за устойчивостта на откосите на хълзгане при спазване изискванията на съответните нормативни актове. При изчисляване на сейзмичните товари върху съоръженията по двумерна и тримерна схема за проверка на устойчивостта на откосите се допуска да се работи с изчислителните сейзмични сили (E_{kj}) в точка "k" на съоръжението. Изчислителните сейзмични сили се определят по формулата:

$$E_{kj} = CQ_k R K_c \sqrt{\sum_{i=1}^n [\beta_i \eta_{ikj}]^2} \quad (23),$$

където β_i е динамичният коефициент, определен съгласно чл. 152, при отчитане и на допълнителните коефициенти.

Чл. 163. При изчисляване на хидротехническите съоръжения на сейзмични въздействия се отчита и инерционното влияние на водата.

Чл. 164. (1) Хоризонталната присъединена водна маса (m_w) за хидротехническите съоръжения, с изключение на съоръженията по чл. 165, припадаща се на единица площ от намокрената повърхност, се определя по формулата:

$$m_w = \rho_w \cdot h \cdot \mu \cdot \psi \quad (24),$$

където:

ρ_w е плътността на водата;

h - дълбочината на водата пред съоръжението, m ;

μ - безразмерен коефициент, който се определя по табл. 8;

ψ - безразмерен коефициент, отчитащ ограничеността на дълчината на водоема; ψ се приема, както следва:

- за $l/h \geq 3$ - $\psi = 1$,

- за $l/h < 3$ - по табл. 9;

l - разстоянието между съоръжението и срещуположния бряг на водоема (за шлюзове и

подобни съоръжения - разстоянието между противоположните стени на конструкцията) на дълбочина $2/3 h$ от свободната повърхност на водата.

Таблица 8

№ по ред	Характер на трептенията на съоръжението	Коефициенти			
		μ	D	Ω	x
1	2	3	4	5	6
1.	Ротационни трептения на недеформирано съоръжение с вертикална повърхнина откъм напорната страна, фундирано на поддаваема земна основа при $Z_c \neq h$	$\frac{Z_c R_1 - \frac{2h}{\pi} G}{Z_c - Z}$	$\frac{Z_c R_1 - \frac{2h}{\pi} G}{Z_c - h}$	$\frac{0,543 Z_c - 0,325 h}{Z_c - h}$	$\frac{0,325 Z_c - 0,210 h}{0,543 Z_c - 0,325 h}$
2.	Хоризонтални постъпителни премествания при недеформирано съоръжение: – с вертикална напорна страна – с наклонена напорна стена	R_1 $R_1 \sin^3 \theta$	R_1 $R_1 \sin^2 \theta$	0,543 $0,543 R_1 \sin \theta$	0,6 0,6
3.	Хоризонтални постъпителни премествания на деформирано съоръжение с вертикална повърхнина откъм напорна страна във V-образен отвор	μ_1	$D = \mu_1$	–	–
4.	Хоризонтални огъвателни трептения на съоръжение конзолен тип с вертикална напорна страна	$\frac{R_1 + C_1(a-1)}{1+C_3(a-1)}$	$R_1 + C_1(a-1)$	–	–
5.	Хоризонтални трептения от срязващи деформации на съоръжения конзолен тип с вертикална напорна страна	$\frac{aR_1 - C_2(a-1)}{a - (a-1)\frac{z^2}{h_2}}$	$aR_1 - C_2(a-1)$	–	–
6.	Хоризонтални трептения на отделно стоящи вертикални съоръжения (водни кули, мостови опори, пилоти с кръгло напречно сечение)	$\frac{\pi}{4} \left(\frac{z}{h}\right)^{\frac{d_1}{2h}}$	$\frac{\pi}{4} \left(\frac{z}{h}\right)^{\frac{d_1}{2h}}$	$\frac{\pi}{4(1+\frac{d_1}{2h})}$	$\frac{2h+d_1}{4h+d_1}$
7.	Хоризонтални трептения на отделно стоящи	$(z)^{\frac{d_2}{2h}}$	$(z)^{\frac{d_2}{2h}}$	$\frac{1}{l}$	$2h+d_2$

Забележки:

1. Стойностите на коефициентите R_1 , G , μ_1 , C_1 , C_2 и C_3 се отчитат по табл. 10.

2. Означенията в табл. 8 са, както следва:

z е ординатата на точката от напорната стена, за която се изчислява големината на присъединената водна маса (началото на координатната система се приема на нивото на водната повърхност);

z_c - ординатата на центъра на завъртане, която се приема по изчисление, без да се отчита влиянието на водната среда;

θ - ъгълът между напорната стена и хоризонта;

d_1 - диаметърът на напречното сечение, м;

d_2 - страната на квадратното напречно сечение, м;

a - отношението на ускорението на короната на стената (определен по изчисление, без да се отчита влиянието на водната среда) към големината на $(RK_c)g$.

3. В случаите, когато ъгълът на наклона θ е равен на 75° , стойностите на безразмерните коефициенти се приемат както при вертикалната стена.

4. Стойността на безразмерния коефициент μ_1 за ключовото сечение на симетрични дъгови стени се приема съгласно табл. 10. За останалите сечения на дъговата стена стойността на този коефициент се увеличава линейно до $1,3\mu_1$ в петите.

5. За случаите, които не са посочени в табл. 8, присъединената водна маса се определя чрез изчисления.

Таблица 9

l/h	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5	3
ψ	0,26	0,41	0,53	0,63	0,72	0,78	0,83	0,88	0,9	0,93	0,96	1

Таблица 10

Безразмерни кофициенти		Стойности на кофициентите R_1 , G , μ_1 , C_1 , C_2 и C_3									
		Отношение z/h									
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
	R_1	0,23	0,36	0,47	0,55	0,61	0,66	0,70	0,72	0,74	0,76
	G	0,12	0,23	0,34	0,45	0,55	0,64	0,72	0,79	0,83	0,86
μ_1 $\theta = 90^\circ$	$b/h = 3$	0,22	0,38	0,47	0,53	0,57	0,59	0,61	0,62	0,63	0,64
	$b/h = 2$	0,22	0,35	0,41	0,46	0,49	0,52	0,53	0,54	0,54	0,55
	$b/h = 1$	0,21	0,29	0,35	0,38	0,41	0,43	0,44	0,45	0,45	0,46
$\theta = 30^\circ$ за всички отношения b/h		0,08	0,15	0,18	0,22	0,23	0,23	0,22	0,2	0,18	0,16
	C_1	0,07	0,09	0,1	0,1	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06	0,05
	C_2	0,04	0,09	0,13	0,18	0,23	0,28	0,34	0,38	0,42	0,46
	C_3	0,86	0,73	0,59	0,46	0,34	0,23	0,14	0,06	0,02	0,00

Забележка. b е широчината на отвора на нивото на водната повърхност.

(2) При извършване на предварителна оценка на характера на свободните трептения съгласно табл. 8 се допуска определянето на:

- трептенията вследствие хълзгане и завъртане на съоръжението в основата му като кораво тяло - при бетонни и стоманобетонни язовирни стени върху нескална основа;
- трептенията вследствие деформациите от огъване и срязване на съоръженията - при бетонни и стоманобетонни язовирни стени върху скална основа;
- деформациите от срязване на съоръжението - при язовирни стени от земноскални материали.

(3) Трептенията по ал. 1 се определят така, че да се получат максимални стойности на присъединената водна маса.

(4) Ако водата е от двете страни на съоръжението, присъединената водна маса се приема равна на сумата от присъединените водни маси, определени за всяка от страните на съоръжението.

Чл. 165. (1) За отделно стоящи съоръжения, като водни кули, мостови опори, пилоти и др., присъединената водна маса m_w , припадаща се на единица дължина от конструкцията, се определя по формулата:

$$m_w = \rho_w \cdot d^2 \cdot \mu \quad (25),$$

където:

d е диаметърът на кръглото сечение или страната на квадратното напречно сечение на

съоръжението, m;

μ - безразмерен коефициент съгласно табл. 8.

(2) При трептенията на пилоти линейната присъединена водна маса m_w може да се приеме равна на водната маса, еквивалентна на обема на единица дължина на пилота.

Чл. 166. При изчисляване на безнапорните съоръжения на якост и устойчивост сеизмичното налягане на водата (p) може да се определя по следните начини:

1. при корави массивни ограждащи и кейови пристанищни хидротехнически съоръжения - по формулата:

$$p = CRK_c \rho_w g h D \psi$$

$$p = CRK_c \rho_w g h^2 \Omega h \quad (26);$$

$$h_l = hx$$

2. при отделно стоящи съоръжения по чл. 165 - по формулата:

$$p_l = CRK_c \rho_w g d^2 D$$

$$p_l = CRK_c \rho_w g d^2 \Omega h \quad (27),$$

$$h_l = hx$$

където:

p е ординатата на диаграмата на хидродинамичното налягане, отнесено към единица площ от повърхността на съоръжението;

p_l - ординатата на диаграмата на хидродинамичното налягане, отнесено към единица височина на отделно стоящо съоръжение;

P - сумарното хидродинамично налягане на единица дължина на съоръжението;

P_l - сумарното хидродинамично налягане на единица дължина за отделно стоящо съоръжение;

h_l - разстоянието от приложната точка на резултантната на хидродинамичното налягане до повърхността на водата;

D, Ω, x са безразмерни коефициенти съгласно табл. 8.

Чл. 167. При напорни водопроводи хидродинамичното налягане (P_{max}) се определя по формулата:

$$P_{max} = (CRK_c/2\pi)\rho_w g C_w T_1 \quad (28),$$

където:

C_w е скоростта на звука във водата, равна на 1300 m/s;

T_1 - преобладаващият период на сеизмичните трептения на скалната маса, през която преминава съоръжението; когато няма данни, T_1 се приема 0,5 s.

Чл. 168. При изчисляване на хидротехническите съоръжения на вертикална компонента на сейзмично въздействие допълнителното сейзмично налягане на водата (P_v) върху наклонената стена на съоръжението се отчита по формулата:

$$P_v = 0,5\rho_w g z R K @###33554432 c @ \sin\theta \quad (29),$$

където:

z е разстоянието на разглежданото сечение до водната повърхност;
 θ - ъгълът на наклона на напорната стена спрямо вертикалата.

Чл. 169. Височината на гравитационната вълна във водохранилището в т следствие на сейзмично-тектонски деформации при земетресения в райони със сейзмичен коефициент $K_c = 0,05 \div 0,40$ се отчита при определяне превишението на короната на стената над кота най-високо работно водно ниво по следните зависимости:

при $K_c = 0,05 \Delta h = 0,40$

при $K_c = 0,10 \Delta h = 1,20 \quad (30)$.

при $K_c = 0,15 \Delta h = 2,00$

при $K_c \geq 0,27 \Delta h = 2,70$

Чл. 170. Допуска се хидротехническите съоръжения да се изчисляват, без да се отчита напорът на водата, когато сейзмичното въздействие е в направление, успоредно на напорния фронт.

Раздел III. Конструктивни изисквания към хидротехническите съоръжения

Чл. 171. Водоподпорните хидротехнически съоръжения в земетръсни райони се разполагат в участъци, отдалечени от тектонски разломи, по които могат да възникнат относителни премествания на скалните масиви.

Чл. 172. Основните съоръжения на хидровъзлите (язовирни стени, водоелектрически централи, преливници) се разполагат на скални масиви, в границите на които е изключено възникване на премествания от наличието на разломи.

Чл. 173. Изграждането на бетонни водоподпорни съоръжения от класове на значимост IV и III в участъци, в границите на които противоположните брегови склонове са изградени от скални маси, различаващи се по механичните си свойства, се допуска след технико-икономическа обосновка.

Чл. 174. (1) При наличие на слаби почви в земната основа на съоръжението те се отстраняват или се предвиждат съответни мерки за уплътняването или укрепването им.

(2) При изграждане на хидротехнически съоръжения върху скални почви се обръща

особено внимание на укрепването на почвите в земната основа на съоръжението.

Чл. 175. (1) При наличие на водонаситени несвързани почви в земната основа или в тялото на съоръжението се извършва оценка на възможностите от втечняването им при сейзмични въздействия.

(2) При опасност от втечняване на почвите в тялото на съоръжението или в земната основа се предвижда изкуствено уплътняване или укрепване на почвите.

Чл. 176. (1) За водоупорни елементи на язовирни стени от земноскални материали се прилагат полукорави или пластични ядра.

(2) В случаите по ал. 1 се предвиждат мерки за сигурността на връзката на противофилтрационните елементи със земната основа и бреговите склонове.

Чл. 177. (1) Водонасищаните насипни призми на водните откоси се проектират от едрозърнести земноскални материали (каменни, чакълести и баластрови), неподатливи на втечняване при сейзмични въздействия. Когато няма такива материали, в призмите се изграждат хоризонтални дренажни слоеве.

(2) Изискванията по ал. 1 не се отнасят за съоръжения с екран върху водния откос.

Чл. 178. За повишаване устойчивостта на откосите на язовирни стени от земни материали при сейзмични въздействия се предвижда максимално уплътняване на външните призми, особено в горната им част, както и укрепване на откосите с едроломен камък или със стоманобетонни площи.

Чл. 179. При определяне на местата на температурните и конструктивните фуги се отчита наличието на отслабени зони в земната основа на язовирната стена и бреговите склонове. За осигуряване на относителните премествания на части от съоръжението се проектират такива конструкции, които да не нарушават водоплътността на напорния фронт.

Чл. 180. Пристанищните оградни съоръжения (вълноломи и др.), разположени в райони с $K_c = 0,15$ и $0,27$, се проектират от скални маси и блокове (камъни) от обикновени или фасонирани масиви или от масиви-гиганти. Наклонът на външния защитен слой на пристанищните оградни съоръжения, когато е равен на естествения откос на скалния материал или на устойчивия откос на изкуствените защитни блокове, при изчисляване за извънредните съчетания на натоварванията с участие на натоварванията от земетръс се намалява съответно с 15 или 25 % в сравнение с изчисления за останалите съчетания на натоварванията, независимо от необходимото тегло и дънна берма.

Чл. 181. (1) Кейовите съоръжения в земетръсни райони се проектират като конструкции, изчислявани и конструирани за поемане на знакопроменливо натоварване. Допуска се кейовите съоръжения с широчина на задтилието им, по-голяма от $H/\text{tg } \alpha$, където H е общата височина на кейовата стена, а α - ъгълът на вътрешно триене на задкейовата заскалявка или територия, да се

проектират като конструкции, подложени на едностраниен земен натиск.

(2) За земетръсни райони с $K_c = 0,10$ до $0,15$ се допуска кейовите съоръжения да се проектират и изпълняват от предварително изгответи сглобяеми конструкции от обикновен (без предварително напрягане) бетон, като се предвидят съответните конструктивни мерки за създаване на монолитност.

Допълнителни разпоредби

§ 1. По смисъла на наредбата:

1. "Основна скала" са плътни почви със скорост на разпространение на напречните сейзмични вълни $V_s \geq 800$ m/s.

2. "Носимоспособни почвени пластове" са пластове, при които се отчита околното триене, включително съпротивлението на почвите под пилота.

3. "Осигурени сгради" са сградите, които са проектирани в съответствие с Нормите за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони от 1987 г.

4. "Неосигурени сгради" са сградите, които са изградени преди 1987 г.

5. "Дуктилност" е свойство на конструкциите да развиват пластични деформации при знакопроменливо натоварване без появя на крехки разрушения и съществено (с не повече от 20 %) намаляване на носещата им способност (съгласно т. 4.4.2.3 от БДС EN 1998-1).

6. "Регулярност" е свойство на конструкцията, което позволява пространственото ѝ поведение при сейзмични въздействия да се представи с равнинното ѝ реагиране в две взаимноперпендикуляри равнини. Критериите за регулярност в план и по височина са дадени в приложение № 2 и в т. 4.2.3 от БДС EN 1998.

7. "Система "обърнато махало" е система, при която 50 % или повече от масата е в горната третина от височината на конструкцията или при която дисипацията на енергията се осъществява главно в основата на един конструктивен елемент.

8. "Усукващо деформируема система" е смесена или стенна система, която няма минимална коравина на усукване (не е изпълнена зависимостта 2.1 от приложение № 2).

9. "Неконструктивен елемент" е архитектурен, машинен или електрически елемент, система или компонент, който поради недостатъчна носимоспособност или поради начин на свързване с конструкцията не се приема като носещ елемент при сейзмичното въздействие, например - ограждащи и преградни стени, неучастващи в поемането на хоризонтални сили, подемно-транспортно и/или складово оборудване (например мостови кранове, складови стелажи), поддържащите конструкции на електрогенератори, трансформатори или електропроводи и др.

Преходни и Заключителни разпоредби

§ 2. Наредбата се издава на основание чл. 169, ал. 4 във връзка с чл. 169, ал. 1, т. 1 ЗУТ и отменя Наредба № 2 от 2007 г. за проектиране на сгради и съоръжения в земетръсни райони (обн., ДВ, бр. 68 от 2007 г.; попр., бр. 74 от 2007 г.).

§ 3. (1) Започналите производства по одобряване на инвестиционен проект и издаване на разрешение за строеж се довършват по досегашния ред.

(2) За започнато производство по одобряване на инвестиционен проект и издаване на

разрешение за строеж се счита датата на внасяне на инвестиционния проект за одобряване от компетентния орган. За започнатото производство се счита и наличието на съгласуван идеен инвестиционен проект.

§ 4. Наредбата е преминала процедурата за обмен на информация в областта на техническите регламенти по реда на Постановление № 165 на Министерския съвет от 2004 г. за организацията и координацията на обмена на информация за технически регламенти и правила за услуги на информационното общество и за установяване на процедурите, свързани с прилагането на някои национални технически правила за продукти, законно предлагани на българския пазар (ДВ, бр. 64 от 2004 г.), с което е въведена Директива 98/34/ЕС, изменена с Директива 98/48/ЕС.

§ 5. Наредбата влиза в сила един месец след обнародването ѝ в "Държавен вестник".

Приложение № 1 към чл. 6, ал. 1

Минимална информация, която се събира при обследване на строежа, необходима за оценка на сейзмичната му осигуреност

1. С обследването се събират и документират необходимата информация и доказателства за:

- а) състоянието на строежа, включително на строителната конструкция, земната основа, технологичното оборудване, инсталациите и външната инфраструктура;
- б) техническите характеристики на въздействията;
- в) типа и размера на повредите или разрушенията от минали периоди и новопоявили се, ако има такива, и предприетите превантивни мерки за обезопасяване и ограничаване на размера на щетите;
- г) установените несъответствия в носещата способност и коравината на строителната конструкция;
- д) допуснатите грешки при проектиране, изграждане и експлоатация или от неотстранени последствия от предишни аварийни събития.

2. Минималната информация, която се събира при обследване на строежа, трябва да съдържа:

- а) достоверни данни за геометричните характеристики на строителните елементи и конструкции (проектна или екзекутивна документация);
- б) идентификация на конструктивната система и определяне типа на конструкцията в съответствие с наредбата;
- в) идентификация на начина на фундиране и на състоянието на земната основа;
- г) информация за качеството и състоянието на материалите, изграждащи строителните елементи и конструкции;
- д) информация за критериите, заложени при първоначалното проектиране на строежа, включително първоначално възприетите критерии за сейзмична сигурност на конструкцията на строежа и възприетите кофициенти за редукция на изчислителните сейзмични въздействия;
- е) идентификация на въздействията от околната среда, потенциалните полезни натоварвания и условията на експлоатация, както и определяне на категорията на строежа по степен на значимост;
- ж) документирани записи за констатираните грешки в конструктивните схеми и детайли,

както и за констатираните дефекти и/или отклонения в качествата на вложените материали и изпълнените елементи, детайли и съединения;

3) информация за типа и степента на предишни и настоящи въздействия и установени повреди на конструкцията, ако има такива, включително и предприети действия за възстановяване;

и) информация за изменениета в конструкцията, извършени по време на строителството и последвалата експлоатация до момента на обследването.

3. Оценката на резултатите от обследването и проверката на съответствието им с изискванията на нормативните актове се състоят в провеждане на сравнителни анализи и проверки за определяне на количествените и качествените показатели за удостоверяване на:

а) степента на удовлетвореност на изискванията на възприетите критерии за съответствие на съществените изисквания към строежа спрямо съвременните нормативни актове;

б) размера на повредите или разрушенията в строежа, водещи до несъответствия по отношение на съществените изисквания към него;

в) степента на риска за настъпване на аварийни събития в зависимост от уязвимостта на строежа и опасността на въздействията;

г) опасността за обитателите и опазването на имуществените ценности в строежа, както и за неблагоприятните въздействия върху околната среда;

д) технико-икономическата целесъобразност, културната и социалната значимост при избора на коригиращи действия с цел възстановяване или премахване (разрушаване) на строежа.

4. Резултатите от обследването се документират с доклад, в т.ч. технически становища или експертизи, в зависимост от наличната информация, времето, ресурсите и техническата компетентност и квалификация на ангажираните експерти за обследването.

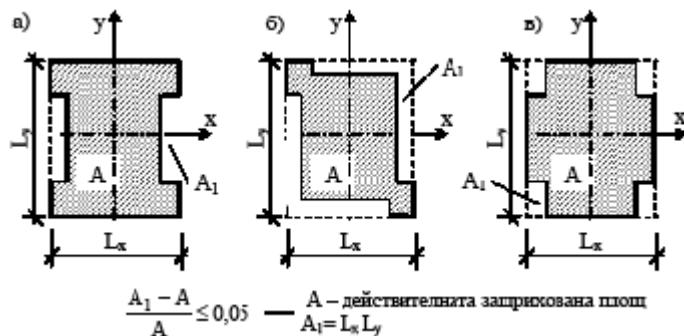
Приложение № 2 към чл. 8, ал. 2, чл. 10, ал. 5 и 6, чл. 15, ал. 13 и чл. 77, т. 1

Критерии за регулярност

1. Критерии за регулярност в план

Конструкциите се категоризират като регулярни в план, ако удовлетворяват всяко едно от условията (т. 4.2.3.2 от БДС EN 1998-1):

1.1. Проста, симетрична и компактна геометрична форма на сградата в план. Ако съществуват издадени или вдълбнати части, действителната площ на сградата в план не се различава с повече от 5 % от площта, ограничена от обвивната контурна линия (фиг. 2.1);



Фиг. 2.1. Критерии за регулярност на геометричната форма на сградата в план

1.2. Отношението на дългата към късата страна на сградата в план е не по-голямо от 4.

1.3. Подовите конструкции са безкрайно корави в равнината си диафрагми.

Това условие е изпълнено, ако хоризонталните им премествания, определени с отчитане на действителната им коравина, не превишават с повече от 10 % получените премествания при предпоставката за безкрайната им коравина (т. 4.3.1(4) от БДС EN 1998-1). Допуска се да се приеме, че стоманобетонните подови конструкции са безкрайно корави в равнината си, ако дебелината на плочите е не по-малка от 7 см и са армирани в две взаимноперпендикулярни направления с минималната армировка, предписана в съответните стандартизационни документи (т. 5.10 (1) от БДС EN 1998-1). Наличието на отвори нарушува диафрагменото действие на подовите конструкции и влиянието им трябва да се докаже.

1.4. Равномерно разпределени в план маси.

1.5. Равномерно и симетрично разположени вертикални конструктивни елементи в две взаимноперпендикулярни направления, съобразени с необходимата коравина на огъване на конструкцията и разпределението на масите.

1.6. На всяко етажно ниво както по направление x, така и по направление y е необходимо да са изпълнени условията:

(2.1)

$$e_{ox} \leq 0,30 r_x \text{ и } r_x \geq l_s,$$

$$e_{oy} \leq 0,30 r_y \text{ и } r_y \geq l_s,$$

където:

e_{ox} и e_{oy} са разстоянията между центъра на масите и центъра на коравините (т. 1.7, 1.8 и 1.9) съответно по направление x и y;

r_x и r_y - етажните коефициенти на коравините за всеки етаж;

l_s е инерционният радиус на етажната маса:

(2.2)

$$l_s = \sqrt{\frac{I_{ok}}{m}},$$

където:

I_{ok} е етажният масов инерционен момент спрямо центъра на масите:

(2.3)

$$I_{0k} = \sum_i m_{i,k} a_{i,k}^2$$

$a_{i,k}$ - разстоянието от масата m_i до центъра на масите на разглежданото етажно ниво k;
 m - етажната маса.

Етажните коефициенти на коравините r_x и r_y се определят по формулите:

(2.4)

$$r_x = \sqrt{\frac{K_t}{K_x}},$$

$$r_y = \sqrt{\frac{K_t}{K_y}},$$

където:

K_x и K_y са етажните коравини на огъване на вертикалната носеща конструкция под разглеждания етаж, съответно по направление x и y ;

K_t е етажната коравина на усукване на вертикалната носеща конструкция под разглеждания етаж спрямо центъра на коравините; при изчисляването на K_t е прието, че собствената коравина на усукване на отделните елементи е пренебрежимо малка и приблизително равна на нула.

Коравините K_x , K_y и K_t се изчисляват за ненапукани бетонни сечения по формулите:

(2.5)

$$K_x = \sum_{i=1}^n K_{x,i},$$

$$K_y = \sum_{i=1}^n K_{y,i},$$

$$K_t = \sum_{i=1}^n K_{x,i} \bar{y}_i^2 + \sum_{i=1}^n K_{y,i} \bar{x}_i^2,$$

където:

$K_{x,i}$ и $K_{y,i}$ са коравините на огъване на отделните вертикални конструктивни елементи (стени или рамки) под разглежданото етажно ниво, съответно по направление x и y ;

\bar{x}_i и \bar{y}_i

- разстоянията от собствените оси на i -тия разглеждан вертикален елемент до центъра на коравините на съответното етажно ниво;

n е броят на вертикалните конструктивни елементи.

1.7. Центърът на коравина се дефинира еднозначно само при едноетажни сгради като точка от безкрайно коравата в равнината и хоризонтална подова конструкция, в която при прилагане на хоризонтална сила във всяко направление не се появява ротация.

1.8. При едноетажни сгради центърът на коравините се определя като център на коравините на огъване на вертикалните конструктивни елементи, които поемат сейзмичните сили.

1.9. При многоетажни сгради се допуска центърът на коравините за всяко етажно ниво да се определя както за едноетажни сгради при изпълнение на следните условия:

а) всички вертикални конструктивни елементи, поемащи сейзмичните сили, преминават без прекъсване от фундаментите до върха на сградата;

б) вертикалните конструктивни елементи, поемащи сейзмичните сили, са еднотипни (само рамки или само стени).

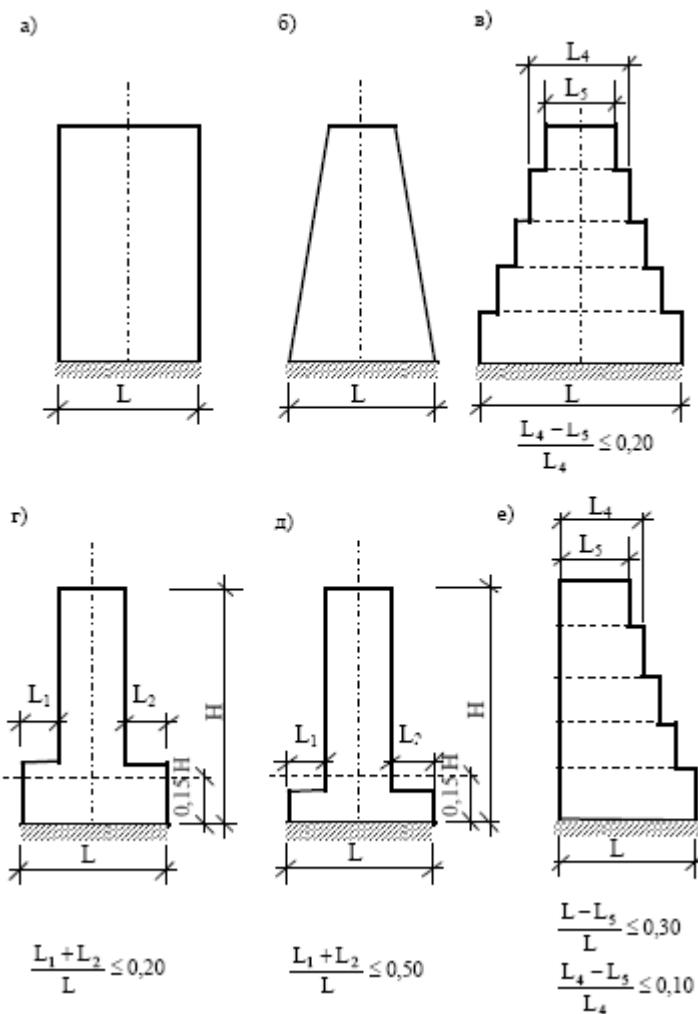
Ако изискванията на т. 1.9, букви "а" и "б" не са изпълнени, център на коравина не може

да се определи еднозначно и сградите се разглеждат като нерегулярни в план.

2. Критерии за регулярност по височина

Конструкциите се категоризират като регулярни по височина, ако удовлетворяват всяко едно от условията (т. 4.2.3.3 от БДС EN 1998-1):

2.1. Проста геометрична форма на сградата по височина, която не се променя или се прибира плавно, без резки скокове от основите към върха (фиг. 2.2, букви "а" и "б"). При наличието на отстъпи са в сила допълнителните изисквания за регулярност, показани на фиг. 2.2, букви "в", "г", "д" и "е".



Фиг. 2.2. Критерии за регулярност на геометричната форма на сградите във височина

2.2. Всички вертикални конструктивни елементи (рамки, стени или ядра) преминават без прекъсване от фундаментите до покрива на сградата. Ако сградата е с отстъпи по височината си, вертикалните елементи стигат до горния им край.

2.3. Масите, коравината и носещата способност на огъване на конструкцията не се променят по височината на сградата или намаляват плавно, без резки скокове, от основите към върха ѝ, при което са удовлетворени следните условия:

(2.6)

$$0,8 \leq \frac{U_i}{U_{i+1}} \leq 1,2 ,$$

$$0,9 \leq \frac{U_i}{U_m} \leq 1,1 ,$$

където:

U_i и U_{i+1} са стойностите на масите, коравините и носещите способности в два съседни етажа i и $i+1$,

U_m е средната стойност на масите, коравините и носещите способности от всички етажи.

2.4. Наличието на пълнежна зидария в рамкови конструкции нарушива регуляреността им по височина. В този случай се използват предписанията на т. 4.3.6.3.2 от БДС EN 1998-1.

3. Отчитане на регуляреността на сградите при избора на изчислителен модел

3.1. Конструкциите могат да се моделират с два равнинни изчислителни (2D) модела във вертикални равнини, успоредни на направленията на наддължната и напречната им ос, ако удовлетворяват дадените в т. 1 критерии за регуляреност в план (т. 4.3.3.1(7) от БДС EN 1998-1). Допуска се чрез два равнинни модела да се моделират и нерегулярни в план, но регулярни по височина конструкции, ако отговарят на следните условия (т. 4.3.3.1(8) от БДС EN 1998-1):

а) вертикалната конструкция се състои от разположени в две взаимноперпендикулярни направления еднотипни вертикални елементи;

б) подовите конструкции са безкраино корави в равнината си диафрагми;

в) етажните центрове на коравините и на масите са съответно разположени приблизително по вертикална линия, като и в двете хоризонтални направления, в които се извършва анализът, са удовлетворени условията:

(2.7)

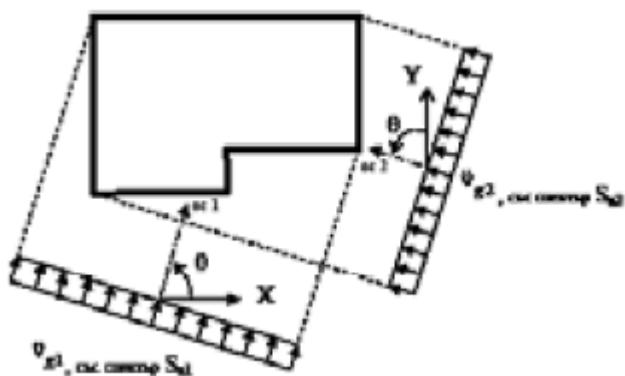
$$r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2 ,$$

$$r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2 ,$$

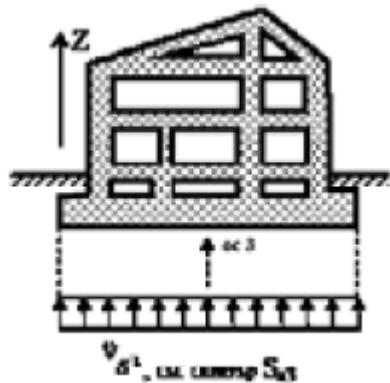
където l_s , r_x , r_y , e_{ox} и e_{oy} са определени в т. 1.

3.2. Конструкциите, които не отговарят на по-горе условия, се моделират с пространствени (3D) модели.

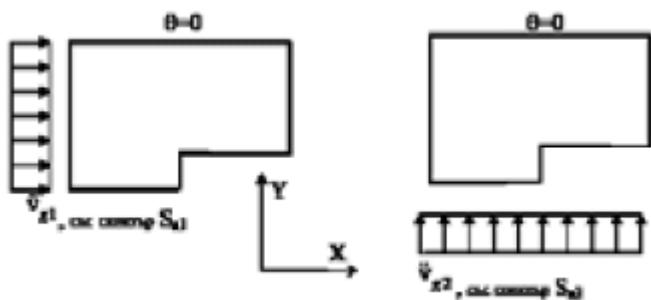
Приложение № 3 към чл. 10, ал. 3 и 4, чл. 15, ал. 1а и 13 и чл. 20, ал. 1, 2 и 5



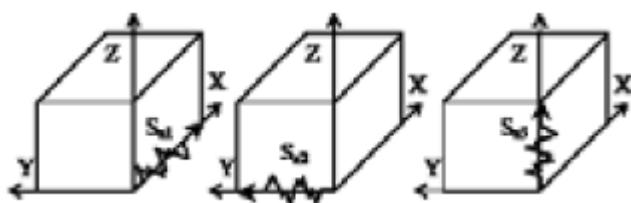
Фиг. 3.1. Схема на най-общо разположение на хоризонталните компоненти на сеизмичното въздействие (по локални оси 1 и 2) спрямо глобалните оси X и Y



Фиг. 3.2. Схема на разпределение на вертикалната компонента на сеизмичното въздействие по локална ос 3 и глобална ос Z



Фиг. 3.3. Частен случай на разположение на хоризонталните компоненти на сеизмичното въздействие (при $\theta = 0$), при който локалните оси 1 и 2 на въздействието съвпадат със съответните глобални оси X и Y



Фиг. 3.4. Схема за дефиниране на три основни компонентни състояния, при които конструкцията е подложена поотделно на всяка от компонентите, при $\theta = 0$

1. Спектрално дефиниране на изчислителното сеизмично въздействие

Изчислителните спекtri на реагиране, чрез които се въвежда сеизмичното въздействие, са означени с $S_{a1}(T)$, $S_{a2}(T)$ и $S_{az}(T)$. Те съответстват на компонентите на въздействието, показани на фиг. 3.4, насочени по глобалните оси на конструкцията X, Y и Z. И трите спектира се изразяват чрез един основен спектър $S_a(T)$, дефиниран чрез формула (1) от наредбата:

$$\begin{aligned} S_{a1} &= S_a \\ S_{a2} &= aS_a \quad (3.1), \\ S_{az} &= 0.9S_a \end{aligned}$$

където а е коефициент, чиито стойности са между 0 и 1 ($0 \leq a \leq 1,0$); ако не е изрично определено, се приема $a = 1$.

2. Определяне на ефектите от сейзмичното въздействие

2.1. Комбиниране на резултатите по компоненти

Комбинирането на резултатите по компоненти (комбиниране по направления) се налага поради необходимостта да се получат стойностите на ефектите от въздействията от действието на всички компоненти едновременно.

Стойностите на ефектите F от сейзмичното въздействие се определят чрез комбиниране на ефектите F_j ($j=1,2,z$), получени от действието само на една от компонентите на въздействието (компонентата j за разглеждания случай), насочена по една от глобалните координатни оси (фиг. 3.4).

$$F = \left[F_1^2 + a^2 F_2^2 - (1-a^2)(F_1^2 - F_2^2) \sin^2 \theta + 2(1-a^2) F_{1-2} \sin \theta \cos \theta + F_z^2 \right]^{1/2} \quad (3.2),$$

където:

F_1 е стойността на ефекта от сейзмичното въздействие, което има единствена компонента, действаща по направление на оста X и което е представено със спектър S_{a1} при $\theta = 0$ (фиг. 3.4);

F_2 - стойността на ефекта от сейзмичното въздействие, което има единствена компонента, действаща по направление на оста Y и което е представено със спектър S_{a2} при $\theta = 0$ (фиг. 3.4);

F_z - стойността на ефекта от сейзмичното въздействие, което има единствена компонента, действаща по направление на оста Z и което е представено със спектър $S_z = S_{az}$ (фиг. 3.4);

F_{1-2} е стойност, получена от две независими състояния: 1. сейзмично въздействие с единствена компонента, действаща по направление на оста X, представено със спектър S_{a1} при $\theta = 0$; 2. сейзмично въздействие с единствена компонента, действаща по направление на оста Y, представено със спектър S_{a2} при $\theta = 0$ (фиг. 3.4).

Чрез формула (3.2) се извършва комбиниране на резултатите за ефектите от въздействието, получени от независимото действие на всяка една от компонентите поотделно, действащи според фиг. 3.4.

При стойност на параметъра а, различна от 1 ($a < 1$), F зависи от ъгъла на сейзмичното въздействие θ и се търси онази стойност на ъгъла θ_{cr} , при която ефектите от въздействието получават максималната си стойност ($F = F_{max}$):

$$\theta_{cr} = \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \left(\frac{2F_{1-2}}{F_1^2 - F_2^2} \right) \quad (3.3).$$

За стойност на ъгъла, определена по формула (3.3), максималната стойност на ефектите от въздействието F_{max} се получава по формула (3.2) чрез замяна на θ с θ_{cr} .

При стойност на параметъра а = 1 формула (3.2) се опростява и приема вида:

$$F_{max} = \left[F_1^2 + F_2^2 + F_z^2 \right]^{1/2} \quad (3.4)$$

В този случай изчислителните спектри на реагиране за двете хоризонтални компоненти според формула (3.1) се трансформират в $S_{a1} = S_a$ и $S_{a2} = S_a$. Изчислителната стойност на ефектите от въздействието, дефинирана с формула (3.4), не зависи от ъгъла на сейзмичното въздействие θ и той може да има произволна стойност. Получената с формула (3.4) стойност за F е максимална и се основава на правилото SRSS (квадратен корен от сумата на квадратите - Square Root of the Sum of Squares).

2.2. Модално комбиниране на резултатите

Модалните максимуми на ефектите от въздействието са изчислени за различни моменти от времето и поради това се извършва модалното им комбиниране, чрез което се отчитат приносите на всички включени в анализа форми:

$$\begin{aligned} F_1 &= \left(\sum_n \sum_m f_{1n} \rho_{nm} f_{1m} \right)^{1/2} \\ F_2 &= \left(\sum_n \sum_m f_{2n} \rho_{nm} f_{2m} \right)^{1/2} \\ F_z &= \left(\sum_n \sum_m f_{zn} \rho_{nm} f_{zm} \right)^{1/2} \\ F_{1-2} &= \sum_n \sum_m f_{1n} \rho_{nm} f_{2m} \end{aligned} \quad (3.5)$$

където:

f_{1n} и f_{1m} са стойностите на ефекта F_1 от сейзмичното въздействие, получени за форми съответно n и m ;

f_{2n} и f_{2m} - стойностите на ефекта F_2 от сейзмичното въздействие, получени за форми съответно n и m ;

f_{zn} и f_{zm} - стойностите на ефекта F_z от сейзмичното въздействие, получени за форми съответно n и m ;

ρ_{nm} е корелационен коефициент, относящ се за форми m и n , който се изчислява по формулата:

$$\rho_{nm} = \frac{8\sqrt{\xi_n \xi_m} (\xi_n + r_{nm} \xi_m) r_{nm}^{3/2}}{(1 - r_{nm}^2)^2 + 4\xi_n \xi_m r_{nm} (1 + r_{nm}^2) + 4(\xi_n^2 + \xi_m^2) r_{nm}^2} \quad (3.6)$$

където $r_{nm} = \omega_n / \omega_m$ е отношението на честотите за форми n и m, а ζ_n и ζ_m са коефициентите на затихване (спрямо критичните им стойности) за същите форми.

При условие че на всички форми на трептене е наложен един и същ коефициент (постоянен) на фиктивно затихване ζ^* , корелационните коефициенти се изчисляват по формулата:

$$\rho_{nm} = \frac{8\xi^{*2} (1 + r_{nm}) r_{nm}^{3/2}}{(1 - r_{nm}^2)^2 + 4\xi^{*2} r_{nm} (1 + r_{nm})^2} \quad (3.7).$$

Коефициентът на фиктивно затихване ζ^* е важен за корелацията на резултатите между модалните максимуми. При $\zeta^* = \zeta$ (ζ - модалното затихване за всички форми) корелационните коефициенти се изчисляват по формулата:

$$\rho_{nm} = \frac{8\xi^2 (1 + r_{nm}) r_{nm}^{3/2}}{(1 - r_{nm}^2)^2 + 4\xi^2 r_{nm} (1 + r_{nm})^2} \quad (3.8),$$

като правилото за модално комбиниране е CQC (пълно квадратично комбиниране - Complete Quadratic Combination). За целта се прилагат формули (3.5) и (3.8), като се приема $\zeta = 0,05$ (5 %).

Забележка. Във формули (3.5) се извършва сумиране от 1 до приетия брой включени в анализа форми.

При $\zeta^* = 0$ корелационните коефициенти ρ_{nm} , изчислени по формула (3.7), се трансформират така, че $\rho_{nn} = 1$ при $n = m$ и $\rho_{nm} = 0$ при $n \neq m$. В този случай правилото за модално комбиниране се превръща в правилото SRSS (квадратен корен от сумата на квадратите - Square Root of the Sum of Squares). Формули (3.5) се трансформират, както следва:

$$\begin{aligned} F_1 &= \left(\sum_n f_{1n}^2 \right)^{1/2} \\ F_2 &= \left(\sum_n f_{2n}^2 \right)^{1/2} \\ F_z &= \left(\sum_n f_{zn}^2 \right)^{1/2} \\ F_{1-2} &= \sum_n f_{1n} f_{2n} \end{aligned} \quad (3.9).$$

Забележка. Формули (3.9) не се прилагат за конструкции с близки периоди на трептене (за форми i и j при $T_j / T_i > 0,90$, където $T_j < T_i$).

Необходимият брой на формите, включени в анализа при извършване на сумиране по формули (3.5) и (3.9), се определя по формула (8) от наредбата.

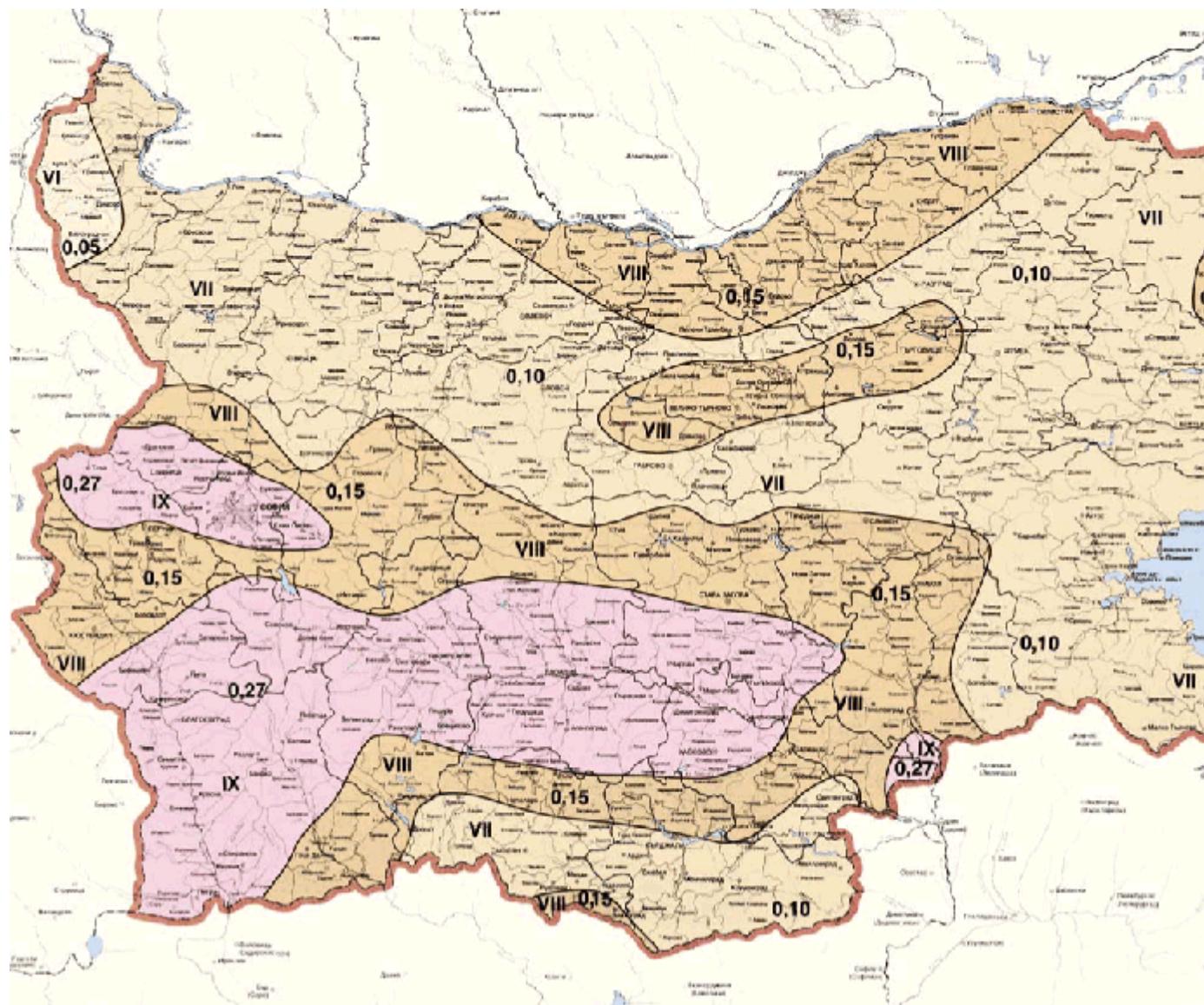
Приложение № 4 към чл. 12 и чл. 124, ал. 1

Коефициенти на натоварване при определяне на изчислителните сейзмични сили

№ по ред	Вид на натоварванията	Коефициент на натоварване
1.	Постоянни	1,0
2.	Временни продължително действащи: - полезни товари за ханилища, складове и др. - всички останали	1,0 0,8
3.	Кратковременно действащи: - сняг, равномерно разпределено натоварване, като не се вземат под внимание ефектите от локално завишено снегонатрупване - експлоатационни натоварвания за производствени сгради - експлоатационни натоварвания за жилищни и общественообслужващи сгради - експлоатационни (подвижни) натоварвания за железопътни мостове - експлоатационни (подвижни) натоварвания за автомобилни мостове - за всички останали случаи	0,5 0,8 0,5 0,3 0,2 0,5

Приложение № 5 към чл. 15, ал. 2 и чл. 106

Карта за сейзмично райониране на Република България за период 1000 години



Приложение № 6 към чл. 15, ал. 2

Списък на населените места със стойности на сейзмичния коефициент към Картата за сейзмично райониране на Република България

- Айтос - 0,10
- Аксаково - 0,10
- Александрово (Бс) - 0,10
- Александрово (ВТ) - 0,15
- Александрово (Лч) - 0,10
- Александрово (СЗ) - 0,15
- Александрово (Тщ) - 0,15
- Александрово (Ш) - 0,10
- Александрово (Яб) - 0,10
- Алфатар - 0,10

Антоново - 0,15
Априлци (Пз) - 0,27
Ардино - 0,10
Асеновград - 0,27
Ахтопол - 0,10
Балчик - 0,27
Баните - 0,10
Банкя - 0,27
Банско - 0,27
Батак - 0,15
Белене - 0,15
Белица - 0,27
Белово - 0,27
Белоградчик - 0,05
Белослав - 0,10
Бенковски (В) - 0,10
Бенковски (Кж) - 0,10
Бенковски (Пд) - 0,27
Бенковски (С) - 0,15
Бенковски (С3) - 0,15
Бенковски (Тб) - 0,10
Берковица - 0,10
Благоевград - 0,27
Блатец (Кн) - 0,15
Блатец (Сл) - 0,15
Бобов дол - 0,15
Бобошево - 0,27
Божурище - 0,27
Бойница - 0,05
Бойчиновци - 0,10
Болярово - 0,10
Борино - 0,10
Борован - 0,10
Борово (Бл) - 0,15
Борово (Рс) - 0,15
Борово (См) - 0,27
Борово (С3) - 0,27
Ботевград - 0,10
Бр. Даскалови - 0,27
Брацигово - 0,27
Брегово - 0,10
Брезник - 0,27
Брезово (Лч) - 0,10
Брезово (Пд) - 0,27
Брезово (Вт) - 0,15
Брусарци - 0,10
Бургас - 0,10
Бухово - 0,27
Българово - 0,10

Бяла (В) - 0,10
Бяла (Рс) - 0,15
Бяла Слатина - 0,10
Бяла черква - 0,15
Бял извор (Кж) - 0,10
Бял извор (С3) - 0,27
Варна - 0,10
В. Търново - 0,15
Велинград - 0,27
Венец (Бс) - 0,10
Венец (С3) - 0,27
Венец (Ш) - 0,10
Ветрино - 0,10
Ветово - 0,15
Видин - 0,10
Водица (В) - 0,10
Водица (Тщ) - 0,10
Войнишка - 0,10
Враца - 0,10
Вълчедръм - 0,10
Вълчидол - 0,10
Върбица - 0,10
Вършец - 0,10
Габаре - 0,10
Габер (С) - 0,27
Габер (Тб) - 0,10
Габрово - 0,10
Г. Хитрино - 0,10
Ген. Тошево - 0,15
Георги Дамяново - 0,10
Георги Трайков - 0,10
Главиница (Пз) - 0,27
Главиница (Сс) - 0,15
Годеч - 0,15
Горна Малина - 0,15
Горна Оряховица - 0,15
Гоце Делчев - 0,15
Градница (Гб) - 0,10
Градница (Тб) - 0,10
Грамада - 0,05
Грудово - 0,10
Гулянци - 0,15
Гурково (Тб) - 0,27
Гъльбово (Пд) - 0,27
Гъльбово (С3) - 0,27
Гърмен - 0,15
Гюешево - 0,15
Две могили - 0,15
Дебелец (Вт) - 0,15

Дебелец (В) - 0,10
Девин - 0,10
Девня - 0,10
Дерманци - 0,10
Джебел - 0,10
Димитровград - 0,27
Димово (Вн) - 0,15
Добрич- 0,15
Д. Митрополия - 0,10
Долна баня - 0,27
Д. Оряховица - 0,15
Д. Дъбник - 0,10
Доспат - 0,15
Драговищица - 0,27
Драгоман - 0,27
Дралфа - 0,15
Дряново (Гб) - 0,15
Дряново (См) - 0,15
Дряново (Хс) - 0,27
Дряново (Яб) - 0,15
Дулово - 0,10
Дунавци - 0,10
Дупница - 0,27
Дълбоки - 0,15
Дългопол - 0,10
Елена (ВТ) - 0,10
Елена (Хс) - 0,15
Елин Пелин - 0,27
Елхово (Сз) - 0,27
Елхово (Яб) - 0,15
Етрополе - 0,15
Завет (Бс) - 0,10
Завет (Рз) - 0,15
Зафирово - 0,15
Земен - 0,15
Златарица - 0,10
Златица и Пирдоп - 0,15
Златия (Мх) - 0,10
Златия (Тб) - 0,10
Златоград - 0,15
Ивайловград - 0,10
Иваново (Рс) - 0,15
Иваново (Хс) - 0,15
Иваново (Ш) - 0,10
Исперих - 0,10
Ихтиман - 0,15
Каблешково - 0,10
Каварна - 0,27
Казанлък - 0,15

Кайнарджа - 0,10
Калофер - 0,15
Калояновец - 0,27
Калояново (Пд) - 0,27
Калояново (Сл) - 0,15
Каолиново - 0,10
Карлово - 0,15
Карнобат - 0,10
Каспичан - 0,10
Катунци - 0,27
Кермен - 0,15
Килифарево - 0,10
Кирково - 0,10
Клисура (Бл) - 0,27
Клисура (Пд) - 0,15
Клисура (С) - 0,15
Кнежа - 0,10
Козлодуй - 0,10
Койнаре - 0,10
Копривщица - 0,15
Костенец - 0,27
Костинброд - 0,27
Котел - 0,10
Кочериново - 0,27
Кресна - 0,27
Криводол - 0,10
Кричим - 0,27
Крумовград - 0,10
Крушари - 0,10
Кубрат - 0,15
Кула - 0,05
Кърджали (независимо от картата за сейзмично райониране) - 0,15
Кюстендил - 0,15
Левски (В) - 0,10
Левски (Пл) - 0,10
Летница (Лч) - 0,10
Лехчево - 0,10
Ловеч - 0,10
Лозница (Рз) - 0,15
Лозница (Тб) - 0,10
Лом - 0,10
Луковит - 0,10
Лъки (См) - 0,15
Любимец - 0,15
Лясковец (ВТ) - 0,15
Лясковец (Хс) - 0,15
Мадан (См) - 0,10
Маджарово - 0,10
Макариополско - 0,10

Макреш - 0,05
М. Търново - 0,10
Марица (Хс) - 0,27
Медковец - 0,10
Мездра - 0,10
Мелник - 0,27
Мизия - 0,10
Монтана- 0,10
Михалково - 0,15
Млекарево - 0,15
Млечино - 0,10
Момчилград - 0,10
Мъглиж - 0,15
Невестино (Бс) - 0,10
Невестино (Кн) - 0,15
Неделино - 0,10
Несебър - 0,10
Николаево (Пк) - 0,15
Николаево (Пл) - 0,10
Николаево (Сл) - 0,15
Николаево (С3) - 0,10
Никола Козлево - 0,10
Никопол - 0,15
Н. Загора - 0,15
Нови пазар - 0,10
Нови Искър (С) - 0,27
Ново село (Вд) - 0,10
Ново село (Рс) - 0,15
Обител - 0,10
Окорш - 0,10
Омуртаг - 0,10
Опака - 0,10
Опан - 0,27
Оряхово (Вр) - 0,10
Оряхово (Хс) - 0,15
Павел баня - 0,10
Павликени - 0,10
Пазарджик - 0,27
Панагюрище - 0,15
Пелово - 0,10
Перник - 0,15
Перперек - 0,15
Перущица - 0,27
Петрич - 0,27
Пещера (См) - 0,10
Пещера (Пз) - 0,27
Пещера (Пк) - 0,15
Пирдоп и Златица - 0,15
Плачковци - 0,10

Плевен - 0,10
Пловдив - 0,27
Подем - 0,10
Подкова - 0,10
Полски Тръмбеш - 0,15
Поморие - 0,10
Попово (Тщ) - 0,15
Попово (Яб) - 0,15
Пордим - 0,10
Правец - 0,15
Преслав - 0,10
Провадия - 0,10
Проф. Иширково - 0,10
Първомай (Бл) - 0,27
Първомай (Пд) - 0,27
Раднево - 0,27
Радомир - 0,15
Разград - 0,10
Разлог - 0,27
Ракитово - 0,27
Раковски (Пд) - 0,27
Раковски (Рз) - 0,10
Раковски (Тб) - 0,27
Рила - 0,27
Роман - 0,10
Рудозем - 0,10
Руен (Бс) - 0,10
Руен (Пд) - 0,15
Русе - 0,15
Садина - 0,10
Садово (Бс) - 0,10
Садово (Бл) - 0,15
Садово (Вд) - 0,10
Садово (Пд) - 0,27
Самоков - 0,27
Самуил - 0,10
Сандански - 0,27
Сапарева баня - 0,27
Сатовча - 0,15
Свиленград - 0,10
Свищов - 0,15
Своге - 0,15
Севлиево - 0,15
Сеново - 0,15
Септември - 0,27
Силистра - 0,15
Симитли - 0,27
Ситово (Пд) - 0,27
Ситово (Cc) - 0,15

Ситово (Яб) - 0,15
Славейно - 0,10
Славяново (Пл) - 0,10
Славяново (Тщ) - 0,15
Славяново (Хс) - 0,15
Сливен - 0,15
Сливница (С) - 0,27
Сливница (Бл) - 0,27
Сливо поле - 0,15
Смилян - 0,10
Смолян - 0,10
Смоляновци - 0,10
Смядово - 0,10
Созопол - 0,10
Сопот - 0,15
София - 0,27
Стамболийски - 0,27
Стара Загора - 0,15
Стоките - 0,10
Стражица (ВТ) - 0,15
Стралджа - 0,15
Стрелча - 0,15
Струмияни - 0,27
Суворово - 0,10
Сунгурларе - 0,10
Сухиндол - 0,10
Съединение (Бс) - 0,10
Съединение (Пд) - 0,27
Съединение (СЗ) - 0,27
Съединение (Тщ) - 0,10
Сърница (Пз) - 0,15
Сърница (Хс) - 0,27
Твърдица (Бс) - 0,10
Твърдица (Сл) - 0,15
Темелково - 0,15
Тенево - 0,15
Тервел - 0,10
Тетевен - 0,15
Тополовград - 0,15
Троян (Лч) - 0,10
Троян (Хс) - 0,15
Трън - 0,27
Тръстеник (Пл) - 0,10
Тръстеник (Рс) - 0,15
Трявна - 0,10
Търговище - 0,15
Тутракан - 0,15
Угърчин - 0,10
Хайредин - 0,10

Харманли - 0,10
Хасково - 0,27
Хвойна - 0,27
Хисаря - 0,15
Хлебарово - 0,15
Царево - 0,10
Ценово (C3) - 0,27
Ценово (Pc) - 0,15
Чепеларе - 0,15
Червен бряг - 0,10
Черногорово (Пз) - 0,27
Черноочене - 0,27
Чипровци - 0,10
Чирпан - 0,27
Чупрене - 0,10
Шабла - 0,27
Шипка - 0,15
Широка лъка - 0,10
Шумен - 0,10
Щръклево - 0,15
Юпер - 0,15
Ябланица - 0,15
Якимово - 0,10
Якоруда - 0,27
Ямбол - 0,15

Приложение № 7 към чл. 59, ал. 1 и 2 и чл. 62

Таблица 7.1

Конструктивни изисквания към монолитни колони и стойки на рамки

<i>Показатели за колони и стойки на рамки</i>	<i>При сеизмичен коефициент:</i>	
	$0,05 < K_c \leq 0,15$	$K_c > 0,15$
$\min b_c$	250 mm	250 mm
$\max [l/b_c]$	25	20 (15 при свободен край)
l_c (дължина на критичната зона)	h , но не по-малко от $l/6$ и 450 mm	h , но не по-малко от $l/6$ и 450 mm
μ_{\min}	0,01, но не по-малко от 4 Ф 14 при вързани отремена и 6 Ф 14 – при спирално армирани колони	0,01, но не по-малко от 4 Ф 14 при вързани отремена и 6 Ф 14 – при спирално армирани колони
μ_{\max}	0,04	0,04
l_s (дължина на зона на снаж-ядане)	Съгласно нормите за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции	Съгласно нормите за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции
$\max d_h$	300 mm	200 mm
$\max d$	$b_c/2$ за $b_c \geq 300$, но не повече от 300 mm	$b_c/2$ за $b_c \geq 300$, но не повече от 200 mm
$\max a_h$	b_c ; 12 Ф; но не повече от 300 mm	b_c ; 10 Ф; но не повече от 200 mm
$\max a_{hc}$	$b_c/2$, но не повече от 10 Ф и 150 mm	$b_c/2$, но не повече от 8 Ф и 100 mm
$\max a_{hs}$	$b_c/2$, но не повече от 10 Ф и 150 mm	$b_c/2$, но не повече от 8 Ф и 100 mm
$\min \Phi_h$	6 mm	8 mm
$\min \Phi_{hc}$	6 mm	8 mm
$\max [h_c/b_c]$	4	2,5
$\max \frac{N}{A_c R_{bn}}$	0,5	0,5

Таблица 7.2

Конструктивни изисквания към монолитни греди и ригели на рамки
Показатели за греди и ригели на рамки

Показатели за гради и ригели на рамки	При сеизмичен коефициент:	
	$0,05 < K_c \leq 0,15$	$K_c > 0,15$
$min\ b$	200 mm	200 mm
$max\ b$	$h_c + 1/2h; \leq 2b_c$	$h_c + 1/2h; \leq 2b_c$
$min\ h$	400 mm	400 mm
h/b	$\leq 4,0$	$\leq 4,0$
l/b	$\geq 4,0$	$\geq 4,0$
$\mu_1\ min$ $\mu_2\ min$	$\frac{1,4}{R_{sn}}; (R_{sn} \text{ MPa})$	$\frac{1,4}{R_{sn}}; (R_{sn} \text{ MPa})$
$\mu_1\ max$ $\mu_2\ max$	$\frac{7}{R_{sn}}; (R_{sn} \text{ MPa})$	$\frac{7}{R_{sn}}; (R_{sn} \text{ MPa})$
$min\ \frac{\mu'_2}{\mu_2}$	1/2	1/2
$min\ \mu'_1$	$\frac{1}{4}\mu_2, \text{ но не по-малко от } 2\Phi 12$	$\frac{1}{4}\mu_2, \text{ но не по-малко от } 2\Phi$
a_h	$\leq \begin{cases} h/2 \\ b \\ 250\text{mm} \end{cases}$	$\leq \begin{cases} h/2 \\ b \\ 250\text{mm} \end{cases}$
a_{hc}	$\leq \begin{cases} h/4 \\ 8\Phi \\ 200\text{mm} \end{cases}$	$\leq \begin{cases} h/4 \\ 6\Phi \\ 150\text{mm} \end{cases}$
$min\ \Phi_h$	6 mm	6 mm
$min\ \Phi_{hc}$	6 mm	6 mm
$min\ l_1 : min\ l_2$ $min\ l'_1 : min\ l'_2$	$l/4$	$l/4$
l_{a1}	25 Φ	25 Φ
l_{a2}	12 Φ	12 Φ

Таблица 7.3 (фиг. 7.3)

Конструктивни изисквания към монолитни шайби

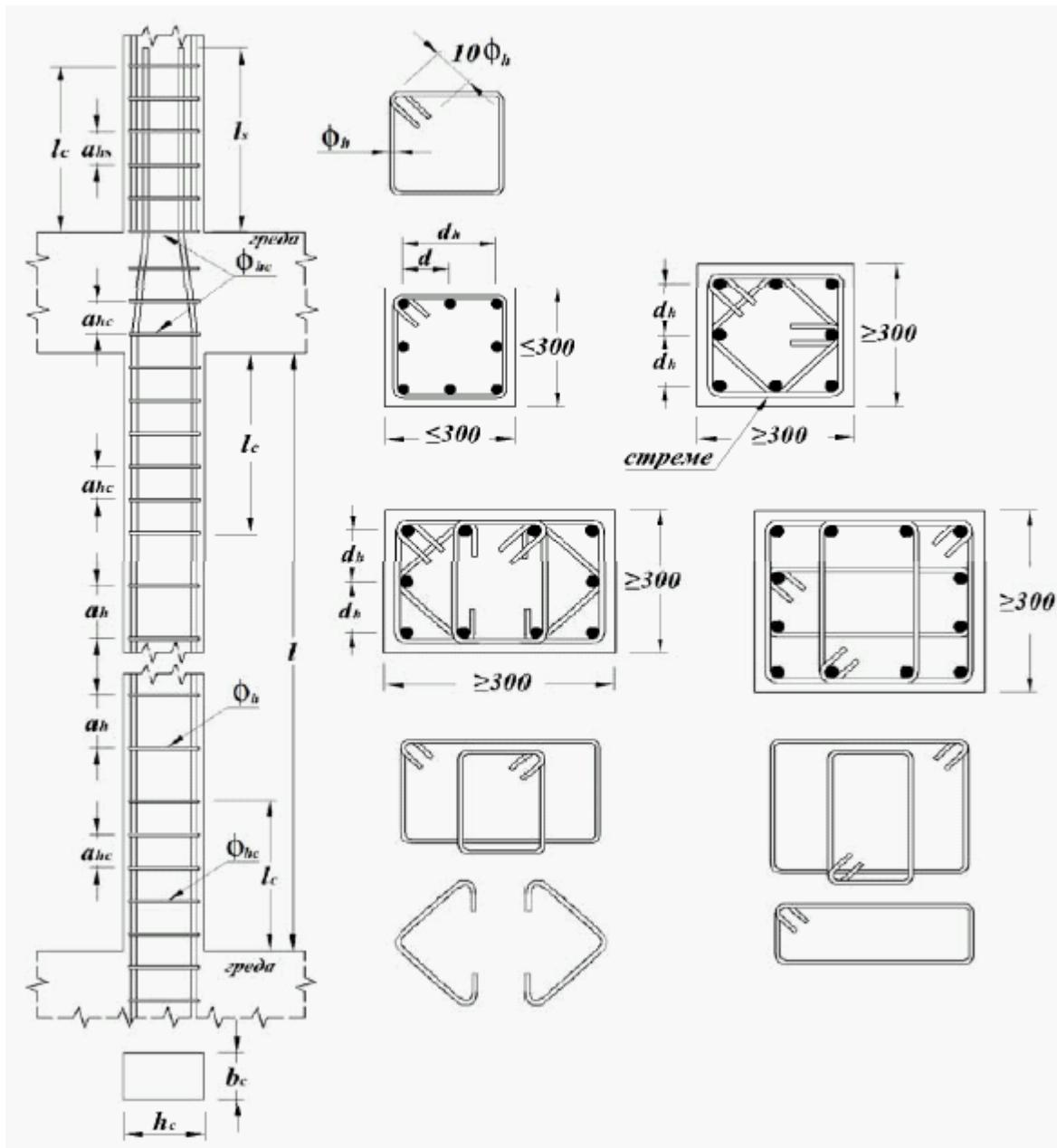
Показатели за шайби	При сеизмичен коефициент:	
	$0,05 < K_c \leq 0,15$	$K_c > 0,15$
$\min b$	140 mm, но не по-малко от 1/25 от етажната височина	140 mm, но не по-малко от 1/25 от етажната височина
$\min \mu_v^{*)}$ или $\mu_h^{*)}$	0,0025	0,0025
$\max \mu_{SE}$	0,035	0,035
$\max \Phi_v$ или Φ_h	$b/10$ – без крайните зони	$b/10$ – без крайните зони
$\max a_v$ или a_h	250 mm	200 mm
$\min a_c$	0,15 l_w – от фундамента до най-малко 2 етажа над най-горния сутеренен етаж	0,15 l_w – от фундамента до най-малко 2 етажа над най-горния сутеренен етаж
	1,5 b , но не по-малко от 400 mm в останалите етажи	1,5 b , но не по-малко от 400 mm в останалите етажи
$\min A_{SE}$	0,005 ba_c или 0,005 $b^'a_c^{'}$	0,005 ba_c или 0,005 $b^'a_c^{'}$
$\min \Phi_{SE}$	12 mm	14 mm
$\max d$	не по-голямо от 150 mm	не по-голямо от 150 mm
$\max d_h$	300 mm	200 mm
Напречни стремена в крайните зони	$\geq \Phi 6$ през 100 mm в зоната на снаждане	$\geq \Phi 8$ през 100 mm в зоната на снаждане
	през 150 mm извън зоната на снаждане	$\geq \Phi 8$ през 150 mm извън зоната на снаждане
$\max [N / A_w R_{bm}]$	$\geq \Phi 6$ 0,5	0,5

^{*) В посочените стойности не се включва армировката в крайните зони, в които тя е обхваната от стремена. Тези стойности включват армировката от двете страни на сечението.}

Забележки:

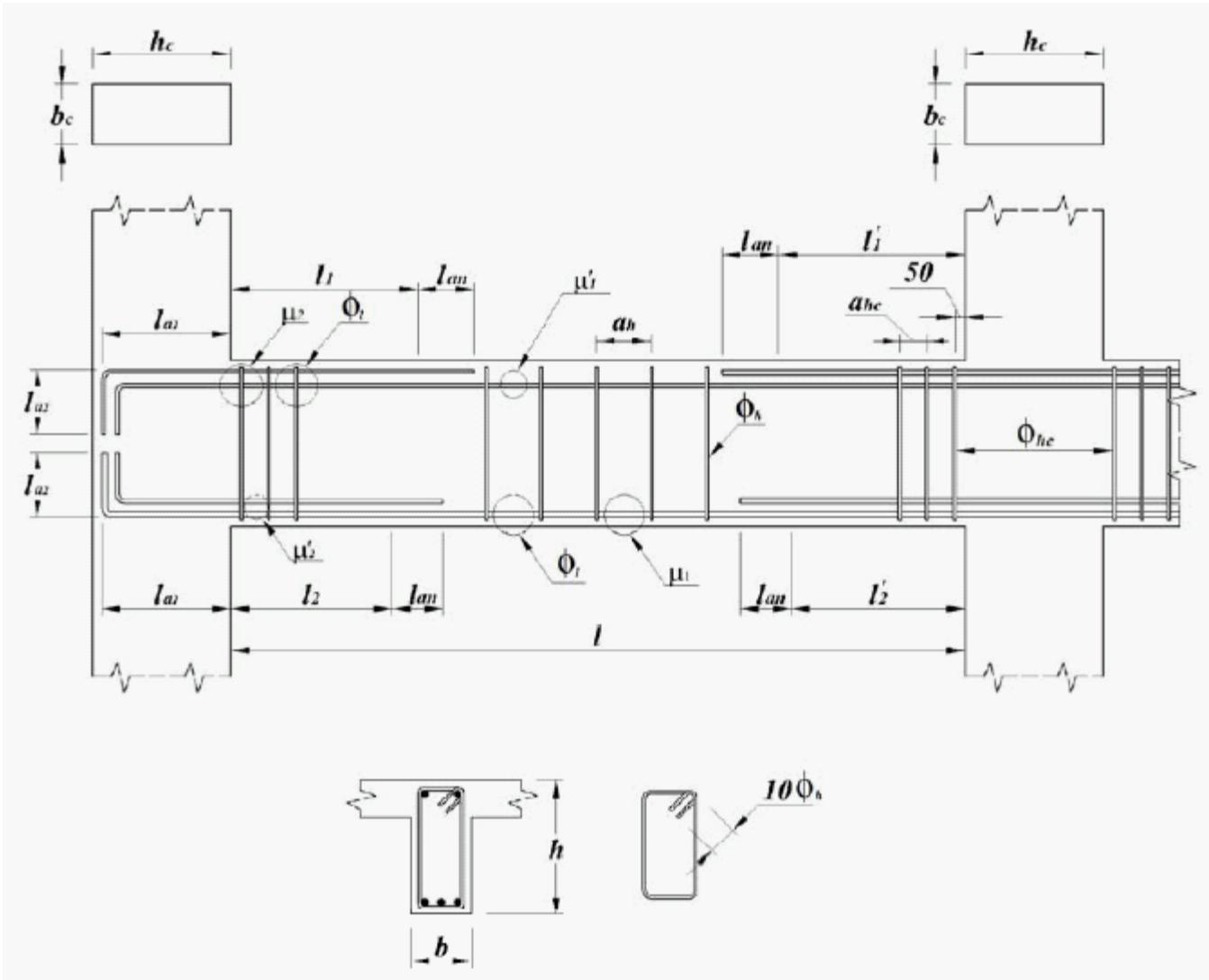
- Хоризонталните пръти преминават непрекъснати и по цялата дължина на шайбата.
- При шайби с широчина $b \leq 250$ mm се допуска да не се поставят междуинни наддължни пръти по широчината й.

Конструиране на монолитни колони и стойки на рамки



Фиг. 7.1 (табл. 7.1)

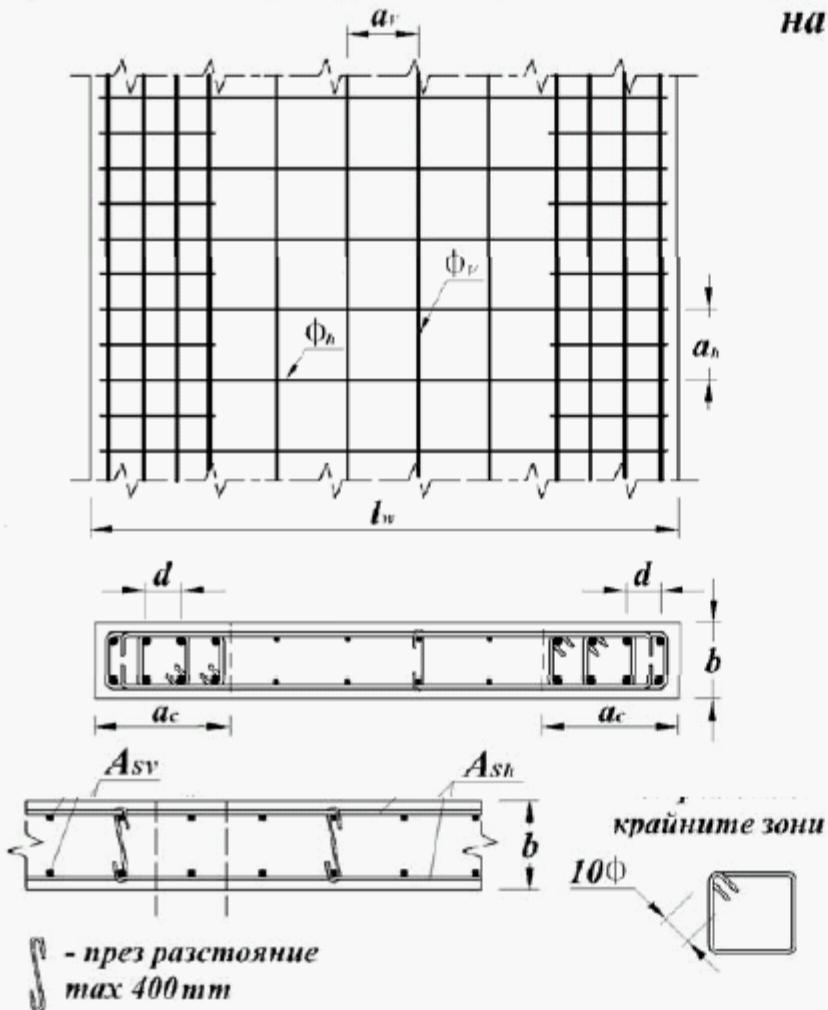
Конструиране на стоманобетонни греди и ригели на рамки



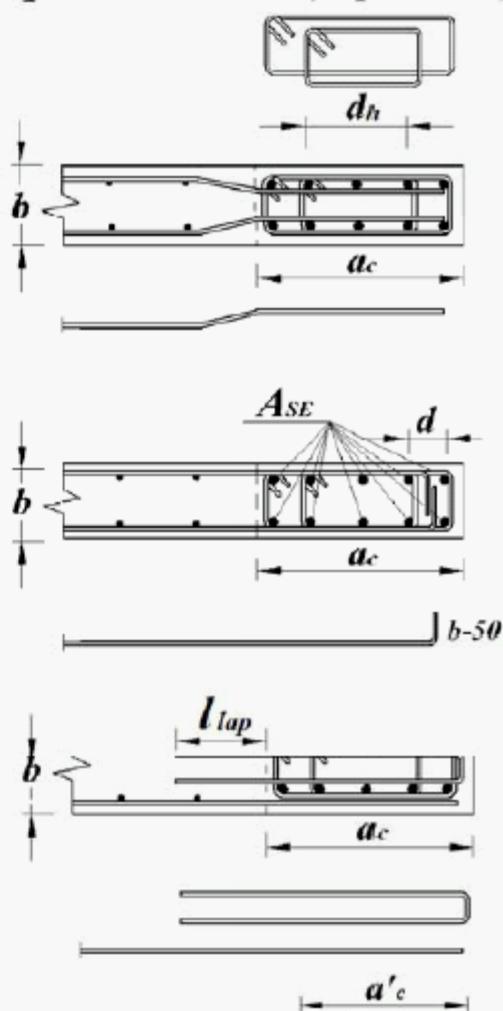
Фиг. 7.2 (табл. 7.2)

Конструиране на стоманобетонни монолитни шайби

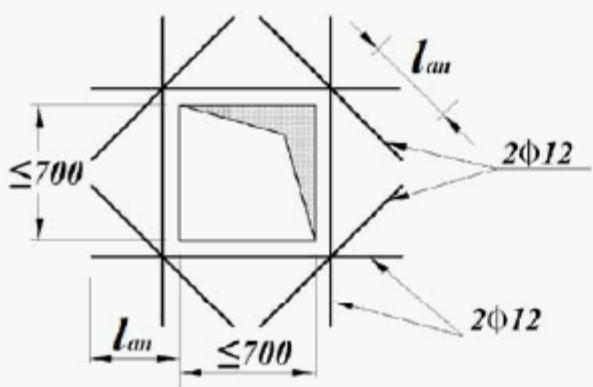
a) Схема на армиране



*б) Детайли за конструиране
на крайните зони (варианти)*



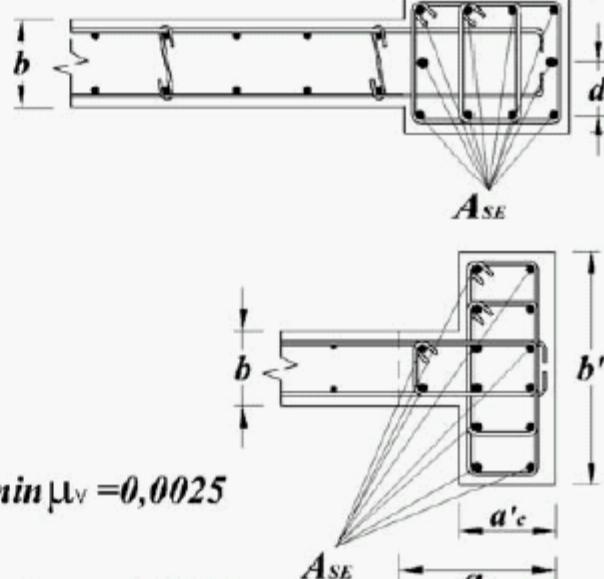
*в) Детайл за армиране на малки
отвори с размери ≤700 mm*



$$\mu_v = \frac{A_{sv}}{b \cdot a_v} \geq \min \mu_v = 0,0025$$

$$\mu_h = \frac{A_{sh}}{b \cdot a_h} \geq \min \mu_h = 0,0025$$

$$\mu_{SE} = \frac{A_{SE}}{a_c \cdot b} \text{ или } \frac{A_{SE}}{a'_c \cdot b'} \leq \max \mu_{SE}$$



Фиг. 7.3 (табл. 7.3)

Забележка. Основните означения, използвани в приложение № 7, са, както следва:

b_c е по-малкият размер на напречното сечение на колоната;

h_c - по-големият размер на напречното сечение на колоната;

l - дължината на колоната съгласно фиг. 7.1;

l_c - дължината на критичната зона;

m - коефициентът на армиране;

l_s - дължината на снаждане на армировката;

d_h - разстоянието между надлъжните пръти в колоните, обхванати със стремена;

d - разстоянието между два съседни надлъжни пръта в колоните или в крайните зони на шайбите;

a_h - разстоянието между стремената;

a_{hc} - разстоянието между стремената в критичната зона;

a_{hs} - разстоянието между стремената в зоната на снаждане на надлъжната армировка;

\emptyset_h - диаметърът на стремената;

\emptyset_{hc} - диаметърът на стремената в критичната зона;

\emptyset - диаметърът на надлъжната армировка в колоната;

N - изчислителната вертикална сила;

A_c - напречното сечение на колоната;

b - широчината на греда: дебелина на шайба;

h - височината на греда;

l_1, l_1, l_2, l_2 - разстоянието от опорните ръбове на гредите, след които надлъжната армировка не е необходима;

l_a - дължината на закотвяне;

l_w - дължината на шайбата;

h_w - височината на шайбата;

R_{sn} - нормативната якост на стоманата при границата на провлачване;

R_{bn} - нормативната якост на бетона на натиск.