

КУРС НА ТЕМА:
 ПРОЕКТИРАНЕ НА СТОМАНЕНИ КОНСТРУКЦИИ СПОРЕД ЕВРОКОД 3 (ЕК3)
 Проектиране на стоманени конструкции за сеизмични въздействия
 EN 1998-1-1:2005 ; EN 1993-1:2005;

Дата : 16.11.2017			
No	Час	Тема	Забележка
1.		Експлоатационни характеристики и критерии за приемливост	
2.		Дефиниции и концепции за проектиране при стоманени конструкции.	
3.		Принципи за проектиране на стоманени конструкции на сгради в сеизмични райони	
4.		Принципи за проектиране и детайлиране при рамкови конструкции (MRF)	
Дата : 16.11.2017			
No	Час	Тема	Забележка
5.		Принципи за проектиране и детайлиране при рамкови конструкции с центрично включени диагонали (CBF)	
6.		Принципи за проектиране и детайлиране при рамкови конструкции с нецентрично включени диагонали (EBF)	
7.		Числен пример за рамкова конструкция с корави възли	
8.		числен пример за рамкова конструкция с нецентрично включени диагонали и греда с отслабено сечение	
9.		Заклучение и дискусия	

Изготвил: Д-р Инж. Иван Гешанов

Съдържание

КУРС НА ТЕМА:	1
ПРОЕКТИРАНЕ НА СТОМАНЕНИ КОНСТРУКЦИИ СПОРЕД ЕВРОКОД 3 (ЕКЗ)	1
Дата : 06.06.2017	1
1 Експлоатационни характеристики и критерии за приемливост	4
1.1 Основни изисквания	4
1.2 Диференциация по надеждност	5
1.3 Критерии за приемливост	7
1.4 Крайни гранични състояния	7
1.5 Експлоатационно гранично състояние	8
1.6 Специфични мерки	8
1.7 Земна основа	9
1.8 Сеизмично въздействие	11
1.8.1 Общи положения	11
1.8.2 Хоризонтален еластичен спектър	12
1.8.3 Вертикален еластичен спектър	17
1.8.4 Преместване на земната основа и спектър на реагиране за преместване	17
1.8.5 Проектен спектър за еластичен анализ	19
1.9 Комбиниране на сеизмичното въздействие със други въздействия	21
2 Дефиниции и концепции за проектиране при стоманени конструкции	22
2.1 Общи положения при проектиране на сгради	22
2.2 Основни принципи на концептуалното проектиране	22
2.2.1 Ясно дефинирана и непрекъсната конструктивна система	22
2.2.2 Еднообразие, симетрия и регулярност	22
2.2.3 Диафрагмено действие на етажно ниво	23
2.2.4 Непрекъснатост на фундаментната система	23
2.2.5 Главни и второстепенни сеизмични елементи	23
2.2.6 Критерии за регулярност	23
2.3 Методи за сеизмичен анализ	24
2.3.1 Общи положения	24
2.3.2 Спектрално-модален метод	25
2.3.3 Приложение на спектралния метод	26
2.3.4 Нелинейни методи	27
2.3.5 Комбиниране на ефектите от сеизмични въздействия	27
2.3.6 Определяне на преместванията	27
2.4 Проверки за безопасност	28
2.4.1 Общи положения	28
2.4.2 КГС	28
2.4.3 ЕГС	29
3 Принципи за проектиране на стоманени конструкции на сгради в сеизмични райони	31
3.1 Дефиниции и концепции за проектиране	31
3.2 Материали	32
3.3 Конструктивни схеми и коефициенти на поведение	34
3.4 Критерии за проектиране на дисипативни конструкции	37
3.5 Правила за проектиране на елементи, работещи на натиск или огъване	38
3.6 Правила за проектиране на съединения при дисипативни зони	38
4 Принципи за проектиране и детайлиране при рамкови конструкции (MRF)	40
4.1 Общи бележки	40
4.2 Критерии за проектиране	40
4.3 Типови съединения гредя-колона	41
4.4 Правила за проектиране на гредите	43
4.5 Правила за проектиране на колоните	43
4.6 Правила за проектиране на съединенията във възела гредя-колона	44
5 Принципи за проектиране и детайлиране при рамкови конструкции с центрично включени диагонали (CBF)	46
5.1 Общи бележки	46
5.2 Поведение на елементите при циклични осови сили	46

5.3	Критерии за проектиране.....	48
5.4	Анализ.....	49
5.5	Правила за проектиране на диагоналните елементи	49
5.6	Правила за проектиране на гредите и колоните	50
6	Принципи за проектиране и детайлиране при рамкови конструкции с нецентрично включени диагонали (EBF).....	51
6.1	Общи бележки.....	51
6.2	Критерии за проектиране.....	51
6.3	Правила за проектиране на свързващите елементи.....	51
6.4	Правила за проектиране на ОСТАНАЛИТЕ елементи от рамката	54
7	Числен пример за рамкова конструкция с корави възли	56
7.1	Общи бележки. Изходни данни.....	56
7.2	Предварително определяне на сеченията на елементите	58
7.2.1	Носеща способност и коравина на гредите посока X	58
7.2.2	Носеща способност и коравина на гредите посока Y	58
7.2.3	Приети сечения на елементите.....	59
7.3	Проверки „Силни колони – слаби греди“ - WBSC	59
7.4	Вътрешна колона. Проверка за натиск	60
7.5	Вътрешна колона. пластична носимоспособност на ниво фундамент.	60
7.6	Определяне на сеизмичната маса.....	61
7.7	Оценка на сеизмичната сила в основата по метода на хоризонталните сили.	61
7.8	Вертикални товари комбинирани със сеизмични ефекти.	62
7.9	Модално-спектрален динамичен анализ.....	62
7.10	Резултати от анализа.	63
7.11	Проектиране на съединение „гредя-колона“ при вътрешен възел по ос (2).	67
7.12	Коментари по проектните възможности.....	71
7.13	Проектиране на отслабено сечение.....	73
8	Числен пример за рамкова конструкция с нецентрично включени диагонали и греда с отслабено сечение	76
8.1	Изходни данни.	76
8.2	Избор на редуцирано сечение в свързващия елемент	79
8.3	Свързващ елемент - проектни проверки.....	80
8.4	Проверка на ротационен капацитет	80
8.5	Оразмеряване на елементите от вертикалната връзката	80
8.6	Числен пример	80

1 ЕКСПЛОАТАЦИОННИ ХАРАКТЕРИСТИКИ И КРИТЕРИИ ЗА ПРИЕМЛИВОСТ

1.1 ОСНОВНИ ИЗИСКВАНИЯ

Според EN 1998-1 се установяват две нива на сеизмично проектиране, определени от следните изисквания:

- Ниво, изключващо разрушаване:

Конструкцията трябва да бъде проектирана и детайлирана да издържи проектното сеизмично въздействие без локално или глобално разрушаване, запазвайки конструктивната си цялост и остатъчна носеща способност след преминаване на сеизмичното въздействие.

- Ниво на ограничаване на повредите:

Конструкцията трябва да бъде проектирана и детайлирана да издържи сеизмично въздействие, което е със по-голяма вероятност от поява в сравнение с проектното, без настъпване на повреди и свързани с това експлоатационни ограничения, цената на които би била непропорционално висока спрямо цената на конструкцията сама по себе си.

Първото изискване е свързано със защита на живота на обитателите при рядко събитие, чрез предотвратяване на частичен или пълен колапс на конструкцията която би трябвало да запази конструктивната си цялост и необходимата остатъчна носеща способност след отминаване на събитието. В резултат на събитието по конструкцията може да има известни повреди, включително остатъчни деформации, до степен те да бъдат непоправими от икономическа гледна точка, но целта на това ниво е запазване на човешкия живот при евакуация и при вторични трусове.

Съгласно принципите на Еврокод изискванията на това ниво отговарят на концепцията за КГС (ULS).

Второто ниво се отнася до намаляване на икономическите загуби от често случващи се земетресения и последиците от конструктивни и неконструктивни повреди. При такива събития конструкцията не трябва да допусне невъзвратими деформации и елементите ѝ трябва да запазят първоначалната си якост и коравина и, следователно, да не се нуждаят от възстановяване. В този смисъл основното изискване тук е конструкцията да притежава достатъчна коравина за ограничаване на деформациите до нива които не предизвикват значими изменения по елементите.

Съгласно принципите на Еврокод изискванията на второто ниво отговарят на концепцията за ЕГС (SLS), тъй като се занимава със функцията на сградата, комфорта на обитателите и икономически загуби.

Както е казано по-горе, двете нива на поведение трябва да се проверят при **две различни нива на сеизмично въздействие**, обвързани със сеизмичността на района.

Определянето на тези нива за проектни цели е предмет на Национално определените параметри. На практика, случайният характер на сеизмичните въздействия и ограничените ресурси за отчитане на ефектите от тях са такива, че постигането на проектните параметри е частично възможно и то измеримо само във вероятностен аспект.

Така също, степента на защита по отношение на земетръсните повреди и загуби в живот и материални ценности зависи от оптималното разполагане на ресурси и варира при различните страни, зависещо най-вече от относителното влияние на сеизмичния риск спрямо рисковете от друго естество, включително и от налични икономически ресурси.

Независимо от това, в EN 1998-1 този въпрос се решава по следния начин, като за обикновени конструкции се препоръчват следните две нива на сеизмично въздействие:

Проектно сеизмично въздействие (за предотвратяване на локално разрушаване) с 10% вероятност за превишение за период от 50 г., което отговаря на период на повторяемост 475 години;

Сеизмично въздействие за ограничаване на повредите с 10% вероятност за превишение за период от 10 г., което отговаря на период на повторяемост 95 години.

Тук следва да се припомни, че

$$T_R = 1/v = -T_L / \ln(1 - P) \quad (1.1)$$

Където T_L е референтния период и P е вероятността за превишение на даден праг – при приетите стойности по-горе $T_L = 50$ г; $P = 10\%$ се получава $T_R = 475$ години.

1.2 ДИФЕРЕНЦИАЦИЯ ПО НАДЕЖНОСТ

Нивата на сеизмично действие, описани по-горе са предназначени за приложение при обикновени конструкции и се считат за референтно сеизмично въздействие (обвързано със максималното земно ускорение a_{gR}). EN 1998-1 предвижда възможността от диференциране на проектната надеждност за различни видове сгради или други конструкции в зависимост от тяхната значимост и последствия от разрушаване.

Това се постига чрез модифициране на нивото на риск, използвано за проектиране – т.е. чрез промяна на периода на повторяемост. Различните нива на надеждност се получават чрез умножаване на референтното сеизмично въздействие чрез коефициента на значимост γ_I , който при линеен анализ може да се прилага направо към ефектите от сеизмичното въздействие.

NA.2.13 Точка 4.2.5(5) Коефициент на значимост γ_I за сгради

Коефициентите на значимост за съответните класове на значимост за сгради, дадени в таблица 4.3 на EN 1998-1, се приемат както следва:

Таблица NA.4.3

Клас на значимост	I	II	III	IV
Коефициент на значимост - γ_I	0,8	1,0	1,2	1,4

Бележка към т. 2.1(4) на EN 1998-1 дава известни указания по определянето на тези коефициенти. На следващата фигура Fig. 1.2.1 е представена графично зависимостта на γ_I от периода на повторяемост за различни стойности на показателя на сеизмичност k . В Българските национални приложения е приет предложената стойност $k=3$.

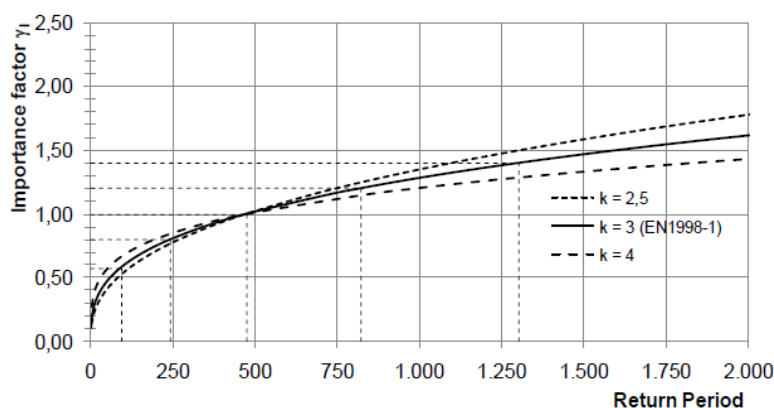


Fig. 1.2.1 Връзка между коефициента на значимост и периода на повторяемост

Тази функционална зависимост е само известно приближение към реалността. На практика, дори само за определен обект, ако вземем пред вид хазарта описан от спектралните ординати (а не само от максималното земно ускорение), стойността на k не е постоянна. Зависи както от основния период на конструкцията, така и от нивото на спектралното ускорение.

Сградите и съоръженията в EN 1998-1 са класифицирани в 4 групи по значимост в зависимост от:

- Последиците от разрушаване за човешкия живот;
- Значимостта им за обществената безопасност и гражданска защита в периода непосредствено след земетресението;
- Социалните и икономически последици от разрушаването.

Определението на групите по значимост е дадено в следващата таблица (по EN 1998-1).

Table 1.2.1 Класове на значимост и стойности на коефициента на значимост

Importance class	Buildings	Importance factor γ_i (recommended value)
I	Buildings of minor importance for public safety, e.g. agricultural buildings, etc.	0,8
II	Ordinary buildings, not belonging in the other categories.	1,0
III	Buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse, e.g. schools, assembly halls, cultural institutions etc.	1,2
IV	Buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection, e.g. hospitals, fire stations, power plants, etc.	1,4

Клас на значимост Сгради

- I Сгради с малка значимост за обществена безопасност, например селскостопански сгради и др.
- II Обикновени сгради, не принадлежащи към другите категории
- III Сгради, чиято сеизмична носеща способност е от значение от гледна точка на последиците от пълно разрушение, например училища, зали, културни институции и др.
- IV Сгради, чиято цялост по време на земетресения е от жизнено значение за защита на населението, например болници, противопожарна охрана, електроцентрали и др.

Класовете на значимост I, II и III или IV съответстват приблизително на класовете на последици CC1, CC2 и CC3, описани в приложение В на БДС EN 1990:2002.

Периодите на повторемост и класовете на значимост са дадени в следващата таблица при различни стойности на k (в EN 1998-1 е приета стойността $k=3$).

Table 1.2.2 Класове на значимост и стойности на периода на повторемост и коефициента на значимост

Importance class	Importance factor γ_i	Implicit mean return period (years)		
		$k = 2,5$	$k = 3$	$k = 4$
I	0,8	272	243	195
II	1,0	475	475	475
III	1,2	749	821	985
IV	1,4	1.102	1.303	1.825

1.3 КРИТЕРИИ ЗА ПРИЕМЛИВОСТ

EN 1998-1 изисква да се проверят две гранични състояния за удовлетворяване на основните принципи:

- Крайно Гранично Състояние (KGS, ULS);
- Експлоатационно Гранично Състояние, ограничаване на повредите (EGS, SLS);

Допълнително в EN 1998-1 се изисква покриването на подходящи специфични мерки за ограничаване на несигурността и гарантиране на добро поведение на конструкцията при сеизмични въздействия надвишаващи проектното въздействие.

1.4 КРАЙНИ ГРАНИЧНИ СЪСТОЯНИЯ

Удовлетворяването на това изискване води до доказване, че конструктивната система притежава едновременно достатъчна носимоспособност за хоризонтални въздействия и способност за дисипация (разсейване) на сеизмичната енергия. Приема се, че за удовлетворяването на това изискване конструкцията трябва да развие значителни нееластични деформации в някои конструктивни елементи при условие, че целостта и е запазена.

Също така способността на конструкцията да разсейва сеизмичната енергия позволява да се контролира нарастването на енергията в конструкцията, която иначе води до много по-големи амплитуди в реагирането ѝ.

Балансът между носещата способност на конструкцията и способността ѝ да разсейва сеизмичната енергия се характеризира чрез коефициента на поведение q и класифицирането ѝ по дуктилен клас. В граничния случай при конструкции класифицирани като слабо дисипативни, не се отчита хистерезисното разсейване на енергията и $q \leq 1,5$. Тази ниска стойност държи сметка единствено за реалното надвишение на якостта на материалите спрямо характеристичната ѝ стойност. При конструкции от стомана или комбинирани стомано-стоманобетонни конструкции тази гранична стойност се приема равна съответно на 1,5 и 2. За дисипативни конструкции коефициентът на поведение е по-голям от тези стойности и се отчита разсейването на енергията в специални области (елементи), наречени дисипативни или критични зони.

Независимо от тези основни концепции, работните проверки, изисквани от EN 1998-1 за удовлетворяване на тези гранични състояния са основани на сили и усилия, в тон с останалите Еврокодове. Тук трябва да се отбележи, че физичният характер на сеизмичното въздействие е точно обратен – прилагане на бързо изменящи се премествания в основата на конструкцията, а не на силови въздействия.

При изцяло линейно реагиращи системи има пълно съответствие между представянето на въздействията чрез сили (силов подход) или наложени премествания в основата (деформационен подход). Но при нелинейните системи прилагането на единия или другия метод ще доведе до съвсем различни резултати при реагирането на конструкцията.

По същество способността на конструкцията да издържи на земетресение зависи най-вече от възможността ѝ да устои на напречните деформации, породени от сеизмичното реагиране, запазвайки при това съответната носимоспособност спрямо възникналите усилия в елементите.

Въпреки това, прилагането на силовия подход е добре разработен и приложен в EN 1998-1 като основен референтен метод тъй като повечето от останалите въздействия имат силов характер и очевидното им комбиниране е от изключително удобство. Освен това, аналитичните методи за

прилагане на деформационния подход не са още напълно разработени и като цяло той е непознат за повечето проектанти.

Все пак в EN 1998-1 са заложили основните принципи и изисквания за прилагането на този подход като алтернативни методи на проектиране, с прилагането на работни правила за изчисляване на целевите премествания при статичен нелинеен анализ (Pushover).

Освен проверката на отделни конструктивни елементи за носеща способност и дуктилност, КГС включват проверката и на:

- Обща устойчивост на конструкцията (срещу преобръщане и хлъзгане);
- Носеща способност на фундаменти и земна основа;
- Влияние на ефекти от 2-ри ред;
- Влияние на неконструктивни елементи за избягване на нежелателни въздействия и ефекти;

1.5 ЕКСПЛОАТАЦИОННО ГРАНИЧНО СЪСТОЯНИЕ

Както е казано по-горе, изискването за поведението при това гранично състояние регламентира конструкцията да издържи относително често появяващо се земетресение без сериозни повреди или загуба на функционалност.

Повреди се очакват само във второстепенни (неконструктивни) елементи като характера им зависи главно от наложената деформация от главната конструкция върху второстепенните (неконструктивни) елементи; в някои случаи етажните ускорения също допринасят за появата на такива повреди.

За сгради EN 1998-1 постановява следните ограничения за относителните етажни деформации при чести земетресения:

- 0,5% за сгради с неконструктивни елементи от крехки материали, закрепени към конструкцията;
- 0,75% за сгради с неконструктивни елементи от дуктилни материали, закрепени към конструкцията;
- 1.0 % за сгради с елементи закрепени по начин без влияние на деформациите и ускоренията;

За конструкции важни за гражданската защита могат да се наложат и допълнителни рестрикции за запазване на функцията на жизненоважни инсталации.

1.6 СПЕЦИФИЧНИ МЕРКИ

Стандартът EN 1998-1 има за цел да осигури безусловно удовлетворяване и на трето ниво на поведение, което има за цел да предотврати глобално разрушаване по време на много силно и извънредно като проява земетресение. Това не се постига чрез специфични проверки за по-високо ниво на проектното сеизмично въздействие, а по-скоро чрез постулиране и налагане на определени правила и мерки по време на проектирането. Тези специфични мерки, целящи да намалят неустановеността на конструктивното реагиране обхващат следното:

- Проста и регулярна форма

Доколкото е възможно, конструкциите трябва да са със проста и регулярна форма както в план, така и по височина;

- Капацитивно проектиране

За да се осъществи цялостно дисиспативно и дуктилно поведение, трябва да бъдат избягвани крехко разрушаване или предватително образуване на нестабилни конструктивни системи и механизми. Затова се прибягва до принципа и процедурите по капацитивно проектиране.

Основната идея на този принцип е да се установи йерархия в носещата способност на различните конструктивни елементи и компоненти и на формите на разрушение – необходими да се осигури подходящ пластичен механизъм и да се избегне крехкото разрушение.

- Конструктивно детайлиране

Специално внимание трябва да се обърне при конструирането и изчисляването на областите (елементи и зони), където се предвижда нелинейно поведение на материала, тъй като сеизмичното реагиране на конструкцията изключително зависи именно от тяхното поведение. Следователно детайлирането и изчисляването на тези области трябва да потвърди способността им да прехвърлят необходимите усилия и да разсейват енергия при циклични въздействия.

- Конструктивно моделиране

Провежданият статичен и динамичен анализ трябва да бъдат основани на подходящи конструктивни (изчислителни) модели, които, когато е необходимо, да отчитат влиянието на деформативността на земанат основа, на съединенията и на неконструктивни елементи.

- Фундаментна конструкция

Коравината на фундаментната конструкция трябва да бъде адекватна за сигурно прехвърляне на въздействията (ефектите) от връхната конструкция към земната основа колкото е възможно по-равномерно.

- Изчисления

Проектната изчислителна документация трябва да бъде достатъчно подробна и да включва всичката необходима информация относно характеристики на материалите, размери на елементите, детайли и специални устройства ако такива се предвиждат.

- Контрол на качеството

В проектната документация трябва да намерят място записите за осигуряване на качеството на изчислителните и проектни процедури, като методите за проверка и контрол трябва да бъдат представени. Най-вече това важи за елементите от особена важност за цялата конструкция.

- Системи по качество

В областите с висока сеизмичност и при конструкции от особено значение, трябва да се прилагат цялостни системи по осигуряване на качество, покриващи проектирането, доставката, производството и изграждането на конструктивните елементи и системи, както и специфични изисквания от другите части на Еврокод.

1.7 ЗЕМНА ОСНОВА

Днес е добре известно, че земетръсните вибрации на земната повърхност силно се влияят от геоложкия строеж, както и че характеристиките на земната основа до голяма степен влияят върху сеизмичното реагиране на конструкциите.

Поради тези причини EN 1998-1 изисква провеждането на подходящи геотехнически проучвания и изследвания (на място и в лаборатории) за установяване на геотехническите условия при всеки обект. Насоки за такива проучвания са дадени в EN 1998-5.

Целта на геотехническите изследвания са насочени в два аспекта:

- Да се класифицира почвения профил с оглед на определяне на движението на земната основа според конкретното място- т.е. избор на съответната форма на спектъра на реагиране;
- Да се идентифицира възможната поява на нежелателно и вредно поведение на земната основа про време на земетресение, например втечняване на водонаситени пясъци.

Във връзка със втората цел строителната площадка (положението на строежа) трябва при нормални условия да е свободна от дефекти в земната основа като например: разлом на земната основа; загуба на обща устойчивост и / или постоянни слягания породени от втечняване или преуплътняване на земната основа при земетресение.

Ако геотехническите проучвания покажат че има такива рискове, то трябва да се вземат мерки срещу неблагоприятните ефекти породени от тях върху конструкцията или да се търси ново място за сградата.

По отношение на първия аспект EN 1998-1 предвижда пет основни почвени профила, означени A, B, C, D, и E, и представени в Table 1.2.3. За класифициране се използват три параметъра:

- Средната скорост на разпространение на напречните сеизмични вълни $V_{s,30}$;
- Броят на ударите при стандартния пенетрационен тест N_{SPT} ;
- Недренираната кохезионна якост C_u ;

Средната скорост на разпространение на напречните вълни $v_{s,30}$ е водещият параметър за избор на типа геоложки профил. Той трябва да бъде използван всеки път когато е възможно и стойността му трябва да се изчисли съобразно следната формула:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad (1.2)$$

Където h_i и v_i са съответно дебелината (в метри) и скоростта на разпространение на напречните вълни (при ниво на напречни деформации 10^{-5} или по-малко) на i -тия геоложки пласт от общо N на брой, намиращи се в горните 30 м.

Когато няма налични данни за скоростта на разпространение на напречните вълни могат да се използват останалите параметри от таблицата.

Table 1.7.1 Видове земна основа

Тип земна основа	Описание на почвения профил	Показатели		
		$V_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [удари/30 cm]	C_u [kPa]
A	Скала или други подобни на скали образувания, включващи не повече от 5 m покритие от по-слаби материали	> 800	-	-
B	Много сбити пясъци, чакъли или много твърда глина с дебелина няколко десетки метри, характеризиращи се с постепенно нарастващи почвени показатели в дълбочина	360 - 800	> 50	> 250
C	Мощни отложения от сбити до средносбити пясъци, чакъли или твърда глина с дебелина от няколко десетки до стотици метри	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Отложения от рохки до средносбити несвързани почви (със или без прослойки от меки свързани почви) или отложения от предимно меки до твърди свързани почви	< 180	< 15	< 70
E	Почвени профили изградени от пластове тип C или D и с мощност от 5 до 20 m, лежащи върху корава основа с $v_s > 800$ m/s	-	-	-

Почвени профили от А до D варират от скали или скало подобни формации до несвързани почви или меки свързани почви.

Почвен профил тип Е основно се характеризира със силен контраст на коравината между повърхностния слой (мек или несвързан, дебелина от 5 до 20 м) и долулежащата много по-корава геоложка формация.

1.8 СЕИЗМИЧНО ВЪЗДЕЙСТВИЕ

1.8.1 Общи положения

Проектното сеизмичното въздействие се определя на базата на движението на земната основа, очаквано в бъдещ период във всяко едно място, т.е. трябва да бъде основано на вероятностен анализ.

Сеизмичният хазарт обикновено се представя чрез харатни криви, които представят вероятността за навишение на определен сеизмологичен параметър (например максималното земно ускорение, скорост или преместване) за даден период и за конкретно място, обикновено приемайки скална основа.

Днес е добре известно, че максималните стойности на параметрите описващи движението на земната основа (най-вече максималното земно ускорение) не описват добре силата на земетресенията и възможните последствия върху конструкциите.

Вместо това съвременният начин за описване на сеизмичния хазарт е чрез стойности на спектралните ординати (чрез определени ключови периоди от спектралната крива). Независимо от това, в EN1998-1 сеизмичният хазарт все още се описва чрез стойността на **референтното максимално земно ускорение** за почва тип А, (a_{gR}).

За всяка страна сеизмичния хазарт се определя от карта със зонирание на територията, изготвена от съответните Национални институции. За тази цел територията на страната се разделя на сеизмични зони, зависещи от локалния хазарт. По дефиниция хазартът във всяка една зона е постоянен, т.е. референтното максимално земно ускорение в тази зона е постоянно.

Референтното максимално земно ускорение, (a_{gR}), съответства на референтния период на повторемост T_{NCR} , избран от Националните институции за сеизмично въздействие при ниво за недопускане на разрушения (препоръчаната стойност е $T_{NCR} = 475$ г.).

Хазартните карти, от които са изведени картите за сеизмично райониране, са получени от намаляващите зависимости коти описват изменението на земното движение с магнитуда (M) и разстоянието (R) до източника.

За илюстрация на една такава зависимост, на Fig 1.8.1 е представено изменението на максималното земно ускорение (Ambraseys, 1996) за сеизмичността в континентална Европа.

Изменението на a_g се дава от израза:

$$\log a_g = -1,48 + 0,27 \cdot M - 0,92 \log R, \quad (1.3)$$

Валиден за $4 < M < 7,3$ и $3 \text{ km} < R < 200 \text{ km}$.

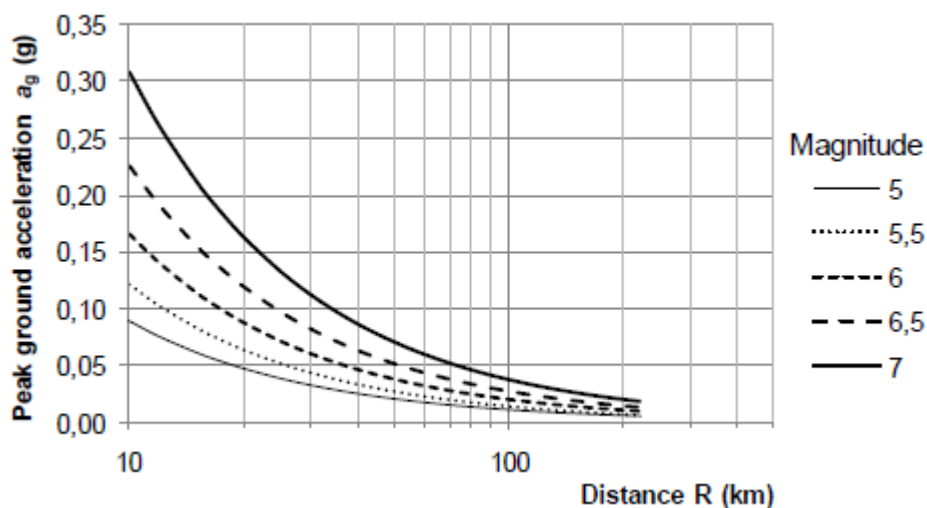


Fig. 1.8.1 Зависимост за определяне на максималното земно ускорение, Ambraseys(1996)

1.8.2 Хоризонтален еластичен спектър

В EN1998-1 земното движение се описва с еластична спектрална крива на реагиране за ускорение S_e , означена като „еластична спектрална крива“.

Основния вид на тази крива е представен в нормализирана форма спрямо a_g на следната фигура:

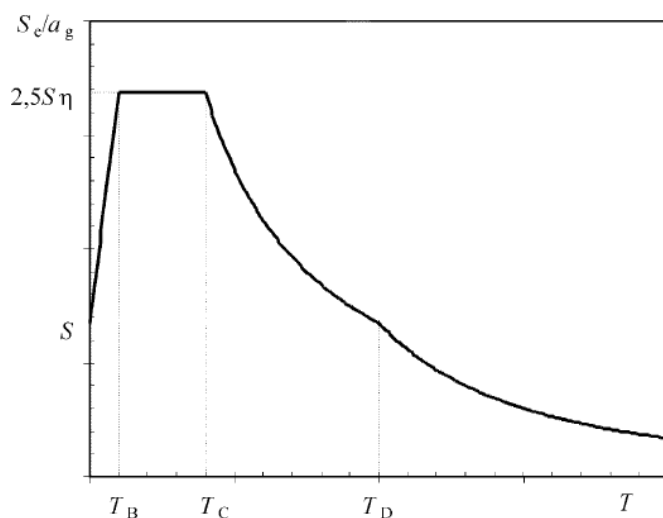


Fig. 1.8.2 Основна форма на еластичната спектрална крива в EN 1998-1

Хоризонталното сеизмично въздействие се описва от две ортогонални компоненти, приети за независими и представени от една и съща крива.

Формата на кривата се състои от четири участъка.

- Клон на малките периоди, от максималното земно ускорение до клон с постоянно ускорение;
- Клон на постоянното ускорение;
- Клон на постоянната скорост;
- Клон на постоянното преместване;

Тези клонове (участъци) са разделени от три „ключови“ периода ТВ, ТС и TD, които са национално определени параметри (НОП), позволяващи привеждането на общата форма на спектралната крива към специфичните сеизмологични особености на конкретната страна.

EN 1998-1 предвижда възможността да се използва повече от една спектрална форма за определяне на сеизмичното въздействие.

Това се налага в случаите, когато сеизмичните явления са причинени от достатъчно отдалечени източници (в терминологията на магнитуд и разстояние) и за да се отчете влиянието на различните източници се налага прилагането на повече от една форма на спектралните криви. Съответно се използват и различни стойности на a_g за всеки вид форма и земетресение (т.е. изисква се повече от една карта за сеизмично райониране).

Отново с цел илюстрация на влиянието на магнитуда и разстоянието до епицентъра на земетресението, на Fig. 1.8.3 и Fig. 1.8.4 са представени спектралните криви според зависимостта на Ambraseys (1996), респективно за различен магнитуд и постоянно разстояние и за различно разстояние и постоянен магнитуд.

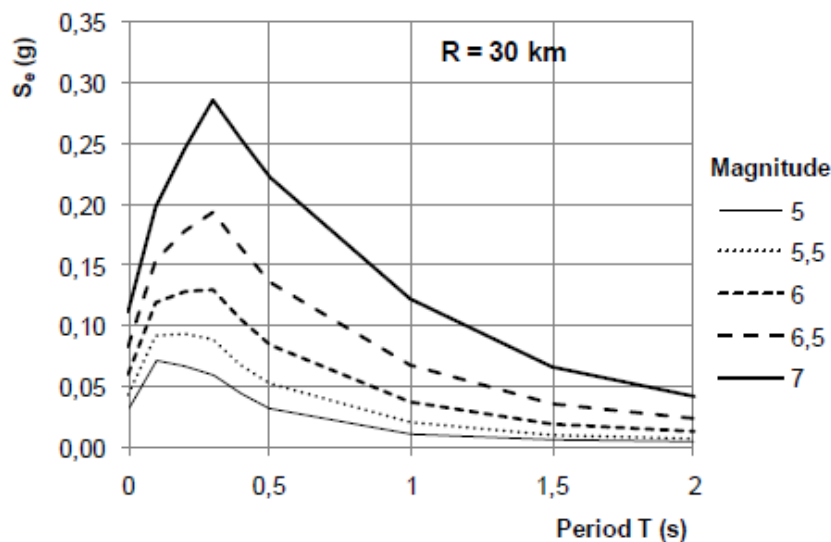


Fig. 1.8.3 Ефект от магнитуда върху спектралната форма (при постоянно разстояние) (Ambraseys, 1996)

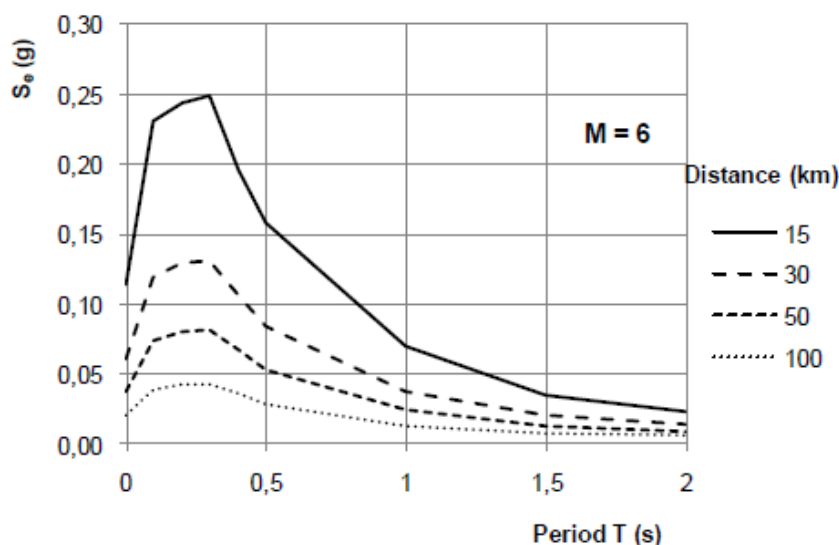


Fig. 1.8.4 Ефект от разстоянието върху спектралната форма (при постоянен магнитуд) (Ambraseys, 1996)

От представените криви се вижда, че увеличаването на магнитуда има по-забележителен ефект върху „дълго периодните“ спектрални ординати, изразяващо се като отместване на кривата към зоната на дългите периоди на трептене.

По същество това отместване е близко до ефекта от по-голямото нарастване на максималните спектрални скорости (и премествания), свързан с по-голям магнитуд.

За по-голям избор на Националните институции EN 1998-1 предлага две спектрални форми и два вида земетресение - Тип 1 и Тип 2.

По принцип следва да се използва Тип 1, като Тип 2 се отнася до области със сеизмичен хаос, където магнитудът на повърхностните вълни M_s е равен или по-малък от 5,5. За територията на нашата страна Тип 2 не се използва. На Fig. 1.8.5 са представени двете нормализирани форми на спектралните криви за Тип 1 и Тип 2 спектри. Ясно се вижда отместването на кривите по посока към дългите периоди при Тип 1 (по-голям магнитуд) спрямо Тип 2 (по-малък магнитуд).

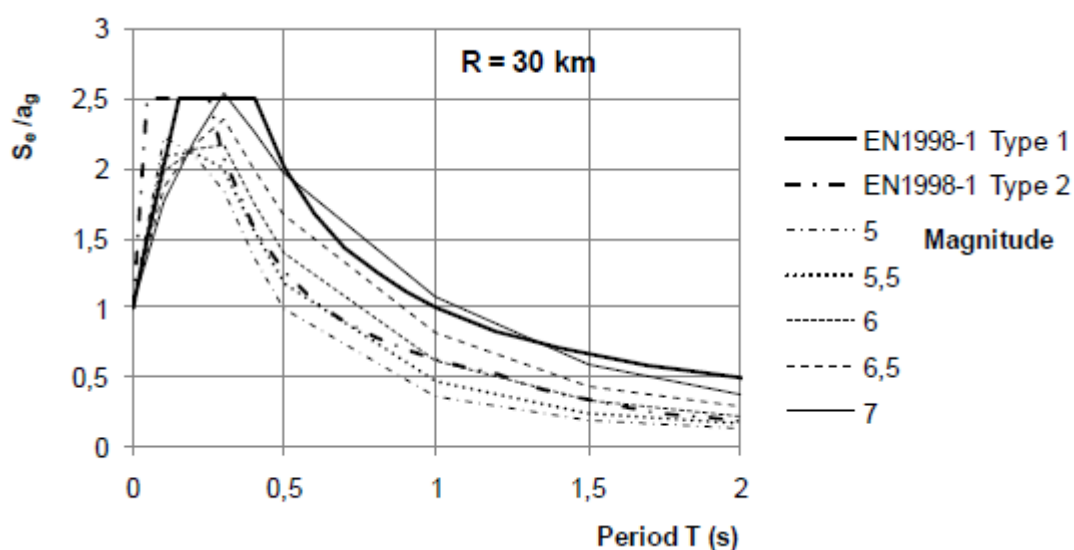


Fig. 1.8.5 Препоръчани форми на спектралните криви Тип 1 и Тип 2 и илюстриране на влиянието на магнитуда върху формата на нормализирания спектр

Геотехническите условия имат силно влияние върху сеизмичните вибрации на повърхността (където обикновено се фундират сградите и конструкциите на различни съоръжения) и, респективно, върху максималното сеизмично ускорение и върху формата на спектралната крива.

EN 1998-1 отчита това влияние чрез използването на „почвения“ коефициент S , отново НОП, с който се умножава проектното земно ускорение (a_g) от картите за сеизмично райониране. Тук трябва да се припомни, че $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$, т.е. че a_g вече включва класът на значимост на конструкцията (сградата) и че a_{gR} трябва да се отчете от картите за сеизмично райониране, изготвени за скална земна основа и за референтния период на повторяемост за ниво на недопускане на разрушение, посочени от Националните институции.

Освен това геотехническите условия имат влияние и върху ключовите периоди T_b , T_c и T_d както и върху формата на кривата.

На фигура Fig. 1.8.6 е показан вида на семейството спектрални криви Тип 1.

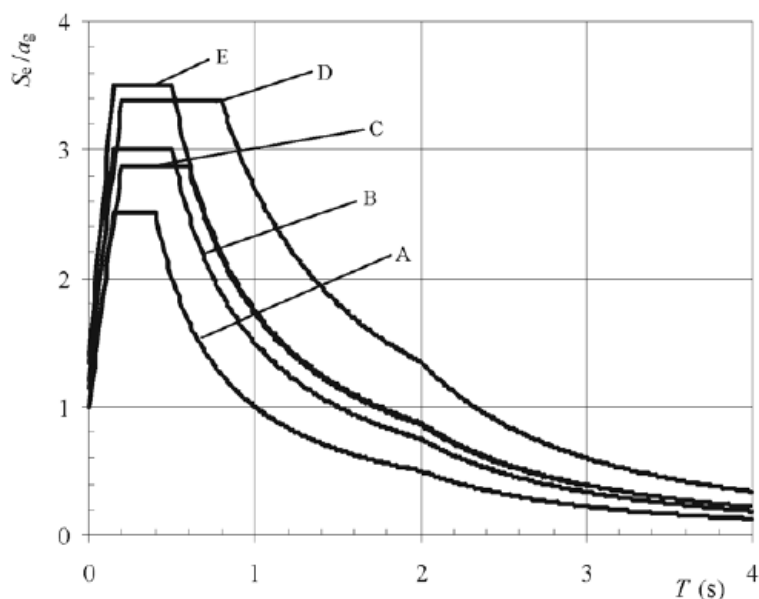


Fig. 1.8.6 Еластични спектрални криви от Тип 1 за почвени условия А до Е (5% демфиране)
Таблица NA.3.2 - Стойности на параметрите, описващи приетите еластични спектри на реагиране, Тип 1

Тип земна основа	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1.00	0.10	0.3	2
B	1.3	0.10	0.4	2
C	1.2	0.10	0.5	2
D	1	0.10	0.6	2
E	1.2	0.10	0.5	2

За територията на България се използват спектри на реагиране вид 1. Препоръчаните в EN 1998-1:2004 спектри на реагиране вид 2 не са типични за страната. За част от Северна България, виж таблица 3.2-2, в допълнение към спектрите, описани в Таблица 3.2 се прилагат и спектри на реагиране вид 3, характерни за огнище Вранча. Спектрите от вид 3 са определени в таблица NA.3.2-1.

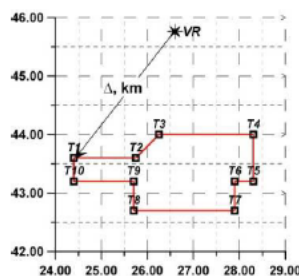
Територията на България, на която се извършва проверка за сеизмични въздействия от огнище Вранча, се отбелязва на картата на сеизмичното райониране и включва като минимум територията, отбелязана в таблица 3.2-2.

Таблица NA.3.2-1 - Стойности на параметрите, описващи приетите Еластични спектри на реагиране, Тип 3 (сеизмично огнище Вранча)

Тип земна основа	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Всички	1.00	0.20	1.0	2

Таблица NA.3.2-2 - Географски координати на зоната, в която е необходима проверка със спектри на реагиране, Тип 3

Точка	λ° , NS	φ° , EW
T1	43.60	24.40
T2	43.60	25.75
T3	44.00	26.25
T4	44.00	28.30
T5	43.20	28.30
T6	43.20	27.90
T7	42.70	27.90
T8	42.70	25.70
T9	43.20	25.70
T10	43.20	24.40



Територията обхващаща спектър Тип 1 и тип 3 е дадена на следните карти.

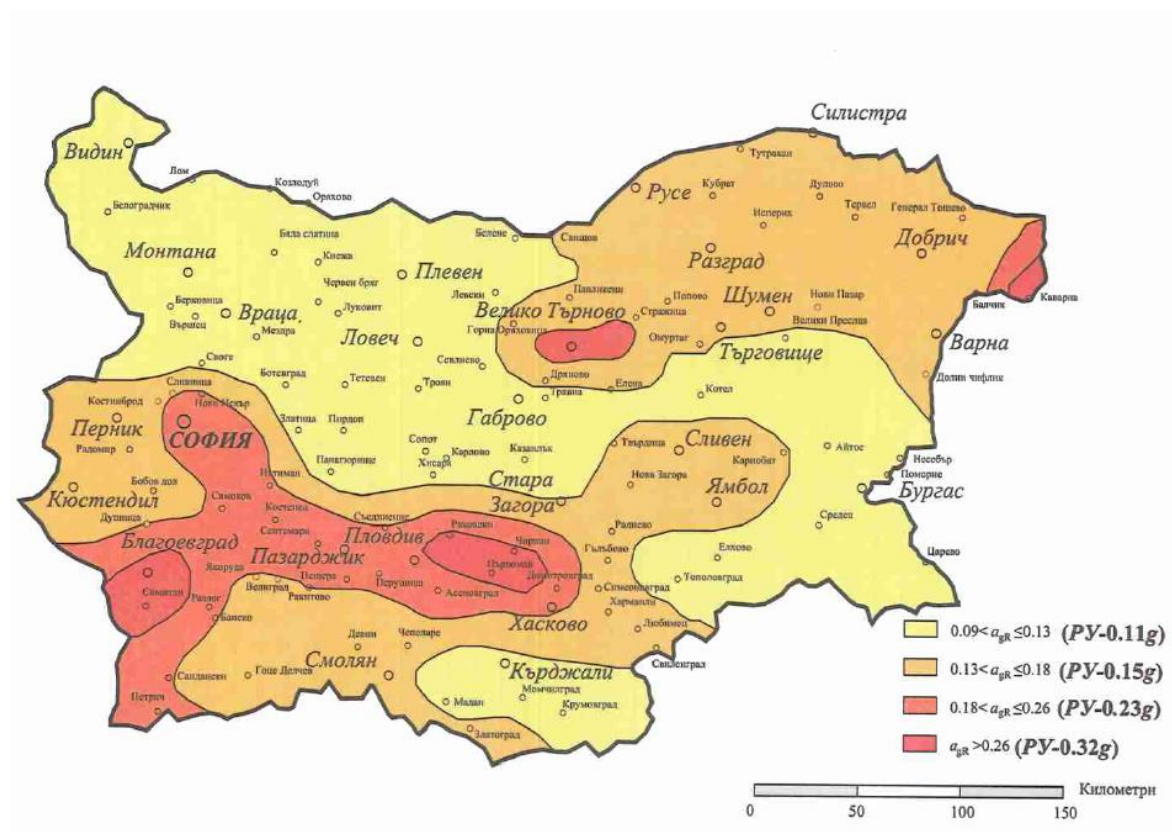


Fig. 1.8.7 Карта на сеизмичното райониране за спектър Тип 1

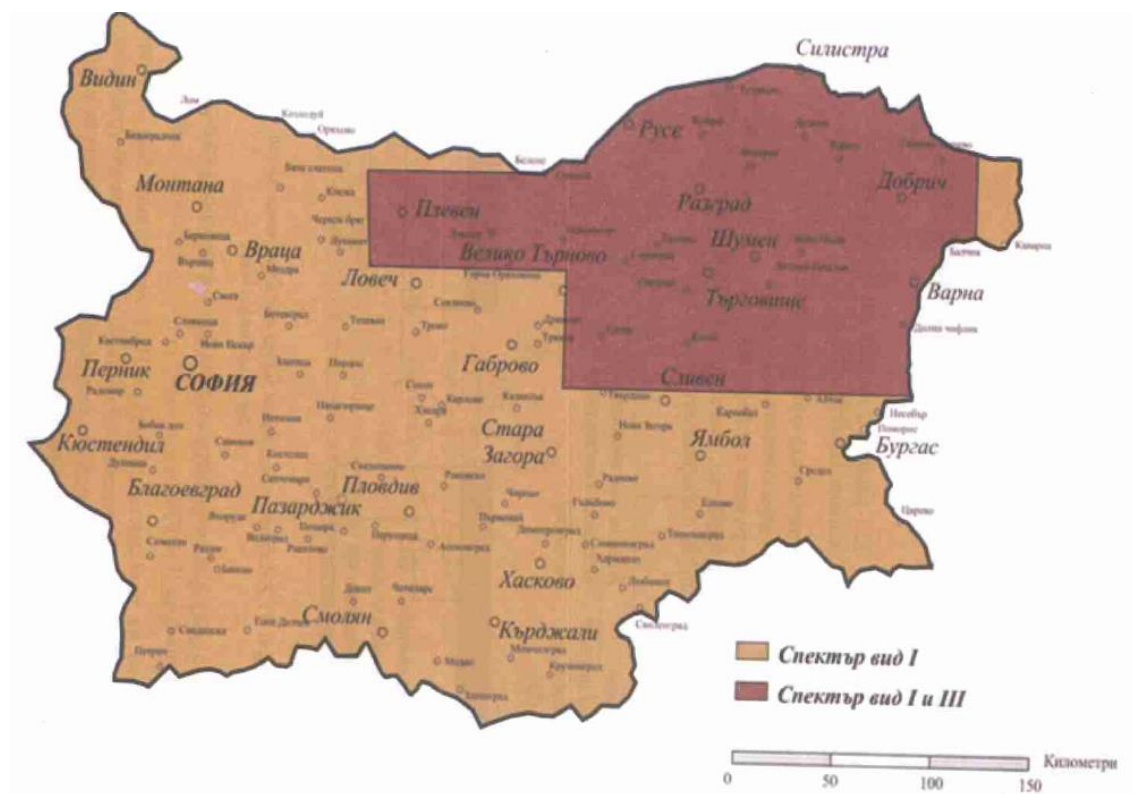


Fig. 1.8.8 Карта на сеизмичното райониране за спектър Тип 3

В EN 1998-1 спектралното усилване от максималната стойност на земното ускорение (при нулев период) до стойността на клоната на постоянно ускорение е фиксирано на 2,5 и съответства на 5% вискозно затихване. За други стойности на затихване формата на кривата се коригира чрез умножаване на спектралните ординати с коефициента η :

$$\eta = [10/(5 + \xi)]^{1/2} \geq 0,55 \quad (1.4)$$

1.8.3 Вертикален еластичен спектър

Вертикалната компонента на земното движение при земетръс се описва в EN1998-1 чрез еластична спектрална крива на реагиране за ускорение S_{ve} , означена като „вертикална“.

Тази крива е закачена към максималното вертикално ускорение a_{vg} . За всеки сеизмичен район вертикалното ускорение се определя от отношението a_{vg}/a_g , което е НОП.

Основната форма на спектралната крива за вертикалната компонента е подобна на тази определена за хоризонталната компонента, включително четирите клоната (ограничени от ключовите стойности на периодите T_B , T_C and T_D , специфични за вертикалната компонента). Но в този случай коефициентът на усилване е 3,0, а не 2,5 – приет за хоризонталната компонента.

И тук имаме спектрална форма Тип 1 и Тип 2 (за България е Тип 3). За разлика от хоризонталната компонента на сеизмичното въздействие вертикалната слабо се влияе от геоложките условия и затова почвеният коефициент е $S=1$ за всички видове геоложки формации.

Параметрите a_{vg}/a_g , S , T_B , T_C и T_D , които определят приетата форма на еластичния спектър на реагиране за вертикалната компонента на сеизмичното въздействие, са дадени в таблица 3.4 за спектри вид 1 и в таблица 3.4-1 за спектри вид 3:

Таблица NA.3.4 - Приети стойности на параметрите, описващи еластичен спектър на реагиране за вертикалната компонента на спектър Тип 1

спектър	a_{vg} / a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
вид 1	0,85	0,1	0,4	2,0

Таблица NA.3.4-1 - Приети стойности на параметрите, описващи еластичен спектър на реагиране за вертикалната компонента на спектър Тип 3 (Вранча)

спектър	a_{vg} / a_g	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
вид 1	0,85	0,2	0,6	2,0

1.8.4 Преместване на земната основа и спектър на реагиране за преместване

В тази точка се разглежда дефиницията за проектни премествания на земната основа d_g , съответстващи на проектното земно ускорение a_g . Определянето му става по следния израз:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (1.5)$$

където a_g , S , T_C and T_D са определени по-горе.

Освен тази стойност, EN 1998-1 включва информативно Приложение А, представящо еластична спектрална крива за реагиране на премествания $S_{De}(T)$ - представена на следващата фигура.

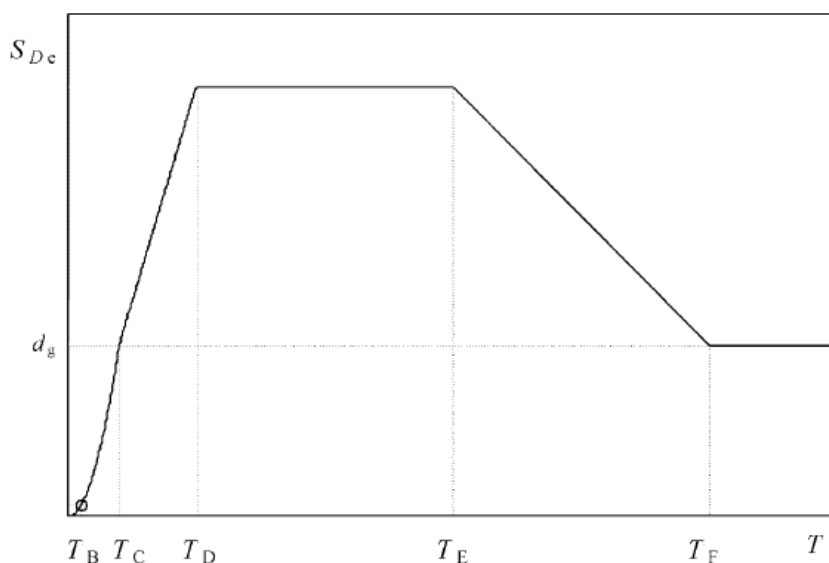


Fig. 1.8.9 Еластичен спектър за преместване

Тя представлява относителното преместване на конструкцията над земята и е предназначена за конструкции с дълъг собствен период на трептене, но покрива и по-малки периоди.

На практика, до клона с постоянно преместване ($T > T_D$) се извършва директна трансформация от еластичния спектър за ускорение към този за преместване по следната формула:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (1.6)$$

След ключовия период T_D за начало на клона с постоянно преместване са взети пред вид два допълнителни ключови периода - T_E и T_F .

Стойността T_E отговаря на края на клона на постоянно преместване.

След това, между стойностите T_E и T_F , ординатите на спектралната крива намаляват, като се приближават към земното преместване d_g . След това има постоянна стойност равна на d_g . Наистина, може лесно да се отбележи, че при трептения с много големи периоди (близо и над 10 сек.- при динамични модели с 1 степен на свобода и с много малка коравина) относителното преместване е равно точно на преместването на земната основа, тъй като масата на осцилатора на практика остава неподвижна.

Препоръчаните стойности за T_E и T_F са дадени в следната таблица:

Table 1.8.1 Допълнителни контролни периоди за спектрална крива за преместване Тип 1

Ground type	T_E (s)	T_F (s)
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C	6,0	10,0
D	6,0	10,0
E	6,0	10,0

Семейството от спектрални криви за преместване е показано на Fig. 1.8.10.

Спектралните ординати са нормализирани спрямо преместване на земната основа тип A, приемайки влиянието от сеизмично генерираното преместване. Наистина може да се види в

дясната част на диаграмите (след $T=10$ сек.), че преместването на земната основа силно нараства за по-меки почвени слоеве.

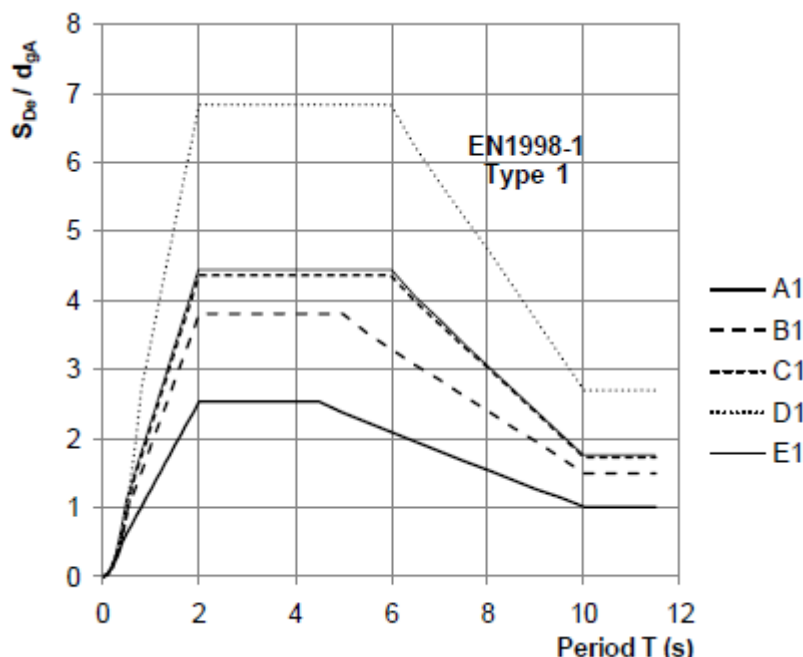


Fig. 1.8.10 Фамилия спектрални криви на реагиране за преместване от Тип 1 за различни геоложки условия

1.8.5 Проектен спектър за еластичен анализ

Както е споменато по-горе, сеизмичното проектиране според EN 1998-1 се основава на значителната способност на конструкцията да разсейва сеизмичната енергия и представлява разумен компромис между носеща способност и дуктилност. Това се изразява чрез прилагането на коефициенти на поведение за дефиниране на проектни спектри на реагиране, подходящи за еластичен анализ.

Ординатите на тези проектни спектри са редуцирани в сравнение със съответния еластичен спектър (които по същество са предназначени да представят действителното трептене на земната основа) и това намаляване се осъществява чрез делител - коефициента на поведение.

По определение коефициентът на поведение "q" е коефициент за редуциране на получените сили от линейния анализ, използван при проектирането за отчитане на нелинейното поведение на конструкцията, свързано с материала, конструктивната система и методите за проектиране. Този коефициент е приближение на отношението на сеизмичните сили върху конструкцията при изцяло еластично реагиране при 5% затихване от критичното, към сеизмичните сили, които биха могли да се използват за проектиране чрез стандартен еластичен аналитичен модел, при все това осигурявайки приемливо реагиране на конструкцията.

Стойностите на q могат да бъдат различни в различните хоризонтални конструктивни направления, въпреки че класификацията по дуктилност е една и съща.

Следователно в по-голямата си част стойностите на проектния спектър за равни на тези на еластичния, разделени на коефициентът на поведение q.

Все пак има известни отклонения от това правило, както следва:

- В областта на участъка на малките собствени периоди на трептене (т.е. от $T=0$ до $T=T_B$) се приема променлива стойност на q, така че при $T=0$ $q=1,5$ независимо от класа по дуктилност на конструкцията; докато при $T=T_B$ q се приема равен на стойността отговаряща на класа по дуктилност. Това е така, тъй като коефициентът на поведение q отговаря както за способността за дисипиране на енергия, така и за наличната завишена носеща способност на конструктивните елементи в конструкцията. Тази част на q се приема равна на 1,5.

- При конструкциите реагиращи главно в участъка с дълги периоди, проектният спектър е ограничен до минимална стойност като защита срещу използване на много ниски стойности за срязване в основата. Препоръчаната стойност е $0,20 a_g$.

На фигура in Fig. 1.8.11 са представени проектните спектрални криви на реагиране за почвена група C ($S=1.15$, по стойностите предложени в Еврокод) и различни стойности на q .

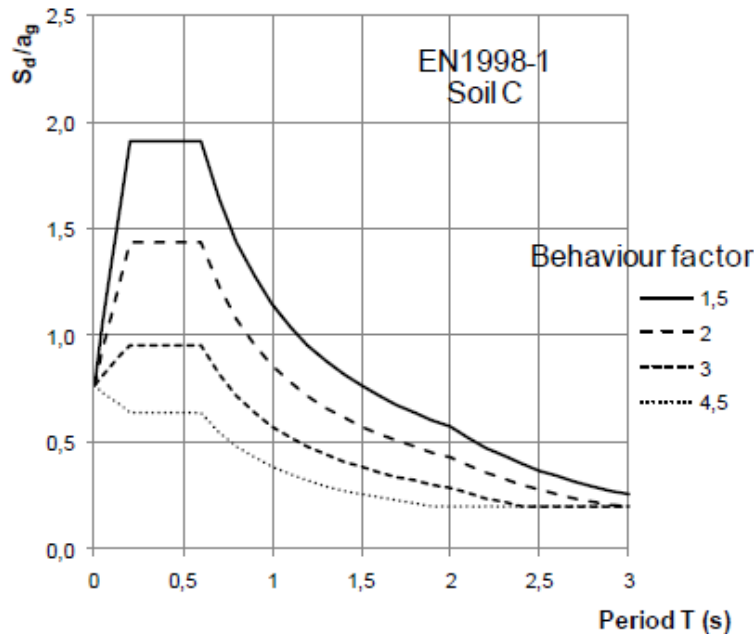


Fig. 1.8.11 Фамилия проектни спектрални криви на реагиране за ускорение от Тип 1 за различни стойности на коефициента на поведение q .

Трябва да се отбележи, че стойността на коефициента на поведение отразява също и степента на вискозно затихване различно от 5%. Поради това прилагането на коефициентът за корекция η , представен по горе към еластичния спектър не трябва да се прилага и към проектния спектър (за да не се отчита два пъти).

За хоризонталната компонента на сеизмичното въздействие изчислителният спектър $S_d(T)$ се определя със следните изрази:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]; \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}; \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]; \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]; \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

където:

S, T_B, T_C и T_D са ключовите стойности на собствените периоди;

$S_d(T)$ е изчислителният спектър на реагиране за ускорение;

q е коефициент на поведение;

β е коефициентът за получаване на минималната стойност на изчислителния спектър за хоризонтална компонента.

В т. NA2.10 на Националното Приложение е записано:

Долната граница на еластичните спектри на реагиране е $\beta = 0,2$.

Спектрите на реагиране за земна основа тип Е се дефинират след извършване на допълнителен анализ, например микрорайониране.

Изчисленият спектър за вертикалната компонента на сеизмичното въздействие е даден в изразите от (3.13) до (3.16) с изчислителното ускорение на земната основа във вертикално направление a_{vg} , вместо a_g , S е прието да бъде равен на 1,0, а другите параметри са определени в т. 3.2.2.3 от Стандарта.

За вертикалната компонента на сеизмичното въздействие коефициентът на поведение q трябва по принцип да се приеме до 1,5 за всички материали и конструктивни системи.

Приемането на стойности за q , по-големи от 1,5 за вертикалното направление, трябва да се докаже чрез подходящ анализ.

1.9 КОМБИНИРАНЕ НА СЕИЗМИЧНОТО ВЪЗДЕЙСТВИЕ СЪС ДРУГИ ВЪЗДЕЙСТВИЯ

Изчислителната стойност E_d на ефектите от въздействията в изчислителна сеизмична ситуация се определят съгласно БДС EN 1990:2002, т. 4.4.3.4.

Инерционните сили от изчислителното сеизмично въздействие трябва да се изчислят, като се вземе под внимание наличността на масите, които са свързани с гравитачните товари, съгласно следното съчетание на натоварване:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (3.17)$$

където $\psi_{E,i}$ е коефициент на съчетание за временно въздействие i .

Коефициентите на съчетание $\psi_{E,i}$ взимат под внимание вероятността товарите $Q_{k,i}$ да не действат върху цялата конструкция по време на земетресението. Тези коефициенти могат също да отчетат намаленото участие на масите при движението на конструкцията, което се дължи на некорави връзки между тях.

Стойности на ψ_{2i} са дадени в БДС EN 1990:2002, а стойности на $\psi_{E,i}$ за сгради или други видове конструкции са дадени в съответните части на БДС EN 1998.

2 ДЕФИНИЦИИ И КОНЦЕПЦИИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ ПРИ СТОМАНЕНИ КОНСТРУКЦИИ

2.1 ОБЩИ ПОЛОЖЕНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРАНЕ НА СГРАДИ

Основен критерий за доказване на сеизмичната сигурност на строителните конструкции е приетото в EC8-1 [4.4] условие:

$$E_d \leq R_d, \quad (4.27)$$

Където

- E_d е ефект (усилие от възможните товари включително и сеизмично въздействие);

- R_d е капацитет (носимоспособност);

Пояснения:

- Критерият (4.1) се прилага при „Проектиране, основано на сили“ (Force Based Design);
- Усилията от сеизмично въздействие се определят със спектралния метод, като се използва проектен спектър на реагиране получен от еластичния чрез редуциране с коефициент на поведение q ;
- Коефициентът на поведение q зависи от вида на конструктивната система и от коефициента на дуктилност μ ;
- изчислителните усилия от сеизмично въздействие E_d се определят най-често чрез линеен анализ (квазистатичен или динамичен);
- Изчислителната носеща способност R_d се определя с процедурите на капацитивното проектиране;

Общи изисквания:

- Приетите изчислителни процедури и параметри да са в съответствие с реални конструктивни решения и детайли;
- Ефективно и адекватно композиране на конструктивните системи;
- Детайлиране на конструктивни елементи и съединения по начин като дуктилни;
- Недопускане на конструктивни решения, водещи до механизми на крехко поведение при сеизмични въздействия;

2.2 ОСНОВНИ ПРИНЦИПИ НА КОНЦЕПТУАЛНОТО ПРОЕКТИРАНЕ

2.2.1 Ясно дефинирана и непрекъсната конструктивна система

- Да е налице ясен и пряк път за предаване на сеизмичните сили към фундаментите;
- Да се избягва прекъсване на колони и носещи диафрагми (шайби);
- Да се избягва отместване на оси на колони, шайби и нецетрично стъпване на греди;
- Да се избягва насаждане на колони;
- Да се избягва хаотично разполагане на отвори в шайби и греди поемащи сеизмични въздействия;
- Не се допуска насаждане на шайби и отслабване на шайбите в крайните зони;

2.2.2 Еднообразие, симетрия и регулярност

Адекватното реагиране на строителните конструкции се постига чрез следните композиционни мерки:

- Равномерно и симетрично разпределени стени с еднакви коравини в две взаимно ортогонални направления в план;
- Равномерно и симетрично разпределени рамки с еднаква коравина в две взаимно ортогонални направления и с еднакви отвори в план;

- Равномерно обемно разпределение на коравина и носимоспособност в конструктивната система;
- Недопускане по възможност на гъвкав етаж по височина на сградата;
- Равномерно изменение на коравина и носимоспособност на конструктивната система по височина на сградата;
- Избягване на поява в контактните зони на силно завишени усилия (концентрация);
- Постигане на висока степен на статическа неопределимост на конструкцията.

2.2.3 Диафрагмено действие на етажно ниво

Подовите конструкции трябва да имат достатъчна коравина в равнината си, за да могат да поемат и предават сеизмичните инерционни сили към вертикалните сеизмични елементи. Това се постига чрез:

- Обрамчване на подовите конструкции с корави елементи;
- Ограничено изрязване или врязване на подовите конструкции, намаляващи коравината в равнината им, водещо до нерегулярност в план;
- Избягване на големи отвори в подовите плочи, особено в близост до главни вертикални конструктивни елементи;
- Ограничаване на разстоянието между вертикалните конструкции (рамки, стени или връзкови системи), поемащи сеизмични въздействия;
- Ефективност на връзката между вертикалните конструкции и подовите конструкции.

2.2.4 Непрекъснатост на фундаментната система

Основни функции:

- да обединява всички конструктивни елементи на връхната конструкция в единна непрекъсната система;
- да предава надеждно на земната основа всички усилия от вертикално натоварване и сеизмично въздействие;
- Да притежава достатъчна коравина за контрол на глобалните деформации и слягания.

Мерки за постигане на функциите:

- Обща фундаментна плоча или предвиждане на свързващи греди в двете главни направления при индивидуални фундаментни елементи (единични фундаменти или пилоти);
- Пространствена клетъчна фундаментната конструкция,

2.2.5 Главни и второстепенни сеизмични елементи

Главни сеизмични елементи (греди, колони, шайби, ядра, диафрагми и фундаменти) са тези, които взаимно свързани образуват една конструктивна система, способна да поема както вертикално натоварване, така също и да се съпротивлява на сеизмично въздействие.

Второстепенните сеизмични елементи (греди и колони) са способни да поемат главно вертикално натоварване. Носимоспособността и коравината на тези елементи за поемане на сеизмични въздействия се пренебрегва.

2.2.6 Критерии за регулярност

Моделите на конструкции, методите за анализ и коефициентът на поведение q са в зависимост от степента на удовлетворяване на критериите за регулярност в план и по височина – Таблица 2.2.1.

Table 2.2.1 Влияние на регулярността на конструкцията върху сеизмичния анализ и моделиране

Регулярност		Допустимо опростяване		Коефициент на поведение (за линеен анализ) q
в план	по височина	Модел	Линейно-еластичен анализ	
да	да	равнинен	хоризонтална сила	по задание
да	не	равнинен	спектрален	намален
не	да	пространствен	хоризонтална сила	по задание
не	не	пространствен	спектрален	намален

Регулярност в план

- Коравините на вертикалните сеизмични елементи (рамки, стени, ядра) и масите на една конструкция са приблизително симетрично разпределени в план спрямо две взаимноперпендикулярни оси;
- Изрязванията или врязванията в подовите конструкции трябва да се доведени до минимум, като площта на изрязаната част не трябва да надвишава 5% от ефективната площ.
- Подовите конструкции трябва да имат голяма коравина в хоризонталната си равнина;
- Отношението $\lambda = L_{\max} / L_{\min} \leq 4.0$, $L_{\max}$ и $L_{\min}$ са по-големият и по-малкият размер на сградата, измерени в двете ортогонални направления;
- На всяко ниво и за всяко направление „x“ и „y“ ексцентрицитетите на конструкцията e_{ox} и e_{oy} и радиусите на усукване r_x и r_y трябва да удовлетворяват по две условия, например за направление „y“: $e_{ox} \leq 0,30r_x$ и $r_x \geq l_s$, или конструкцията да притежава достатъчна коравинана усукване;
- Ако първата ротационна или предимно ротационна форма на трептене е с по-малък собствен период на трептене от тези на първите транслационни форми на трептене, това е основание да се приеме, че конструкцията не следва да се класифицира като усукващо деформируема.

Регулярност по височина

- Коравината, носимоспособността и масата трябва да намаляват постепенно от основата до върха на дадена сграда;
- Всички вертикални сеизмични елементи (ядра, шайби или рамки) трябва да преминават без прекъсване от фундаменти им до върха на сградата или до върха на отстъпи;
- Контрол на широчината на отстъпите.

2.3 МЕТОДИ ЗА СЕИЗМИЧЕН АНАЛИЗ

2.3.1 Общи положения

- Ефектите от сеизмичните и от другите въздействия се определят на базата на линейно-еластичното поведение на конструкцията;
- Метод за определяне на сеизмичните ефекти : спектралният метод;
- Изчислителен спектър на реагиране: редуциран еластичен спектър на реагиране със съответен коефициент на поведение q
- Сеизмичният анализ на конструкциите следва да се провежда с пространствени (3D) модели, подложени на пространствено (3D) сеизмично въздействие.
- Използва се и линейно-еластичен анализ с опростен метод, наречен “метод на хоризонталните сили” при определени условия; при това се използват два равнинни модела; основно изискване е сградата да е регулярна, с корави стени (работещи главно на срязване) и висока до 10м;

- Прилагане на нелинейни методи: нелинеен статичен анализ (pushover analysis); нелинеен динамичен анализ с акселерограми (time-history analysis).

2.3.2 Спектрално-модален метод

Спектърът на реагиране

Спектърът на реагиране за ускоренията е графична зависимост на максималните ускорения от сеизмично въздействие на система с една концентрирана маса, с една степен на свобода във функция от собствения период (или собствената честота) на системата и коефициента ѝ на затихване.

На базата на регистрираните акселерограми на миналите земетресения се създават обобщени спектри на реагиране, разделени в няколко групи според дадени признаци.

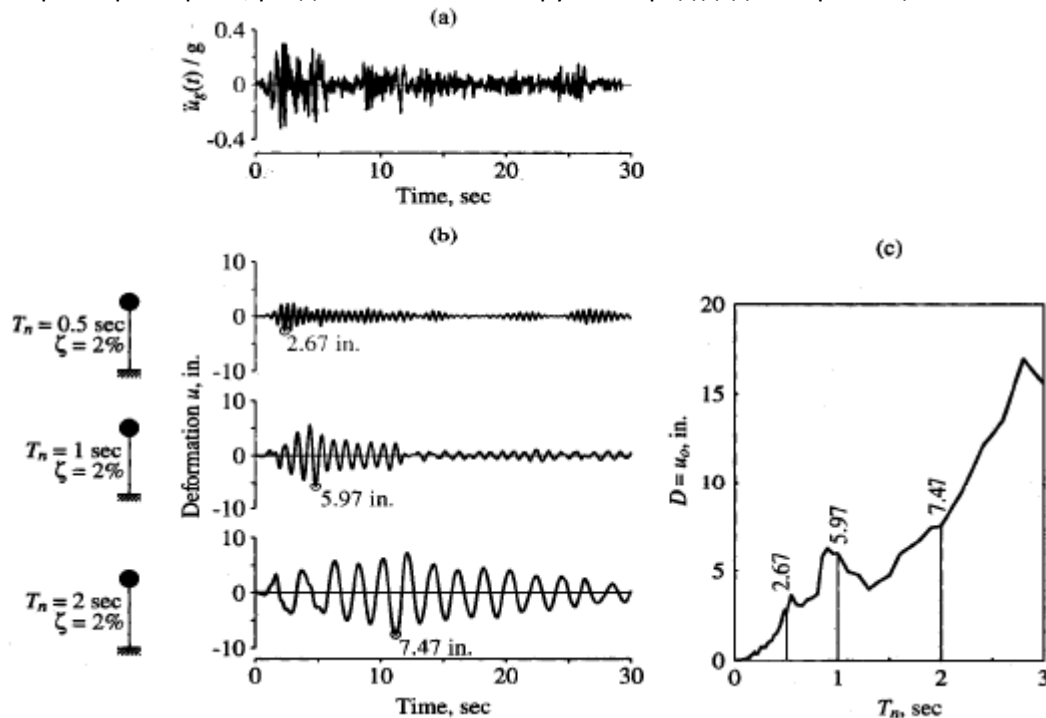


Fig. 2.3.1 Получаване на спектър на реагиране за преместване (при 2% затихване) .

Модален анализ:

-Представяне на движението на възлите на елементите на конструкцията като линейна комбинация от основните форми на трептене;

-Системата от взаимно свързани диференциални уравнения се трансформира в система от независими диференциални уравнения, като се използва свойството на ортогоналност на собствените форми;

-Всяко от уравненията отговаря на реагирането на конструкцията по дадена форма на трептене като система с една степен на свобода;

-Собствените честоти и собствените форми на трептене на модела на конструкцията се получават от решаването на хомогенната част на уравнение (4.18):

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t), \quad (4.18)$$

Тъй като коефициентите на затихване на реалните конструкции са със сравнително малки стойности, матрицата на затихването обикновено тя се пренебрегва нехомогенната част на уравнението приема вида:

$$m\ddot{u} + ku = 0. \quad (4.19)$$

Решение: хармонична функция със следния вид:

$$u = \phi \sin \omega t, \quad (4.20)$$

ϕ вектор на форма на трептене

ω . кръгова честота;

$$(\mathbf{k} - \omega^2 \mathbf{m})\boldsymbol{\phi} = \mathbf{0}. \quad (4.21)$$

Система с N степени на свобода:

-N собствени кръгови честоти ($\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_N$);

-N собствени вектори – собствени форми на трептене ($\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_N$);

Собствените честоти и собствените форми на трептене са характеристики на конструктивната система и не зависят от външното натоварване.

2.3.3 Приложение на спектралния метод:

- За всяка собствена форма на трептене k се изчислява собствената кръгова честота ω_k и съответният собствен период на трептене $T_k = 2\pi / \omega_k$;
- Изчислява се нормализираният вектор на собствената форма ϕ_k ;
- Изчислява се коефициентът на участие α_k на k-та форма на трептене в общото реагиране;
- За всяка форма на трептене се отчита спектралното ускорение $S_{ek}(T_k)$;
- Инерционна сила, действаща върху маса j по форма k се изчислява по израза:
 $F_{kj} = m_j \cdot \ddot{u}_{kj}(max) = m_j \cdot \alpha_k \cdot S_{ek}(T_k) \phi_{kj}$;
- Напречната сила в основата при k-та форма на трептене е равна на ефективната модална маса по спектралното ускорение:

$F_{bk}(max) = M_k \cdot S_{ek}(T_k)$; Ефективната модална маса M_k представлява съответната участваща маса в реагирането на конструктивната система по съответната форма на трептене;

- Изчислителният модел се натоварва със съответните инерционни сили.

Комбиниране на ефектите от реагиране при отделните форми на трептене

-Когато реагирането е независимо по отделните форми на трептене ($T_j \leq 0,9T_i$): ..

$$E_E = \sqrt{\sum_N E_{Ei}^2}, \quad \text{, метода KKCK (SRSS)}$$

-Когато реагирането не е независимо по отделните форми на трептене:

метода CQC , Пълна Квадратична Комбинация

$$E_E = \sqrt{\sum_n \sum_m E_{En} \rho_{nm} E_{Em}}, \quad \rho_{nm} = \frac{8\xi^2 (1+r_{nm}) r_{nm}^{3/2}}{(1-r_{nm}^2)^2 + 4\xi^2 r_{nm} (1+r_{nm})^2}, \quad \text{са корелационните коефициенти.}$$

-В изчисленията трябва да се включат всички форми на трептене, които допринасят значително за общото реагиране:

>сумата от включените в анализа ефективни модални маси да е поне 90%;

>да са включените всички форми на трептене с ефективна модална маса по-голяма от 5% от общата маса;

Ефекти от случайно усукване

-Отчитането на неопределеността в положението на масите и пространственото изменение на сеизмичното въздействие се извършва като се приема масовия център на всеки етаж е отместен във всяка една посока на разстояние $e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$, като L_i е размера на подовата конструкция в перпендикулярно направление;

-Ако напречната коравина и масата на конструкцията са симетрично разпределени, ефектите от случайния ексцентрицитет между центровете на коравината и масите следва да се отчете по един от двата метода:

-При равнинни модели: Чрез умножаване със $\delta = 1 + 0,6 \cdot x/L_e$;

-При пространствени модели: Чрез прилагане на набор от усукващи моменти $M_{ai} = e_{ai} F_i$ около вертикалната ос на всеки етаж- използва се като обвивка от ефектите на тези моменти, действащи знакопроменливо.

2.3.4 Нелинейни методи

Нелинеен статичен (pushover) анализ

- Постоянно вертикално натоварване и монотонно нарастващ хоризонтален товар;
- Използва се за проверка на реагирането на нови или съществуващи сгради при:
 - Потвърждаване или ревизиране на коефициентите за завишена носимоспособност α_u/α_1 ;
 - Оценка на очакваният механизъм на пластифициране и разпределение на повредите;
 - Оценка на поведението на съществуващи или усилен сгради за целите на EN 1998-3:2005;
 - Като алтернатива на линейно-еластичния анализ с използване на коефициент на поведение q . за основа на проектирането трябва да се използва така нареченото *целево преместване*;

Динамичен нелинеен анализ с акселерограми

Сеизмичното реагиране на конструкцията се получава чрез директно интегриране на системата от диференциални уравнения за движение, като се използват акселерограми.

2.3.5 Комбиниране на ефектите от сеизмични въздействия

Хоризонтални компоненти на сеизмичното въздействие

Хоризонталните компоненти на сеизмичното въздействие се приемат да действат едновременно.

Конструкцията се изчислява със спектър на реагиране за всяка от двете хоризонтални компоненти поотделно.

За да се отчете едновременното действие на двете компоненти, се прилагат вероятностни подходи за комбиниране на ефектите от компонентите по един от двата подхода:

- Чрез корен квадратен от сумата на квадратите (SRSS):

$$E_E = \sqrt{E_{Ex}^2 + E_{Ey}^2},$$

- Чрез линейна комбинация на ефектите

$$E_{Edx} + 0,30 E_{Edy}; \quad 0,30 E_{Edx} + E_{Edy},$$

Вертикална компонента на сеизмичното въздействие

Взима се под внимание когато $a_{vg} > 0,25g$; и при следните случаи:

- за хоризонтални или почти хоризонтални конструктивни елементи с отвор 20 m или повече;
- за хоризонтални или почти хоризонтални конзоли, по-дълги от 5 m;
- за хоризонтални или почти хоризонтални предварително напрегнати елементи;
- за греди с насадени колони върху тях;
- в сгради със сеизмична изолация в основата.

Комбинирането на вертикалната компонента става по аналогичен начин като се разширяват изразите по-горе.

2.3.6 Определяне на преместванията

Изчисляването на максималните премествания в определени точки от конструкцията е необходимо в следните случаи:

- при определяне на ефектите от II-ри ред (P-D ефекти)– изчисляват се междуетажните премествания;
- при определянето на широчината на сеизмичните фуги– изчисляват се максималните хоризонтални премествания на двете съседни сгради;
- при ограничаване на междуетажните премествания в съответствие с изискването за ограничаване на повредите – изчисляват се междуетажните премествания.

Преместванията съгласно EC8-1 се изчисляват със следната формула:

$$ds = q_d * d_e,$$

qd – коефициент на поведение за преместване, приет равен на q , ако не е определен по друг начин;
 de – преместване на същата точка от конструктивната система, определено чрез линеен анализ, на базата на изчислителния спектър на реагиране.

2.4 ПРОВЕРКИ ЗА БЕЗОПАСНОСТ

2.4.1 Общи положения

Проверките за безопасност включват проверки по КГС и по ЕГС, като се спазват специфичните мерки.

За сгради от класове по значимост различен от IV (Сгради, чиято цялост по време на земетресения е от жизнено значение за защита на населението, например болници, противопожарна охрана, електроцентрали и др.) проверката се счита за изпълнена, ако общата срязваща сила в основата на сградата (горен ръб фундамент или сутерен), определена за изчислителна сеизмична ситуация при $q = 1,5$ (за конструкция с ниска дисипативност) е по-малка от общата срязваща сила в основата, определена на базата на линейно-еластичен анализ за други подходящи комбинации от въздействия.

2.4.2 КГС

Проверки:

- Носимоспособност;
- Дуктилност;
- Равновесие;
- Устойчивост на фундаментите и земната основа;
- Широчина на сеизмичните фуги

Носимоспособност

-В дисипативните зони:

$E_d \leq R_d$, където

E_d – изчислителна стойност на ефекти при изчислителната сеизмична ситуация;

R_d – изчислителна носимоспособност на елемента;

-Извън дисипативните зони:

Конструктивните елементи и съединенията им се оразмеряват със завишена носеща способност R_d (с коефициент на завишение γ_{Rd}), съгласно принципите на капацитивно проектиране.

-Ефектите от II-ри ред (P- Δ ефектите)

Не взимат пред вид, ако за всички етажи е изпълнено условието:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10, \text{ където}$$

θ – коефициент на чувствителност за междуетажно преместване; $\theta \leq 0,30$;

P_{tot} – общият гравитационен товар на и над разглеждания етаж в изчислителната сеизмична ситуация;

d_r – изчислителното междуетажно преместване при изчислителна сеизмична ситуация

V_{tot} – общата сеизмична срязваща сила на етажа;

h – етажната височина.

$$ds = qd * de;$$

При $0,1 < \theta \leq 0,2$, ефектите от втори ред се вземат под внимание чрез умножаване на усилията от съответното сеизмичновъздействие с коефициент, равен на $1/(1 - \theta)$.

Глобална и локална дуктилност

Конструкцията и нейните елементи трябва да притежават адекватна дуктилност, зависеща от избраната конструктивна система и коефициента на поведение.

Изискванията за глобална и локална дуктилност може да се считат за удовлетворени, ако са изпълнени условията:

- Механизмът на пластифициране получен от нелинейния статичен анализ, е задоволителен;
- Глобалните, междуетажните и локалните необходими дуктилности и деформации, определени с нелинеен статичен анализ (pushover analysis) (с различни форми на разпределение на хоризонтални сили), не надвишават съответните капацитети;
- В крехките елементи възникват само еластични деформации;
- При рамкови многоетажни конструкции е постигнат механизъм за пластифициране само в гредите. Това се постига чрез метода на капацитивно проектиране със завишена сумарна носимоспособност на колоните спрямо тази на гредите във възлите на рамковите конструкции със следното условие за всеки възел (без тези от най-горния етаж):
$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 * \Sigma M_{Rb}.$$

Във формулата се използват минималните стойности на носимоспособност при огъване на колоните с взети под внимание и нормални сили, възникнали при изчислителна сеизмична ситуация.

Условие за равновесие

Конструкцията и нейните елементи трябва да е устойчива, включително срещу преобръщане и хлъзгане в изчислителна сеизмична ситуация.

Устойчивост на фундаментите и земната основа

Ефектите (от въздействия) в елементите на фундаментните системи се определят на базата на капацитивно проектиране с взимане под внимание на възможна завишена носимоспособност.

Когато ефектите от въздействията във фундаментите са определени с използване на коефициента на поведение q за конструкции с ниска дисипативност, не е необходимо да се прилагат принципите на капацитивното проектиране.

Изчислителните стойности на ефектите от въздействията E_{Fd} върху фундаментите на отделни елементи (стени или колони) се определят със следната формула:

$$E_{Fd} = E_{FG} + \gamma_{Rd} * \Omega * E_{FE}; \text{ където}$$

γ_{Rd} – коефициент на завишена носимоспособност, $= 1,0$ за $q \leq 3$, $= 1,2$ за $q > 3$;

E_{FG} – ефект, дължащ се на не-сеизмични въздействия;

E_{FE} – ефект, определен от анализ за изчислително сеизмично въздействие;

Ω – стойност на $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ в дисипативна зона;

R_{di} – изчислителна носимоспособност;

E_{di} – изчислителна стойност от ефекта от въздействие;

Сеизмична фуга

Необходимата минимална ширина на фугата се определя, както следва:

– за сгради или конструктивно независими единици, които не принадлежат към един и същ имот, ширината на фугата трябва да е не по-малка от сумата на максималните хоризонтални премествания на сградите ($\delta_s = \delta_{sA} + \delta_{sB}$) до имотната граница;

– за сгради или конструктивно независими единици, принадлежащи към един и същ имот, ширината на фугата не трябва да е по-малка от корен квадратен от сумата на квадратите (SRSS) на максималните хоризонтални премествания;

$$\delta_{sA} = q_A * \delta_{eA}; \delta_{sB} = q_B * \delta_{eB},$$

2.4.3 ЕГС

С проверките по ЕГС се осигуряват експлоатационните изисквания за:

- Функциониране на конструкциите и конструктивните елементи при нормална експлоатация;
- Нормално функциониране на апаратура и съоръжения, монтирани в конструкциите
- Ограничаване на нивото на повредите в конструктивни и неконструктивни елементи

Проверката на конструкциите за ЕГС се извършва за изчислителни сеизмични въздействия (с коефициент q) с период на повторяемост 95 години, чрез редукция на съответните премествания при КГС (с период на повторяемост 475 години) с редукционен коефициент ν :

$\nu = 0,4$ за сгради с класове на значимост III и IV;

$\nu = 0,5$ за сгради с класове на значимост I и II.

$\nu \cdot \delta_r \leq \delta_{ru}$, където

δ_{re} — междуетажно еластично преместване;

δ_{ru} — гранично междуетажно преместване ($=0,005 \cdot h$ — крехки неконстр.елементи; $=0,0075 \cdot h$ — дуктилни неконстр.елементи; $=0,01 \cdot h$ без влияние)

3 ПРИНЦИПИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА СТОМАНЕНИ КОНСТРУКЦИИ НА СГРАДИ В СЕИЗМИЧНИ РАЙОНИ

3.1 ДЕФИНИЦИИ И КОНЦЕПЦИИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

Специфичните правила за проектиране на стоманените конструкции на сгради в сеизмични райони са дадени в раздел 6 на БДС EN 1998-1 и се прилагат съвместно с изискванията в отделните части на БДС EN 1993.

Нисковъглеродните и нисколегираните стомани, които се използват в строителните конструкции, притежават възможността да развиват пластични деформации след границата на провлачане – т.е. дуктилни способности. Използва се като критерий за сеизмичното реагиране на конструкцията, като за останалите проектни комбинации не се допуска достигане на границата на провлачане и пластифициране.

В БДС EN 1998-1 (EC8) са дефинирани правила и принципи за осигуряване на определена дуктилност и развитие на пластични деформации в дадени елементи и области при проектни сеизмични комбинации.

Реализирането на пластични деформации в стоманените елементи е съпроводено със значително разсейване (дисипиране) на енергия. Според EC8 проектирането на стоманени конструкции се извършва според една от двете концепции:

А. Концепция за ниско (не-) дисипативно поведение;

Б. Концепция за дисипативно поведение.

Стоманените конструкции се класифицират по клас на дуктилност (възможност за развитие на пластични деформации) в някой от следните три класа, както следва:

Клас DCL (Low) – нисък клас на дуктилност;

Клас DCM (Medium) – среден клас на дуктилност;

Клас DCH (High) – висок клас на дуктилност.

Изборът на класа на дуктилност се прави от проектанта още в началото на проекта след подходящ анализ. По принцип се приема, че високият клас на дуктилност (DCH) е подходящ за зони с висока сеизмичност, докато средният (DCM) и ниският клас (DCL) са по-подходящи за средна и ниска сеизмичност, като обаче се държи сметка за масата и коравината на сградите.

Например, при леки сгради (едноетажни халета) напречната сила в основата от сеизмично въздействие дори при клас DCL ($q = 1,5$) може да е по-малка от силата от вятър и проектирането за среден или висок клас на дуктилност не е оправдано. Обратното, при многоетажни сгради с голяма маса и коравина, се препоръчва избор на среден или висок клас на дуктилност с оглед на максимално намаляване на изчислителните сеизмични сили и получаване на икономични и сигурни конструкции.

Постигането на необходимия клас на дуктилност се извършва чрез осигуряване на развитието на пластичните деформации в съответните елементи, възли и/или съединения, избрани от проектанта. Конструкциите с висок клас на дуктилност са тези при които $q \geq 4,0$. Очевидно това означава доста по-малки стойности (2.5 до 3 пъти) на изчислителните сеизмични сили спрямо тези при конструкции с ниска дуктилност.

Не бива да се забравя, че нееластичните деформации (относителни етажни премествания) са съответно значително по-големи и това може да причини сериозни повреди в неконструктивни елементи и до големи остатъчни деформации. Т.е. водещи критерии при проектирането могат да се окажат изискванията за ограничаване на повредите – ЕГС.

За вертикалната сеизмична компонента се приема че конструкциите за ниско дуктилни и $q \leq 1,5$, освен ако със специален анализ не се докаже използването на по-голяма стойност.

Table 3.1 Концепции за проектиране, класове на дуктилност и горни граници на референтните стойности на коефициентите на поведение

Концепция за проектиране	Клас на дуктилност	Референтна стойност на коефициента на поведение q
Концепция а) Ниско дисипативно конструктивно поведение	DCL (Нисък)	1,5
Концепция б) Дисипативно конструктивно поведение	DCM (Среден)	≤ 4 ограничени също от стойностите в <i>таблица 6.2</i>
	DCH (Висок)	ограничени само от стойностите в <i>таблица 6.2</i>

Проверки по КГС

При проверките по КГС, частният коефициент за стомана γ_M трябва да отчита възможната деградация на носимоспособността от цикличните деформации. Съгласно NA2.30 на Националното приложение $\gamma_s = \gamma_M = 1,05$ – като за временни и продължителни изчислителни ситуации.

При проверките според принципите на капацитивно проектиране отчитането на възможността действителната граница на провлачане да е по-голяма от номиналната такава се отчита чрез коефициента на завишена носимоспособност $\gamma_{ov} = 1,25$.

3.2 МАТЕРИАЛИ

Прилагането на принципите на капацитивното проектиране изисква използването на подходящи стомани за пластичните зони, с дадените в БДС EN 1993-1-1 характеристики за дуктилно поведение, а именно:

- относително удължение при скъсване: $\epsilon_u \geq 15\%$; $\epsilon_u \geq 15\epsilon_y$, където $\epsilon_y = f_y / E$;
- отношението на якостта на опън към границата на провлачане; $f_u / f_y \geq 1.2$;
- ударна жилавост;
- заваряемост

Извън тези зони конструктивните елементи трябва да работят в еластичната област на стоманата. Те следва да се проектират с носеща способност на базата на номиналната граница на провлачане f_y на съответната стомана.

В зоните, в които е прието да се развиват пластични деформации (дуктилни зони), границата на провлачане трябва да се лимитира от горна гранична стойност за съответния клас стомана.

Тези две изисквания се удовлетворяват по едно от следните условия:

- а) Действителната максимална граница на провлачане $f_{y,max}$ на стоманата в дисипативни зони удовлетворява израза $f_{y,max} \leq 1,1 * \gamma_{ov} * f_y$; като $\gamma_{ov} = 1.25$ за европейски г.в.профили;

Или $f_{y,max} \leq 1,375 * f_y$; при S235 $f_{y,max} = 323$ MPa;

Със тази стойност следва да се проектират елементите от дисипативните зони - Това означава, че елементите се оразмеряват с напречно сечение, при което е сигурно, че ще се достигне границата на провлачане, преди това да се случи за елементите в недисипативните зони.

- б) Проектирането се извършва на базата на един клас стомана и номинална граница на провлачане f_y за дисипативната и за недисипативната част. Горната граница $f_{y,max}$ се специфицира за стоманата от дисипативните зони, като номиналната стойност f_y за недисипативната част е по-голяма от горната граница $f_{y,max}$ за дисипативната зона;

Това условие се изпълнява автоматично при използване на стомани S235 за дисипативни зони и S355 за недисипативни зони. При този случай се приема $\gamma_{ov} = 1.00$ за проверки на елементите, но не и за съединенията.

- с) Действителната граница на провлачане $f_{y,act}$ на стоманата във дисипативните зони се определя от измерване и коефициентът $\gamma_{ov,act}$ се изчислява като отношението $\gamma_{ov,act} = f_{y,act}/f_y$ като f_y е номиналната граница на провлачане.

Това условие се прилага само когато стоманата, използвана за дисипативни зони е налична и известна.

Независимо кое от условието се прилага в конкретен проект, на чертежите задължително се указва максималната граница на провлачане за стоманата на дисипативните зони.

EN 1993-1-10:2004 за ударната жилавост на стоманите и заварките при изчислителна сеизмична ситуация, се прилага както в случаите на постоянните, така и временните изчислителни ситуации.

3.3 КОНСТРУКТИВНИ СХЕМИ И КОЕФИЦИЕНТИ НА ПОВЕДЕНИЕ

В ЕС 8 стоманените конструкции са класифицирани в седем конструктивни системи:

а) Рамки с корави възли (MRF).

Зоните за дисипиране на енергия са разположени главно в пластични стави в гредите или във съединенията „гредя-колона“; дисипативните зони в колоните се допускат само на следните места:

- в основата на рамката;
- в горния край на колоните на последния етаж на многоетажни сгради;
- в двата края на колоните в едноетажни сгради, ако изчислителната нормална сила в колоната N_{sd} е по-малка от $0,3N_{pl,Rd}$ – изчислителната носимоспособност на колоната за нормална сила.

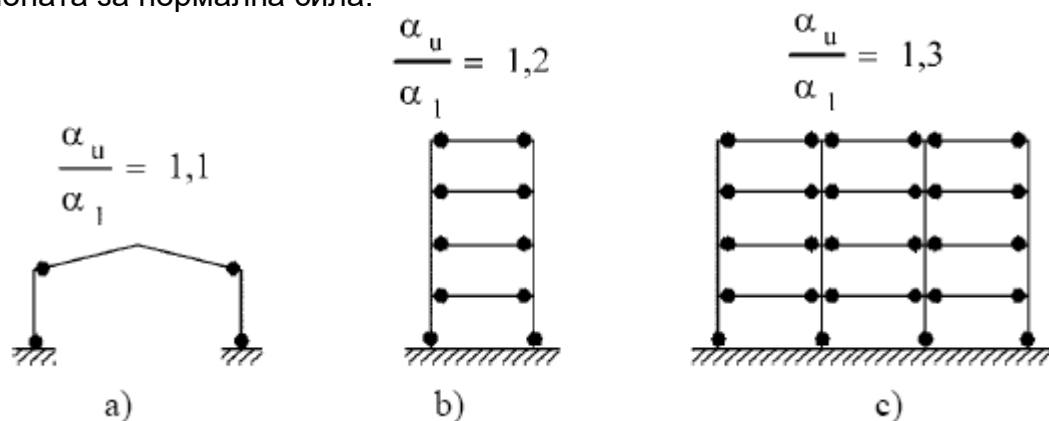


Fig. 3.3.1 Дисипативни зони при рамки с корави възли (MRF)..

б) Рамки с центрально включени диагонали (CBF).

Конструктивна система изградена от вертикални прътови връзки, при които усилията във всички елементи са предимно осови сили. Зоните за дисипиране на енергия са разположени главно в опънатите диагонали:

- X-връзки с активно работещи само опънати диагонали, като се пренебрегват натиснатите диагонали (при голяма стройност на диагоналите);
- V-връзки (или обърнати V-връзки - Λ-връзки), при които се включват в работа както опънатите, така и натиснатите диагонали. Възелът между диагоналите следва да лежи върху непрекъснат хоризонтален елемент.

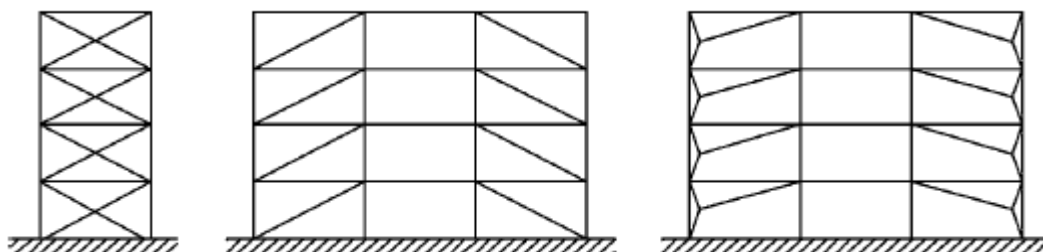


Fig. 3.3.2 Дисипативни зони при рамки с центрально включени диагонали , работещи на опън (CBF).

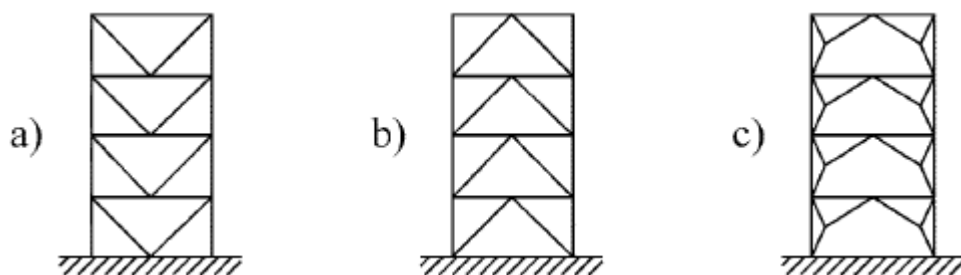


Fig. 3.3.3 Дисипативни зони при рамки с центрально включени диагонали , работещи на опън и натиск (CBF).

Не се допуска проектиране на „К” връзки, при които диагоналите се пресичат върху колоната.

с) Рамки с нецентрично включени диагонали (EBF).

Конструктивна система изградена от вертикални прътови връзки, при които усилията във диагоналните елементи са предимно осови сили. Тези елементи са свързани с гредовите елементи или рамковите възли посредством специални дуктилни свързващи елементи работещи на огъване и срязване.

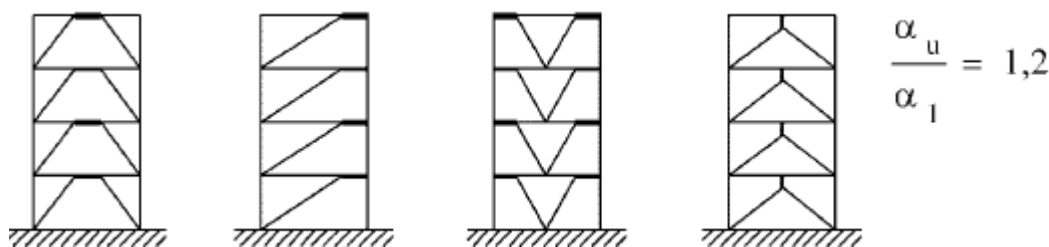


Fig. 3.3.4 Дисипативни зони при рамки с нецентрично включени диагонали (EBF).

d) Конструкции във вид на обърнато махало .

Конструктивна система при която 50% или повече от общата маса е в горната третина от височината на конструкцията и при която дисипацията на енергията се осъществява главно в основата на един или няколко конструктивни елемента.

Едноетажни рамки с колони, свързани в горния си край и със стойност на нормализираната осова сила $v_d = N_{Ed}/A \cdot f_d \leq 0.30$, не принадлежат към тази категория.

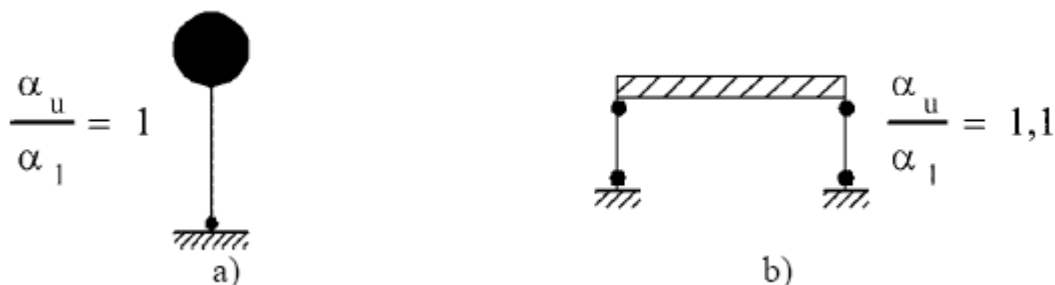


Fig. 3.3.5 Обърнато махало:

а) дисипативни зони в основата на конзолата;

б) дисипативни зони в колоните ($N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$).

е) Конструкции със стоманобетонни ядра или стени.

Дисипативността на конструктивната система зависи от стоманобетонните стени.

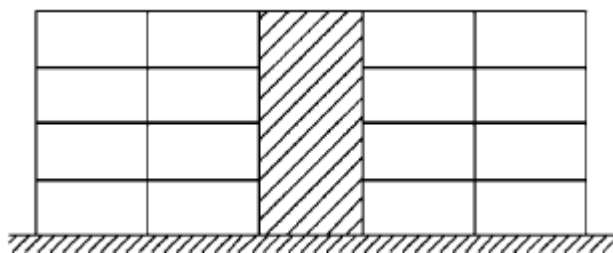


Fig. 3.3.6 Конструкции със стоманобетонни ядра или шайби.

ф) Конструкции от рамки с корави възли и центрично включени диагонали.

Зоните за дисипиране на енергия са както в елементите на рамката, така и в опънатите диагонали на вертикалната връзка.

Поради различната им деформативност, тази система трябва да се прилага много внимателно и изисква специален анализ по отношение на хомогенност при сеизмичното реагиране – т.е. едновременната поява на пластични зони в различните подсистеми.

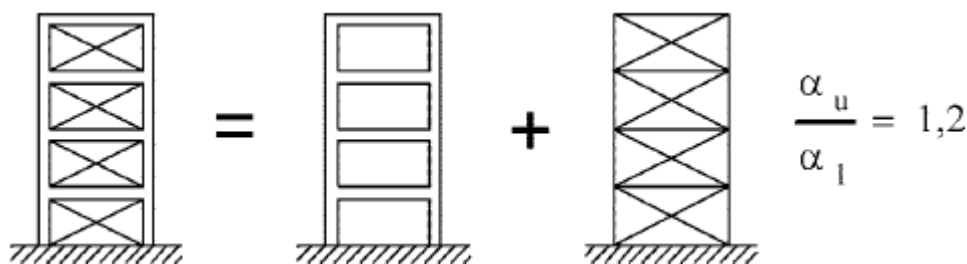


Fig. 3.3.7 Конструкции със смесена система MRF + CBF.

г) Конструкции от рамки с пълнежни стени.

- несвързани към рамката бетонни или тухлени стени, допиращи се до рамката;
- свързани към рамката стоманобетонни стени;
- изолирани от рамката пълнежни стени.

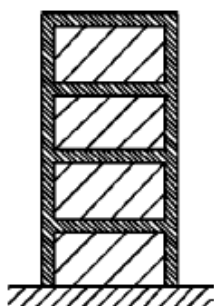


Fig. 3.3.8 Конструкции със смесена система MRF + пълнежни стени.

Коефициенти на поведение

Коефициентите на поведение η отчитат способността за дисипация на сеизмичната енергия на конструкцията. За регулярни конструктивни системи се използват максималните стойности на посочените референтни стойности от Table 3.3.1.

Table 3.3.1 Горна граница на коефициентите на поведение за регулярни по височина системи

Вид конструкция	Клас на дуктилност	
	DCM	DCH
а) Рамки	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
б) Рамки с центрично включени диагонали		
Х- връзки	4	4
V- връзки	2	2,5
в) Рамки с нецентрично включени диагонали	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
г) Конструкции обърнато махало	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
д) Конструкции със стоманобетонни ядра или стени	вж. раздел 5	
е) Рамки, комбинирани с центрично включени връзки	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
ж) Рамки, комбинирани с пълнежни стени		
-Несвързани към рамката бетонни или тухлени стени в контакта с рамката	2	2
-Свързани към рамката ст. б. пълнежни стени	вж. раздел 7	
-Изолирани от рамката пълнежни стени (вж. рамки в а)	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

Където:

α_1 : коефициент на нарастване на сеизмичното въздействие за достигане на първа пластична става (пластифициране на конструктивен елемент или зона);

α_u : коефициент на нарастване на сеизмичното въздействие за достигане на пластична става в достатъчно елементи и/или зони, превръщащи конструкцията в механизъм;

- При нерегулярни конструкции по височина стойностите на q следва да се намалят с 20%.
- При регулярни конструкции в план, за които не е провеждан специален анализ за определяне на α_u/α_1 , се приемат посочените стойности по схемите.
- При нерегулярни конструкции в план, за които не е провеждан специален анализ за определяне на α_u/α_1 , се приемат средните стойности между посочените стойности по схемите и 1,0.
- Допускат се и по-високи стойности на α_u/α_1 след провеждане на нелинеен глобален статичен анализ, но при условието $\alpha_u/\alpha_1 \leq 1,60$.

3.4 КРИТЕРИИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА ДИСИПАТИВНИ КОНСТРУКЦИИ

В ЕС8-1 са дефинирани следните основни критерии за проектиране на дисипативни конструкции:

- Дисипативните зони (елементи) трябва да бъдат проектирани, така че развиването на пластични деформации или други явления, дължащи се на хистерезисното поведение за зоната/елемента, не влияят върху общия стабилитет на конструкцията;
- Дисипативните зони трябва да имат подходяща дуктилност и носеща способност (според ЕС3);
- Дисипативните зони могат да се разполагат в елементите или в съединенията, но не и в колоните;

- Недисипативните части и съединенията на дисипативните части към останалата част на конструкцията трябва да имат завишена носеща способност, осигуряваща развитие на циклично пластифициране само в дисипативните зони;
- При дисипативни зони в съединенията, елементите трябва да имат завишена носеща способност, осигуряваща развитие на циклично пластифициране в дисипативните зони.

3.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА ЕЛЕМЕНТИ, РАБОТЕЩИ НА НАТИСК ИЛИ ОГЪВАНЕ

За да работят елементите с необходимия пластичен капацитет на натиск и/или огъване, трябва да се осигури достатъчна локална дуктилност чрез ограничаване на отношението ширина- дебелина (b/t) за съответните класове на напречните сечения, дадени в БДС EN 1993-1-1:

Table 3.4.1 Коефициенти на поведение и класове на напречните сечения

Клас на дуктилност	Коефициент на поведение - q	Необходим клас на напречното сечение
DCM	$1,5 < q \leq 2,0$	клас 1, 2 или 3
	$2 < q \leq 4$	клас 1 или 2
DCH	$q > 4$	клас 1

Клас 1. Способни да развиват пластични стави с необходимия капацитет на завъртане съгласно пластичния анализ, без намаляване на носимоспособността си;

Клас 2. Достигат максимална носимоспособност в пластичен стадий при огъване, но имат ограничен деформационен капацитет на завъртане, поради местна загуба на устойчивост;

Клас 3. В най-отдалеченото натиснато влакно при се достига до границата на провлачане, но поради ефектът от местна загуба на устойчивост не може да се достигне до пластична носимоспособност на огъване;

Клас 4. Не се препоръчват за проектиране на дуктилни конструкции; не е възможно да се достигне до границата на провлачане при огъване поради разрушаване в еластичната област.

За да работят елементите с необходимия пластичен капацитет на опън, трябва да се осигури изискването за дуктилност при наличие на отвори:

$N_{pl,Rd} < N_{u,Rd}$, където

$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{MO}$ е пластичната носимоспособност на опън на сечението;

$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$ е носимоспособност на опън на нетното сечение;

3.6 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА СЪЕДИНЕНИЯ ПРИ ДИСИПАТИВНИ ЗОНИ

При ъглови заваръчни шевове или болтови недисипативни съединения трябва да е изпълнено следното условие:

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy} = 1,375 \cdot R_{fy};$$

R_d – изчислителна носимоспособност на съединението;

γ_{ov} – коефициент на завишена носимоспособност ($=1,25$);

R_{fy} – изчислителната носимоспособност на дисипативния елемент;

Болтови съединения:

Работещи на срязване: Категории В и С (EN 1993-1-8, 3,4,1); носимоспособността на болтовете на срязване да е по-голяма с 20% от тази на съединението;

Работещи на опън: Категории Е (EN 1993-1-8, 3,4,2);

Фрикционни съединения: Клас А или В на повърхностите (EN 1990-1);

4 ПРИНЦИПИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ И ДЕТАЙЛИРАНЕ ПРИ РАМКОВИ КОНСТРУКЦИИ (MRF)

4.1 ОБЩИ БЕЛЕЖКИ

Този вид конструктивни системи широко се използват като сеизмични устойчиви конструкции. При правилно проектиране, детайлиране и изпълнение те издържат силните земетресения с пластифициране в определени сечения, без да се достигне до цялостно разрушаване на сградите. Недостатък на рамковите конструкции при високи сгради е относително по-голямата им деформативност. Стоманените конструктивни възли при сеизмични зони трябва да удовлетворяват следните условия:

- Изискване за завишена носимоспособност;
- Изискване за дуктилност (ротационен капацитет);
- Изискване за здравина (надеждно детайлиране и адекватно поведение на материала).

Стратегии при рамкови възли:

- усилване на ригела в зоната до колоната
- провокирано отслабване на определен участък от ригела.

И двете стратегии имат за цел изместване на пластичната става в гредата на разстояние от съединението с колоната така, че да се избегне крехко разрушаване в областта на заварките и да се реализира дуктилно поведение на гредата

4.2 КРИТЕРИИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ

Експлоатационните качества и поведение на MRF са функция от много фактори и проектни параметри.

Основните фактори контролиращи сеизмичното поведение на рамкови конструкции са следните:

- Принципът SC/WB (Силна Колона / Слаба Греда);
- Носимоспособност на панелната област на рамковия възел;
- Носимоспособност на съединенията и характеристики на деградация;
- Р-δ ефекти;
- Местна загуба на устойчивост.

Основните фактори контролиращи сеизмичното поведение на съединенията при рамковите конструкции са следните:

Заварени съединения:

- Носимоспособност срещу ламеларен разслой;
- Жилавост на материала срещу крехко разрушение;
- Жилавост на заваръчния материал;
- Наличие на подложни планки;
- Наличие на усилващи шевове;
- Качество на изпълнението и контрол.

Болтови съединения:

- Размер на болтовете, вид на отворите, натягане;
- Нетна носимоспособност на сечението.

4.3 ТИПОВИ СЪЕДИНЕНИЯ ГРЕДА- КОЛОНА

В САЩ тестовите програми осъществени от FEMA/SAC представиха достатъчни експериментални данни да позволят съставянето на надеждни правила за проектиране и конструиране на поне 10 вида заварени съединения. Всеки тип съединение е класифицирано за определен вид размери на сеченията и необходим ъгъл на пластично завъртане.

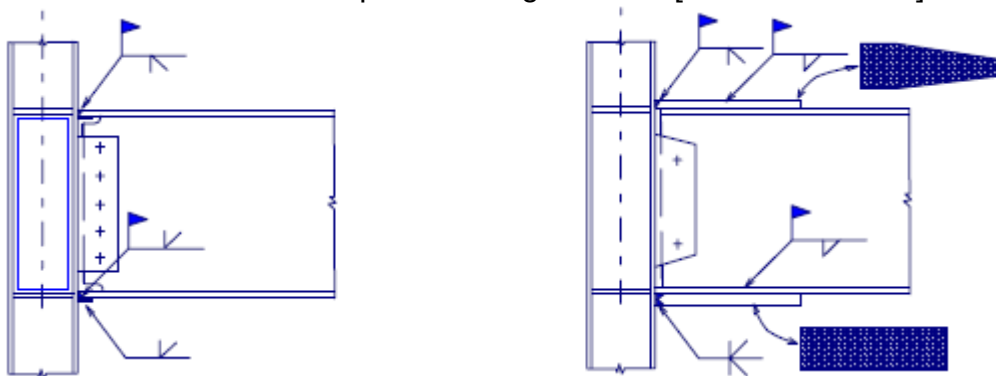
Тези типове съединения са сетрифицирани за определенат употреба и са представени на фигурите по-долу.

- • Заварени неусилени пояси (WURF), Figure 4.3.1a;
- • Заварени поясни накладки (WCPF);
- • Заварени поясни плочи (WFP), Figure 4.3.1b;
- • Заварени оребрени поясни плочи (WVRF);
- • Заварен рамков възел с отместено болтово съединение на гредата със поясни и стеблени накладки (WCT/BB), Figure 4.3. 1c;
- • Заварена единична вута ;
- • Заварена двойна вута (WDH).

В добавка към описаните съединения по-горе са включени редица стандартизирани монтажни съединения на болтови връзки, както следва.

- Съединение с фланцева плоча (BEP), Figure 4.3.1d;
- Заварени поясни плочи и болтирана греда, (WFPBB), Figure 4.3.1e;
- Единична вута на болтова връзка (BSH)
- Двойна вута на болтова връзка (BDH), Figure 4.3.1f.

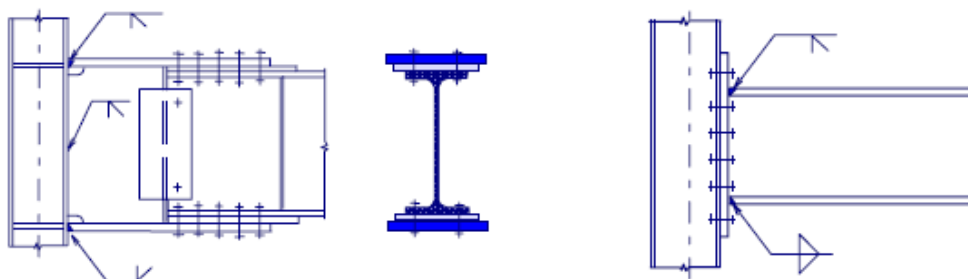
Някои специфични съединения прилагани в Япония са показани на Figure 4.3.2, а прилагани и тествани в Европа- на Figure 4.3.3 [Mazzolani, 2000].



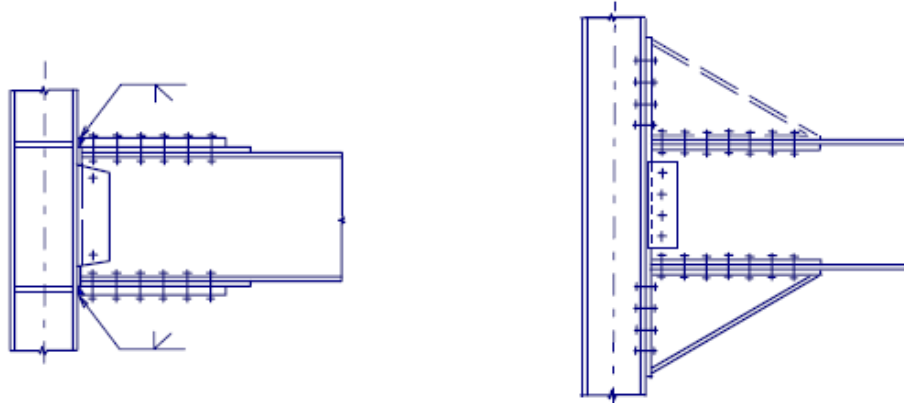
а) Заварен рамков възел

б) Заварени поясни плочи

Figure 4.3.1 Специфични съединения в САЩ



с) Зав.възел с отместено болтово съединение д) Съединение с фланцева плоча



е) Заварени поясни плочи и болтирана греда ф) Двойна вута на болтова връзка
Figure 4.3.1 Специфични съединения в САЩ

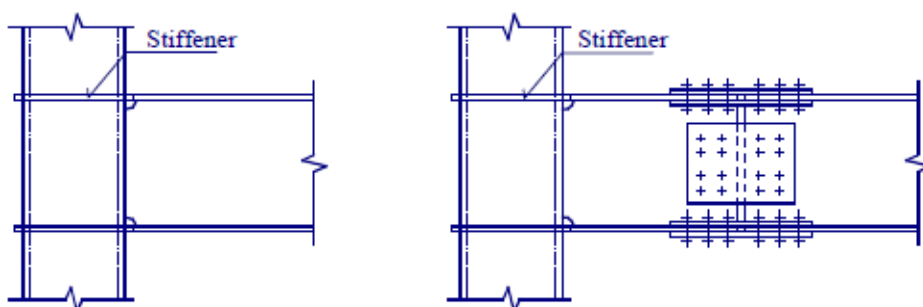
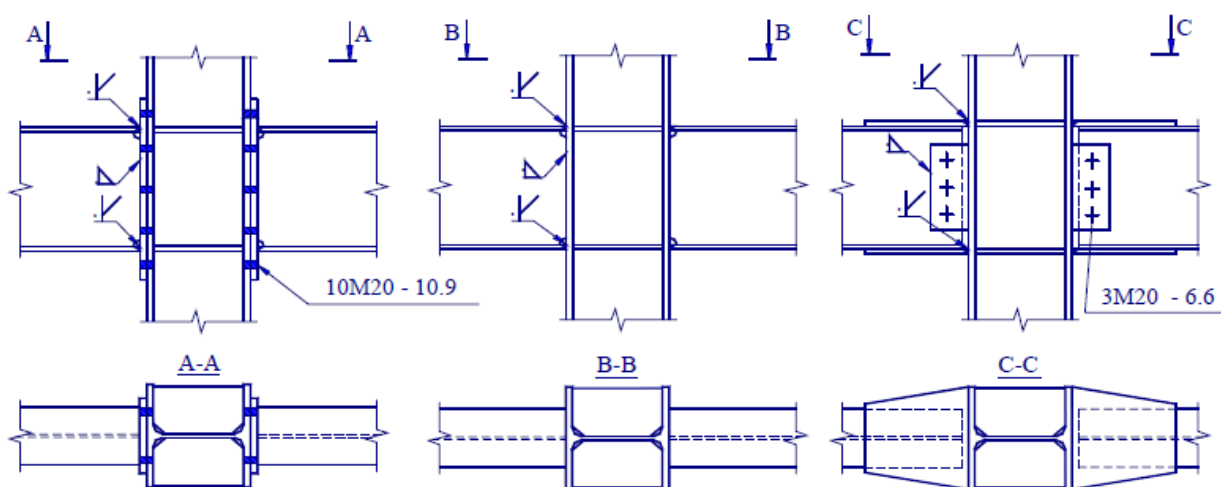


Figure 4.3.2 Специфични съединения в Япония



Удължени фл. плочи

Заварено с-ние

Заварено с-ние с поясни накладки

Figure 4.3.3 Специфични съединения в Европа

4.4 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА ГРЕДИТЕ

Проверка за устойчивост се извършва съгласно БДС EN 1993-1-1, като се разглежда случаят с пластична става в единия край – областта с най-големи стойности на напреженията при сеизмична комбинация. Гредата трябва да е укрепена в напречно направление в зоната на пластичната става.

Трябва да се докаже, че носещата способност на огъване и ротационният капацитет не се намаляват от нормалните натискови сили и от напречните сили в разглежданите сечения, или ако това не е изпълнено – да се отчете ефекта от взаимодействието.

Проверки за зоните, където се очаква образуването на пластични стави в елементи с напречни сечения клас 1 и клас 2:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0; \quad \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15; \quad \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5, \quad (6.2)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (6.3)$$

$V_{Ed,M} = (M_{Rd,A} + M_{Rd,B})/L$; - консервативен подход

$\Omega = M_{pl,Rd} / M_{Ed}$ – коефициент на завишена носимоспособност на сечението (избраното сечение винаги има пластична носимоспособност на огъване по-голяма от изискваната – проектният огъващ момент).

4.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА КОЛОНИТЕ

Колоните трябва да се проверяват като се приеме най-неблагоприятната комбинация от осовата сила и огъващите моменти по следните формули:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}; \quad (6.4)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * M_{Ed,E}; \quad (6.5)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * V_{Ed,E}; \quad (6.6)$$

γ_{ov} – коефициент на завишена носимоспособност на материала;

$\Omega_i = \min(M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i})$; за всички греди i , в които има дисипативни зони;

Преоразмеряването на гредите води по още по-голямо преоразмеряване на колоните, така че трябва внимателно да се подбират сеченията щото Ω_i да има най-малката възможна стойност за всички греди в които проектантът е заложил появата на пластични стави.

Проверката за срязваща сила

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5. \quad (6.7)$$

Прехвърлянето на усилията от гредата към колоната се проверява според Глава 6 Конструктивни съединения на Н или I сечения на БДС EN 1993-1-8.

Проверка за срязване на стеблото на колоната в рамковия възел (Фиг.4.5.1):

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.8)$$

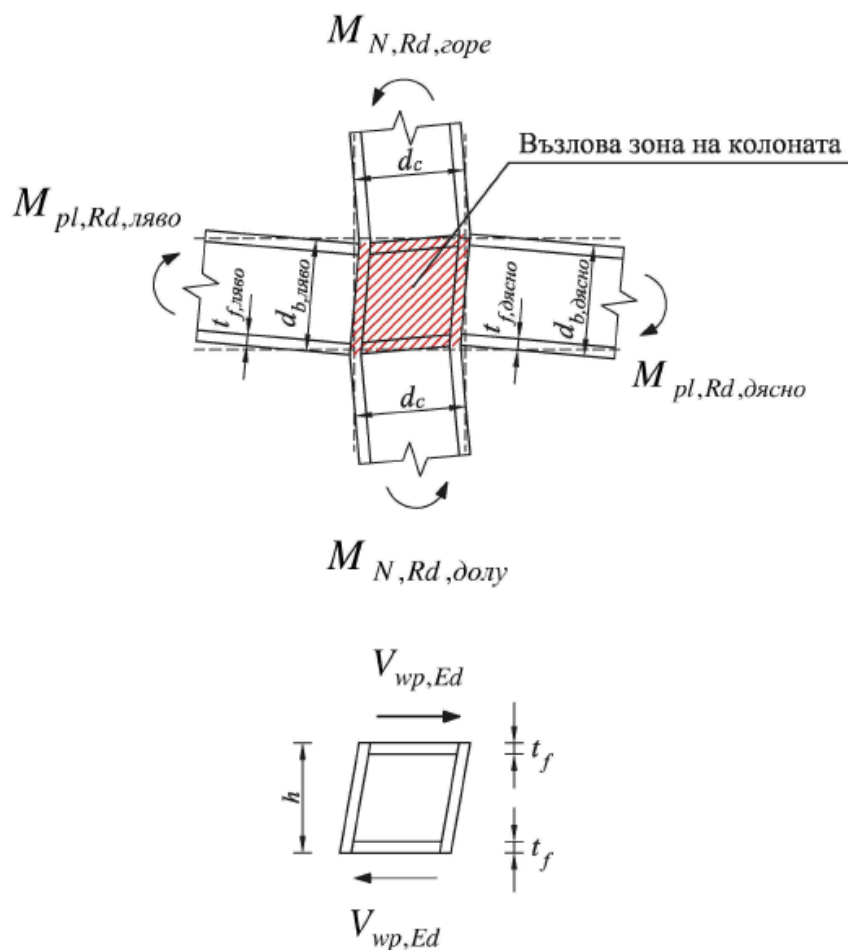
$V_{wp,Ed}$ е изчислителната срязваща сила в стеблото от ефектите на въздействието при отчитане на пластичната носимоспособност на съседните дисипативни зони в греди или съединения;

$V_{wp,Rd}$ е носимоспособността на срязване на стеблото съгласно БДС EN 1993-1-8, т. 6.2.6.1. Не се изисква да се отчита ефектът от напреженията от осовата сила и огъващия момент върху пластичната носимоспособност на срязване.

Проверка за носещата способност на стеблото за загуба на устойчивост от срязваща сила (БДС EN 1993-1-5, т.5):

$$V_{wp,Rd} < V_{wb,Rd}, \quad (6.9)$$

$V_{wb,Rd}$ е изчислителната носимоспособност при загуба на устойчивост на стеблото от срязваща сила.



Фигура. 4.5.1. Усилия в стеблото в зоната на възела греда-колона

4.6 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА СЪЕДИНЕНИЯТА ВЪВ ВЪЗЕЛА ГРЕДА-КОЛОНА

Съединенията между гредите и колоните във възела греда-колона при дисипативни зони в гредите, трябва да се проектират за необходимата завишена носимоспособност $R_d \geq 1,1\gamma_{ov} R_{fy}$.

Изчисленията се провеждат за изчислителната носимоспособност на огъване $M_{pl,Rd}$ за гредите и съответно за изчислителната срязваща сила $V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$.

Разрешават се рамкови конструкции с частично корави и/или неравноякостни съединения, ако:

а) съединенията имат капацитет за завъртане, съвместим с общите деформации;

б) доказано е, че елементите във възела са устойчиви при крайно гранично състояние;

с) отчетено е влиянието на деформациите на съединенията върху общите относителни етажни премествания (статичен нелинеен анализ –pushover- или нелинеен динамичен анализ с акселерограми -time-history analysis).

Ротационен капацитет θ_p в пластичните стави (сечение клас 1):

$\theta_p \geq 35 \text{ mrad}$ – DCH;

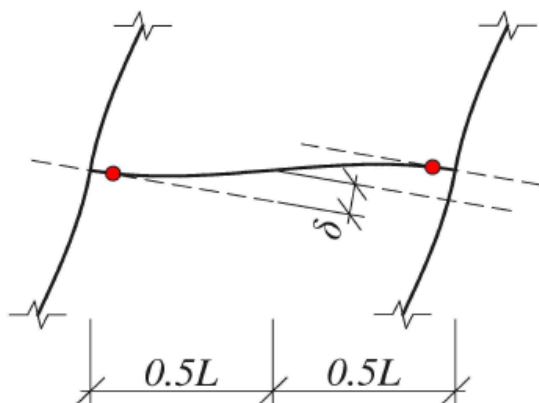
$\theta_p \geq 25 \text{ mrad}$ – DCM;

Където

$\theta_p = \delta / 0,5L,$

(6.10)

Виж Фиг. 4.6.1:



Фиг. 4.6.1. Определяне на θ_p

5 ПРИНЦИПИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ И ДЕТАЙЛИРАНЕ ПРИ РАМКОВИ КОНСТРУКЦИИ С ЦЕНТРИЧНО ВКЛЮЧЕНИ ДИАГОНАЛИ (CBF)

5.1 ОБЩИ БЕЛЕЖКИ

Този вид конструктивни системи също широко се използват като сеизмични устойчиви конструкции. Най-често се проектират единични диагонали и Х-диагонали, при които се разчита само на опънатите диагонали. Натиснатите диагонали са с голяма стройност и губят устойчивост при малки натискови сили. Вертикалните връзки представляват равнинни прътови конструкции (ферми) с пръти, натоварени с осови сили.

Коравината и носимоспособността на рамките с ЦВД за хоризонтални натоварвания е значително по-голяма от тези при рамките с корави възли.

5.2 ПОВЕДЕНИЕ НА ЕЛЕМЕНТИТЕ ПРИ ЦИКЛИЧНИ ОСОВИ СИЛИ.

Поведението на осово натоварени елементи се изразява обикновено чрез зависимостта между осовата сила P , осовата деформация δ и напречната деформация в средата на елемента Δ . Натискът е със знак (-).

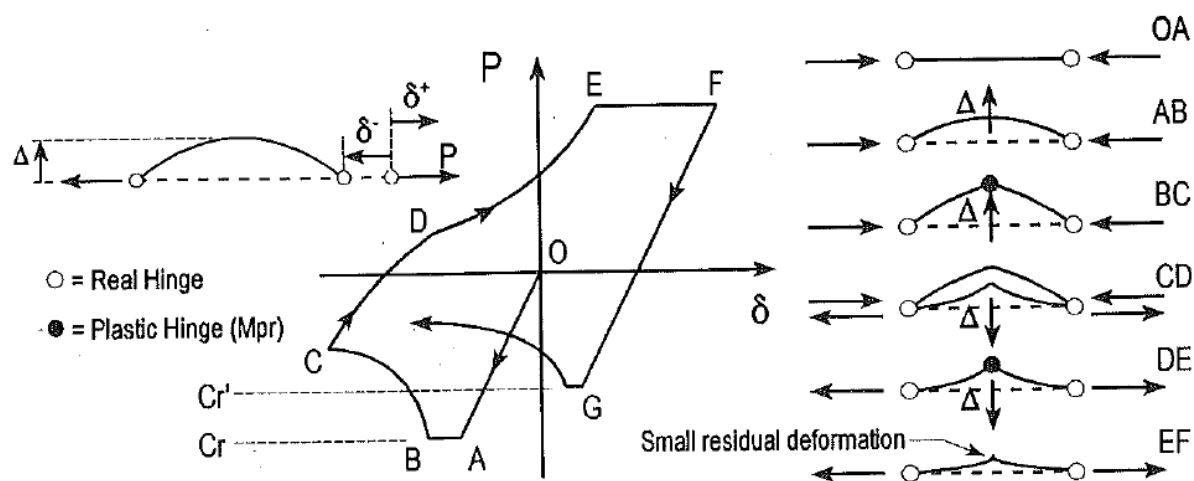


Fig. 5.2.1 Примерна хистерезисна крива при осово натоварени елементи.

Изкълчването настъпва в т. А; ако елементът е строен изкълчването е еластично ($P=C_r$) при което приложеният товар се задържа като елемента се деформира странично (участък АВ). Разтоварването би се осъществило по у-к ВАО ако се премахне товарът.

При задържане на товара и увеличаване на страничната деформация Δ по дължината на елемента се появяват допълнителни огъващи моменти вследствие на ексцентрицитета на осовата сила. Това води до поява на пластична става в средата на елемента – т.В. По-нататъшното увеличаване на осовата деформация увеличава и Δ поради завъртането в пластичната става (сегмент ВС), като се образува пластична чупка – видима във кривата. Тъй като моментът в средата на елемента не може да се увеличи над пластичния момент (в ставата),

увеличаването на Δ е съпроводено от намаляване на P . Преходът от т. В до т.С е сложен и нелинеен.

При разтоварване (от т.С) до $P=0$, елементът запазва остатъчни осова и напречна деформация, като последната остава видима пластична чупка в елемента.

При натоварване на елемента на опън от $P=0$ до т.Д, поведението на елемента е еластично. Точка Д се характеризира с това че произведението на P и остатъчната напречна деформация става равно на пластичния момент в елемента (аналогично на т.В) и отново се образува пластична става в средата на елемента. Но в сегмент DE завъртанията на пластичната става действуват в обратна посока и на практика намаляват напречното отместване Δ . Това по същество води до увеличаване на осовия товар ($P_E > P_D$).

Участък EF отговаря на пластична деформация на елемента на опън, като в т. F започва разтоварване.

Очевидно е невъзможно пълно изправяне на пластичната чупка в средата на елемента (за това би трябвало прилагането на огромна опънна сила, но големината ѝ е ограничена до $A \cdot f_y$) и наличието на остатъчна напречна деформация не може да се избегне.

При вторият цикъл на натоварване на натиск, връзката има вече поведение на елемент с голямо начално несъвършенство и критичният товар е значително по-малък ($C_r' < C_r$) – т.Г. Отношението C_r'/C_r зависи главно от стойността на елемента. Дължината на еластично изкълчване също е по-малко (сравни с АВ) поради остатъчната напречна деформация.

При стройни елементи сегментът ОА ще е малък, докато участък АВ ще е относително по-голям; в крайна сметка елементът ще има твърде малко способност да разсейва енергия при работа на натиск. Обратното, елементи с малка стройност участък ОА ще е значително по-голям и елементът ще има значително по-голяма способност да разсейва енергия при работа на натиск.

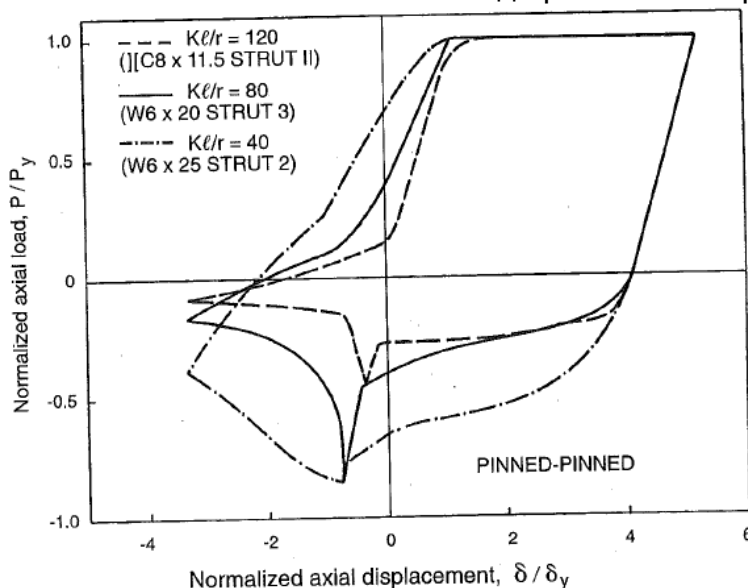
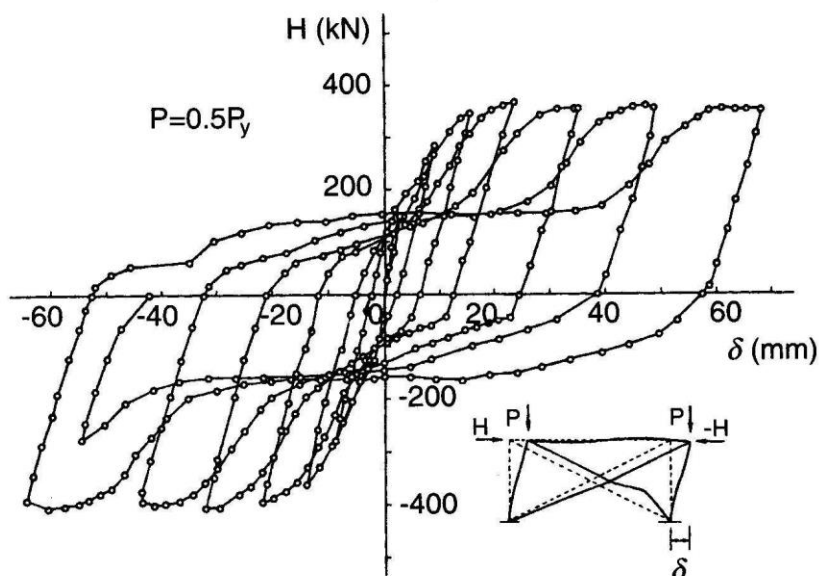


Fig. 5.2. 2 Хистерезисна крива при осово натоварени елементи с различна стройност.

Много стройните елементи имат малка коравина при изкълчване, но при изправяне в опънния участък много бързо увеличават осовата си коравина. Това реагиране е близо до реален удар и може да разруши елемента (в пластичната става) или в съединенията му с останалите елементи.



Фиг. 5.2.3 Зависимост $H - \delta$ на X-връзка със стройни диагонали

Коравината за хоризонтални премествания δ на рамката с центрично включени диагонали постепенно намалява след смяна на посоката на натоварване, като деградира почти напълно в зоната на нулевите премествания.

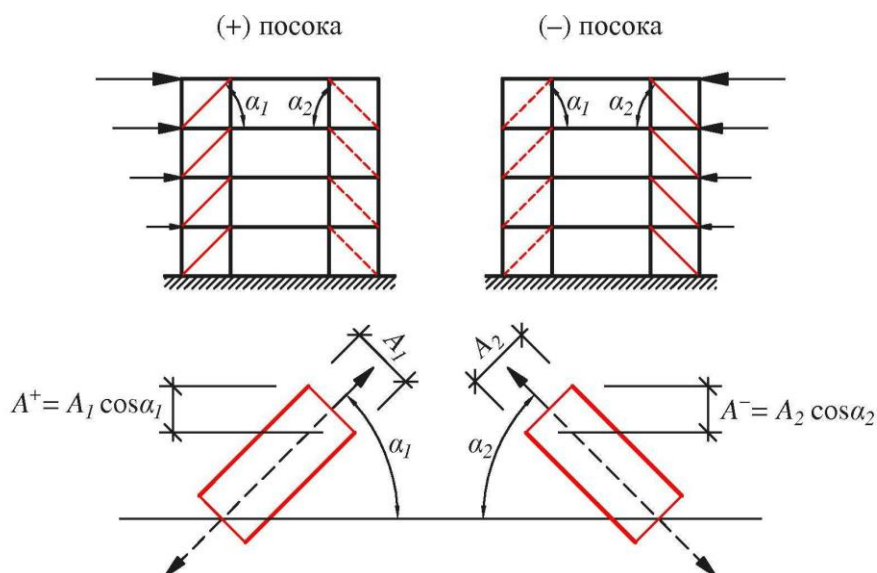
5.3 КРИТЕРИИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ.

Пластифицирането на опънатите диагонали трябва да настъпи преди разрушаване на съединенията във възлите и преди пластифициране или изкълчване на гредите или колоните.

Диагоналните елементи на връзките трябва да бъдат разположени по такъв начин, че етажните премествания за всеки етаж при хоризонталното знакопроменливо натоварване да имат един и същ характер и във двете посоки. За тази цел трябва да се направи следната проверка за всеки етаж:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05, \quad (6.11)$$

Където A^+ и A^- са хоризонталните проекции на площите на напречните сечения на опънните диагонали при знакопроменливите хоризонтални въздействия (Фиг.5.3.1).



Фиг. 5.3.1. Геометрични изисквания за еднаква деформативност

5.4 АНАЛИЗ.

Гравитационните товари се поемат само от гредите и колоните без участието на диагоналите. Диагоналите при еластичен анализ за сеизмично въздействие се разглеждат, както следва:

- Рамки с диагонални връзки: участие само на опънатите диагонали;
- Рамки с V-връзки или Λ-връзки: участват както опънатите, така и натиснатите диагонали;

Последното се допуска при следните условия:

- а) Приложен е нееластичен статичен анализ (pushover) или нееластичен динамичен анализ с акселерограми (time-history analysis);
- б) При моделирането на поведението на диагоналите са разгледани състоянията преди и след загуба на устойчивост;
- в) Представени са доказателствата, които потвърждават приетия модел за поведение на диагоналите.

5.5 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА ДИАГОНАЛНИТЕ ЕЛЕМЕНТИ

При рамките с центрично включени диагонали в конфигурация X дефинираната в БДС EN 1993-1-1 стройност $\bar{\lambda}$ трябва да бъде в границите на $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$. Границата 1,3 е дефинирана, за да се избегне претоварване на колоните в състоянието преди изкълчване, когато и двата диагонала (опънат и натиснат) са активни.

При рамки с ЦВД, които не са в едно поле във формата на X-схема (вж. фиг.5.3.1), а също и при V-схема, условната стройност λ трябва да се ограничи до $\bar{\lambda} \leq 2,0$. При конструкции до два етажа не се налагат ограничения върху $\bar{\lambda}$.

Проектна проверка:

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed};$$

Натисковите диагонали на V-връзките трябва да се проектират за носеща способност (на устойчивост) съгласно Еврокод 3.

За да се осигури хомогенно дисипативно поведение на диагоналите, необходимо е да се провери дали максималната стойност на коефициента на завишената носеща способност Ω_i , не се различава с повече от 25% от минималната стойност на Ω .

5.6 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА ГРЕДИТЕ И КОЛОНИТЕ

Проверка за минимална носеща способност:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E}, \quad (6.12)$$

където:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ –Изчислителна носимоспособност на гредата или колоната при загуба на устойчивост съгласно БДС EN 1993-1-1 (вкл.взаимодействието с изчислителния огъващия момент M_{Ed} , при сеизмична ситуация);

$N_{pl,Rd}$ –Носещата способност при загуба на устойчивост на гредата или колоната съгласно Еврокод 3;

$N_{Ed,G}$ –Осовата сила в гредата или в колоната от несеизмичните въздействия, включени в сеизмичната изчислителна комбинация;

$N_{Ed,E}$ –Осовата сила в гредата или колоната от изчислителното сеизмично натоварване;

Ω – $\min(\Omega_i) = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ за всички диагонали в рамковата система с ЦВД,

където:

$N_{pl,Rd,i}$ –Изчислителната носеща способност на диагонала i ;

$N_{Ed,i}$ –Изчислителната осова сила в диагонал i .

В рамки с V-схема на диагоналите, гредите се изчисляват при следните условия.

- За всички несеизмични въздействия, без да се взима под внимание междинната опора от диагоналите;
- За неуравновесената вертикална сила в пресечната точка на диагоналите върху гредата след изкълчване на натиснатия диагонал. Изчисляването става за сила в опънатия диагонал, равна на $N_{pl,Rd}$, и съответно сила в натиснатия диагонал, равна на $\gamma_{pb} * N_{pl,Rd}$. В Националното приложение е приета препоръчаната в EC8-1 стойност за коефициента за носимоспособност на натиснатия диагонал след загуба на устойчивост $\gamma_{pb} = 0,3$.
- В рамки с диагонални връзки, при които натиснатите и опънатите диагонали не се пресичат се вземат под внимание опънните и натисковите сили в съседните колони до натиснатите диагонали, съответстващи на изчислителната носимоспособност в тези диагонали при загуба на устойчивост.

6 ПРИНЦИПИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ И ДЕТАЙЛИРАНЕ ПРИ РАМКОВИ КОНСТРУКЦИИ С НЕЦЕНТРИЧНО ВКЛЮЧЕНИ ДИАГОНАЛИ (EBF)

6.1 ОБЩИ БЕЛЕЖКИ

Този вид конструктивни системи напоследък се използват като сеизмични устойчиви конструкции и в нашата страна. Рамката EBF съчетава индивидуалните предимства на рамка с корави възли и на рамка с центрично включени диагонали и минимизира техните недостатъци.

Рамките EBF притежават голяма еластична коравина, стабилно нееластично реагиране при циклично натоварване и отлична дуктилност и капацитет за дисипиране на енергия.

6.2 КРИТЕРИИ ЗА ПРОЕКТИРАНЕ.

Пластифицирането се ограничава само в специално подбрани елементи, наречени „свързващи“ елементи (link). Тези елементи могат да са разположени вертикално (разположени под гредата, при V или λ тип диагонална система) или хоризонтално – при което тези елементи са част от гредата.

При тази концепция свързващите елементи служат като своего рода „бушон“, запазвайки останалите носещи елементи от носещата конструкция от повреди и остатъчни деформации при сеизмични въздействия.

Диагоналите, колоните и гредите се оразмеряват според капацитивните правила като не се допуска пластифициране - т.е. тези елементи трябва да останат да работят в еластичната област.

При това диагоналите ще поемат както хоризонтални, така и вертикални гравитационни товари.

6.3 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА СВЪРЗВАЩЕТЕ ЕЛЕМЕНТИ

Класификация:

- Къси свързващи елементи, които дисипират енергия основно при пластифициране от напречни сили;
- Дълги свързващи елементи, които дисипират енергия основно при пластифициране от огъващи моменти;
- Свързващи елементи със средна дължина, при които механизмът на пластифициране включва огъване и срязване.

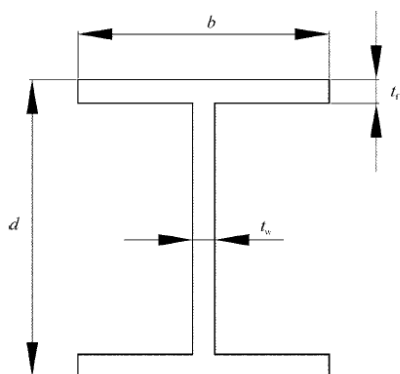
Обикновено елементите са със същото наречно сечение, каквото е на гредите към които са присъединени.

Изчислителна носимоспособност:

$$M_{p,link} = f_y * b * t_f * (d - t_f); \quad (6.13)$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) * t_w * (d - t_f), \quad (6.14)$$

където: b – широчина на поясите; t_f – дебелина на поясите; d – височина на напречното сечение; t_w – дебелина на стеблото; f_y – номинална стойност на границата на провлачане.



Фиг. 6.3.1. Геометрични определения за свързващия елемент

При $N_{Ed} / N_{Rd} \leq 0,15$,

$$V_{Ed} \leq V_{p,link}; \quad (6.15)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link}, \quad (6.16)$$

При $N_{Ed} / N_{Rd} > 0,15$

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \sqrt{1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2} \quad (6.17)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \sqrt{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}}. \quad (6.18)$$

Освен това дължината на свързващият елемент (e) не трябва да превишава:

$$e \leq 1,6 * M_{p,link} / V_{p,link}, \text{ когато } R < 0,3, \quad (6.19)$$

$$e \leq (1,15 - 0,5 * R) * 1,6 * M_{p,link} / V_{p,link}, \text{ когато } R \geq 0,3; \quad (6.20)$$

като

$R = N_{Ed} * t_w * (d - 2 * t_f) / (V_{Ed} * A)$; A е пълната площ на сечението на св.елемент.

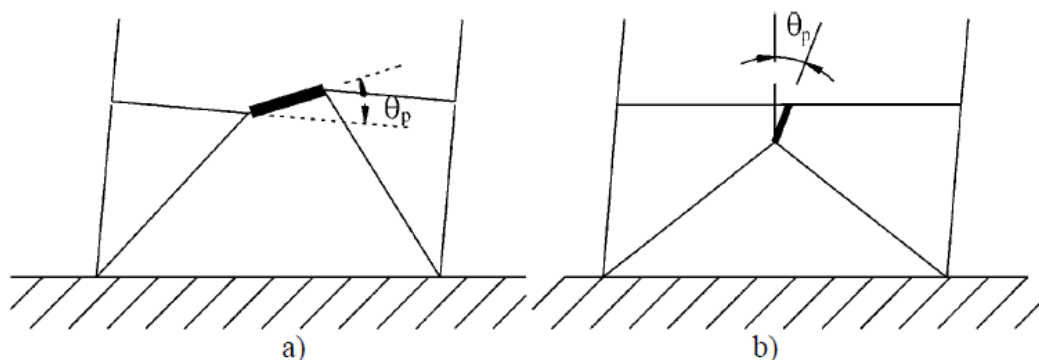
Изискване за глобално дисипативно поведение

$$\max(\Omega_i) / \min(\Omega_i) \leq 0.25;$$

Класифициране на свързващите елементи

Изискванията за класифициране на елементите са показани в следната таблица:

Вид елемент	Елементи с 2 пластични стави в краищата	Елементи с пластична става в единия край
Къси	$e < e_s = 1,6 M_{p,link} / V_{p,link}$	$e < e_s = 0,8 (1 + \alpha) M_{p,link} / V_{p,link}$
Дълги	$e > e_L = 3,0 M_{p,link} / V_{p,link}$	$e > e_L = 1,5 (1 + \alpha) M_{p,link} / V_{p,link}$
Междинни	$e_s < e < e_L$	$e_s < e < e_L$
		$\alpha = M_{Ed,A} / M_{Ed,B(\text{пл.ст.})} < 1,0$



Фиг. 6.3.2.Свързващи звена: а) еднакви моменти в двата края; б) различни моменти в двата края

Изисквания за ротационен капацитет

Ъгълът на завъртане θ_p между звеното и елемента до него трябва да е в съответствие със общите деформации на конструкцията и не трябва да превишава следните стойности:

Вид елемент	
Къси	$\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08 \text{ radians}$
Дълги	$\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02 \text{ radians}$
Междинни	$\theta_p \leq \theta_{pR} =$ $= 0,02 + 0,06 * (e - e_s) / (e - e_L);$

Изисквания за конструиране на свързващи елементи и звена

- В двата края на свързващия елемент трябва да се поставят укрепващи ребра шир./деб.=bs/ts.

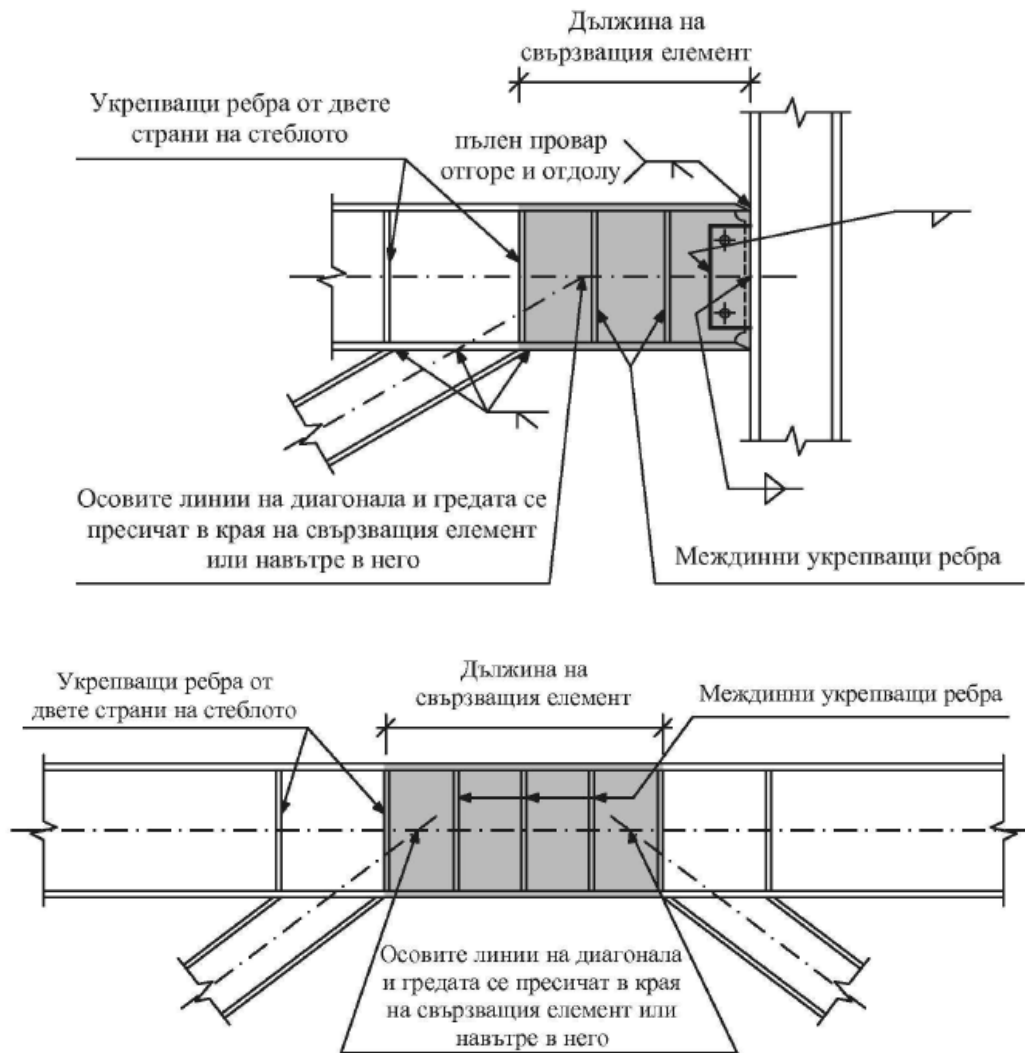
$$bs \geq (b_f - 2 t_w); ts \geq \max (0,75 * t_w; 10 \text{ mm})$$

- Междинни укрепващи ребра се разполагат при следните условия (L_s – разстояние между ребрата):

Вид елемент		
Къси	$L_s \leq 30 * t_w - d/5$; при $\theta_p = 0,08$ $L_s \leq 52 * t_w - d/5$; при $\theta_p \leq 0,02$	За междинни стойности на θ_p – линейна интерполация
Дълги	$L_s = 1,5 * b$	От всеки край на звеното (при пластичните стави)
Междинни	Важат всички изисквания по-горе	

- Междинни укрепващи стемлото ребра не се изискват ,ако $e \geq 5 * M_p / V_p$;
- Височината на междинните укрепващи ребра трябва да е равна на височината на стемлото.
- При елементи по-ниски от 600 mm, може да се поставят едностранни укрепващи ребра с дебелината равна на дебелината на стемлото или 10 mm, а ширината им - $\geq (b/2 - t_w)$.
- Ъгловите заварки между укрепващите ребра и стемлото на свързващия елемент трябва да се оразмеряват за сила, равна на $\gamma_{ov} * f_y * A_{st}$, където A_{st} е площта на напречното сечение на укрепващото ребро.
- Ъгловите заварки между укрепващите ребра и поясите се оразмеряват за сила $\gamma_{ov} * f_y * A_{st} / 4$.

- Страничното укрепване на горния и долния пояс в двата края на свързващия елемент се проектира за сила, равна на $0,06 \cdot f_y \cdot b \cdot t_f$.



Фиг. 6.3.3. Детайли на свързващи звена

6.4 ПРАВИЛА ЗА ПРОЕКТИРАНЕ НА ОСТАНАЛИТЕ ЕЛЕМЕНТИ ОТ РАМКАТА

Елементите от рамка с НЦВД, които не съдържат сеизмични свързващи елементи, се проверяват на натиск, като се търси най-неблагоприятната комбинация от нормална сила и огъващи моменти.

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}, \quad (6.21)$$

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$ – Изчислителна носимоспособност за нормална сила в колона или диагонален елемент (и гредови елементи), като се вземе под внимание взаимодействието с огъващия момент M_{Ed} и напречната сила V_{Ed} при сеизмична комбинация.

$N_{Ed,G}$ – Натискова сила в колоната или диагоналния елемент от несеизмични натоварвания, включени в сеизмична комбинация;

$N_{Ed,E}$ – Натискова сила в колоната или диагоналния елемент от изчислително сеизмично натоварване;

γ_{ov} – коефициент на завишена носеща способност на материала;

Ω – множител на завишена носеща способност на сечението, равен на минимумът от:

– минималната стойност на $\Omega_i = 1,5 * V_{p,link,i} / V_{Ed,i}$ от всички къси свързващи елементи;

– минималната стойност на $\Omega_i = 1,5 * M_{p,link,i} / M_{Ed,i}$ от всички свързващи елементи с междинна дължина и дълги свързващи елементи,

Където:

$V_{Ed,i}, M_{Ed,i}$ – изчислителните стойности на напречната сила и огъващият момент в i -тия свързващ елемент при сеизмична комбинация;

$V_{p,link,i}, M_{p,link,i}$ – изчислителните носимоспособности за напречна сила и огъващ момент на i -тия свързващ елемент.

7 ЧИСЛЕН ПРИМЕР ЗА РАМКОВА КОНСТРУКЦИЯ С КОРАВИ ВЪЗЛИ

7.1 ОБЩИ БЕЛЕЖКИ. ИЗХОДНИ ДАННИ.

Примерът се състои в предварително проектиране на сградата, показана на Figure 7.1.1. Целта е да се проведе предварително бързо определяне на сеченията на конструктивните елементи, близки до окончателното решение. Такъв предварителен анализ и оразмеряване обикновено е неизбежен, тъй като ефектите от сеизмичното въздействие са функция от коравината на конструкцията и процесът е итеративен; колкото по-малко итерации се направят – толкова по-добре. Пълните изчисления върху цялостен 3D модел, проверки и доказване на елементите ще се направят след уточняване на сеченията на основните елементи.

Като първа стъпка ще се проведе предварителен анализ и оразмеряване на елементите за вертикален товар.

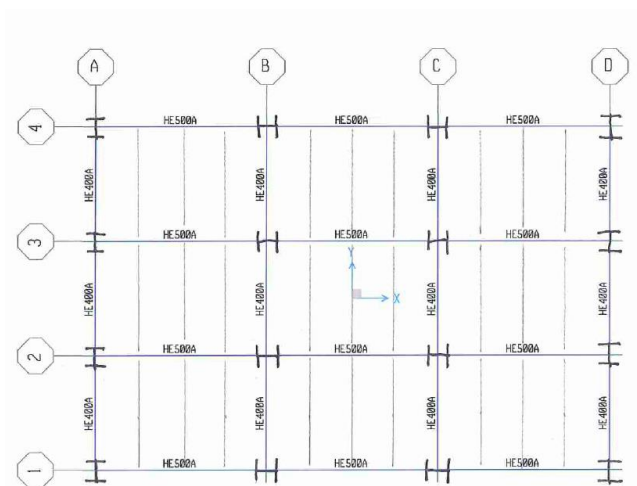
Предварителен анализ:

1. Определяне на минималните сечения на главните греди от критериите за деформация и носимоспособност под вертикален товар;
2. Определяне на необходимите сечения на колоните според принципа „Силна колона- слаба греда“;
3. Проверка на колоните на натиск в приземния етаж от гравитационни товари;
4. Определяне на сеизмичната маса ($G + \psi_{Ei} Q$) на сградата ;
5. Определяне на основния период на трептене на конструкцията по приблизителни формули;
6. Определяне на резултантната (обща) сеизмична срязваща сила в основата F_b и разпределянето ѝ по етажни нива според принципа на напречни сили;
7. Провеждане на статичен анализ на една равнинна рамка под тези напречни сили, увеличени с коефициент за отчитане на случайния ексцентрицитет;
8. Статичен анализ по гравитационен товар ($G + \psi_{Ei} Q$);
9. Проверка на критерия за деформативност θ (отчитане на Р-Δ ефекта);
10. Проверки за критериите за относително отместване на етажите (ЕГС) при земетресение с повторяемост 95 г.;
11. Комбиниране на ефектите от въздействията (гравитационни и хоризонтални) и доказване на носещата способност на отделните елементи.

Ако вместо метода на напречни сили се използва модално-спектрален сеизмичен анализ, т.5. 6. и 7. се заместват от :

5. Динамичен анализ върху пространствен модел, като сеизмичните сили и ефекти се определят директно чрез модално-спектрален сеизмичен анализ. Ефектите от случаен ексцентрицитет (усукване) се отчитат чрез увеличаване на проектния спектър с множител δ .

По долу са представени и двата метода с цел провеждане на сравнителен анализ на резултатите по отношение на основния период и общата срязваща сила в основата.



-> План типов етаж; Нет.=3.5 м

Осово разстояние по X- 9.0 м; по Y- 6.0 м;

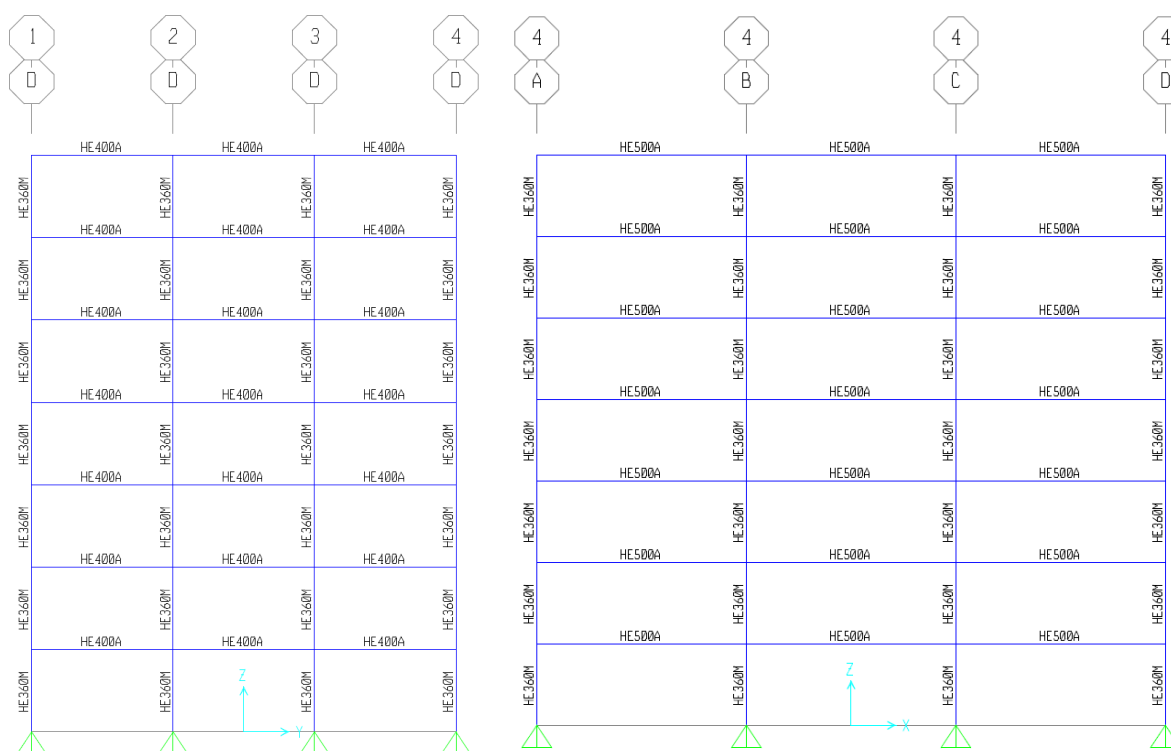


Fig. 7.1.1 Модел на конструкцията

Исходни данни

- Сеизмично ускорение ; $a_{gR} = 0,23 \cdot g \text{ m/s}^2$
- Значимост на сградата; офиси, $\gamma_I = 1.0 \Rightarrow a_g = 2.26 \text{ m/s}^2$
- Експлоатационен товар $Q = 3 \text{ kN/m}^2$
- Проектен спектър; Вид 1
- Земна основа група C $\Rightarrow S = 1.2$; $T_B = 0.10\text{s}$; $T_C = 0.5\text{s}$; $T_D = 2\text{s}$
- Коефициент на поведение: $q = 4$

Конструктивната система е съставена от рамки с корави възли в направление X и направление Y като колоните са ориентирани със силните си оси по начин да са получи приблизително еднаква коравина в двете направления. На фигурата са

показани главните греди и са маркирани второстепенните греди под стоманобетонната плоча. Второстепенните греди няма да са предмет на анализа, както и плочата – ще бъдат отчетени само като товар и маса.

7.2 ПРЕДВАРИТЕЛНО ОПРЕДЕЛЯНЕ НА СЕЧЕНИЯТА НА ЕЛЕМЕНТИТЕ

7.2.1 Носеща способност и коравина на гредите посока X

Греди в направление „X“

Статическа схема : двойно запъната греда на отвор $L=9.0\text{ m}$;

Греда по ос (2) с товарна ивица $L_w=6.0\text{ m}$;

$G_{\text{floor}}=6\text{ m} \times 5\text{ kN/m}^2 = 30\text{ kN/m}'$;

$G_{\text{walls}} = 3\text{ kN/m}$;

$Q_{\text{service}} = 6\text{ m} \times 3\text{ kN/m}^2 = 18\text{ kN/m}$

$Q_{\text{tot}}=G + Q = 30 + 3 + 18 = 51\text{ kN/m}' = 0.51\text{ KN/cm}'$;

Ограничение за провисване:

$f = L / 300$ при товар $G+Q = 51\text{ kN/m}$;

$f = Q_{\text{tot}} \cdot L^4 / 384EI \leq L/300$;

$\Rightarrow I_{\text{req}} = 300 \cdot Q_{\text{tot}} \cdot L^3 / 384E = (300 \cdot 0.51 \cdot 900^3) / (384 \cdot 20000) = 14532\text{ cm}^4$;

Минимално сечение посока X: IPE 360 ($I = 16266\text{ cm}^4$);

Проверка за носимоспособност.

$1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 33 + 1.5 \times 18 = 71.55\text{ kN/m}'$;

$M_{\text{ED}} = 71.55 \times 9^2 / 12 = 483\text{ kNm}$;

$W_{\text{ply,min}} = 483 \cdot 100 \cdot 1.05 / 35.5 = 1429\text{ cm}^3$;

Минимално сечение посока X: IPE 450 ($W_{\text{pl}} = 1702\text{ cm}^3$);

7.2.2 Носеща способност и коравина на гредите посока Y

Въпреки разполагането на второстепенните греди, провеждаме аналогичен анализ

Греди в направление „Y“

Статическа схема : двойно запъната греда на отвор $L=6.0\text{ m}$;

Греда по ос (2) с товарна ивица $L_w=9.0\text{ m}$;

$G_{\text{floor}}=9\text{ m} \times 5\text{ kN/m}^2 = 45\text{ kN/m}'$;

$G_{\text{walls}} = 3\text{ kN/m}$;

$Q_{\text{service}} = 9\text{ m} \times 3\text{ kN/m}^2 = 27\text{ kN/m}$

$Q_{\text{tot}}=G + Q = 45 + 3 + 27 = 75\text{ kN/m}' = 0.75\text{ KN/cm}'$;

Ограничение за провисване:

$f = L / 300$ при товар $G+Q = 51\text{ kN/m}$;

$f = Q_{\text{tot}} \cdot L^4 / 384EI \leq L/300$;

$\Rightarrow I_{\text{req}} = 300 \cdot Q_{\text{tot}} \cdot L^3 / 384E = (300 \cdot 0.75 \cdot 600^3) / (384 \cdot 20000) = 6328\text{ cm}^4$;

Минимално сечение посока Y: IPE 300 ($I = 8356\text{ cm}^4$);

Проверка за носимоспособност.

$1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 48 + 1.5 \times 27 = 105.3\text{ kN/m}'$;

$M_{\text{ED}} = 105.3 \times 6^2 / 12 = 316\text{ kNm}$;

$W_{ply,min} = 316 \cdot 100 \cdot 1.05 / 35.5 = 935 \text{ cm}^3$;
Минимално сечение посока X: IPE 360 ($W_{pl} = 1019 \text{ cm}^3$);

7.2.3 Приети сечения на елементите

За вертикални товари минималните размери на греди са:

- Посока x : IPE450 $W_{pl} = 1702 \text{ cm}^3$ $I = 33743 \text{ cm}^4$;
- Посока y : IPE360 $W_{pl} = 1019 \text{ cm}^3$ $I = 16270 \text{ cm}^4$;

Приемаме следните сечения (с известно увеличаване):

- Греди в посока x : IPE550 $I = 67117 \text{ cm}^4$ $W_{pl} = 2787 \text{ cm}^3$;
- Греди в посока y : IPEA450 $I = 29760 \text{ cm}^4$ $W_{pl} = 1494 \text{ cm}^3$;
- columns: HE360M: $I_y = 84867 \text{ cm}^4$; $I_z = 19522 \text{ cm}^4$;
 $W_{pl,y \text{ axis}} = 4989 \text{ cm}^3$; $W_{pl,z} = 1942 \text{ cm}^3$; $A = 319 \text{ cm}^2$;

7.3 ПРОВЕРКИ „СИЛНИ КОЛОНИ – СЛАБИ ГРЕДИ“ - WBSC

Проверката е както следва:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$$

Или по друг начин: $\sum f_{yd,column pl} \times W_{yd,column pl} \geq 1.3 \sum f_{y,beams pl} \times W_{beams pl}$;

Стоманата е S355 и за колоните и за гредите, така че условието придобива вида:

$$\sum W_{pl,column} \geq 1.3 \sum W_{pl,beams};$$

Във вътрешните възли има по две греди и по две колони (над и под етажа) и условието WBSC става:

$$W_{pl, column} \geq 1.3 W_{pl, beam};$$

Във външните възли има по една греда и по две колони (над и под етажа) и условието WBSC става:

$$2 W_{pl, column} \geq 1.3 W_{pl, beam};$$

Вътрешен възел, ос (B):

$$W_{pl, column,z} \geq 1.3 W_{pl,IPE450,y}$$

$$\Rightarrow \text{HE360M} : W_{pl,weakaxis} = 1942 \text{ cm}^3 > 1.3 \times 1494 \cdot 10^3 = 1942 ;$$

Външен възел, ос (B):

$$2 \cdot W_{pl, column,z} \geq 1.3 W_{pl,IPE450,y}$$

Не се нуждае от проверка.

Ос А.

Колоните HE360M са ориентирани така че силната им ос “ работи ” вместо проверката по слабата ос (направена по-горе), така че условието WBSC е изпълнено автоматично.

Вътрешен възел, ос (2):

$$W_{pl,HE360M,strong axis} = 4989 \text{ cm}^3 ;$$

$$W_{pl,IPE550} \times 1.3 = 2787 \times 1.3 = 3623 \text{ cm}^3$$

4989 > 3623; => Условието WBSC е удовлетворено!

Външен възел, ос (2):

Условие на WBSC : $2W_{pl, column, weak axis} \geq 1.3 W_{pl, IPE550}$

$$2 * W_{pl, HE360M, z} = 1942 * 2 = 3884 > 1.3 * W_{pl, IPE550} = 2787 * 1.3 = 3623 \text{ cm}^3$$

Условието WBSC е удовлетворено!

Заклучение:

Гредите със сечение IPE550 в посока x и IPE450 в посока y удовлетворяват условието WBSC при ориентиране на колоните HE360M според Figure 7.1.1.

7.4 ВЪТРЕШНА КОЛОНА. ПРОВЕРКА ЗА НАТИСК

Товарна площ: $9 * 6 = 54 \text{ m}^2$;

$G_{\text{floor}} = 54 * 5 = 270 \text{ kN/етаж}$;

$G_{\text{walls}} = (9 + 6) * 3 = 45 \text{ kN/етаж}$;

$G_{\text{рамка}} = 25 \text{ kN/етаж}$;

$Q = 3 \text{ kN/m}^2 * 54 = 162 \text{ kN}$;

$1.35 * G + 1.5 * Q = 1.35 * (270 + 45 + 25) + 1.5 * 162 = 702 \text{ kN/етаж}$;

Осова натискова сила в колоната над фундамента: $7 * 702 = 4914 \text{ kN}$;

Изкълчвателна дължина: 3,5 м (етажна височина);

Стройност по слабата ос: ($i_{z, HE360} = 7.83 \text{ cm}$); $\lambda_z = 350 / 7.83 = 44.7$; $\lambda_z = \lambda_z / (93.9 * \epsilon) = 0.585$;

=> $\chi = 0.794$ за крива „с“; $A_s = 319 \text{ cm}^2$;

$N_{b, Rd} = 0.794 * 319 * 35.5 / 1.05 = 8563 \text{ kN} > 4914 \text{ kN}$;

7.5 ВЪТРЕШНА КОЛОНА. ПЛАСТИЧНА НОСИМОСПОСОБНОСТ НА НИВО ФУНДАМЕНТ.

Пластичните стави, формирани в базите на колоните, са част от глобалния пластичен механизъм. Тяхната носимоспособност на огъване трябва да се оценят с отчитане на взаимодействието между проектните осови сили и ефекти от ъването (EN1993-1-1 6.2.9.1) при сеизмично състояние.

$$N_{Ed} = G + \psi_{2i} * Q = ((270 + 45 + 25) + 0.15 * 162) * 7 = 2550 \text{ kN}$$

Стойността $\psi_{2i} = 0.3$ отговаря за офисна сграда.

За сечение HE360M: $N_{pl, Rd} = f_{yd} * A = 35.5 / 1.05 * 319 = 10785 \text{ kN}$;

$$n = N_{Ed} / N_{pl, Rd} = 0.236$$

$$a = (A - 2 * b * t_f) / A = (31900 - 2 * 308 * 40) / 31900 = 0.227; n > a;$$

$$M_{N, z, Rd} = M_{pl, z, Rd} \left[1 - \left(\frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right]; \quad M_{N, y, Rd} = M_{pl, y, Rd} (1 - n) / (1 - 0.5a);$$

$$M_{pl, y, Rd} = f_{yd} * W_{pl, y, Rd} = 35.5 / 1.05 * 4989 / 100 = 1687 \text{ kNm};$$

$$M_{pl, z, Rd} = f_{yd} * W_{pl, z, Rd} = 35.5 / 1.05 * 1942 / 100 = 657 \text{ kNm};$$

$$M_{N, y, Rd} = M_{pl, y, Rd} * (1 - n) / (1 - 0.5 * a) = 1687 * (1 - 0.236) / (1 - 0.5 * 0.227) = 1454 \text{ kN.m};$$

$$M_{N, z, Rd} = M_{pl, z, Rd} * [1 - (n - a)^2 / (1 - a)^2] = 657 * [1 - (0.236 - 0.227)^2 / (1 - 0.227)^2] = 657 \text{ kN m};$$

7.6 ОПРЕДЕЛЯНЕ НА СЕИЗМИЧНАТА МАСА.

Обща площ на един етаж: $A_{st}=27 \times 18 = 486 \text{ m}^2$;

С.тегло етаж: $G_{st} = 500 \text{ kg/m}^2 \times 486 = 243\,000 \text{ kg}$ /етаж;

Прегр.и фасадни стени; Обща дължина /етаж: $2 \times (27+18) + 2 \times (27+18) = 180 \text{ m}$;

Тегло /етаж: $180 \times 300 \text{ kg/m} \Rightarrow 54\,000 \text{ kg}$ / етаж; приемаме същата маса като допълнителна маса по покрива;

Gframe: колона HE360M: $3.5 \text{ m} \times 16 \times 250 \text{ Kg/m} = 14\,000 \text{ kg}$

Греди IPE550: $9 \text{ m} \times 3 \times 4 \times 105.5 \text{ Kg/m} = 11\,395 \text{ kg}$

Греди IPE450: $6 \text{ m} \times 3 \times 4 \times 77.6 \text{ Kg/m} = 5\,590 \text{ kg}$

Общо за G frame: $30\,985 \text{ kg}$ /етаж

$\psi_{Ei} \times Q$ (експл.товар)= $\psi_{Ei} \times 300 \text{ kg/m}^2 \times 486 \text{ m}^2 = 0.15 \times 300 \times 486 = 21\,870 \text{ kg}$ /етаж;

Сеизмична маса за един етаж: $(G + \psi_{Ei} Q) = 243\,000 + 54\,000 + 30\,985 + 21\,870 = 349\,855 \text{ kg}$;

Сеизмична маса за сградата (7 етажа) $m = [G + \psi_{Ei} Q] \times 7 = 2\,449 \times 10^3 \text{ kg}$

Масата на главна конструкция съставлява само 8.9% от общата маса, а масата на етажните конструкции – 70 % !

Ясно е, че повишаването на сеизмичната устойчивост на сградата ще се постигне най ефективно чрез редукция на собствената маса на етажите, използвайки алтернативни решения, като лек бетон, касетирани леки елементи и т.н.

7.7 ОЦЕНКА НА СЕИЗМИЧНАТА СИЛА В ОСНОВАТА ПО МЕТОДА НА ХОРИЗОНТАЛНИТЕ СИЛИ.

Оценка на основния период на конструкцията

$T = C_t H^{3/4}$; $C_t = 0.085$; $H = 7 \times 3.5 \text{ m} = 24.5 \text{ m} \Rightarrow T = 0.085 \times 24.5^{3/4} = 0.94 \text{ s}$;

Изчисляване на съответното спектрално ускорение:

При условие: $S_d(T)$: $TC < T < TD$

$\Rightarrow S_d(T) = (2.5 \times a_g \times S \times TC) / (q \times T) = (2.5 \times 2.26 \times 1.2 \times 0.5) / (4 \times 0.94) = 0.90 \text{ m/s}^2$;

Изчисляване на общата сеизмична сила в основата (посоки X или Y):

$F_{bR} = m \times S_d(T) \times \lambda = 2\,449 \times 10^3 \times 0.90 \times 0.85 = 1\,874 \times 10^3 \text{ N} = 1\,874 \text{ kN}$;

Силата и в двете посоки е една и съща, тъй като основния период и в двете посоки е еднакъв и определен по приблизителната формула.

В този пример са представени резултати за рамките в посока X. Тъй като рамките са еднакви и подовата конструкция се приема за безкрайно корава в собствената си равнина, то сеизмичната сила, действаща на една рамка е :

$F_{bX} = F_{bR} / 4 = 469 \text{ kN}$;

Ефектите от усукване трябва да се добавят към транслационните ефекти. В анализираната тук конструкция, поради двойната симетрия и равномерно разпределен товар, центровете на маси CM и на коравина CR съвпадат на всеки етаж с геометричния център на етажа. Това означава, че трябва да се отчете само случайният ексцентрицитет. В примера усукващите ефекти се отчитат чрез умножаване на общата сеизмична сила F_{bX} със множителя $\delta = 1 + 0.6 \times x/L$.

Тук L е хоризонталния размер на сградата в перпендикулярно на сеизмичното въздействие направление, в случая X, ($L=18\text{m}$), а x е разстоянието от CR до

изследваната рамка. Най-голям ефект от усукване ще има върху най-отдалечената от CR рамка – т.е. $x=L/2$.

Така $\delta = 1 + 0.6 \cdot 0.5 = 1.3$.

$$F_{bx} = 1.3 \cdot 469 \text{ kN} = 610 \text{ kN};$$

Забележка: Ако окончателният анализ се основава само на анализа на равнинни рамки, δ трябва да се изчислява по формулата $\delta = 1 + 1.2 \cdot x/L$.

Определяне на етажните сеизмични сили

Тъй като сградата е регулярна то разпределението на сеизмичните сили по височина следва формата на обърнат триъгълник.

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i}{\sum z_j}$$

Общата сила в основата на рамката по ос 1 (или 4) е:

$$F_{bx} = 610 \text{ kN};$$

Съответно етажните сили са:

i	1	2	3	4	5	6	7
$Z_i, \text{ m}$	3.5	7	10.5	14	17.5	21	24.5
$F_i, \text{ KN}$	21.8	43.6	65.4	87.1	108.9	130.7	152.5
$Q_{fi}, \text{ KN/m}$	0.807	1.614	2.421	3.228	4.034	4.841	5.648

Тези сили са приложени към етажните нива на равнинната рамка като статични товари. Резултатите са показани по-долу в т. 7.10, където са сравнени с резултатите от динамичния анализ.

7.8 ВЕРТИКАЛНИ ТОВАРИ КОМБИНИРАНИ СЪС СЕЗИМИЧНИ ЕФЕКТИ.

Сеченията на гредите се проверяват при комбинация от сеизмични въздействия и съответните гравитационни товари по комбинация $G + \psi_{2i} \cdot Q = G + 0.3 \cdot Q$.

$$\psi_{2i} \cdot Q = 0.3 \cdot Q = 0.3 \cdot 3 \text{ kN} \cdot 486 \text{ m}^2 = 437 \text{ kN /етаж};$$

Общият постоянен товар за един етаж е:

$$G = 243000 + 54000 + 30985 = 327985 \text{ kg} = 3280 \text{ KN};$$

Гредата по ос (2) и (3) носят 1/3 от този товар, а крайните греди – 1/6 от товара.

Разпределен вертикален товар върху гредата по ос (2):

$$Q_{v(2)} = (3280 + 437) / (3 \cdot 27) = 45.9 \text{ KN/m};$$

7.9 МОДАЛНО-СПЕКТРАЛЕН ДИНАМИЧЕН АНАЛИЗ.

Разглежда се равнинна рамка по ос (1).

Сеизмичната маса за рамката е равна на 1/4 от общата за сградата.

При наличие на 7 етажни нива и дължина на рамката 27 m, разпределената сеизмична маса по гредите е:

$$M_{beam} = 2449 \cdot 10^3 / (4 \cdot 7 \cdot 27) = 3240 \text{ kg/m};$$

Максималното земно ускорение е 2.26 m/s^2 .

Усукващите ефекти се отчитат чрез умножаване с множителя $\delta = 1.3$, както е пояснено по-горе.

Окончателно проектното земно ускорение е :
 $a_g = 1.3 \cdot 2.26 = 2.94 \text{ m/s}^2 \text{ (} 0.30 \cdot g \text{)}$.

7.10 РЕЗУЛТАТИ ОТ АНАЛИЗА.

Фигура 7.10.1 представя огъващите моменти от сеизмично въздействие по метода на хоризонталните сили, а Фигура 7.10.2 - според модално-спектралния метод.

Коментари по резултатите:

- Поради правилото за комбиниране SRSS по форми, ефектите от сеизмичното въздействие (например огъващи моменти) са изчислени с една (положителна) стойност, но при комбинирането следва да се взима и с отрицателен знак.
- Огъващите моменти от Фигура 7.10.2 са по-реалистично представяне на действителната моментова диаграма, с моменти в краищата на гредите, имащи противоположни знаци.
- Огъващия момент, напречна сила или осова сила в която и да е точка от конструкцията могат да бъдат или положителни или отрицателни, поради знакопроменливия характер на сеизмичното въздействие.
- Стойностите, получени от динамичния (модално-спектрален) анализ са по-малки от тези, получени по метода на хоризонталните сили.

Това е така поради използването на верни стойности за периодите на трептене от динамичния анализ.

Периодът на първата (основна) форма на трептене при динамичния анализ $T_1 = 1.593 \text{ s} > 0.94 \text{ s}$ – приетата стойност при метода на хоризонталните сили.

Съответно това води до по-малко спектрално ускорение и съответно по-малки усилия. Освен това анализът показва, че модалната маса от първа форма има участие 82% от общата сеизмична маса. Вторият период е $T_2 = 0.513 \text{ s}$, като участието на модалната маса от втората форма е само 10%. На Фигура 7.10.3 и 7.10.4 са показани деформираните схеми на първите 4 форми на трептене.

Таблицы 7.10.1 и 7.10.2 представят детайли по определяне на коефициента на деформативност θ за оценка на ефекта $P-\Delta$ при двата аналитични метода.

Стойностите на получените общи сеизмични сили в основата са също представени: 610.0 kN (метод на хоризонталните сили) и 407.9 kN (модално-спектрален метод).

Може да се забележи, че коефициентът θ не се влияе особено от вида на анализа: $\theta \leq 0.1$ за етажи 1, 4, 5, 6 и 7. Ефектите от сеизмичното въздействие за етажи 2 и 3 трябва да бъдат увеличени чрез умножаване с множителя $1/(1-\theta)$ (1.16 за етаж 2 и 1.14 за етаж 3).

Фигура 7.10.5 представя огъващите моменти от проектна сеизмична комбинация за проверка на конструктивните елементи $E+G+\psi_{2i} \cdot Q$, като огъващите моменти са взети от резултатите получени по метода на хоризонталните сили.

Проверки и оразмеряване на гредите

Максималният огъващ момент в греда е на етаж No 2: $M_{Ed} = 404 \text{ kN.m}$;

Увеличавайки с $1/(1-\theta) \Rightarrow 1.16 \cdot 404 = 468.7 \text{ kN.m}$

Гредите са със сечение IPE550 :

$M_{pl,Rd} = f_{yd} \cdot W_{pl, IPE550} = 35.5/1.05 \cdot 2787/100 = 942.3 \text{ kN.m} > 468.7 \text{ kN.m}$

$\Omega = M_{pl,Rd} / M_{Ed} = 942.3/468.7 = 2.01$;

Проверки и оразмеряване на колоните

Максималният огъващ момент в база на вътрешна колона от 1-ви етаж

$$M_{Ed,E} = 502 \text{ kN.m} ; M_{Ed,G} = 70;$$

Стойностите нагоре са по-малки, дори със увеличението с множител $1/(1-\theta)$.

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \sim 70 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,01 \cdot 502 = 1457$$

Колоните са със сечение HE360M по силната им ос:

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} \cdot W_{pl,y,Rd} = 35,5/1,05 \cdot 4989/100 = 1687 \text{ kNm} > 573,4 \text{ kN.m}$$

Отчитайки взаимодействието със натисковата сила

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot (1-n)/(1-0,5 \cdot a) = 1687 \cdot (1-0,236)/(1-0,5 \cdot 0,227) = 1454 = 1457 \text{ kN.m};$$

Максималният огъващ момент в крайна колона от 1-ви етаж:

$$M_{Ed,E} = 157 \text{ kN.m}; M_{Ed,G} = 60.$$

Увеличената стойност с множител $1/(1-\theta) = 1,16$ е

$$M_{Ed,E*} = 1,16 \cdot 157 = 182 \text{ kN.m}; M_{Ed,G*} = 1,16 \cdot 60 = 69,6 ;$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \sim 69,6 + 1,1 \cdot 1,25 \cdot 2,01 \cdot 182 = 576 \text{ kN.m};$$

Колоните са със сечение HE360M по слабата им ос:

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} \cdot W_{pl,z,Rd} = 35,5/1,05 \cdot 1942/100 = 657 > 576 \text{ kN.m}$$

Взаимодействието със натисковата сила тук няма ефект.

Проверката за ограничаване на повредите е направена в Table 7.10.1.

Максималната стойност на относителното отместване на етажите е

$$\max(\Delta i/h_i) = 0,0107 \cdot 1/(1-\theta) = 0,0124 = 1,2\%.$$

В общи линии тази стойност е приемлива за пълнежни елементи и стени които са независими при реагирането на конструкцията на сеизмични въздействия.

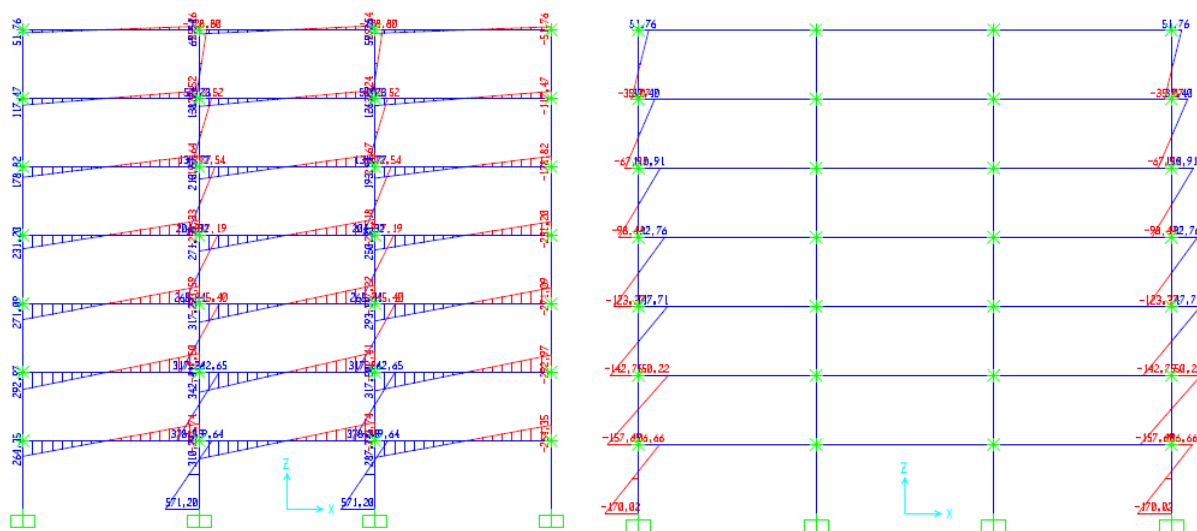


Fig. 7.10.1 Огъващи моменти в крайна рамка от сеизмични сили по метода на силите. [kN.m]

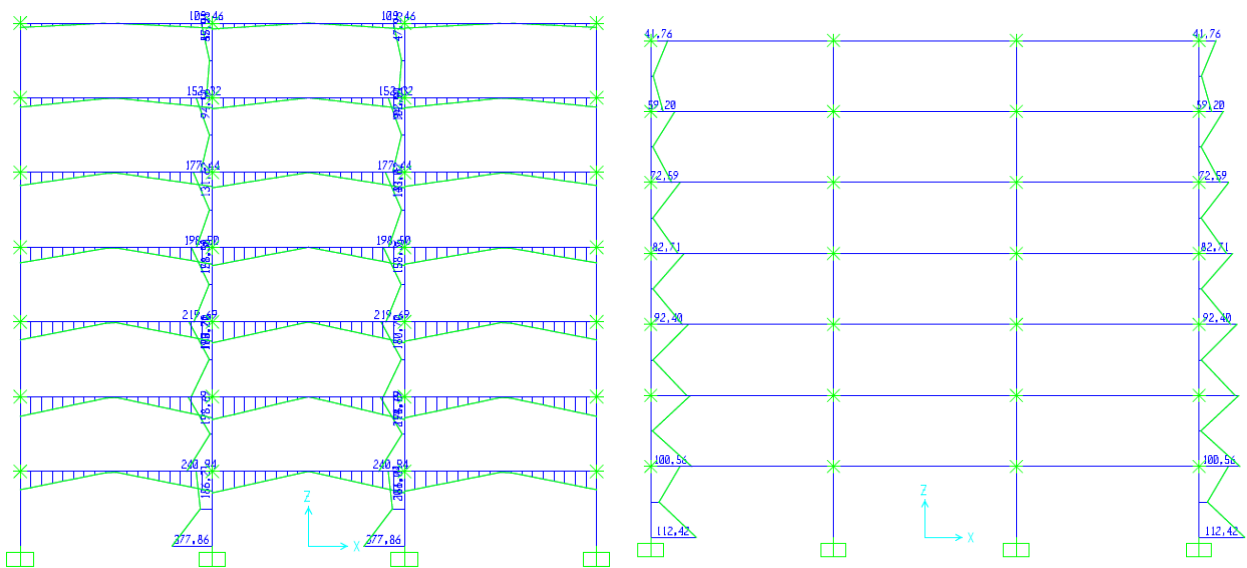
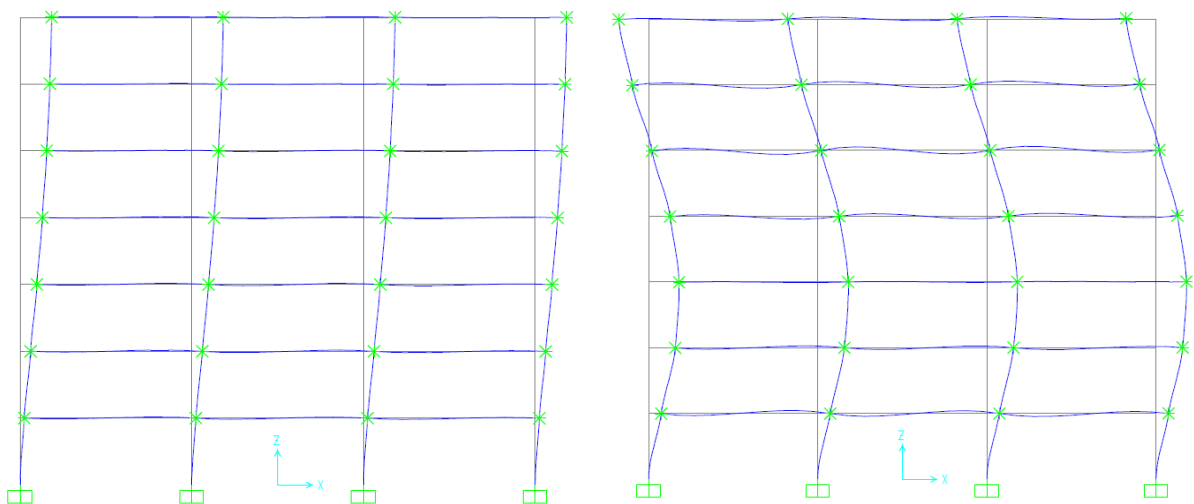


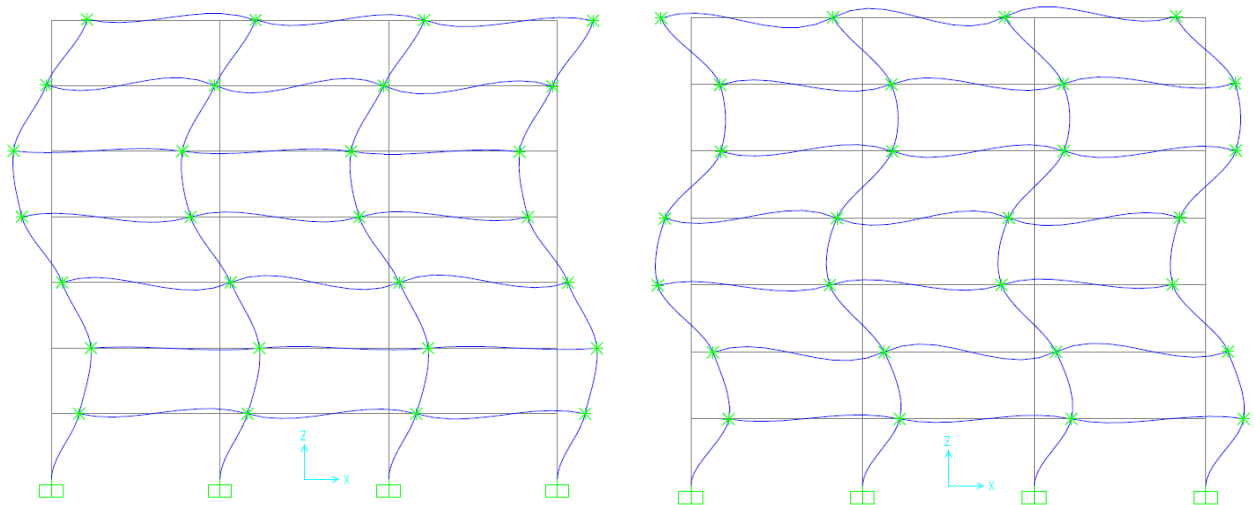
Fig. 7.10.2 Огъващи моменти в крайна рамка от сеизмични сили от динамичен анализ. [kN.m]



Mode 1 - $T = 1,593 \text{ s}$;

Mode 2 - $T = 0,513 \text{ s}$;

Fig. 7.10.3 Първа и втора форма на трептене



Mode 3 - $T = 0,290 \text{ s}$;

Mode 4 - $T = 0,195 \text{ s}$;

Fig. 7.10.4 Трета и четвърта форма на трептене

Table 7.10.1 Резултати от сеизмичен анализ по метода на хоризонталните сили

Метод на хоризонталните сили						$Q_v = G + \psi 2i^* Q = 45.9$			
q=	4	v=	0.5	$\Delta i/h_i \leq$	0.01	$\theta_i = P_{tot} * d_{re,i} / (V_{tot} * h_i)$			
Етаж	$d_{e,i}$	$d_i = q * v * d_{e,i}$	$d_{re,i} = d_i - d_{i-1}$	h_i	$\Delta i/h_i$	$E_i = V_i$	$V_{tot,i}$	$P_{tot,i}$	θ_i
	m	m	m	m	-	KN	KN	KN	-
1	0.012	0.025	0.025	3.5	0.0071	21.8	610.0	8675	0.101
2	0.031	0.062	0.038	3.5	0.0107	43.6	588.2	7436	0.136
3	0.050	0.099	0.037	3.5	0.0106	65.4	544.6	6197	0.120
4	0.066	0.132	0.033	3.5	0.0094	87.1	479.3	4957	0.097
5	0.080	0.159	0.027	3.5	0.0077	108.9	392.1	3718	0.073
6	0.089	0.179	0.020	3.5	0.0056	130.7	283.2	2479	0.049
7	0.095	0.190	0.011	3.5	0.0032	152.5	152.5	1239	0.026

Table 7.10.2 Резултати от сеизмичен анализ по метода на модално-спектрален анализ

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX
Text	Text	Text	KN
Ex	LinRespSpec	Max	407.9

Модално-спектрален метод						$Q_v = G + \psi 2i^* Q = 45.9$			
q=	4	v=	0.5	$\Delta i/h_i \leq$	0.01	$\theta_i = P_{tot} * d_{re,i} / (V_{tot} * h_i)$			
Етаж	$d_{e,i}$	$d_i = q * v * d_{e,i}$	$d_{re,i} = d_i - d_{i-1}$	h_i	$\Delta i/h_i$	$E_i = V_i$	$V_{tot,i}$	$P_{tot,i}$	θ_i
	m	m	m	m	-	KN	KN	KN	-
1	0.008	0.016	0.016	3.5	0.0046	12.0	407.9	8675	0.099
2	0.020	0.040	0.024	3.5	0.0068	30.4	395.9	7436	0.128
3	0.031	0.062	0.022	3.5	0.0064	48.3	365.5	6197	0.108
4	0.041	0.082	0.019	3.5	0.0055	64.1	317.2	4957	0.085
5	0.049	0.097	0.015	3.5	0.0044	76.8	253.0	3718	0.065
6	0.054	0.108	0.011	3.5	0.0032	85.7	176.3	2479	0.046
7	0.058	0.115	0.007	3.5	0.0019	90.6	90.6	1239	0.026

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
OutputCase	Mode	Period	UX	SumUX
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	1	1.593	0.821	0.821
MODAL	2	0.513	0.100	0.920
MODAL	3	0.290	0.039	0.959
MODAL	4	0.195	0.021	0.980

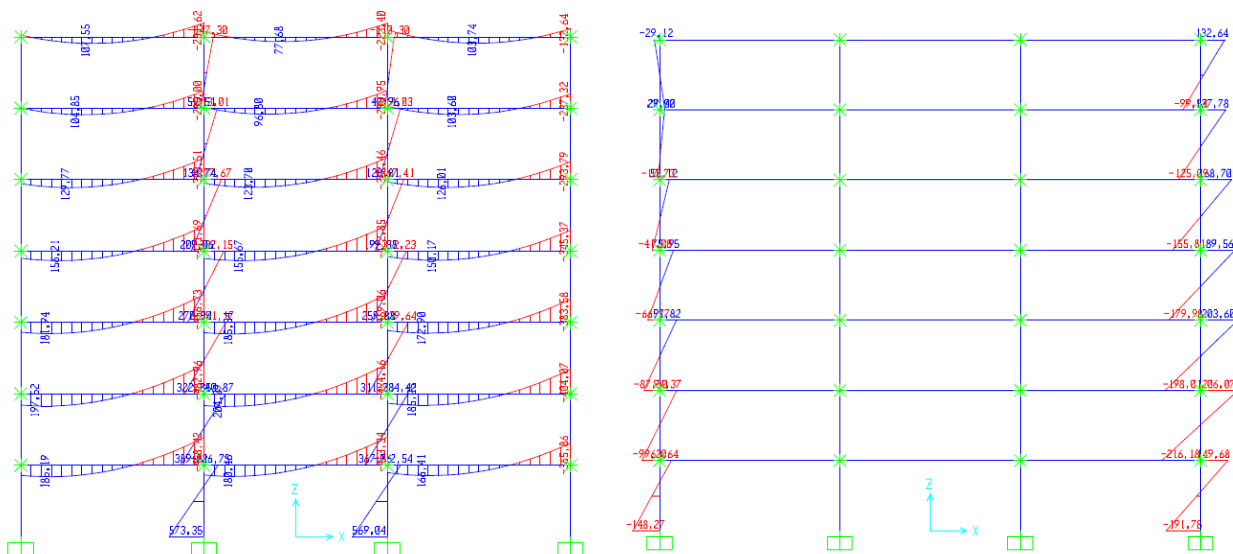


Fig. 7.10.5 Огъващи моменти при проектна сеизмична комбинация : E + G + ψ_{Ei} Q . [kN.m]

7.11 ПРОЕКТИРАНЕ НА СЪЕДИНЕНИЕ „ГРЕДА-КОЛОНА“ ПРИ ВЪТРЕШЕН ВЪЗЕЛ ПО ОС (2).

Тук се разглежда като пример съединението по оси (2)/(В) между греда IPE550 и колона HE360M. И двата елемента са от стомана S355. Избрано е съединение от клас по дуктилност DCH: неоребрено фланцево съединение с конзолни участъци на плочата, която предварително е заварена към гредата в заводски условия и на обекта се свързва чрез болтовото съединение към пояса на колоната.

По подобен начин е решено съединението на гредите IPE450 в другото направление (по ос В): неоребрено фланцево съединение с конзолни участъци на плочата, която предварително е заварена към гредата в заводски условия и на обекта се свързва чрез болтовото съединение към вертикални плочи заварени към поясите на колоната (Figures 7.12.1 и 7.12.2).

Проектните изчисления са направени за съединенията по ос (2).

Проектни огъващ момент и напречна сила при съединението на гредата IPE550

Проектните огъващ момент и напречна сила се отнасят до проектна ситуация, при която са формирани пластични стави във всички краища на гредите по ос (2) (по всички етажи). Проектните стойности се определят на базата на пластичната носимоспособност на сеченията, като се държи сметка за завишената носимоспособност на материала чрез множителя $\gamma_{ov} = 1.1$.

$$M_{pl,Rd, IPE550} = f_{yd} * W_{pl, IPE550} = 35.5/1.05 * 2787/100 = 942.3 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd, con} \geq 1.1 * \gamma_{ov} * M_{pl, Rd, beam} = 1.1 * 1.25 * 942.3 = 1296 \text{ kN.m};$$

$$V \geq V_{Ed} = V_{Ed, G} + 1.1 * \gamma_{ov} * V_{Ed, E}$$

$$V_{Ed, E} = 2 * M_{pl, Rd, beam} / L_x = 2 * 942.3 / 9 = 209.4 \text{ kN};$$

$V_{Ed, G}$ се определя при комбинация $[G + \psi_{2i} * Q]$ ($q_v = 45.9 \text{ kN/m}$, виж по-горе);

$$V_{Ed, G} = 0.5 * 9 * 45.9 = 206.6 \text{ kN};$$

$$V_{Rd, con} \geq 206.6 + 1.1 * 1.25 * 209.4 = 494.5 \text{ kN};$$

След определяне на проектните огъващ момент и напречна сила, оразмеряването следва EN1993-1-8 и някои допълнителни изисквания на EN1998-1:2004.

Изчисляване на заваръчните шевове между фланцевите плочи и гредите

По правило се прилагат челни шевове със съответното обработване и изпълнение (пълнен провар) или двустранни равноякостни шевове на основния метал, така че специално изчисляване не е необходимо.

Това което трябва да се има пред вид е, че материалът за фланцевите плочи трябва да бъде осигурен срещу ламеларно разцепване (разлоя перпендикулярно на посоката на валцуване. Това по принцип налага прилагането на висококачествени стомани за тези плочи. Освен това, ако се налага намаляване на максималните опънни напрежения, това се извършва по следните два начина: поставяне на ребра или вута.

Изчисляване на болтове

Огъващият момент в съединението $M_{Rd,con}$ се прехвърля върху колоната чрез 4 реда болтове от 2 M36, 10.9.

За редица 1: $h_r = 550 - 16/2 + 90 = 632 \text{ mm}$;

За редица 2: $h_r = 550 - 16/2 - 90 = 452 \text{ mm}$;

Носимоспособността на M36, 10.9, на опън е:

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2} = 0.9 \cdot 100 \cdot 8.17 / 1.25 = 735.3 \text{ kN} / 1.25 = 588.2 \text{ kN};$$

$$M_{Rd,asemb} = (634 + 454) / 1000 \cdot 2 \cdot 588.2 = 1275.2 \text{ kN.m} \sim 1296 = M_{Rd,con};$$

Срязващата сила се поема от 4 болта M27, 10.9:

Bolt diameter	$d=$	27	mm	Gross bolt area	$A=$	5,73	cm ²			
Hole diameter	$d_0=$	30	mm	Net bolt area	$A_s=$	4,59	cm ²			
Bolt Grade	10,9	$f_{ub}=$	1000	N/mm ²	Edge distances					
Steel grade	S355	$f_u=$	510	N/mm ²	$e_1=$	50,0	mm,	$p_1=$	90,0	mm
Plate thickness	$t=$	40	mm		$e_2=$	75,0	mm,	$p_2=$	150,0	mm
					$\gamma_{M2}=$	1,25	$k_1=$	2,50	$\alpha_b=$	0,56

$$F_{tr,Rd} = M_{Rd} * 1000 / (550 - 17) = 1296 / 0.533 = 2432 \text{ kN}$$

Равенството на виртуалната работа при огъването на фланцевата плоча (върху което е основан EN1993-1-8) е:

$$4 * M_{pl,1,Rd} * \theta = F_{tr,Rd} * \theta * m;$$

Където:

- θ е завъртането в пластифицираната линия по широчината на фл.плоча – тази линия е хоризонтална;
- $M_{pl,1,Rd}$ е пластичният момент развит по пластифицираната линия;
- 4 е броят на линиите на пластифициране (Figure 7.12.3);
- m е разстоянието от болтовата линия до пояса на гредата (90 mm);

$$4 * M_{pl,1,Rd} * \theta > F_{tr,Rd} * \theta * m$$

$$M_{pl,1,Rd} = (L_{eff} * t^2 * f_y) / (4 * \gamma_{M0});$$

$$L_{eff} = 300 \text{ mm}; \gamma_{M0} = 1.05; f_y = 355 \text{ N/mm}^2;$$

$$(4 * 300 * t^2 * 355) / 4 / 1.05 = 2432 * 10^3 * 90;$$

$$\Rightarrow t = 46.5 \text{ mm като минимум} \Rightarrow t = 50 \text{ mm};$$

Проверка за носимоспособност на пояса на колоната:

- Дебелината на пояса на колоната е 40 mm;
- Разстоянието от болт.линии до стеблото на колоната е $(150/2) - (t_w / 2) = 83 - 21/2 = 64.5 \text{ mm}$;
- Дължината на потенциалната вертикална линия в пояса на колоната е $L_{eff} = 90 + 90 + 2 * 75 = 330 \text{ mm}$;

$$4 * M_{pl,1,Rd,col} * \theta > F_{tr,Rd} * \theta * m$$

$$(4 * 330 * t^2 * 355) / 4 / 1.05 = 2432 * 10^3 * 64.5;$$

$\Rightarrow t = 39.3 \text{ mm} \Rightarrow t = 40 \text{ mm}$; т.е. пояса на колоната притежава достатъчна носимоспособност при пластифициране, без поставяне на ребра.

Проверка на носещата способност на фланцевата плоча и пояса на колоната за продънване

Носимоспособността на пояса на колоната (по-тънък от плочата) трябва да е по-голяма от приложената опънна сила в болтовете, т.е.

$$V_{p,Rd} > F_{tr,Rd}; F_{tr,Rd} = 2432 / 4 = 608 \text{ kN};$$

Исходни данни:

$$t_p = 40 \text{ mm}; f_u = 500 \text{ MPa};$$

$$d_m = 58 \text{ mm (диаметър на главата на болта при M36)};$$

$$V_{p,Rd} = 0.6 * \pi * d_m * t_p * f_u = 0.6 * \pi * 58 * 40 * 500 / 1.25 = 2185.10^3 \text{ N} = 2185 \text{ kN} > 608 \text{ kN}$$

Проверка на панела на рамковия възел на срязване

При проектна ситуация в краищата на гредите от двете страни на рамковия възел се образуват пластични стави. Проектната хоризонтална срязваща сила, следователно, е равна на:

$$V_{wp,Ed} = M_{pl,Rd, left} / (d_{left} - 2 * t_{f,left}) + M_{pl,Rd, right} / (d_{right} - 2 * t_{f,right}) + V_{Ed, c}$$

Пренебрегвайки $V_{Ed, c}$:

$$V_{wp,Ed} = 2 * 1296 * 1000 / (550 - 2 * 17) = 5023 \text{ kN}$$

$$V_{wb,Rd} = (0.9 * f_y * A_{wc}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0}) = (0.9 * 35.5 * (39.5 - 2 * 4) * 2.1) / (\sqrt{3} * 1.05) = 1162 \text{ kN'}$$

Тъй като $V_{wb,Rd} = 1162 \text{ kN} < 5023 \text{ kN}$,

Стеблото на колоната трябва да се усили за допълнителна напречна сила:

$$V_{wp,Ed, add} = 5023 - 1162 = 3862 \text{ kN};$$

Тази сила съответства на допълнителна площ:

$$A_{w,add} = 3862 * (\sqrt{3} * 1.05) / (0.9 * 35.5) = 220 \text{ cm}^2;$$

Вертикалните плочи за закрепване на гредите IPE 450 в другото направление са с размер 315x50 mm и осигуряват площ, работеща на срязване:

$$A_{w,act} = 2 * 5 * 31.5 = 315 \text{ cm}^2 > 220;$$

Проверка на стеблото на колоната за напречен натиск

Тази проверка се изпълнява по 6.2.6.2, EN1993-1-8.

$$F_{c,wc,Rd} = \omega * k_{wc} * b_{eff,c,wc} * t_{wc} * f_{y,wc} / \gamma_{M0};$$

Опростената проверка включва:

- Приемане $\omega = 1.0$; $k_{wc} = 1.0$ и $b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 5(t_{fc} + s) = 17 + 5 * (40 + 27) = 352 \text{ mm}$;
- $\gamma_{M0} = 1.05$;
- Пренебрегване на свързващите плочи в посока Y.

$$F_{c,wc,Rd} = 35.2 * 2.1 * 35.5 / 1.05 = 2500 \text{ kN} > F_{tr,Rd} = 2432 \text{ kN};$$

Проверката е удовлетворена.

По-точна проверка би включила двете плочи за свързване на гредите в другото направление:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 5 * (t_{fc} + s) = 17 + 5 * (40 + 27 + 40 + 40) = 752 \text{ mm};$$

$$t_{wc} = 21 + 2 * 50 = 121 \text{ mm};$$

$$A_{vc} = (21 + 2 * 50) * (395 - 2 * 40) = 38115 \text{ mm}^2;$$

Table 5.4: Approximate values for the transformation parameter β

Type of joint configuration	Action	Value of β
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b2,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx$

n_2 = натисната широчина, получена при разпределяне на натисковите напрежения под ъгъл 1:2.5 през пояса на колоната и закръгляването;

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} / A_{wc})^2}}$$

Приемаме консервативно $\beta = 1.0$;

$$\omega = \omega_1 = 1 / \{1 + 1.3 \cdot [752 \cdot 121 / 38115]^2\}^{0.5} = 0.345$$

$$F_{c,wc,Rd} = \omega \cdot k_{wc} \cdot b_{\text{eff},c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc} / \gamma_{M0} = 0.345 \cdot 1 \cdot 75.2 \cdot 12.1 \cdot 32.5 / 1.05 = 9717 \text{ kN} > F_{tr,Rd} = 2432 \text{ kN};$$

Тук трябва да се отбележи и проверката на стеблото на колоната на устойчивост под напречните натискови сили, ако такава е възможна.

Проверка на стеблото на колоната за напречен опън

Тази проверка се изпълнява по 6.2.6.3, EN1993-1-8

$$F_{c,wc,Rd} = \omega \cdot b_{\text{eff},c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc} / \gamma_{M0};$$

Проверката е аналогична на тази по-горе и, следователно, е удовлетворена.

7.12 КОМЕНТАРИ ПО ПРОЕКТНИТЕ ВЪЗМОЖНОСТИ.

Проектирането на конструкцията, представена дотук, се ръководи от ограниченията за преместване, най-вече чрез ефектите от Р-Д и относителните хоризонтални етажни отмествания при експлоатационен земетръс.

Това означава, че избраните сечения за гредите неизбежно съдържат сериозен запас от сигурност, например $M_{pl,Rd} = 942.3 \text{ kNm} > M_{Ed} = 468.7 \text{ kNm}$ (най-неблагоприятен случай за приложен момент към конструктивен гредови елемент).

Приемането на преразпределение на моментите не би довело до по-малки сечения, тъй като това би довело до неприемливо високо ниво на деформативност на конструкцията.

Все пак може да се приложи принципа за редуциране на сеченията на гредите в близост до съединенията – т.нар. „кучешки кокал” или RBS. Този подход ще намали незначително коравината на конструкцията (с няколко процента), т.е. все още ще има необходимото съответствие с критериите за ограничаване на повредите, но пък ще позволи да се постигне сериозно намаляване на проектните огъващи моменти, оттам имна срязващите сили, при съединенията „греда-колона”.

При вътрешните възли на рамката пластичният момент в гредите IPE550 би могъл да бъде намален от $M_{pl,Rd} = 942.3$ до $M_{Ed} = 468.7$, или със 100 % намаление! Намаляването на проектния момент чрез поарвилото за капацитивно проектиране ще доведе до също такова голямо намаляване на диаметъра и броя на болтовете и дебелината на фланцевите плочи. При крайните колони намаляването би било още по-голямо.

За да се намалят производствените и конструктивни разходи могат да се приложат и други проектни варианти. Би могло да се използват номинално ставни съединения, свързани към „слабите” оси на колоните, с цел опростяване и поевтиняване на съединенията, за сметка на малко по-големи сечения на гредите и колоните в това направление. Алтернативно, в това направление би могло да се приложи някоя от системите с вертикални връзки между колоните. Друга възможност е да се намали броят на рамките, поемащи земетръс, концентрирайки

в тези равнини повече материал. за сметка на останалите, където биха се използвали по-малки сечения на колони и греди и по-прости и евтини съединения.

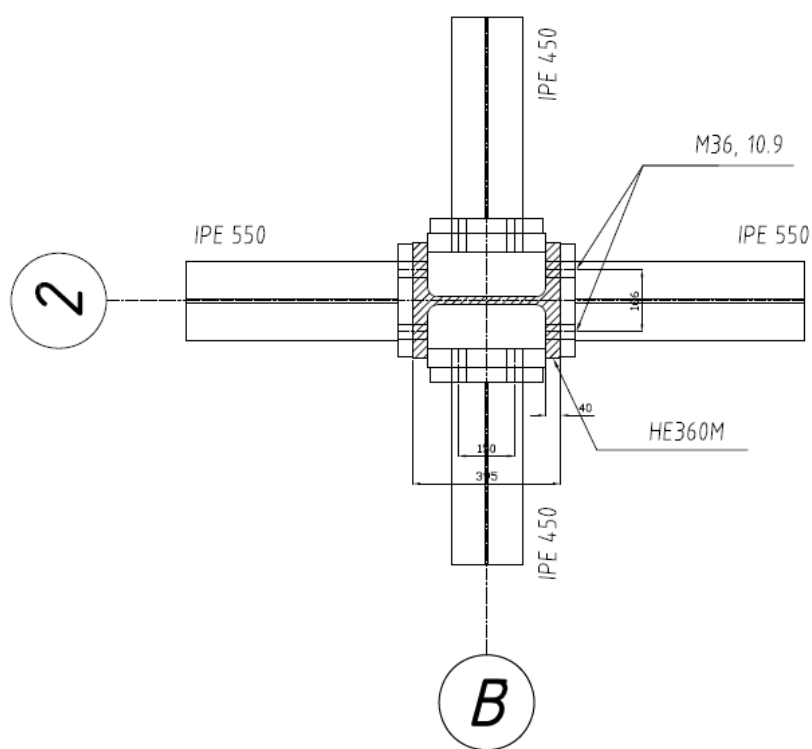


Fig. 7.12.1 План на рамковия възел

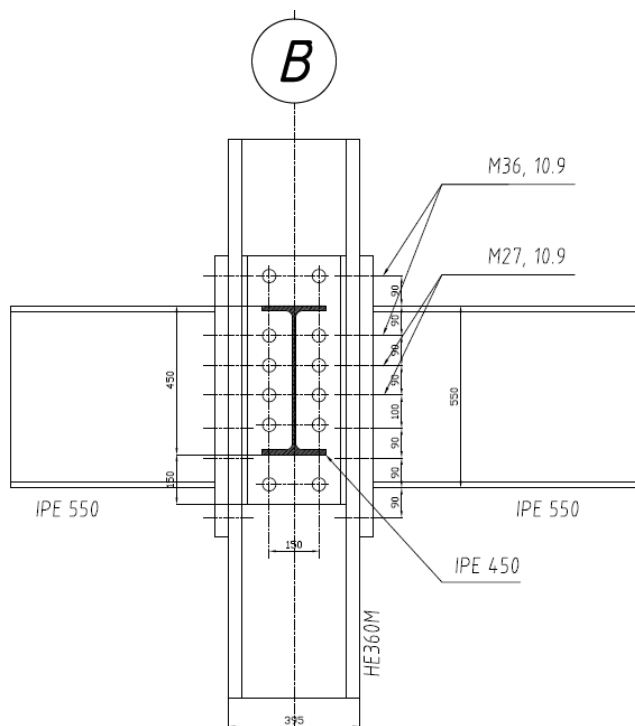


Fig. 7.12.2 Вертикален изглед на съединението

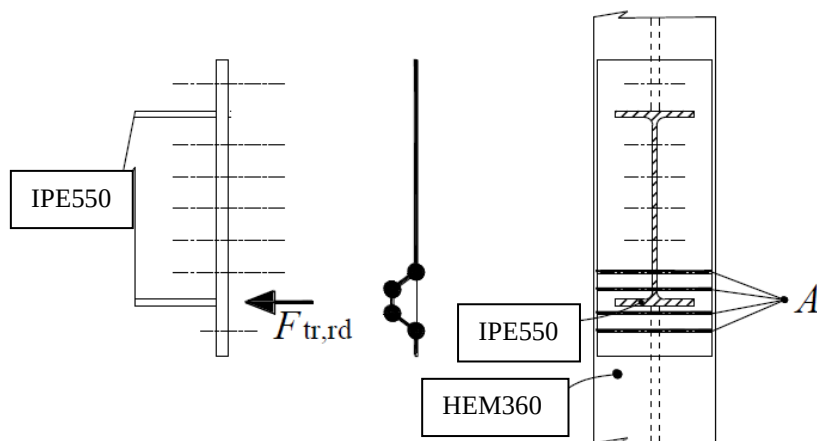


Fig. 7.12.3 Образуване на пластифицирани линии при пояс на IPE550 beam

7.13 ПРОЕКТИРАНЕ НА ОТСЛАБЕНО СЕЧЕНИЕ.

Цел на модификацията

Чрез прилагане на отслабено сечение в определени зони на гредите да се ограничи пластичният огъващия момент в крайните зони (942.3 KN.m) до около проектната му стойност (468.7).

По принцип това може да бъде направено чрез намаляване на широчината на поясите на гредите в близост до съединението с колоната, но експериментите са показали, че по-добра дуктилност и резултати като цяло се получават при изнасяне на отслабеното сечение на известно разстояние от края на гредата.

Това означава и различна стойност на ограничаващия момент; същият пък се влияе и от промяната в коравината на конструкцията поради постулираните отслабвания. По-нататък в изложението е представено влиянието на тези фактори.

Влияние на увеличената деформативност, поради RBS.

Намаляването на сечението на ригелите в определено място увеличава деформативността на рамките, следователно и страничното отместване. Оценката за това увеличение в случая е 7% - това се отразява и на увеличаване на θ също с 7%. Оценка на промяната в деформативността е направена чрез съставяне на паралелен модел, в който са моделирани отслабените сечения и сравнение на междуетажните премествания при натоварване на конструкцията със земетръсните сили по метода на хоризонталните сили.

При това положение коефициентите на усилване на ефектите $1/(1-\theta)$, дадени в Таблица 7.10.2 трябва да се преизчислят със увеличените стойности на θ – Таблица 7.13.1.

Table 7.13.1 Модифицирани коефициенти на усилване $1/(1-\theta)$

Етаж	Без RBS θ_i	Със RBS θ_i	Със RBS $1/(1-\theta_i)$
1	0.101	0.108	1.121
2	0.136	0.145	1.170
3	0.120	0.129	1.148
4	0.097	0.104	1.116
5	0.073	0.078	1.000
6	0.049	0.052	1.000
7	0.026	0.028	1.000

В проекта се използва само най-неблагоприятната стойност $[1/(1-\theta)=1.17]$.

Максималният момент в краищата на ригелите при комбинация $E+G+\psi_{2i}^*Q$, без отчитане на усилването, е $M_{Ed} = 404 \text{ kN.m}$.

При наличието на RBS и увеличената деформативност, след умножаване с коефициента $1/(1-\theta)=1.17$ се получава проектен момент в краищата: $1.17 \times 404 = 472.7 \text{ kNm}$, което не е много по-различно от предишната стойност 468.7.

Влияние на разстоянието от съединението до RBS

Преди да се отчете факта, че намаленото сечение се намира на известно разстояние от съединението (рамковия възел), необходимо е да се уточни геометрията на отслабването, според приетите правила. Те са представени на Figure 7.13.1.

$$a = 0.5 \cdot b = 0.5 \cdot 210 = 105 \text{ mm}$$

$$s = 0.65 \cdot d = 0.65 \cdot 550 = 357.5 \text{ mm}$$

Разстоянието от RBS до пояса на колоната е $a+s/2 = 277.5 \text{ mm}$.

Максималният момент е получен в краищата на ригелите, а моментовата диаграма може да се приеме като линейна между края на ригела и $1/3$ от отвора, така че проектният огъващ момент в отслабеното сечение е:

$$M_{d,RBS} = 472.7 \cdot (9000/3 - 277.5) / (9000/3) = 429 \text{ kN.m};$$

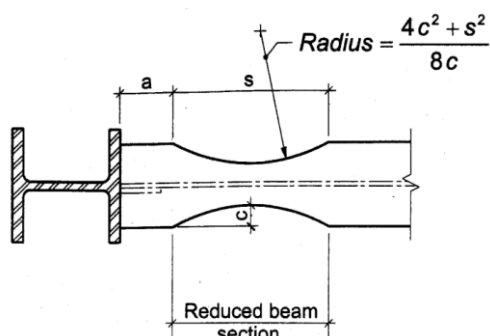


Fig. 7.13.1 Дефиниране на отслабено сечение (RBS)

Определяне на изрязването при RBS

$$c = (0.20 \dots 0.25) \cdot b = 0.25 \cdot 210 = 52.5 \text{ mm};$$

Пластичният момент на IPE550 елемента (без отслабване) е равен на:

$$W_{pl,y} f_y = 2787 \cdot 35.5 = 98938 \text{ KN.cm} = 989 \text{ KN.m};$$

Изрязването на поясите намалява пластичния момент със:

$$\Delta M_{pl} = 2 \cdot 52 \cdot 17 \cdot 355 \cdot (550 - 17) = 334.5 \cdot 10^6 \text{ N.mm} = 334.5 \text{ KN.m};$$

При изрязване на поясите двустранно с 46 mm, пластичният момент на отслабеното сечение е равен на:

$$M_{pl,Rd,RBS} = 989-334.5 = 655 \text{ kN.m};$$

Радиусът на изрязване се определя както следва:

$$R = (4c^2 + s^2) / 8c = (4 \cdot 52^2 + 355^2) / (8 \cdot 52) = 416 \text{ mm};$$

Проектен момент и срязваща сила в съединението

Напречните сили в отслабеното сечение при сеизмично въздействие съответства на ситуацията при която в ригела се формират пластични стави в отслабените сечения в двата края на ригела:

$$V_{Ed,E} = 2 \cdot M_{pl,Rd,RBS} / L'; \text{ където } L' \text{ е разстоянието между пластичните стави в ригела.}$$

Според представеното по-горе,

$$L = L - H_{HEM360} - 2 \cdot (a + s/2) = 9000 - 395 - 2 \cdot (100 + 355/2) = 8050 \text{ mm};$$

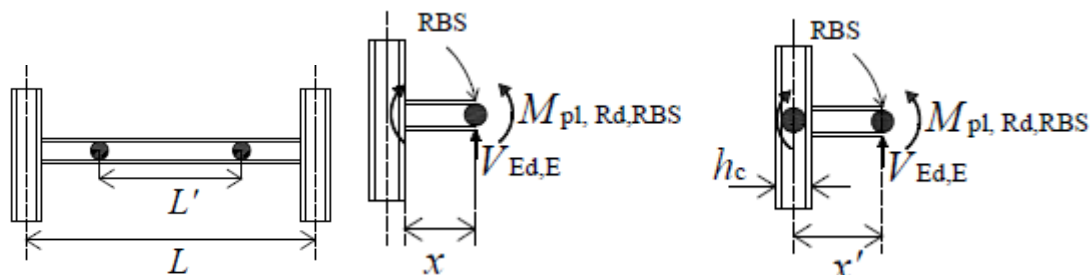
$$V_{Ed,E} = 2 \cdot 655 / 8.05 = 162.7 \text{ kN};$$

Напречната сила в RBS от вертикалния товар ($G + \psi_{2i} \cdot Q$) е:

$$V_{Ed,G} = 0.5 \cdot 8.05 \cdot 45.9 = 184.7 \text{ kN};$$

Общата напречната сила в RBS е:

$$V_{Ed,E} = V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot V_{Ed,E} = 184.7 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot 162.7 = 408.4 \text{ kN}$$



Огъващият момент в съединението (гредя-колона) е:

$$M_{Ed,con} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{pl,Rd,RBS} + V_{Ed,E} \cdot X_{RBS} \text{ като } X_{RBS} = a + s/2 = 277.5 \text{ mm}$$

$$M_{Ed,con} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 655 + 408.4 \cdot 0.2775 = 1014 \text{ kN.m};$$

Благодарение на отслабеното сечение, проектният момент в съединението е намален от 1296 kN.m на 1014 kN.m, или с около 22 %.

При напречната сила имаме проектна стойност – 408,4 kN с RBS, а без отслабване - 494.5, или намаление с около 18%.

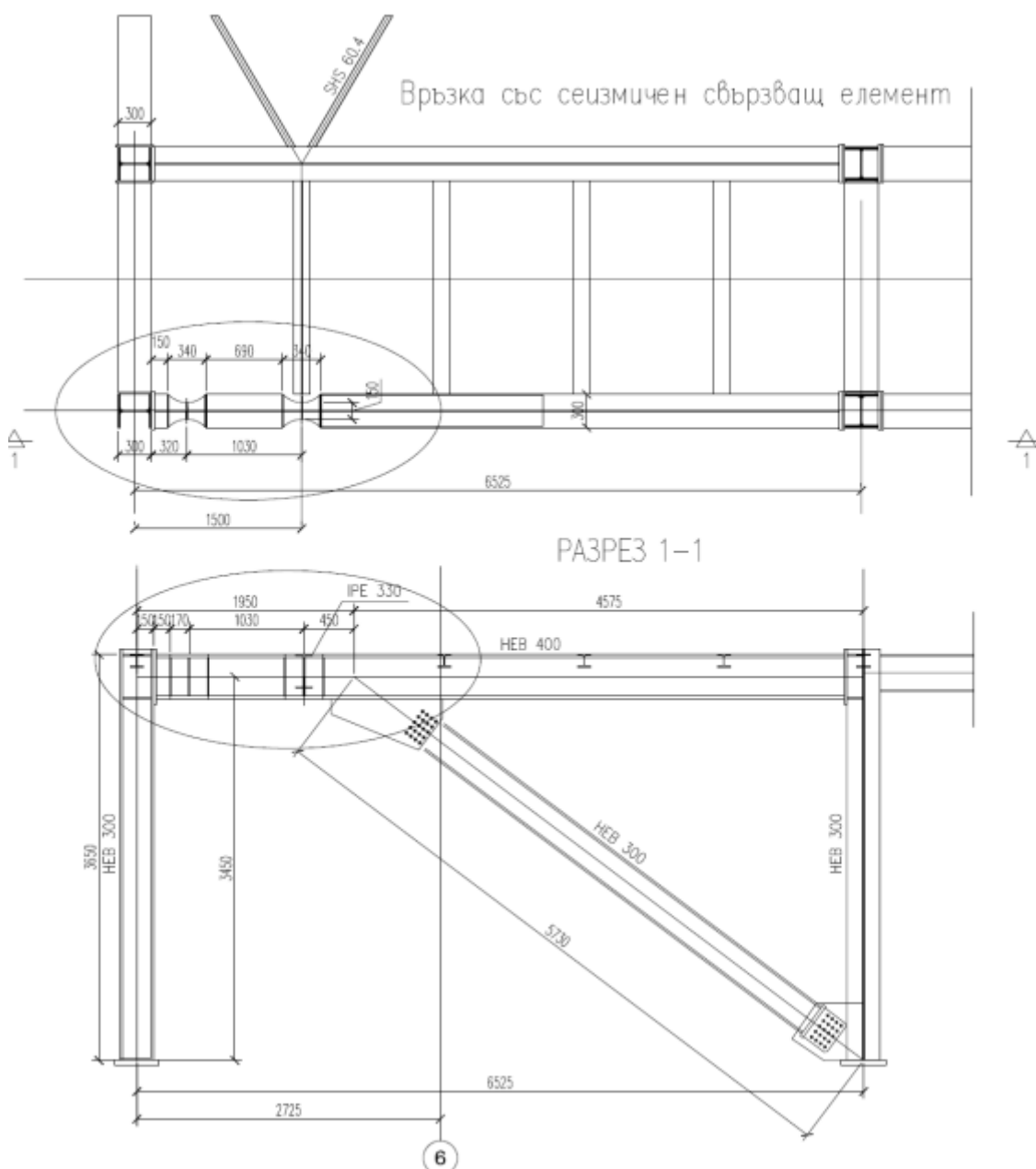
Икономия вследствие прилагането на RBS

Прилагането на отслабено сечение може да доведе до значителна икономия на ресурси – материални и трудови по реализиране на рамковата конструкция. При примера по-горе се доказва намаляване с над 20 % в разходите по реализация на съединението. Това по-нататък води и до намаляване в необходимите сечения на колоните (коефициентът Ω при нормалния рамков възел е $\Omega = 2.00$, докато при използване на RBS $\Omega = 655/429 = 1.53$, т.е. имаме допълнително намаляване на капацитивно завишените усилия с над 25%.

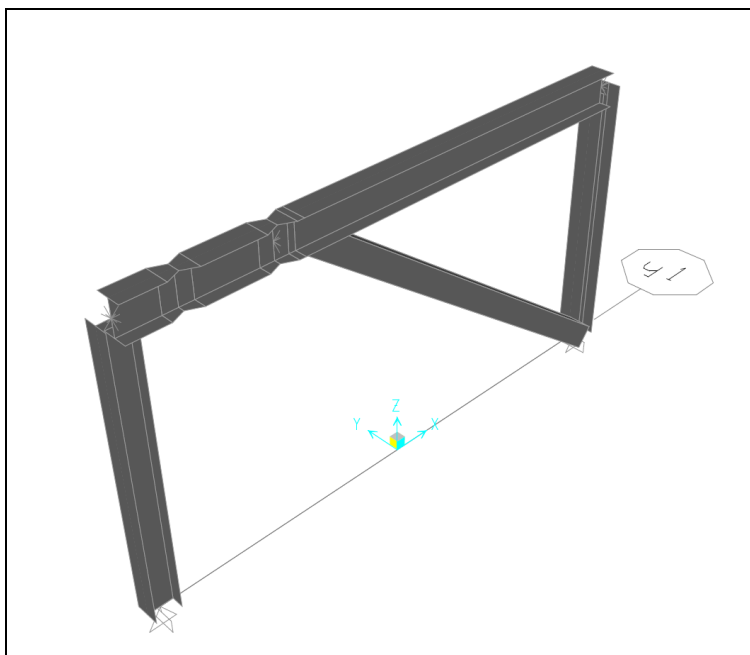
8 ЧИСЛЕН ПРИМЕР ЗА РАМКОВА КОНСТРУКЦИЯ С НЕЦЕНТРИЧНО ВКЛЮЧЕНИ ДИАГОНАЛИ И ГРЕДА С ОТСЛАБЕНО СЕЧЕНИЕ

8.1 ИЗХОДНИ ДАННИ.

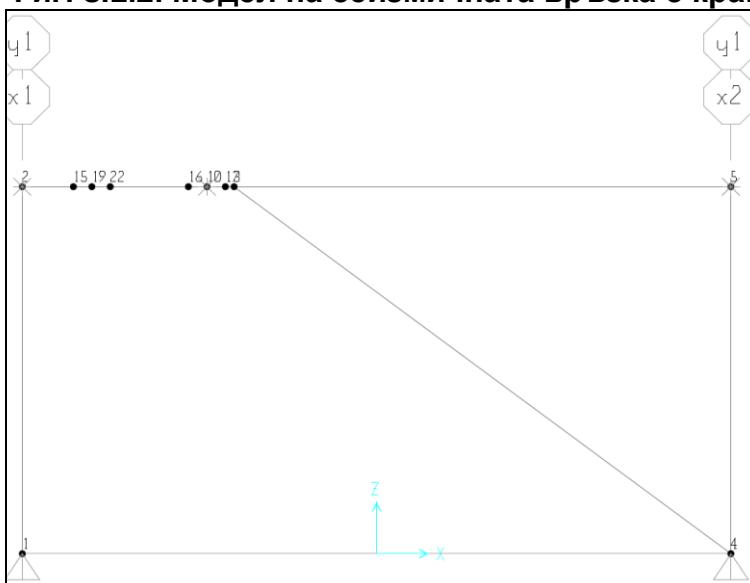
Да се проектира рамка с нецентрично включени диагонали (НЦВД), определена със следния чертеж:



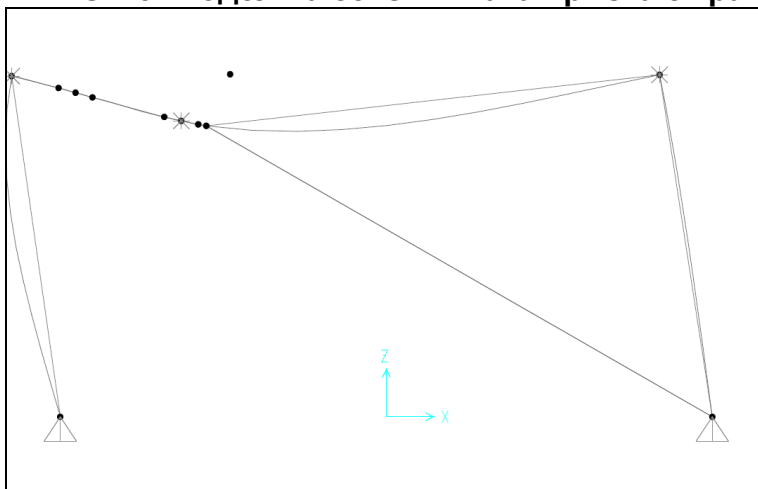
Фиг. 8.1.1. Геометрична схема на НЦВД



Фиг. 8.1.2. Модел на сеизмичната връзка с крайни елементи – 3D view



Фиг. 8.1.3. Модел на сеизмичната връзка с крайни елементи – възли



Фиг. 8.1.4. Диаграма на деформациите от сеизмично натоварване

Представената рамка с нецентрично включен диагонал (НЦВД) е част от пространствена технологична етажерка. Върху общия модел е проведен статичен анализ за вертикалните товари и спектрален сеизмичен анализ за зададено сеизмично въздействие. В Таблица 8.1.1 са показани усилията само в характерни точки на разглежданата в примера част от общата конструкция. Напречните сечения от предварителното оразмеряване на елементите са дадени в Таблица 8.1.2.

Таблица 8.1.1. Разрезни усилия

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m
1	3.4	DEAD	LinStatic	-28.8	-6.4	21.9
1	3.4	Quake	LinStatic	-416.9	-102.3	347.8
2	0	DEAD	LinStatic	-6.4	-13.0	16.9
2	0.08	DEAD	LinStatic	-6.4	-12.2	17.9
2	0	Quake	LinStatic	-102.3	-416.9	431.8
2	0.08	Quake	LinStatic	-102.3	-416.9	465.1
4	0	DEAD	LinStatic	-3.3	-14.6	17.9
4	4.575	DEAD	LinStatic	-3.3	27.3	-11.2
4	0	Quake	LinStatic	-813.6	111.8	465.1
4	4.575	Quake	LinStatic	-813.6	111.8	-46.2
7	0	DEAD	LinStatic	-6.4	-28.8	-21.9
7	0.47	DEAD	LinStatic	-6.4	-24.5	-9.4
7	0	Quake	LinStatic	-102.3	-416.9	-347.8
7	0.47	Quake	LinStatic	-102.3	-416.9	-151.8
9	0	DEAD	LinStatic	-6.4	-22.0	-1.4
9	0.72	DEAD	LinStatic	-6.4	-15.4	12.1
9	0	Quake	LinStatic	-102.3	-416.9	-10.1
9	0.72	Quake	LinStatic	-102.3	-416.9	290.0
11	0	DEAD	LinStatic	-3.9	0.0	0.0
11	0	Quake	LinStatic	886.2	0.0	0.0
18	0	DEAD	LinStatic	-6.4	-24.5	-9.4
18	0.17	DEAD	LinStatic	-6.4	-23.3	-5.3
18	0	Quake	LinStatic	-102.3	-416.9	-151.8
18	0.17	Quake	LinStatic	-102.3	-416.9	-81.0
19	0	DEAD	LinStatic	-6.4	-15.4	12.1
19	0.17	DEAD	LinStatic	-6.4	-14.2	14.6
19	0	Quake	LinStatic	-102.3	-416.9	290.0
19	0.17	Quake	LinStatic	-102.3	-416.9	360.9
20	0	DEAD	LinStatic	-6.4	-14.2	14.6
20	0.17	DEAD	LinStatic	-6.4	-13.0	16.9
20	0	Quake	LinStatic	-102.3	-416.9	360.9
20	0.17	Quake	LinStatic	-102.3	-416.9	431.8
21	0	DEAD	LinStatic	-6.4	-23.3	-5.3
21	0.17	DEAD	LinStatic	-6.4	-22.0	-1.4
21	0	Quake	LinStatic	-102.3	-416.9	-81.0
21	0.17	Quake	LinStatic	-102.3	-416.9	-10.1

Таблица 8.1.2. Напречни сечения

Конструктивен елемент	Описание	Сечение	Стомана
Колони	Рамкови колони	HE300B	S275J2
Греди и ригели	Рамков ригел	HE400B	S275J2
Диагонал	НЦВД	SHS 300.8	S275J2

Коефициентът на поведение на рамковата конструкция за общия пространствен модел е приет $q=4$.

В този пример се разглежда модел на вертикална връзка с (НЦВД) за изясняване на някои по-специфични особености на такъв вид конструктивна система, която е новост в нашата практика. Развиването на пластични деформации трябва да се реализира в свързващия елемент, като всички други елементи, съгласно принципите на капацитивното проектиране трябва да работят в еластичната област. В пластичните стави на свързващия елемент трябва да се осигури необходимия според EC8-1 ротационен капацитет. В примера се разглежда и друга нова постановка за намаляване на напречното сечение на гредите в мястото където се проектира образуването на пластична става.

8.2 ИЗБОР НА РЕДУЦИРАНО СЕЧЕНИЕ В СВЪРЗВАЩИЯ ЕЛЕМЕНТ

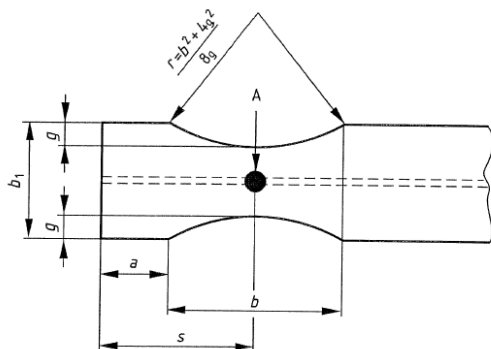
Намалено сечение на гредите -RBS (Reduced Beam Section) се използва за да се дефинира проектно отслабване в определени области на ригелите на рамки с корави възли. Целта на отслабването е да се проектира мястото на появата на пластична става в гредите. Същата постановка може да се приложи и за свързващите елементи. Оптимизирането на намаленото напречно сечение, води до икономично оразмеряване на останалите недисипативни елементи при прилагане на метода на капацитивното проектиране. В последната част на настоящия пример е показано сравнение между свързващ елемент със постоянно напречно сечение и такъв със намалено сечение (разгледан подробно по-долу).

Изборът на RBS е извършен според БДС EN 1998-3, В.5.3.4 където формата, вида и дължината на отслабеното сечение са стандартизирани и предварително квалифицирани за използване като дуктилни елементи.

Основните параметри са дадени на следната фигура (подробности виж в числения пример по-долу).

$$s = a + \frac{b}{2}$$

(B.12)



Фиг. 8.2.1. Параметри за дефиниране и избор на RBS

- Определя се дълбочината на изрязване на пояса (g) от всяка страна в рамките до $0.25 \cdot b_f$;

- Пластичният съпротивителен момент на редуцираното сечение за центъра на пластичната става се определя както следва:

$Z_{RBS} = Z_b - 2 \cdot g \cdot t_f \cdot (d_b - t_f)$, където Z_b е пластичният съпротивителен момент на гредата (означаван обикновено като $W_{pl,y}$);

Максималният пластичен момент в редуцираното сечение се определя както следва:

$$M_{pl,Rd,RBS} = Z_{RBS} * f_{yb} = Z_{RBS} * f_y * \gamma_{ov};$$

8.3 СВЪРЗВАЩ ЕЛЕМЕНТ - ПРОЕКТНИ ПРОВЕРКИ

При предварителното решение се уточнява геометричната схема на рамката с НЦВД. За определеното напречно сечения на свързващия елемент се изчисляват носимоспособностите за отделните разрезни усилия. Съгласно т. 6.8.2 на EC8-1 се определя категорията на свързващият елемент – дълъг, къс или със средна дължина, според отношението на носимоспособността на огъване и на срязване. За изчислителните усилия се проверява капацитета на избраното напречно сечение. При необходимост може да се промени изходната геометрия, съответно категорията на свързващия елемент и да се направят отново необходимите проверки.

8.4 ПРОВЕРКА НА РОТАЦИОНЕН КАПАЦИТЕТ

При тази стъпка се проверява дали изчисленото завъртане на свързващият елемент спрямо съседните елементи е в съответствие с глобалните деформации на рамката – тази стойност не трябва да превишава нормираните стойности в т. 6.8.2 на EC8-1, в зависимост от категорията на свързващият елемент. При това изчисляване ъгълът на завъртане следва да се определя само от нееластичните деформации в елемента; в случая – в RBS.

8.5 ОРАЗМЕРЯВАНЕ НА ЕЛЕМЕНТИТЕ ОТ ВЕРТИКАЛНАТА ВРЪЗКАТА

Останалите елементи от вертикалната връзка, които не съдържат свързващи елементи, се оразмеряват съгласно правилата на капацитивното проектиране (виж т.6.8.3 на EC8-1. Съединенията на сеизмичните свързващи елементи се оразмеряват съгласно т. 6.8.4 на EC8-1. Не се допуска разполагане на свързващи елементи в колоните.

8.6 ЧИСЛЕН ПРИМЕР

Изходни данни:

Греда HE400B, S275J2, Клас на сечението – 1

$$h, = 400 \text{ mm} \quad t_f, = 24 \text{ mm}$$

$$b_f, = 300 \text{ mm} \quad t_w, = 13.5 \text{ mm}$$

Изискванията на БДС EN 1993-1-1 [5.6] са удовлетворени !

Избор на намалено сечение (RBS):

$$b = 0.65 * h = 340 \text{ mm}$$

$$g = 75.0 \text{ mm}$$

$$R = 230 \text{ mm}$$

$$b_{RBS} = b_f - 2 * c = 150 \text{ mm}$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$Z_{pl,yy} = 3232000 \text{ mm}^3$$

$$Z_{pl,RBS,y} = Z_{pl,yy} - 2 * c * t_f * (h - t_f) = 1878400 \text{ mm}^3$$

$$M_{p,link,rbs} = f_y * Z_{pl,RBS,y} = 516560000 \text{ N.mm} = 516.6 \text{ KN.m}$$

$$V_{p,link} = f_y / \sqrt{3} * t_w * (h - t_f) = 805923 \text{ N} \quad 806 \text{ KN}$$

Проверка за измятане на стeблoтo от напречна сила

$$\lambda w = (h - 2 \cdot t_f) / t_w = 26.1 < 72 / \eta \cdot \varepsilon = 55.5$$

Т.е стeблoтo не може да изгуби устойчивост вследствие на напречни сили.

Определяне на категорията на свързващия елемент.

Огъващи моменти в двата края (елементи 18 и 20) :

$$M_{Ed,a} = 9.36 + 151.83 = 161.19 \text{ KN.m} \quad M_{Ed,b} = 16.88 + 431.7 = 448.58 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = M_{Ed,a} / M_{Ed,b} = 0.3593 \quad M_{Ed,a} < M_{Ed,b}$$

Определянето на категорията на свързващият елемент става при условие, че пластична става се формира само в единия край на елемента.

$$e_S = 0.8 \cdot (1 + \alpha) \cdot M_{p,link} / V_{p,link} = 0.697 \text{ m} \quad e = 1.03 + 0.34 = 1.37 \text{ m}$$

$$e_L = 1.5 \cdot (1 + \alpha) \cdot M_{p,link} / V_{p,link} = 1.307 \text{ m}$$

Тъй като $e > e_L$, то свързващият елемент се класифицира като „дълъг“, т.е. работещ на огъване.

Проверка за изчислителни усилия в свързващия елемент

Тъй като $N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.02 < 0.15$, то проектните проверки за носимоспособност се извършват по формули (6.15) и (6.16):

$$M_{Ed} = 448.6 \text{ KN.m} < M_{p,link,rb} = 516.6$$

$$V_{Ed} = 416.8 \cdot (M_{p,link,rb} / M_{Ed}) + 24.52 = 504.6 \text{ KN} < V_{p,link} = 806$$

Изискванията на EC8-1 [6.8.2] и [6.6.4] са удовлетворени!

Проверка на ротационния капацитет на сеизм.звено.

Според изискванията на BDS/EN 1998-1:2004 [6.8.2] и [6.6.4]

$$\theta_p = \delta / L \leq \theta_{pr} = 0.020 \text{ rad} = 20.0 \text{ mrad}$$

където

$\theta_{pr} = 0.08 \text{ rad}$, при къси елементи и $\theta_{pr} = 0.02 \text{ rad}$ при дълги елементи.

θ_p е ъгъла на завъртане на сеизм.звено спрямо елемента извън звеното;

δ е вертикалната деформация на гредата във възела в който се измерва завъртането;

L е дължината на сеизм звено или елемента, който участва при определянето на ъгъла на завъртане.

• Определяне на ротационния капацитет с помощта на моделен анализ

Определянето на деформацията се извършва при частичен модел на връзката при сеизмичното звено, с редуцирано сечение и натоварен със изчислителната сеизмична сила (т.1).

Преместване (деформации) във възлите от гредата

Където:

- U_3 е вертикалната деформация на гредата;

- Възел 10 е в центъра на пластичната става, възли 2 и 5 са реперните възли спрямо които се изчислява завъртането на свързващото звено;

Таблица 8.6.1. Премествания на възли

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	m	m	m
2	Quake	LinStatic	-0.012	0	-0.000476
10	Quake	LinStatic	-0.012	0	-0.011583
5	Quake	LinStatic	-0.012	0	-0.000128

$$D(U_{3,10-2}) = U_{3,10} - U_{3,2} = -0.01111 \quad \text{м};$$

$$D(U_{3,5-10}) = U_{3,5} - U_{3,10} = 0.01146 \quad \text{м}$$

$$L_1 = 1.50 \text{ м}; \quad L_2 = 5.02 \text{ м};$$

$$\theta_{pe} = D(U_{3,5-10})/L_2 - D(U_{3,10-15})/L_1 = 0.00968$$

$$\theta_p = \theta_p * q = \theta_p * 4 = 0.0387 \text{ rad} > \theta_{pr} = 0.020;$$

Тук пластичния ротационен капацитет е определен чрез умножаване на еластичното завъртане във пластичната става със коефициентът на поведение ($q=4$).

Изискванията на EC8-1 за ротационния капацитет **НЕ са удовлетворени !**.

За да се удовлетворят изискванията на стандарта, следва да се извърши едно от следните действия:

1. Намаляване на геометричната дължина на елемента;
2. Промяна на отношението $M_{p,link}/V_{p,link}$;

Очевидно първият вариант е за предпочитане и след прости пресмятания за ориентиращата максимална дължина на свързващия елемент получаваме:

$$L_{max} = 1,307 + (33-20)/(80-20) * (0,697 - 1,307) = 1,175 \text{ м},$$

Тук тази дължина е получена като линейна интерполация между изчислените стойности за къс и дълъг свързващ елемент при изчислената по-горе стойност за ротационния капацитет. С други думи, свързващият елемент следва да бъде проектиран като елемент работещ едновременно на огъване и срязване – това би позволило да се дефинира по-висока стойност на граничния ротационен капацитет. По принцип промяната на геометричната дължина на елемента изисква промяна в геометрията на изчислителния модел и нов статичен (и динамичен) анализ.

Поради ограничения обем на примера тук няма да извършване повторно изчисляване на модела с променена геометрия на свързващия елемент, а ще приемем, че това е направено и получените усилия са именно от променения модел.

• Алтернативно определяне на ротационния капацитет

Тази процедура може да се използва като основен метод при проверка на завъртането в пластичната става на RBS, при което не се използва помощен модел.

Основна предпоставка тук е приемането че завъртането в пластичната става (RBS) се изчислява като отношението на двойната стойност на абсолютна деформация на крайните влакна спрямо височината на сечението на гредата.

Абсолютната деформация се изчислява като произведение от граничната относителна деформация при пластичната става и дължината на пластичната зона (RBS).

Съгласно указанията на BDS/EN 1993-1-1:2004 (3.2.2) граничната относителна деформация трябва да се приеме не по-малко от стойността:

$$\varepsilon_u = 15 \cdot f_y / E$$

С оглед на гореизложеното получаваме следните стойности:

$$\varepsilon_u = 15 \cdot 275 / 210000 = 0.019; \text{ прието } \varepsilon_u = 0.02;$$

$$\Delta = e_u \cdot b = 0.02 \cdot 340 = 6.8 \text{ mm};$$

$$\theta_p = 2 \cdot \Delta / d = 0.0340 \sim 0.033 \text{ rad (след промяната на дължината);}$$

От друга страна, пластичната става следва да има достатъчен ротационен капацитет (BDS/EN 1998-1:2004 [6.6.4]):

$$\theta_p \geq 25 \text{ mrad} = 0.025 \text{ rad за клас по дуктилност DCM.}$$

В нашия случай имаме:

$$\theta_p = 0.0340 \geq 0.025 \text{ rad}$$

Изискванията на BDS/EN 1998-1:2004 [6.8.2] и [6.6.4] са удовлетворени!

- **Капацитивно проектиране (оразмеряване) на елементите от връзката.**

Съгласно BDS/EN 1998-1:2004 [6.8.3] елементите на връзката, не съдържащи сеизмично звено, трябва да се оразмеряват (проверяват) за следните увеличени усилия при сеизмична комбинация:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E};$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E};$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E};$$

Където

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$ е проектната носимоспособност на натиск на колоната или диаг.елемент при сеизм. ситуация;

$N_{Ed,G}$ е силата на натиск в колоната или диаг.елемент от несеизмични въздействия;

$N_{Ed,E}$ е силата на натиск в колоната или диаг.елемент от сеизмични въздействия;

γ_{ov} е коеф.на относително превишение на номиналната граница на провлачане (запас на сигурност по материала);

Ω_{min} е минималната стойност на коефициентите на сигурност по напречно сечение, изчислени за всяка от дуктилните конструктивните системи поемащи сеизмичните въздействия.

Поради ограничения обем на представения пример е прието че получената стойност Ω при тази връзка е именно минималната стойност от всички изчислени коефициенти на сигурност по напречно сечение (при рамкови елементи работещи на огъване - $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$; при елементи работещи на опън/натиск - $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$) за елементите от съответните рамки (връзки) , поемащи сеизмични въздействия.

Това изискване поставено от BDS/EN 1998-1:2004 на практика предполага итеративен процес, при който след всеки етап на цялостна проверка на елементите

на съответните рамки (връзки) , поемащи сеизмични въздействия се извършва определяне на $\Omega_{\min}$ докато отпадне необходимостта от следваща итерация.

Във всеки случай итеративния процес предполага вариация на напречните сечения на въпросните елементи, определящи набора от коефициенти на сигурност по напречно сечение, както и междинен статико-динамичен анализ(и) при условие, че строителната конструкция е статически неопределима и че усилията в елементите съществено зависят от промяната на напречните сечения.

В представения тук пример, обаче, е прието че този итеративен процес е приключил и посочената стойност на Ω е именно минималната стойност от всички коефициенти на сигурност по напречно сечение.

$$\gamma_{ov} = 1.25;$$

$$\Omega = 1.5 \cdot M_{p,link} / M_{Ed} = 1,727;$$

Проверка за колона HE300B

Изчислително осово усилие:

$$N_{Ed} = 28.82 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot \Omega \cdot 416.86 = 1019 \text{ KN}$$

Изчислителен огъващ момент

$$M_{Ed} = 21.90 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot \Omega \cdot 347.75 = 1037 \text{ KN.m}$$

Изчислителна напречна сила

$$V_{Ed} = 6.40 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot \Omega \cdot 102.3 = 249.3 \text{ KN};$$

Проверка на сечението в пластичен стадий за клас 1 и 2:

Съст.	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$ (6.5) (6.9)	$\frac{N_{Ed}}{N_{u,Rd}}$ (6.7) -	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}$ (6.12) (6.31)	$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}$ (6.12) (6.31)	$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd}}$ (6.17) (6.25)	$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,Rd}}$ (6.17) (6.25)	$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}}$ (6.23) -	$\frac{M_{y,Ed}^\alpha}{M_{N_{y,Rd}}} + \frac{M_{z,Ed}^\beta}{M_{N_{z,Rd}}}$ (6.12) (6.31)
1	0,26	0,00	2,53	0,00	0,21	0,00	0,00	6,40

Проверка на елемента:

Съст.	$\frac{N_{Ed}}{N_{by,Rd}}$ (6.46)	$\frac{N_{Ed}}{N_{bz,Rd}}$ (6.46)	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}}$ (6.54)	$\frac{V_{z,Ed}}{V_{bw,Rd}}$ (5.10)*	по (6.61)	по (6.62)
1	0,27	0,31	2,18	0,29	1,59	2,39

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.61)$$

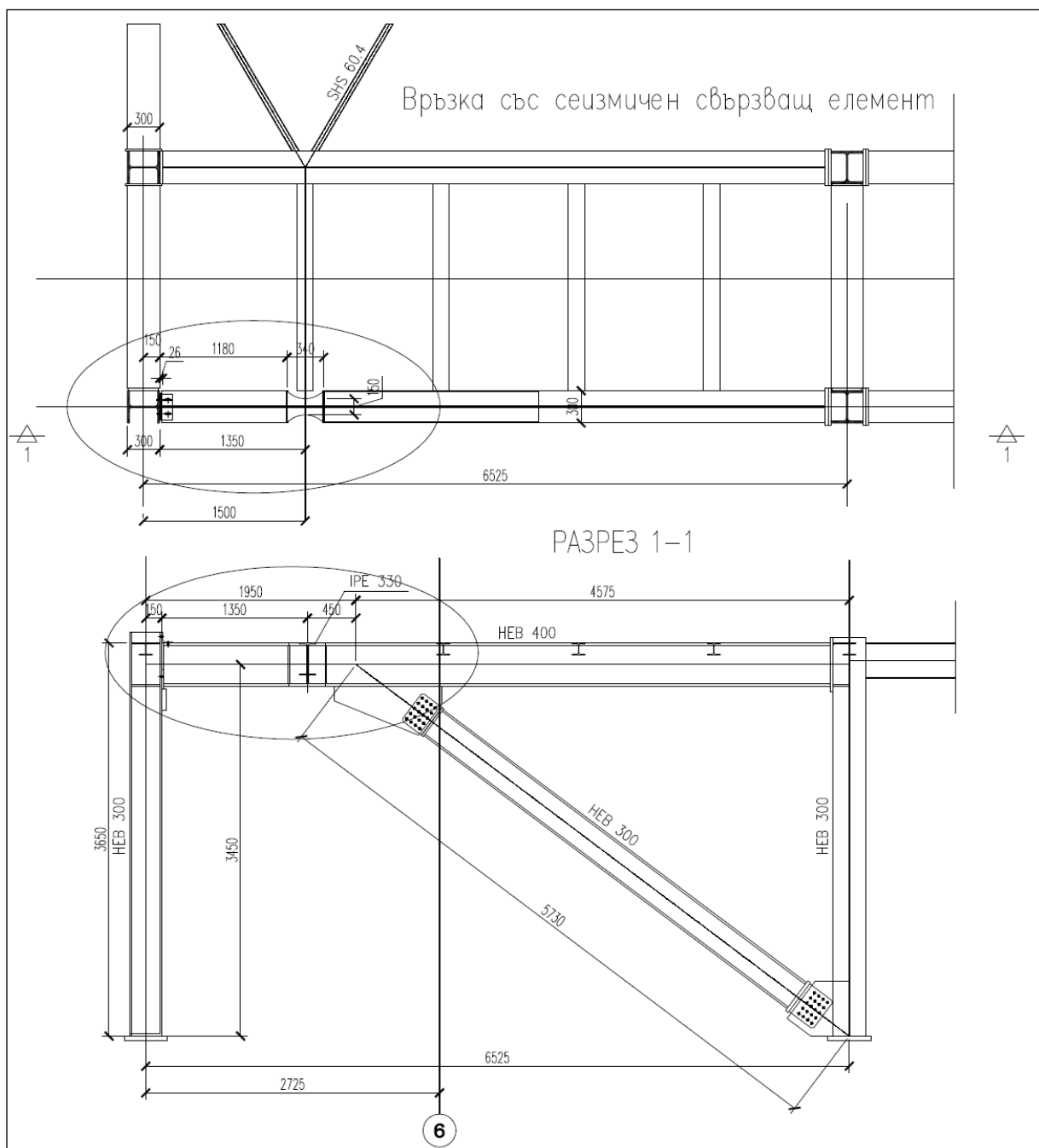
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.62)$$

Проверките HE CA удовлетворени!

Необходима е промяна на напречното сечение на колоната или промяна на статическата схема, при която огъващият момент при съединението „грета-колона“ ще бъде нула или с незначителна стойност.

След внимателен анализ и оценка на ситуацията може да се направи извод, че увеличаване на напречното сечение на колоната не е удачен избор, тъй като това означава колона с над 6 пъти по-голямо наречно сечение!

Поради това преминаваме към нова конструктивна (изчислителна) схема, при която огъващият момент при съединението „гредка-колона“ ще бъде с минимална стойност. Това предполага ставна връзка на гредата към колоната.



Фиг. 8.6.1. Нова геометрична/ конструктивна схема на НЦВД

На схемата свързващият елемент (означен с елипса) е с дължина приблизително 1500 мм и е ставно свързан към колоната (представеният вариант на ставна връзка е един от възможните варианти).

Таблица 8.6.2. Разрезни усилия

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN-m
1	0	DEAD	LinStatic	-29.3	0.0	0.0
1	3.4	DEAD	LinStatic	-29.3	0.0	0.0
1	0	Quake	LinStatic	-416.9	0.0	0.0
1	3.4	Quake	LinStatic	-416.9	0.0	0.0
2	0	DEAD	LinStatic	0.0	-16.5	33.4
2	0.08	DEAD	LinStatic	0.0	-15.8	34.6
2	0	Quake	LinStatic	0.0	-416.9	612.8
2	0.08	Quake	LinStatic	0.0	-416.9	646.1
4	0	DEAD	LinStatic	-4.8	-12.5	34.6
4	4.975	DEAD	LinStatic	-4.8	33.0	-16.2
4	0	Quake	LinStatic	-823.4	145.9	646.1
4	4.975	Quake	LinStatic	-823.4	145.9	-79.7
9	0	DEAD	LinStatic	0.0	-29.3	0.0
9	1.13	DEAD	LinStatic	0.0	-19.0	27.3
9	0	Quake	LinStatic	0.0	-416.9	0.0
9	1.13	Quake	LinStatic	0.0	-416.9	471.0
11	0	DEAD	LinStatic	5.8	0.0	0.0
11	6.03	DEAD	LinStatic	5.8	0.0	0.0
11	0	Quake	LinStatic	997.4	0.0	0.0
11	6.03	Quake	LinStatic	997.4	0.0	0.0
19	0	DEAD	LinStatic	0.0	-19.0	27.3
19	0.17	DEAD	LinStatic	0.0	-17.8	30.4
19	0	Quake	LinStatic	0.0	-416.9	471.0
19	0.17	Quake	LinStatic	0.0	-416.9	541.9
20	0	DEAD	LinStatic	0.0	-17.8	30.4
20	0.17	DEAD	LinStatic	0.0	-16.5	33.4
20	0	Quake	LinStatic	0.0	-416.9	541.9
20	0.17	Quake	LinStatic	0.0	-416.9	612.8

Определяне на категорията на свързващия елемент.

Огъващи моменти в двата края (елементи 9 и 20):

$$M_{Ed,a} = 0 \text{ KN.m} \quad M_{Ed,b} = 33.4 + 612.8 = 646.2 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = M_{Ed,a} / M_{Ed,b} = 0$$

Определянето на категорията на свързващият елемент става при условие, че пластична става се формира само в единия край на елемента.

$$e_S = 0.8 * (1 + \alpha) * M_{p,link} / V_{p,link} = 0.559 \text{ m} \quad e = 1.45 - 0.30 = 1.15 \text{ m}$$

$$e_L = 1.5 * (1 + \alpha) * M_{p,link} / V_{p,link} = 1.048 \text{ m}$$

Тъй като $e > e_L$, то свързващият елемент се класифицира като работещ на огъване.

Проверка за изчислителни усилия в свързващия елемент

Тъй като $N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.02 < 0.15$, то проектните проверки за носимоспособност се извършват по формули (6.15) и (6.16):

$$M_{Ed} = 646.2 \text{ KN.m} > M_{p,link,rb} = 516.6$$

Носимоспособността на HE400B е:

$$M_{pl} = Z_{pl} * f_y = 888800000 \text{ N.mm} = 888.8 \text{ KN.m}$$

Тъй като носимоспособността на огъване на дуктилната зона се получава по-малка от изчислителния огъващ момент, то е необходима корекция.

Тази корекция може да се изрази или в намаляване на изрязването на профила (RBS) или в увеличаване на сечението на гредата.

В случая е по-удачно да се избере втория вариант.

Променяме сечението на гредата на HE450B.

$$\begin{aligned}
 h, \text{mm} &= 450 & t_f, \text{mm} &= 26 \\
 b_f, \text{mm} &= 300 & t_w, \text{mm} &= 14 \\
 b &= 0.65 \cdot h = 340 & & \text{mm} \\
 g &= 72.0 & & \text{mm} \\
 R &= 290 & & \text{mm} \\
 b_{RSB} &= b_f - 2 \cdot c = 150 & & \text{mm} \\
 f_y &= 275 & & \text{MPa} \\
 Z_{pl,RSB,y} &= Z_{pl,y} - 2 \cdot c \cdot t_f \cdot (h - t_f) = 2394544 & & \text{mm}^3 \\
 M_{p,link,rsb} &= f_y \cdot Z_{pl,RSB,y} = 658499600 & \text{N.mm} &= 658.5 \text{ KN.m} \\
 V_{p,link} &= f_y / \sqrt{3} \cdot t_w \cdot (h - t_f) = 942467 & \text{N} &= 942 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Проверка за изчислителни усилия в свързващия елемент

Тъй като $N_{Ed}/N_{pl,Rd} = 0.02 < 0.15$, то проектните проверки за носимоспособност се извършват по формули (6.15) и (6.16):

$$\begin{aligned}
 M_{Ed} &= 646.2 \text{ KN.m} < M_{p,link,rsb} = 658.5 \\
 V_{Ed} &= 416.8 \cdot (M_{p,link,rsb}/M_{Ed}) + 19.0 = 443.7 \text{ KN} < V_{p,link} = 942;
 \end{aligned}$$

Изискванията на BDS/EN 1998-1:2004 [6.8.2] и [6.6.4] са удовлетворени!

Проверка на ротационния капацитет на сеизм.звено.

Таблица 8.6.3. Премествания на възли

TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	m	m	m
2	Quake	LinStatic	-0.01431	0	-0.00048
5	Quake	LinStatic	-0.01534	0	-0.00017
10	Quake	LinStatic	-0.01431	0	-0.01445

$$\begin{aligned}
 D(U_{3,10-2}) &= U_{3,10} - U_{3,2} = -0.01397 \text{ m}; \\
 D(U_{3,5-10}) &= U_{3,5} - U_{3,10} = 0.01428 \text{ m} \\
 L_1 &= 1.30 \text{ m}; L_2 = 5.03 \text{ m}; \\
 \theta_{pe} &= D(U_{3,5-10})/L_2 - D(U_{3,10-2})/L_1 = 0.01358 \\
 \theta_p &= \theta_p \cdot q = \theta_p \cdot 4 = 0.0543 \text{ rad} > \theta_{pr} = 0.020;
 \end{aligned}$$

Изискванията на BDS/EN 1998-1:2004 (6.8.2) за ограничаване на ротационния капацитет HE са удовлетворени!

И тук както и при предишния модел е необходима корекция в дължината на свързващото звено.

Поради ограничения обем на примера тук няма да извършване повторно изчисляване на модела с променена геометрия на свързващия елемент, а ще приемем, че това е направено и получените усилия са именно от променения модел.

- Капацитивно проектиране (оразмеряване) на елементите от връзката.

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

$$M_{Rd} \geq M_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E};$$

$$V_{Rd} \geq V_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E};$$

$$\gamma_{ov} = 1.25;$$

$$\Omega = 1.5 \cdot M_{p,link} / M_{Ed} = 1.529;$$

Проверка за колона HE300B

Изчислително осово усилие:

$$N_{Ed} = 29.3 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot \Omega \cdot 416.86 = 905.8 \text{ KN}$$

Изчислителен огъващ момент (Определя се от ексцентр.стъпване на гредата)

$$M_{Ed} = (29.3 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot \Omega \cdot 416.86) \cdot 0.18 = 163.5 \text{ KN.m}$$

Изчислителна напречна сила

$$V_{Ed} = M_{ed} / H_{col} = 47.2 \text{ KN};$$

Проверка на сечението в пластичен стадий за клас 1 и 2

Съст.	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$ (6.5) (6.9)	$\frac{N_{Ed}}{N_{u,Rd}}$ (6.7) -	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}$ (6.12) (6.31)	$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}$ (6.12) (6.31)	$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd}}$ (6.17) (6.25)	$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,Rd}}$ (6.17) (6.25)	$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}}$ (6.23) -	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{Ny,Rd}}^\alpha + \frac{M_{z,Ed}}{M_{Nz,Rd}}^\beta$ (6.12) (6.31)
1	0.23	0.00	0.38	0.00	0.07	0.00	0.00	0.14

Проверка на елемента

Съст.	$\frac{N_{Ed}}{N_{by,Rd}}$ (6.46)	$\frac{N_{Ed}}{N_{bz,Rd}}$ (6.46)	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}}$ (6.54)	$\frac{V_{z,Ed}}{V_{bw,Rd}}$ (5.10)*	по (6.61)	по (6.62)
1	0.24	0.28	0.34	0.09	0.45	0.60

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (6.62)$$

Проверките са удовлетворени: CR = 0.60

Тук с CR (Capacity Ratio) е означено отношението на проектното усилие към проектната носеща способност (минималната стройност от носимоспособността на сечението и тази на елемента), което отношение в литературата обикновено се означава като „коефициент на използваемост на елемента“ (Utilization Factor) .

Проверка за греда HE450B (елемент 4)

Изчислително осово усилие:

$$N_{Ed} = 4.8 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot \Omega \cdot 823.4 = 1735.9 \text{ KN}$$

Изчислителен огъващ момент

$$M_{Ed} = 34.6 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot \Omega \cdot 646.1 = 1393.0 \text{ KN.m}$$

Изчислителна напречна сила

$$V_{Ed} = 32.9 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot \Omega \cdot 145.9 = 339.6 \text{ KN};$$

Проверка на сечението в пластичен стадий за клас 1 и 2

Съст.	NEd NRd (6.5) (6.9)	NEd Nu,Rd (6.7) -	My,Ed My,Rd (6.12) (6.31)	Mz,Ed Mz,Rd (6.12) (6.31)	Vz,Ed Vz,Rd (6.17) (6.25)	Vy,Ed Vy,Rd (6.17) (6.25)	TEd TRd (6.23) -	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{Ny,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{Nz,Rd}}$ (6.12) (6.31)
1	0.30	0.00	1.65	0.00	0.28	0.00	0.00	2.71

Проверка на елемента

Съст.	NEd Nby,Rd (6.46)	NEd Nbz,Rd (6.46)	My,Ed Mb,Rd (6.54)	Vz,Ed Vbw,Rd (5.10)*	по (6.61)	по (6.62)
1	0.31	0.33	1.35	0.34	1.15	1.63

Проверките НЕ СА удовлетворени: $CR = 2.71 > 1!$

Необходимо е увеличаване на носимоспособността на сечението и на елемента.

За целта заваряваме стоманени ленти 20*300 мм по горен и по долен пояс на гредата.

Проверка на сечението в пластичен стадий за клас 1 и 2

Съст.	NEd NRd (6.5) (6.9)	NEd Nu,Rd (6.7) -	My,Ed My,Rd (6.12) (6.31)	Mz,Ed Mz,Rd (6.12) (6.31)	Vz,Ed Vz,Rd (6.17) (6.25)	Vy,Ed Vy,Rd (6.17) (6.25)	TEd TRd (6.23) -	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{Ny,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{Nz,Rd}}$ (6.12) (6.31)
1	0.22	0.00	1.00	0.00	0.25	0.00	0.00	0.99

Носимоспособност/Проверка на елемента

Съст.	NEd Nby,Rd (6.46)	NEd Nbz,Rd (6.46)	My,Ed Mb,Rd (6.54)	Vz,Ed Vbw,Rd (5.10)*	по (6.61)	по (6.62)
1	0.22	0.23	0.88	0.33	0.76	0.55

Проверките са удовлетворени: $CR = 0.99 < 1!$

Проверка за диагонал SHS 300.8

Изчислително осово усилие:

$$N_{Ed} = 5.8 + 1.1 \cdot 1.25 \cdot \Omega \cdot 997.4 = 2103 \text{ KN}$$

Носимоспособност за осово усилие:

$$N_{by,Rd} = \chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 1823 \text{ KN} < N_{Ed}$$

Увеличаване сечението : SHS 300.10

Носимоспособност за осово усилие:

$$N_{by,Rd} = \chi_y \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 2256 \text{ KN} > N_{Ed}$$

Проверките са удовлетворени: $CR = 2103/2256 = 0.932 < 1!$

При извършените оразмерителни проверки е прието, че усилията в елементите на конструкцията няма да се променят съществено вследствие на промяната на сеченията.

В действителност, след завършване на оразмерителните процедури на елементите от конструкцията, би следвало промените в сеченията и детайлирането на съединенията да се отразят в изчислителният математически модел. След което трябва да се извърши окончателен статико-динамичен (сеизмичен) анализ и да се потвърдят резултатите от оразмерителните проверки направени преди това.

Обикновено тази процедура се налага, ако увеличаването на коравината, респективно на сеизмичните сили е съществено, както и в случаите, при които промяната на сеченията на елементите води до съществена промяна (преразпределение) на вътрешните усилия.

Проектни (оразмерителни) проверки на недисипативни съединения на елементите

Проектни проверки за недуктилни (недисипативни) съединения следва да се извършват съгласно 6.5.5 на стандарта, като се изисква :

$$R_d \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{fy}$$

където:

R_d е носимоспособност на съединението съгласно БДС EN 1993-1-1;

R_{fy} е пластичната носимоспособност на свързания дисипативен елемент, изчислена въз основа на проектната граница на провлачане на материала, определена в БДС EN 1993-1-1.