

YTONG



Строителство с YTONG

Проектиране на устойчиви
на земетресение носещи
зидани конструкции от
YTONG



xella

**Проектиране на устойчиви
на земетресение носещи
зидани конструкции от YTONG**

Предисловие



Прието правило в архитектурата е, че носещите зидани конструкции трябва да бъдат изградени по възможност като хомогенни, използвайки строителни материали със сходни технически и физически свойства. Това намалява рисковете сградата да бъде повредена вследствие различно поведение при деформации от действието на строителни, динамични и температурни натоварвания.

Следователно, основната цел на това изследване бе да се избегне, доколкото е възможно повече, смяната на материали в сгради с носеща YTONG-зидария, които са подложени и на сеизмични натоварвания, чрез намаляване до минимум на броя на допълнителните укрепващи елементи от армиран бетон.

Основата на това „Ръководство“ е научното изследване на специфичните характеристики на динамично натоварени YTONG-конструкции, проведено по време на този проект.

Поради ниската обемна маса на YTONG и по-добрата му гуктилност при динамични натоварвания спрямо традиционната зидария, която се изразява с 25% по-висока стойност на коефициента на поведение (q -стойност), сеизмичното натоварване е значително намалено.

Благоприятното поведение на конструкции от YTONG-зидария дава възможност за намаляване на риска от повреди и за висока икономическа ефективност и в сеизмични зони.

Резултатите от това изследване ще дадат силен тласък на приложението на YTONG. С признание към отговорния, висококвалифициран изследователски екип, XELLA Porenbeton желае да изрази специалните си благодарности към учените от Атинския национален технически университет, българския Научноизследователски строителен институт в София и от хърватския Институт по строително инженерство в Загреб.

Изследователски екип



- | | |
|---|--|
| <p>А. Атински национален технически университет, Гърция
С. А. Surtakezis (3^{ти} от ляво)
Д-р инж.
Професор в АНТУ</p> <p>А. А. Sophocleous (3^{ти} от дясно)
Д-р инж.
Асистент проучвания в АНТУ</p> | <p>В. Хърватски институт по строително инженерство, Загреб
D. Anicic (2^{ри} от ляво)
Проф. г-р инж.</p> <p>Г. XELLA Porenbeton
W. Reichel (вж. стр. 4)
Дипл. инж.</p> <p>А. Wiest (2^{ри} от дясно)
Дипл. инж. (FH)</p> <p>Р. Blaschke (1^{ви} от ляво)
Дипл. инж. (FH)</p> |
| <p>Б. НИСИ
Научноизследователски строителен институт,
София, България
М. Димитров (1^{ви} от дясно)
Проф. г-р инж.</p> | |

Съдържание

Предисловие	4
Изследователски екип	5
Съдържание	6
Кратко въведение	8
I. Поведение на YTONG-конструкции при земетръс	10
I.1 Поведение на зидани конструкции при земетръсни въздействия	10
I.2 Типове конструкции и дуктилност на конструкции	11
I.3 Съпоставка между обикновени и обрамчени зидани конструкции	11
I.4 Характеристики на зиданите YTONG-конструкции	13
I.5 Изводи от земетресението в Атина на 7 септември 1999 г.	15
II. Препоръки за проектиране на противоземетръсни YTONG-конструкции	16
II.1 Въведение	16
II.2 Общи положения	16
II.3 Механични характеристики на зидарии от YTONG	16
II.3.1 Механични характеристики на зидарията	16
II.3.2 Коефициенти на материала	19
II.4 Методи за анализ	20
II.5 Конструктивен проект	21
II.5.1 Критерии за регулярност в план	21
II.5.2 Критерии за регулярност във височина	21
II.6 Критерии за проектиране и правила за изграждане на зидани сгради	22
II.6.1 Допълнителни изисквания за обикновена и обрамчена зидария	23

II.6.2	Правила за “прости зидани сгради”	24
II.7	Земетръсни въздействия	26
II.7.1	Изчисляване на земетръсни въздействия	26
II.7.2	Обща процедура за изчисляване	27
II.7.3	Изчисляване с използване на два равнинни модела	27
II.8	Моделиране на въздействията	29
II.9	Проверка на носимоспособност	31
II.9.1	Изчисление за вертикални натоварвания	31
II.9.2	Изчисление на огъване	33
II.9.3	Изчисление на срязване	33
II.10	Изисквания при проектиране на зидани конструкции - детайли	34
II.10.1	Общи положения	34
II.10.2	Елементи от армиран бетон	35
III.	Извлечения от аналитичните и експериментални изследвания	40
III.1	Изследователски проект на Института по строителни анализи и антисеизмични изследвания, Атински национален технически университет	40
III.2	Експериментален проект на Научноизследователския строителен институт В София	40
III.3	Изпитвания за якост на опън на стени от YTONG-блокчета, проведени в Института по строително инженерство, Хърватска	42
III.4	Резултати от изпитвания на материала в XELLA Porenbeton R&D Center (XELLA Porenbeton-център за изследване и развитие)	46

Кратко въведение

Целта на проекта, разработен от Института по строителни анализи и антисеизмични изследвания на Атинския национален технически университет и финансиран от XELLA Porenbeton бе изследването на поведението на носещи зидани YTONG-конструкции при земетръсни въздействия.

Този окончателен вариант на изданието включва също резултатите от експерименталната работа, извършена от българския Научноизследователски строителен институт /научен ръководител проф. М. Димитров/ и хърватския Институт по строително инженерство /научен ръководител проф. Д. Аничич/.

Задачата на проекта бе формулирането на указания и препоръки за проектиране и изграждане на противоземетръсни носещи зидани YTONG-конструкции. Главните цели бяха:

- а) да се изследват специфичните характеристики на YTONG-конструкциите, когато са подложени на динамично земетръсно натоварване;

- б) да се предложат минимум от съответни мерки /т.е.

използването на елементи от армиран бетон/, с цел да се подобри поведението на тези конструкции до необходимото равнище;

- в) да се дадат препоръки за директно практическо приложение от инженерите-проектанти за земетръсното осигуряване на сгради, изпълнявани с YTONG.

Основните характеристики и поведението на YTONG-конструкциите, подложени на земетръсно въздействие, са изложени в **Част I**. Разгледани са два начина за изграждане на конструкции – с обикновена и обрамчена YTONG-зидария. Съдържанието е фокусирано главно в разликите по отношение на гуктилността на конструкциите, което бе една от главните цели на проекта.

За проектанта в **Част II** са предложени изчерпателни практически препоръки, отнасящи се за обикновените и обрамчените зидани YTONG-конструкции. Тези препоръки обхващат конструктивно моделиране за анализите (конструкция, материал, въздействия), както и строителни (конструктивни) детайли. Данните, които са основа на предложените препоръки, са представени в **Част III**. В тази част резултатите от изследванията, включително аналитичната и експериментална разработка, са описани накратко.

В целия изследователски проект са взети предвид препоръките на следните нормативни документи и научни публикации:

1. **[1]** Eurocode 8 Design provisions for earthquake resistance of structures:
 - **[1.1]** Part 1: General rules - Seismic actions and general requirements for structures (ENV 1998-1-1: 10/1994)
 - **[1.2]** Part 2: General rules - General rules for buildings (ENV 1998-1-2: 10/1994)
 - **[1.3]** Part 3: General rules - Specific rules for various materials and elements (ENV 1998-1-3: 10/1994)
2. **[2]** Eurocode 6 Design of masonry structures;
 - **[2.1]** Part 1-1: General rules for buildings. Rules for reinforced and unreinforced masonry. (ENV 1996-1-1: 02/1995)
 - **[2.2]** Draft prEN 1996-1-1: 10/1999
 - **[2.3]** Actual German Comments on EC 6, Redraft 5, May 2000. Unpublished draft of Schubert P., Aachen and Jaeger W., Dresden 25.06.2000
 - **[2.4]** German National Application Document (NAD) for Part 1 (1997)
 - **[2.5]** Part 1-3: Simplified calculation methods and simple rules for masonry structures. (ENV 1996-3: 01/1999)
3. **[3]** Eurocode 2 Design of concrete structures (ENV 1992-1-1: 1991)
4. **[4]** New Greek Seismic Code, NEAK (1995)
5. **[5]** Greek Seismic Code (EAK) (09/1999)
6. **[6]** New Greek Standard for Reinforced Concrete, NEKOS (1995)
7. **[7]** Bulgarian Code for Design of Buildings in Seismic Regions (1987)
8. **[8]** The results of the research projects undertaken by the Institute of Structural Analysis and Aseismic Research of National Technical University of Athens, Greece.
 - **[8.1]** Seismic Response of Load Bearing Structure Built with YTONG Blocks (04/1996)
 - **[8.2]** Earthquake Design of YTONG Structures, 3 parts (12/1996)
9. **[9]** The results of the experimental investigations for determination of the behavior and the bearing capacity of YTONG loadbearing walls, undertaken by the Building Research Institute NISI-Sofia, Bulgaria.
 - **[9.1]** Part I: Carrying out experimental investigations to determine the behavior and the bearing capacity of Autoclaved Aerated Concrete walls with confining reinforced concrete elements, under reversible horizontal load (09/1997)
 - **[9.2]** Part II: Experimental investigations for determination of the behavior and the bearing capacity of "Ytong-Loadbearing Walls in Earthquake Regions" (08/1999)
10. **[10]** The results of the Tensile Strength Testing for YTONG Walls, undertaken by the Civil Engineering Institute of Croatia, Zagreb, Croatia.
 - **[10.1]** Report on the Tensile Strength Testing for YTONG Walls (06/1999)
 - **[10.2]** Test Report related to Thin-Layered Mortar for YTONG Walls (11/1999)

I. Поведение на YTONG-конструкции при земетръс

I.1 Поведение на зидани конструкции при земетръсно въздействие

За подобряване на поведението на конструкциите при земетръсно въздействие е необходимо да бъдат изпълнени следните общи изисквания:

- по-добри свойства на материала;
- по-висока дуктилност на конструкцията.

Обикновените зидани конструкции се израждат от основни материали блокове (камъни, тухли и др.) и подходящ разтвор.

Този тип конструкции като цяло има крехко поведение при земетръсно въздействие, главно поради факта, че зидарията има висока якост на натиск, но ниски якости на опън и срязване.

В южноевропейските сържави, където сеизмичната активност е много висока, описаното поведение на зиданите конструкции при земетръсно въздействие е твърде незадоволително.

Резултатът може да бъде критичен в случай на конструкции от **обикновена зидария**. Такава конструкция се състои от естествени или изкуствени, плътни или с отвори основни елементи, споени с циментов или вароциментов разтвор, с или без допълнителни елементи.

Фиг. I.1 Обикновена зидария



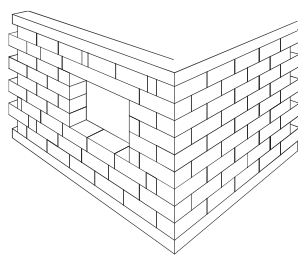
а) без хоризонтални елементи

Напротив, конструкциите с **обрамчена зидария** проявяват значително по-добро поведение. Обрамчената зидария се състои от обикновена зидария, ограничена с вертикални и хоризонтални елементи от армиран бетон.

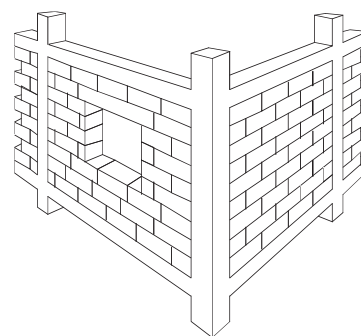
Обрамчващите елементи могат да бъдат например:

- колони;
- греди;
- дюбели.

Фиг. I.2 Обрамчена зидария



б) с хоризонтални елементи



1.2 Типове конструкции и дуктилност на конструкциите

Видът на конструкцията силно влияе на поведението ѝ при земетръсно въздействие.

Най-критичният параметър, свързан с типа на конструкцията е нейната обща дуктилност.

Тя обикновено се взема предвид чрез въвеждане на един редуциращ коефициент в изчисленията за земетръс, който е наречен фактор на поведение. Стойността на този фактор е различна за различни конструкции. По-висока стойност на фактора на поведение означава по-добро поведение на конструкцията, поради нарастнала дуктилност.

Факторът на поведение q зависи главно от:

- свойствата на материалите;
- ефективността на конструктивната система:
 - дуктилност на конструкцията
 - коравина на конструкцията
- типът на конструкцията и видът на връзките.

Факторът на поведение има следователно директно влияние върху общата сеизмична сила при изчисляването на конструкцията. Съгласно с всички съвременни противоземетръсни нормативи общата изчислителна хоризонтална сеизмична сила F_b се дава с израза:

$$F_b = S_d(T) \cdot W, \quad (1.1)$$

където:

T : период на собствени трептения на конструкцията в еластичен стадий;

W : общо вертикално тегло на конструкцията по време на земетресение ($W=M \cdot g$, където M е общата маса на конструкцията);

$S_d(T)$: ордината на спектъра на изчислителното ускорение.

Нормите описват $S_d(T)$ като функция на няколко параметъра (виж стр. 26): сеизмичността на района (α), динамичният коефициент (β_0), почвените условия (S), периода на собствено трептене (T) и фактора на поведение q :

$$S_d(T) = \frac{f(\alpha, S, T, \beta_0)}{q} \quad (1.2)$$

Очевидно, колкото по-голяма е стойността на фактора на поведение, толкова по-малка се получава общата изчислителна сеизмична сила.

1.3 Съпоставка между обикновени и обрамчени зидани конструкции

За **обикновените зидани конструкции** могат да се дадат следните най-обща характеристики:

- лесно изпълнение;
- няма особени технически изисквания;
- не е необходима специална подготовка;
- крехко поведение при земетръсни въздействия.

Конструкциите с обрамчена зидария могат да бъдат описани със следните характеристики:

- лесно изпълнение;
- по-високи технически изисквания;
- не е необходима специална подготовка;
- много по-добро (по-дуктилно) поведение при земетръсни въздействия.

По-доброто поведение на конструкциите с обрамчена зидария (в сравнение с обикновените зидани конструкции) при земетръсни въздействия се дължи главно на по-високите стойности на фактора на гуктилност μ_δ и на фактора на поведение q . Диаграмата на фиг. 1.3 илюстрира това предимство.

Факторът на гуктилност се дефинира като:

$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_0}, \quad (1.3)$$

където:

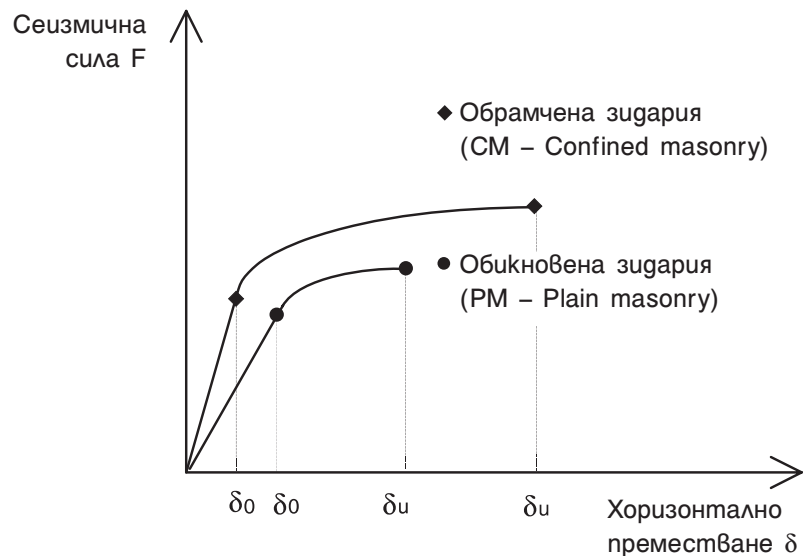
δ_u : граничното преместване;
 δ_0 : преместването в точката на провлачване.

Факторът на поведение най-общо се дефинира като:

$$q = \frac{F_u}{F_0}, \quad (1.4)$$

където:

F_0 : сеизмична сила в точката на провлачване (на границата на еластичен стадий на поведение);
 F_u : гранична сеизмична сила в нееластичната област на поведение.



Фиг. 1.3 Съпоставка между поведението на обикновена и обрамчена зидария

Обрамчената зидария позволява на конструкцията да понесе относително по-големи деформации преди да настъпи разрушение. Това се дължи на много по-голямата гуктилност на обрамчената зидария спрямо обикновената:

$$\mu_{CM} \gg \mu_{PM}, \quad (1.5)$$

където:

μ_{CM} : фактор на гуктилност на обрамчена зидария;
 μ_{PM} : фактор на гуктилност на обикновена зидария.

Съгласно Newmark-Hall факторът на поведение се изразява чрез фактора на гуктилност за различни типове конструкции в зависимост от техния период:

● за конструкции с голям период ($T > 0,50$ s)
 $q = \mu_\delta$ (1.6)

● за конструкции с малък период ($0,12 \text{ s} < T < 0,50$ s)

$$q = \sqrt{2\mu_\delta - 1} \quad (1.7)$$

● за периоди $T < 0,03$ s:
 $q = 1$ (1.8)

● за периоди $0,03 \text{ s} < T < 0,12$ s
 линейна интерполация

За обикновени зидани конструкции може да се използва изразът (1.6).

I.4 Характеристики на зиданите YTONG-конструкции

Съвременните YTONG-конструкции с оброчна зидария са съставени от отделни газобетонни блокчета (YTONG), висококачествен тънкослоен лепилен разтвор и оградящи елементи от армиран бетон.

Специфичните свойства на материала YTONG и непрекъснатият качествен контрол по време на производствения процес, съчетани с предимствата на конструкциите с оброчна зидария, осигуряват по-добра гуктилност при земетръсно въздействие.

Следващите таблици обобщават свойствата на материала за различните класове и предлаганите размери блокчета YTONG:

Класът по якост на натиск на блокчетата YTONG за носещи зидани стени, използвани във високо- и средносейзични зони трябва да е ≥ 4 (Таблица I.1).

За противоземетръсни конструкции минималната дебелина за носещи вертикален товар и срязване стени, съгласно ЕС8 е: за обикновена зидария 300 mm във високо- и средносейзични зони и 175 mm в нискосейзични зони ($\leq 0,1g$). За оброчна зидария минималната дебелина е 240 mm. Блокчетата YTONG задоволяват тези изисквания.

Таблица I.1 Нормализираната якост на натиск f_b на материала

Клас по якост на натиск	Клас по обемна плътност в сухо състояние (kg/dm^3)	f_b (N/mm^2)
2	0,40	2,5
	0,50	
4	0,60	5,0
	0,70	
6	0,70	7,5
	0,80	

Забележка към таблица I.1: Нормализираната якост на натиск f_b на блокчетата YTONG е получена от средната якост на блокчетата YTONG или от изпитване на кубчета. Ако те не са изпитани във въздушно сухо състояние, получените якостни трябва да бъдат превърнати чрез корекционни коефициенти съответно за влажно

или напълно сухо състояние в нормализирана якост във въздушно сухо състояние. След изпитанията получената стойност трябва да се умножи с фактора δ [2.1], в зависимост от височината и широчината на изпитвания образец.

Таблица I.2 Размери на предлаганите блокчета

	Размер на блокчето ¹⁾ (mm)
Дебелина	175; 200; 240; 250; 300; 365
Широчина	600; 625
Височина	200; 250

¹⁾Предлаганите размери могат да бъдат получени от националните офиси по продажбите на YTONG.

Зидария, изпълнена с YTONG-блокове, в сравнение със зидария от други материали, каквито са глинените тухли, притежава следните предимства:

- а) по-ниска изчислителна сеизмична сила, дължаща се на малената маса на конструкцията;
- б) по-високо съпротивление при огъване, срязване и опън по отношение на тяхната натискова якост и маса.

Този факт е отразен в предложенията в таблица I.3 **стойности за фактора на поведение**. Те са съобразени с изискванията на EC8, предложенията на настоящия изследователски проект, както и с резултатите от експерименталната работа, извършена в българския Научноизследователски строителен институт в София.

В таблица I.3 за разглежданите три типа зидария (обикновена, обрамчена с армиран бетон и обрамчена с дюбели), стойностите на q са дадени в две колони. Първата колона дава стойностите, предложени в EC8, съответно за обикновена и обрамчена зидария. Втората колона дава стойностите за конструкции с YTONG-зидария.

Таблица I.3 Стойности на фактора на поведение q

Тип зидария	ENV 1998 (EC8)	YTONG-зидария
Обикновена	1,50	2,00
Обрамчена със стоманобетонни елементи	2,00	2,50
Усилена с вертикални стоманобетонни дюбели	-	2,25

Отбелязаните в нормите стойности на q -фактора са горни граници. За действителни конструкции проектната q -стойност трябва да се избира по-малка или равна на нормативната, в зависимост от очакваната степен на дуктилност на конструкцията. За обичайните зидани конструкции, обикновени или обрамчени, q -стойностите, предложени в EC8, трудно могат да бъдат достигнати практически поради негарантираното качество на материалите и изпълнението. За YTONG-конструкции непрекъснатият качествен контрол по време на производствения процес и надеждността на строителната технология позволяват използването на предложените q -стойности, които са по-високи от стойностите, предлагани в EC8.

Стойностите на q -фактора за обикновени и обрамчени конструкции, изградени с YTONG, дадени по-горе, са аналитично и експериментално потвърдени (виж Част III).

1.5 Изводи от земетресението в Атина на 7 септември 1999 г.

От д-р инж. Какаос Димитрис, МВА

След много години Гърция бе отново засегната от земетресение от 5,9 по скалата на Рихтер на 7 септември 1999 г. *). Епицентърът на земетресението бе близо до град Атина (Парнита) и ускорението му бе много високо – 0.50g. Въпреки че повредите бяха огромни, те можеха да бъдат още по-големи, имайки предвид, че измерените ускорения бяха от 0,16g до 0,24g в района на Атина. Поради това силно земетресение ние имахме възможността да изследваме поведението на зидани конструкции при динамични натоварвания и по-специално поведението на зидани с YTONG конструкции.

Поведение на пълнежните зидани стени

Там, където пълнежните зидани стени са понесли земетресението, ние забелязахме следните проблеми:

- а) пукнатини в мазилката;
- б) пукнатини и отделяне на връзките в местата на свързване на пълнежните стени с носещата конструкция;
- в) кръстосващи се пукнатини (х-образни пукнатини) в стените;
- г) пукнатини под зоните на подпиране на щурцове;
- д) отцепвания и падане на външния слой на двуслойни изолирани тухлени стени.



Фиг. 1 Пукнатини между прозоречните отвори и същевременно разрушаване на двуслойните тухлени стени



Фиг. 2 Напълно отделяне на външния слой на двуслойна тухлена стена в Ано Лиосиа

*) Предишно събитие със сравними ефекти и повреди е имало през 1981 г.

Фиг. 3 Двуетажна сграда в Неа Кифиса. Земетресението не е засегнало конструкцията.



Носещи зидани стени от YTONG

Поведението на носещите зидани стени от YTONG бе много благоприятно.

Изследвания доказаха, че ниското тегло на YTONG е намалило общото натоварване върху сградите, което бе от голямо значение в случая с това земетресение и неговите високи ускорения. Като цяло пукнатини се появиха там, където строителни норми и инструкции са били игнорирани или са пренебрегвани правила за приложение, т.е. в случаите когато:

- а) в ъглите липсват вертикални обрамчващи елементи;
- б) носещите стени са изградени като двуслойни, за да се поставят между тях плъзгащи се врати;
- в) дървени покриви не са били кораво свързани към хоризонтален стоманобетонен елемент на ниво на покрива, или хоризонтален обрамчващ елемент е липсвал.

Освен положителния ефект върху общото натоварване на сгради, придружен със значително намаляване на повредите по тях, YTONG дава възможност за използването на хомогенни стенни конструкции ($d_{\text{стена}} = d_{\text{блок}}$), изпълнявайки изискванията за топлинна изолация. Както беше показано по-горе, това осигурява много по-добро поведение при сеизмични натоварвания в сравнение с обикновените двуслойни стени с топлоизолация.

II. Препоръки за проектиране на противоземетръсни YTONG-конструкции

II.1 Въведение

В тази част са дадени препоръки, които да подпомогнат проектанта в процеса на създаване на обикновени и оброчени зидани противоземетръсни YTONG-конструкции.

II.2 Общи положения

При противоземетръсното проектиране на сгради с обикновена или оброчена зидария с продукти на YTONG трябва да бъдат спазени следните общи правила:

- Подовите и стените на сградата трябва да са свързани помежду си във всички посоки.
- Противоземетръсните стени трябва да бъдат разположени в две взаимно перпендикулярни направления на конструкцията.
- Може да се използват всякакъв тип хоризонтални подови конструкции (т.е. стоманобетонни плочи или покривни и подови панели YTONG), които могат да осигурят непрекъснато и ефективно диафрагмено действие.
- Връзка между подовите конструкции и стените е необходимо и трябва да бъде осигурена посредством стоманобетонни околоръстни греди (пояси).

II.3 Механични характеристики на зидарии от YTONG

Характеристиките на материалите трябва да бъдат избрани от проектанта в съответствие с типа на сградата и местните нормативни изисквания. Трябва да се вземат под внимание следните характеристики:

Клас по якост	f_b (N/mm ²)	f_k (N/mm ²) ¹⁾
2	2,50	1,71
4	5,00	3,14
6	7,50	4,28

¹⁾ стойностите са взети от German National Application Document

II.3.1 Механични характеристики на зидарията

A. Характеристична якост на натиск

Характеристична якост на натиск f_k на зидария от YTONG, при използване на тънкослойни лепилни разтвори:

Дадените стойности на f_k за класовете по якост съответстват на предложените стойности, дадени в German National Application Document (NAD) от Eurocode 6, част 1-1. Ако се изисква ползването на други национални документи, такива могат да бъдат прилагани за определяне на съответните стойности на f_k , като се ползва даденият от EC6 израз:

$$f_k = 0,80 \cdot f_b^{0,85}$$

Б. Характеристична якост на опън

За зидария от YTONG са приети следните стойности за якостта на опън след обширни експериментални изследвания:

Клас по якост	f_b (N/mm ²)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)	
		Вертикални фуги, запълнени с лепилен разтвор	Вертикални фуги, незапълнени с лепилен разтвор
2	2,50	0,14	0,06
4	5,00	0,17	0,10
6	7,50	0,19	0,13

В. Характеристична начална якост на срязване

Характеристичната начална якост на срязване при нулево натисково напрежение f_{vk0} за зидария от А.А.С.* е 0,3 N/mm², при употреба на тънкослоен лепилен разтвор.

Граничната стойност f_{vk} за А.А.С. е 1,7 N/mm², при употреба на тънкослоен лепилен разтвор.

Г. Характеристична якост на огъване

Характеристичната якост на огъване f_{xk} на зидария YTONG при употреба на тънкослоен лепилен разтвор:

Клас по якост	f_b N/mm ²	Вертикални фуги, запълнени с лепилен разтвор ¹⁾		Вертикални фуги, незапълнени с лепилен разтвор ¹⁾	
		f_{xk1}	f_{xk2}	f_{xk1}	f_{xk2}
2	2,50	0,09	0,09	0,09	0,06
4	5,00	0,18	0,18	0,18	0,12
6	7,50	0,25	0,26	0,25	0,17

¹⁾ За А.А.С. са използвани следните изрази:

$f_{xk1}=0,035.f_b$ (N/mm²) - незапълнени и запълнени вертикални фуги;

$f_{xk2}=0,036.f_b$ (N/mm²) - запълнени вертикални фуги;

$f_{xk2}=0,024.f_b$ (N/mm²) - незапълнени вертикални фуги, където:

f_{xk1} - характеристична якост на огъване в равнина, успоредна на фугите на леглото;

f_{xk2} - характеристична якост на огъване в равнина, перпендикулярна на фугите на леглото.

*А.А.С. – автоклавиран аериран бетон

Д. Модул на еластичност

Секуцията модул на еластичност при кратковременно натоварване E , при експлоатационни условия, използван в конструктивното проектиране е:

Таблица II.4 Модул на еластичност E		
Клас по якост	f_k (N/mm ²)	E^1 (N/mm ²)
2	1,71	1200
4	3,14	2200
6	4,28	3000

1) За А.А.С. е използван следният израз: $E=700.f_k$ (N/mm²).

Е. Модул на срязване / коефициент на Поасон

За модула на срязване се използва следният израз:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (II.1)$$

Коефициентът на Поасон ν се приема със стойност 0,25. Следователно може да се приеме, че модулет на срязване G е 40% от модула на еластичност E .

Ж. Якост на натиск на лепилния разтвор

Използваният тънкослоен лепилен разтвор трябва да е с марка не по-ниска от М10 (характеристична якост на натиск 10 N/mm²).

Забележка:

Изброените по-горе свойства на материалите, са в съответствие с Draft prEN1996-1-1, издаден през октомври 1999 г. на Eurocode 6: "Design of masonry structures ("Проектиране на зидани конструкции"), Част1-1.

Поради факта, че конструкции, строени с А.А.С. зидария, е необходимо да се проектират съгласно действащи валидни европейски или национални норми, проектантът трябва да провери дадените тук стойности преди да ги използва.

II.3.2 Коефициенти на материалите

За получаване на изчислителните стойности на механичните характеристики от съответните характеристични стойности на част II.3.1 се използват частни коефициенти на сигурност за материала.

Съгласно EC6 тези коефициенти на сигурност зависят от качеството на производство на материала и от качеството на изпълнение на зидарията.

Следвайки нивата и класификациите в Европейската директива за строителни продукти, продуктите трябва напълно да отговарят на техническите спецификации и изисквания, дадени в EN 771-1 и -4 или в DIN 4165:11/1996.

За всички материали на YTONG е установена и е документирана система за производствен контрол, която гарантира, че всички продукти, изнесени на пазара, удовлетворяват техническите спецификации и декларираните стойности, за да бъдат класифицирани като Категория I.

Съгласно EC6, за строежи с YTONG могат да бъдат използвани следните стойности:

- категория на строежа А (високо качество): YTONG зидария: $\gamma_M=1.7$;
- категория на строежа В (средно качество): YTONG зидария: $\gamma_M=2.2$;
- категория на строежа С (ниско качество): не се прилага за YTONG.

Таблица II.5 Частни коефициенти на сигурност (EC6) за постоянни и временни натоварвания

γ_M		Категория на изпълнение		
		A	B	C
Категория на производствен контрол на зидарийни тела	I	1,7	2,2	2,7
	II	2,0	2,5	3,0
Анкериране и опънно и натисково съпротивление на стенни връзки и планки		2,5	2,5	2,5
Сцепление при заковъване		1,7	2,2	
Стомана (γ_s)		1,1	1,1	

За изчисляване на земетръс, съгласно EC8, частните коефициенти на сигурност за случайни натоварвания са намалени до следните стойности:

- категория на строежа А (високо качество): YTONG зидария: $\gamma_M=1.2$;
- категория на строежа В (средно качество): YTONG зидария: $\gamma_M=1.5$;
- категория на строежа С (ниско качество): не се прилага за YTONG.

Таблица II.6 Коефициенти на сигурност (EC8) за случайни натоварвания (включително земетресения)

γ_M		Категория на изпълнение		
		A	B	C
Категория на производствен контрол	I	1,2	1,5	1,8
	II	1,4	1,7	2,0

II.4 Методи за анализи

В зависимост от типа на конструкцията, планирането на строежа и параметрите на сеизмичното въздействие, се прилагат следните методи за анализ:

II.4.1 Опростен модален спектрален анализ на реагиране

Опростеният модален спектрален анализ на реагиране може да се прилага за сгради, които могат да бъдат анализирани с два равнинни модела и чието поведение не се влияе значително от приноса на по-високите форми на трептене.

Счита се, че тези изисквания са удовлетворени при сгради, които:

- отговарят на условията, дадени в части II.5.1 и II.5.2, и
- имат периоди за първа форма на собствено трептене T_1 в двете главни направления по-малки от следните стойности:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4.T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$$

където T_c е даден в таблица II.9.

С цел да се определят основните периоди на собствени трептения T_1 на двата равнинни модела на сградата могат да се използват приблизителни изрази, на основа на методите на строителната динамика.

II.4.2 Многомодален спектрален анализ на реагиране

Сгради, които не удовлетворяват критериите, дадени в част II.4.1 (и част II.4.3), трябва да бъдат анализирани, използвайки пространствен модел.

II.4.3 "Прости зидани сгради"

За "прости зидани сгради", удовлетворяващи критериите на част II.6.2, не е задължителна проверка за земетръсна осигуреност.

II.5 Конструктивно оформление

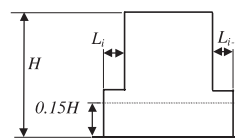
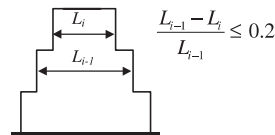
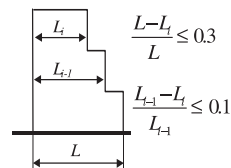
Конструктивното оформление е най-същественният параметър, влияещ върху поведението на конструкцията. По-долу са дадени указания за конструктивното оформление на сгради от YTONG. В зависимост от тяхното изпълнение се избира метод за анализ. За прилагане на опростен модален спектрален анализ на реагиране (част II.4.1) сградите трябва да удовлетворяват условията, дадени в част II.5.1 и II.5.2. В противен случай трябва да се използва пространствен модален спектрален анализ на реагиране. Като взема под внимание дадените указания, проектантът осигурява по-добро поведение на конструкцията при земетръсни въздействия.

II.5.1 Критерии за регулярност в план

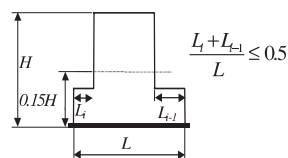
- Строителната конструкция е приблизително симетрична по отношение на две взаимноперпендикулярни направления.
- Компактна форма в план.
- Коравината в план на подовите конструкции е значително по-голяма в сравнение с напречната коравина на вертикалните носещи елементи.
- Максималното преместване на всеки етаж по посока на сеизмичните сили не трябва да превишава средното етажно преместване с повече от 20%.

II.5.2 Критерии за регулярност във височина

- Всички носещи стени преминават без прекъсване от основите до върха на сградата или при наличие на отстъпи на различни височини – до върха на съответната зона от сградата.
- Напречната коравина и масата на отделните етажи остават постоянни или равномерно намаляват, без резки промени от основата до върха.
- При наличие на отстъпи се прилагат следните допълнителни мерки:



Отстъпът се явява над $0,15H$



Отстъпът се явява под $0,15H$

Фиг. II.1 Ограничения при отстъпи

II.6 Критерии за проектиране и правила за изграждане на зидани сгради

- Зиданите сгради трябва да се изграждат от подови конструкции и стени. Може да се използва всякакъв тип подови конструкции, ако удовлетворяват общите изисквания за непрекъснатост и ефективно диафрагмено действие.
- Противоземетръсните стени трябва да бъдат разположени най-малко в две взаимноперпендикулярни направления. Те трябва да изпълняват следните геометрични изисквания:

Дебелината на стената t трябва да бъде:

за обикновена зидария:

300 mm във високо- и средносейсмични зони и

175 mm в нискосейсмични зони ($\leq 0,1g$)

за обрамчена зидария:

най-малко равна на 240 mm.

Дебелината на стената t , сравнена с ефективната височина на стената h_{ef} трябва да бъде:

$$t \geq \frac{h_{ef}}{15} \quad (II.3a)$$

за обрамчена зидария и за обикновена зидария в нискосейсмични зони ($\leq 0,1g$);

$$t \geq \frac{h_{ef}}{12} \quad (II.3b)$$

за обикновена зидария в средно- и високосейсмични зони.

Дължината d_1 в съседство с отвора (виж фиг. II.2), сравнена с височината h на отвора трябва да бъде:

за обикновена зидария:

в нискосейсмични зони

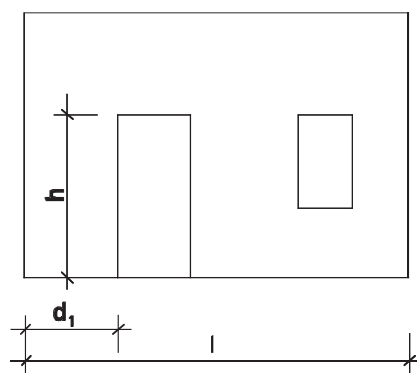
$$d_1 \geq \frac{h}{2,5} \quad (II.4a)$$

в средно- и високосейсмични зони

$$d_1 \geq \frac{h}{2} \quad (II.4b)$$

за обрамчена зидария:

$$d_1 \geq \frac{h}{3} \quad (II.5)$$



Фиг. II.2 Граници на отношението между най-голямата светла височина на отвор h спрямо дължината d_1

II.6.1 Допълнителни изисквания към обикновена и обрамчена зидария

а. Обикновена зидария

- В сеизмични зони с изчислително ускорение на земната основа $\geq 0,3g$ (висока сеизмична зона) не се разрешава изграждане на противоземетръсни елементи в сгради с повече от два етажа с обикновена зидария.
- Хоризонтални стоманобетонни пояси или бетонни плочи трябва да се поставят на всяко етажно ниво и във всички случаи, през не повече от 4 m по височина.
- Сечението на надлъжната армировка на хоризонталните стоманобетонни пояси трябва да бъде не по-малко от 200 mm².
- За едноетажни сгради са необходими вертикални обрамчващи елементи при стени по-дълги от 12 m (за разстоянието между вертикалните елементи виж точка б. Обрамчена зидария).

б. Обрамчена зидария

- Хоризонталните и вертикални обрамчващи елементи трябва да се свържат помежду си и да се заковят към елементите на главната носеща конструкция.

- За да се получи връзка между обрамчващите елементи и зидарията, бетонът за обрамчващите елементи трябва да се излива след изграждане на стените.
- Напречното сечение на хоризонталните и вертикални стоманобетонни елементи трябва да е не по-малко от 0,02 m², а минималният размер на страната 100 mm.
- От изследванията на усилена с вертикални дюбели зидария можем да заключим, че за сгради до два етажа и при изчислително ускорение на земната основа до 0,3g, този метод на изграждане може да се класифицира като обрамчена зидария. Наг тази етажност тя трябва да се разглежда като обикновена зидария (виж част III.2).
- Минималният диаметър на дюбелите с кръгло напречно сечение е 100 mm.
- Вертикалните обрамчващи елементи трябва да се разполагат в местата на пресичане на стените. Когато разстоянието между тях надвишават 6 m в стените се поставят допълнителни вертикални обрамчващи елементи.

- Хоризонтални обрамчващи елементи трябва да се поставят в равнината на стената на всяко етажно ниво и във всички случаи на разстояние не повече от 4 m.
- Във всеки вертикален и хоризонтален обрамчващ елемент напречното сечение на надлъжната армировка трябва да е не по-малко от 240 mm². Напречното армиране се осъществява чрез стремена, разположени през равни разстояния.
- Минималният диаметър на единичния армировъчен прът за дюбели с кръгло напречно сечение е 14 mm.
- Непрекъснатостта на армировката се осигурява чрез застъпване с дължина минимум 60d. За изискванията към детайлите на армираните обрамчващи елементи виж подробности в част II.10.2.

II.6.2 Правила за “прости зидани сгради”

Сградите, удовлетворяващи изискванията дадени в II.6.1 по-горе, както и дадените по-долу правила, може да се класифицират като “прости зидани сгради”. За да наречем една сграда “проста зидана сграда”, факторът на значимост γ_1 не трябва да надвишава 1,0.

За такива сгради изрична проверка за сигурност не е задължителна.

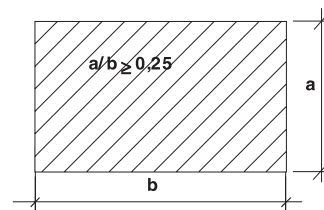
Допустимият брой етажи над терена в зависимост от изчислителното ускорение на земната основа не трябва да превишава следните стойности:

	Изчислително ускорение на земната основа		
	$<0,20g$	$\geq 0,20g$	$\geq 0,30g$
Обикновена зидария	3	2	1
Зидария, оброчена със стоманобетонни елементи	4 ¹⁾	3	2
Зидария, усилена с вертикални стоманобетонни дюбели	(-) ²⁾	2	1

¹⁾ При повече от 3 етажа се препоръчва изрична проверка за сигурност.

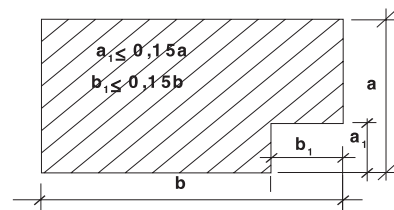
²⁾ Няма експериментални данни.

- Контурът на сградата в план трябва да е възможно най-близък до квадрат.
- Отношението между късата и дългата страна да не е по-малко от 0,25.



Фиг. II.3 План на сградата

- Отстъпите на сградата в план не трябва да са по-големи от 15% от дължините на съответните страни, както е показано на фиг. II.4.



Фиг. II.4 Допустими отстъпи в план

- Препоръчва се противоземетръсните стени на сградата да се разполагат по възможност симетрично в план в две взаимноперпендикулярни направления.
- Минимум по две успоредни стени да се разположат в две ортогонални направления. Дължината на всяка стена да е повече от 30% от дължината на сградата по посока на разглежданата стена.
- Разстоянието между тези стени трябва да бъде повече от 75% от дължината на сградата в другото направление.
- Най-малко 75% от вертикалните натоварвания да се поемат от противоземетръсните стени.
- Препоръчва се разликата в масата и в площта на сеченията на противоземетръсните стени във всяко от двете ортогонални направления между съседните етажи да не превишава 20%.
- Минималната обща площ на напречното сечение на всички противоземетръсни стени на всеки етаж, в процент от общата площ на етажа, е дадена в таблица II.8.

- За стени с отвори (врати или прозорци) трябва да се прилагат следните ограничения:

а) сборът от дължините на всички отвори да не надвишава 50% от общата дължина на стената:

$$\sum l_i < 0,5l \quad (II.6)$$

б) трябва да са изпълнени следните неравенства:

$$d_2 > \frac{h_1}{2} \geq 1.00 \text{ m} \quad (II.7)$$

$$d_3 > \frac{h_3}{2} \geq 1.00 \text{ m} \quad (II.8)$$

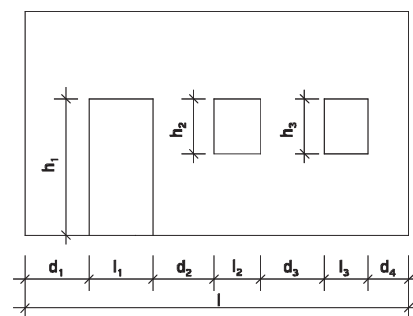
в) стойностите на d_1 и d_4 също са ограничени до:

$$d_1 > \frac{h_1}{2} \quad (II.9)$$

$$d_4 > \frac{h_3}{2} \quad (II.10)$$

Стойностите на d_1 и d_4 не трябва да са по-малки от:

- 1,50 m за високосейсмични зони ($\geq 0,3g$);
- 1,00 m за ниско- и средносейсмични зони ($< 0,3g$).



Фиг. II.5 Ограничения за отвори в стени и общо разположение на отворите

Таблица II.8 Минимална площ на напречното сечение на противоземетръсните стени

Изчислително ускорение на земната основа	$< 0,2g$	$\geq 0,2g$	$\geq 0,3g$
Минимална площ на напречното сечение на противоземетръсните стени при обикновена зидария	3%	5%	6%
Минимална площ на напречното сечение на противоземетръсните стени при оброчна зидария	2%	4%	5%

II.7 Сеизмични въздействия

II.7.1 Определяне на земетръсните въздействия

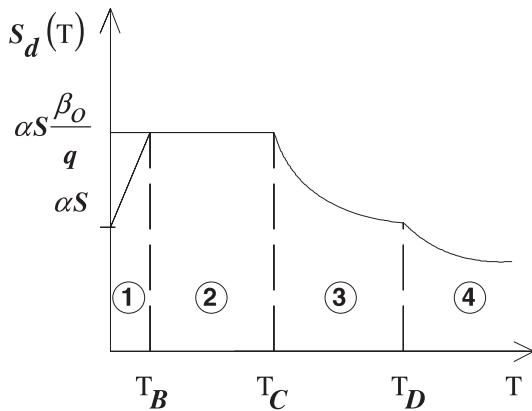
Общата хоризонтална сеизмична сила F_b се изчислява като:

$$F_b = S_d(T) \cdot W \quad (II.11)$$

където:

- T : основен период на трептене на конструкцията в еластичната област;
- W : общо вертикално тегло на конструкцията по време на земетресение ($W=M \cdot g$, където M е общата маса на конструкцията);
- $S_d(T)$: ордината на изчислителния спектър на ускорение.

Изчислителен спектър по EC8



Фиг. II.6 Изчислителен спектър

Part 1 : $0 \leq T \leq T_B$:

$$S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{\beta_0}{q} - 1 \right) \right]$$

Part 2 : $T_B \leq T \leq T_C$:

$$S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q}$$

Part 3 : $T_C \leq T \leq T_D$:

$$S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right]^{k_{d1}} \geq 0.20 \alpha$$

Part 4 : $T_D \leq T$:

$$S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \left[\frac{T_C}{T_D} \right]^{k_{d1}} \cdot \left[\frac{T_D}{T} \right]^{k_{d2}} \geq 0.20 \alpha$$

Фиг. II.7 Изчисляване на спектралното изчислително ускорение $S_d(T)$:

- α : отношение на изчислителното ускорение на земната основа a_g към земното ускорение g ($\alpha = a_g/g$);
- q : фактор на поведение;
- T_b, T_c : характерни периоди от изчислителния спектър;
- S : почвен параметър;
- β_0 : спектрален усилващ фактор;
- k_{d1}, k_{d2} : експоненциални константи, влияещи на формата на изчислителния спектър за период на трептене по-голям от T_c , респективно T_d .

В таблица II.9 са дадени стойностите на всички параметри съгласно EC8.

Таблица II.9 Стойности на параметрите за определяне на спектъра по EC8							
Категория на почвата	S	b ₀	k _{d1}	k _{d2}	T _B	T _C	T _D
A	1,0	2,5	2/3	5/3	0,10	0,40	3,0
B	1,0	2,5	2/3	5/3	0,15	0,60	3,0
C	0,9	2,5	2/3	5/3	0,20	0,80	3,0

Теглата W се изчисляват от гравитационните натоварвания, в комбинация с въздействията, дадени в II.8 в).

II.7.2 Обща процедура за изчисление

Хоризонтална компонента на сеизмичното въздействие

1. Почвените условия се класифицират съгласно EC8, част 3.2, в зависимост от данните от геоложките проучвания.
2. В съответствие с категорията на почвата от таблица II.9 се вземат всички параметри, описващи спектъра.
3. Избира се стойност за фактора на поведение (виж част I.4, таблица I.3).
4. Изчислява се стойността на изчислителното спектрално ускорение $S_d(T)$.

Вертикална компонента на сеизмичното въздействие

Ако не съществуват специфични данни за вертикалната компонента, тя може да се пресметне чрез спектъра на реагиране за хоризонтално сеизмично въздействие, описан по-горе, като ординатите се намалят както следва:

- за периоди на трептене T, по-малки от 0.15 s, ординатите се умножават с коефициент 0,70;
- за периоди на трептене 0.15 s и $T < 0.50$ s се използва стойност, получена чрез линейна интерполация между 0.70 и 0.50;
- за периоди на трептене T, по-големи от 0.50 s, ординатите се умножават с коефициент, равен на 0,50.

II.7.3 Изчисляване с използване на два равнинни модела

За сгради, удовлетворяващи критериите в част II.4.1, анализът може да се извърши, използвайки два равнинни модела, по един за всяко направление.

Срязваща сила в основата

Сеизмичната срязваща сила в основата F_b за всяко основно направление се определя по следния начин:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot W$$

където:

- T₁: основен период на трептене на сградата при транслационно движение в разглежданото направление;
- W: общо тегло на сградата (виж част II.7.1).

Разпределение на хоризонталните сеизмични сили

Основната форма на трептене на гвата равнинни модела на сградата може да бъде апроксимирана с хоризонтални премествания, нарастващи линейно по височината на сградата.

Ефектът от сеизмичното въздействие се определя чрез прилагане към етажните маси m_i в гвата равнинни модела на хоризонтални сили F_i :

$$F_i = F_b \frac{z_i W_i}{\sum z_j W_j}, \quad (II.13)$$

където:

z_i, z_j : разстояния от горен ръб на фундамент до центъра на масите m_i и m_j ;

W_i, W_j : тегла, съответстващи на масите m_i, m_j .

Определените по този начин хоризонтални сили F_i се разпределят между вертикалните носещи конструкции, приемайки че пограве са недеформируеми в равнината си.

Отчитане на усукването

В случай на симетрично разпределение на напречните коравини и маси, ако не се прилага по-точен метод, влиянието на случайните усукващи ефекти може да се вземе под внимание чрез увеличаване на полученото натоварване в отделните носещи елементи чрез фактора δ , определен по формулата:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e}, \quad (II.14)$$

където:

x : разстояние от геометричния център на сградата до разглеждания елемент, измерено перпендикулярно на направлението на разглежданото сеизмично въздействие;

L_e : разстояние между гвата най-външни съпротивляващи се на хоризонтален товар елементи, измерено както в горния случай.

II.8 Моделиране на въздействията

При изчисляването на конструкцията проектантът трябва да вземе предвид следните въздействия и комбинации:

Въздействия

● Въздействия, които се отчитат:

- постоянни въздействия, G (постоянни натоварвания);
 - променливи въздействия, Q (полезни натоварвания);
 - сеизмични въздействия A_{Ed} .
- Комбинации от въздействия по EC6:

а. Основна комбинация:

$$E_d = \sum_{j=1}^n \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \text{ "}\pm\text{" } \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1}$$

$$\text{"}\pm\text{" } \sum_{i=2}^n \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{II.15})$$

$$E_d = \sum_{j=1}^n \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \quad (\text{II.16})$$

б. Комбинация при сеизмично въздействие:

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} \text{ "}\pm\text{" } \gamma_1 \cdot A_{Ed}$$

$$\text{"}\pm\text{" } \sum_{i=1}^n \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{II.17})$$

$$E_d = \sum_{j=1}^n G_{k,j} \quad (\text{II.18}),$$

където:

- " \pm ": означава "да се комбинира с";
- E_d : изчислителна стойност от ефекти от въздей-

ствия;

$G_{k,j}$: характеристична стойност на постоянното въздействие j ;

γ_G : частен коефициент на сигурност за постоянни въздействия:

$\gamma_G = 1.35$ за основна комбинация;

$Q_{k,1}$: характеристична стойност на преобладаващото променливо въздействие;

A_{Ed} : ефект от сеизмичното въздействие (E_E);

γ_1 : частен коефициент на сигурност за сеизмични въздействия (III категория по значимост): $\gamma_1 = 1.00$;

$Q_{k,i}$: характеристична стойност на непреобладаващите променливи въздействия;

γ_Q : частен коефициент на сигурност за променливи въздействия:

$\gamma_{Q1} = 1.50$ за основната комбинация

$\gamma_{Q,i} = 1,35$ за основната комбинация.

Когато постоянните въздействия влияят благоприятно, частният коефициент на сигурност γ_G

трябва да се приеме 1,00.

Необходимо е да се подберат от (II.15) и (II.16), респективно от (II.17) и (II.18), по-неблагоприятните резултати за стойността на E_d .

ψ_0 : коефициент за комбиниране на променливи въздействия за основна комбинация:

=0.70 за променливи въздействия, категории от A до D;

=1.00 за променливи въздействия, категория E;

=0.60 при снежни и ветрови въздействия.

ψ_2 : коефициент за комбиниране при сеизмични въздействия:

=0.30 за променливи въздействия, категории A и B;

=0.60 за променливи въздействия, категории C и D;

=0.80 за променливи въздействия, категория E;

=0.00 при снежни и ветрови въздействия.

в. Гравитационни натоварвания W
Ефектите от сеизмичното въздействие трябва да бъдат оценени като се вземе под внимание присъствието на всички гравитационни натоварвания в следната комбинация от въздействия:

$$\sum G_{k,j} \text{ "}\pm\text{" } \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (\text{II.19})$$

където:

$\Psi_{E,i}$: коефициент на комбиниране за променливо въздействие i .

Коефициентът за комбиниране $\Psi_{E,i}$ се изчислява от следния израз:

$$\Psi_{E,i} = \rho \cdot \Psi_{2,i}, \quad (\text{II.20})$$

където стойностите на ρ се вземат от следната таблица:

Таблица II.10 Стойности на ρ			
Категория на променливото въздействие	Ползване на етажи	Етаж	ρ
A-C	самостоятелно	последен	1,0
		друг	0,5
A-C	някои са със съвместно ползване	последен	1,0
		със съвместно ползване	0,8
		друг	0,5
D-F			1,0

г. Комбинация на компонентите на сеизмичното въздействие

Резултатът от съвместното действие на хоризонталната и вертикалната компоненти на земетръсното въздействие се изчисляват, използвайки следните комбинации:

$$\begin{aligned} & \text{"}\pm\text{" } E_x \text{ "}\pm\text{" } 0.3E_y \text{ "}\pm\text{" } 0.3E_z \\ & \text{"}\pm\text{" } E_y \text{ "}\pm\text{" } 0.3E_x \text{ "}\pm\text{" } 0.3E_z \quad (\text{II.21}) \\ & \text{"}\pm\text{" } E_z \text{ "}\pm\text{" } 0.3E_x \text{ "}\pm\text{" } 0.3E_y, \end{aligned}$$

където:

$\text{"}\pm\text{"}$: означава "да се комбинира с";

E_x : хоризонтално сеизмично въздействие по направление на оста x ;

E_y : хоризонтално сеизмично въздействие по направление на оста y ;

E_z : вертикално сеизмично въздействие по направление на оста z (вертикална компонента).

Във високосеизмични зони вертикалната компонента на сеизмичното въздействие E_z трябва да се отчита за цялата конструкция.

Вертикалната компонента на сеизмичното въздействие E_z трябва да се отчита също в следните случаи:

- при хоризонтални или почти хоризонтални конструктивни елементи с отвор 20 m или повече;
- при конзолни елементи с дължина по-голяма от 1 m;
- при греди с насадени върху тях колони.

Стойностите на въздействията G и Q се определят в съответствие с нормите за натоварвания по същия начин, както за всички други типове конструкции.

В следващата част са дадени препоръки за определяне на съпротивлението на конструкциите.

II.9 Проверка на съпротивлението

Изчислителната стойност на съпротивлението на зидарията се изчислява от проектанта чрез разделяне на характеристичната стойност с частния коефициент за сигурност на материала.

Използват се следните формули:

- изчислителна стойност за съпротивление на натиск:

$$f_{\text{d}} = \frac{f_{\text{k}}}{\gamma_{\text{M}}}; \quad (\text{II.22})$$

- изчислителна стойност за съпротивление на опън, ако е необходимо:

$$f_{\text{td}} = \frac{f_{\text{tk}}}{\gamma_{\text{M}}}; \quad (\text{II.23})$$

- изчислителна стойност за съпротивление на срязване:

$$f_{\text{vd}} = \frac{f_{\text{vk}}}{\gamma_{\text{M}}}; \quad (\text{II.24})$$

- изчислителна стойност за съпротивление на огъване:

$$f_{\text{xd}} = \frac{f_{\text{xk}}}{\gamma_{\text{M}}}, \quad (\text{II.25})$$

където:

- f_{k} : характеристична стойност на якостта на натиск на зидарията;
- f_{tk} : характеристична стойност на якостта на опън на зидарията;
- f_{vk} : характеристична стойност на якостта на сряз-

- f_{xk} : характеристична стойност на якостта на огъване на зидарията;
- γ_{M} : частен коефициент на сигурност за материал (таблицы II.5, II.6).

II.9.1 Изчисление за вертикални натоварвания

Изчислителната стойност за вертикално натоварване е:

$$N_{\text{Rd}} = \frac{\Phi_{\text{i,m}} t f_{\text{k}}}{\gamma_{\text{M}}} \text{ (kN/m)}, \quad (\text{II.26})$$

където:

- $\Phi_{\text{i,m}}$: редуциращ коефициент, отчитащ строиността на стената и ексцентрицитетата на натоварването извън равнината на огъване на стената.

Стойността на $\Phi_{\text{i,m}}$ се изчислява съгласно изискванията на EC6, както следва:

1. В горния или долния край на стената:

$$\Phi_{\text{i}} = 1 - 2 \frac{e_{\text{i}}}{t}, \quad (\text{II.27})$$

където:

- e_{i} : ексцентрицитет в горния или в долния край на стената, изчислен по формулата:

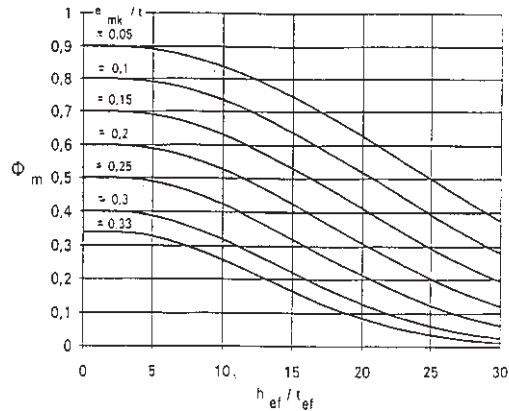
$$e_{\text{i}} = \frac{M_{\text{i}}}{N_{\text{i}}} + e_{\text{hi}} + e_{\text{s}} \geq 0.05t, \quad (\text{II.28})$$

където:

- M_{i} : изчислителен огъващ момент извън равнината на огъване на стената в горния или долния ъ край;
- N_{i} : изчислително вертикално натоварване в горния или долния край на стената;
- e_{hi} : ексцентрицитет в горния или в долния край на стената в резултат на хоризонтални натоварвания;
- e_{s} : случаен ексцентрицитет, отчитащ всички неточности при изпълнението на конструкцията. Приемат се равен на $h_{\text{eff}}/450$;
- t : дебелина на стената.

2. В средната 1/5 част от височината на стената:

Φ_m може да се определи от диаграмата на фиг. II.8:



Фиг. II.8 Регуиращ коефициент Φ_m в зависимост от стройността на стената за различни стойности на ексцентрицитета

където:

e_{mk} : ексцентрицитет в средната 1/5 от височината на стената, изчислен по следните формули:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0.05t \quad (\text{II.29})$$

$$e_m = \frac{M_m}{N_m} + e_{hm} \pm e_s \quad (\text{II.30})$$

e_m : ексцентрицитет в резултат на натоварването;

M_m : максимална стойност на изчислителния огъващ момент в средната 1/5 част от височината на стената;

N_m : изчислително осово натоварване, приложено в средната 1/5 част от височината на стената;

e_{hm} : ексцентрицитет в средата на височината на стената в резултат на хоризонтални натоварвания (т.е. вятър);

h_{ef} : ефективна височина (изключвателна дължина);

t_{ef} : ефективна дебелина на стената, равна на действителната дебелина на стената t ;

t : дебелина на стената

e_k : ексцентрицитет в резултат на ефекта на пълзене, определен по следната формула:

$$e_k = 0.002\phi_{\infty} \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{te_m} \quad (\text{II.31})$$

ϕ_{∞} : краен коефициент на пълзене за газобетон, обикновено се приема $\phi_{\infty} = 1,5$.

II.9.2 Изчисляване на огъване

Изчислителната стойност на съпротивляващия се на огъване момент в равнината и извън равнината на стената се определя както следва:

- в равнината на стената:

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_d t l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_d}{f_d} \right) \text{ (kNm); (II.32)}$$

- извън равнината на огъване:

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_d t^2 l}{2} \left(1 - \frac{\sigma_d}{f_d} \right) \text{ (kNm), (II.33)}$$

където:

- t: дебелина на стената;
- l: дължина на стената;
- σ_d : изчислителна стойност на нормалните натискови напрежения в стената;
- f_d : изчислително съпротивление на натиск.

Характеристичната якост на натиск f_k за зидария от YTONG може да се вземе от таблица II.1.

II.9.3 Изчисляване на срязване

Изчислителната стойност за съпротивлението на срязване се дава с:

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} t l_c}{\gamma_M} \text{ (kN), (II.34)}$$

където:

- l_c : дължина на натиснатата част от стената.

Характеристичната начална якост на срязване f_{vk0} за зидария от YTONG може да се вземе от част II.3.1.B.

Съгласно ЕС6 характеристичната якост на срязване за зидария YTONG f_{vk} може да се получи от следните изрази:

- при незапълнени вертикални фуги:

$$f_{vk} = 0.5 f_{vk0} + 0.4 \sigma_d \text{ (II.35)}$$

$$\text{или } f_{vk} = 0.045 \cdot f_b, \text{ (II.36)}$$

но не по-малко от f_{vk0}

$$\text{или } f_{vk} = 0.7 \cdot f_{vk,ult}, \text{ (II.37)}$$

където:

- f_{vk0} : якост на срязване при нулево натисково напрежение, виж II.3.1.B;
- $f_{vk,ult}$: гранична стойност за f_{vk} , виж II.3.1.B.

- при запълнени с лепилен разтвор вертикални фуги:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_d \text{ (II.38)}$$

$$\text{или } f_{vk} = 0.065 \cdot f_b, \text{ (II.39)}$$

но не по-малко от f_{vk0}

$$\text{или } f_{vk} = f_{vk,ult}, \text{ (II.40)}$$

където:

- f_{vk0} : якост на срязване при нулево натисково напрежение, виж II.3.1.B;
- $f_{vk,ult}$: гранична стойност за f_{vk} , виж II.3.1.B.

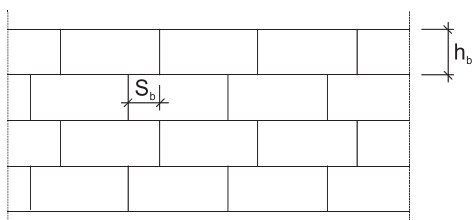
II.10 Изисквания при проектиране на зидани конструкции – детайли

В допълнение към изискванията, изложени в II.5 и II.6, при противоземетръсното проектиране е необходимо да се вземат предвид следните детайли, отнасящи се за зидарията, както и за армираните елементи:

II.10.1 Общи положения

- минималното застъпване s_b между блокчетата трябва да е най-малко:

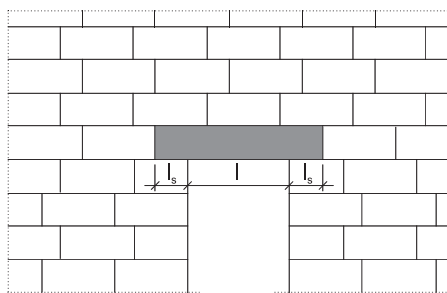
$$S_b \geq 0.40h_b; \quad (II.41)$$



Фиг. II.10 Необходимо застъпване на блоковете

- армираните YTONG-елементи над отвори трябва да стъпват с дължина l_s , където:

$$l_s = 0,12.l \geq 0,25 \text{ м.} \quad (II.42)$$



Фиг. II.11 Минимална дължина на стъпване за армирани елементи над отвори

II.10.2 Стоманобетонни елементи

- Минималната армировка на обрамчени стоманобетонни елементи (виж част II.6.1.6) се изчислява по формулата:

$$A_{s,min} = \frac{A_c \cdot f_{ctm}}{f_{yk}}, \quad (II.43)$$

където:

- $A_{s,min}$: минимално сечение на надлъжната армировка;
- f_{yk} : характеристична граница на провлачане на стоманата;
- f_{ctm} : средна якост на опън на бетона.

В зависимост от вида на бетона се използват следните стойности за f_{ctm} :

Таблица II.11 Средна якост на опън на бетона					
Бетон	C12	C16	C20	C25	C30
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,5	2,8

В зависимост от вида на стоманата се използват следните стойности за f_{yk} :

Таблица II.12 Характеристична граница на провлачане на стоманената армировка			
Стомана	S220	S400	S500
f_{yk} (MPa)	220	400	500

Във всички случаи сечението на надлъжната армировка $A_{s,min}$ не трябва да е по-малко от 240 mm^2 .

За гъбелци с кръгло напречно сечение минималното армиране е с един прът $\varnothing 14 \text{ mm}$ (154 mm^2).

- За обрамчващите стоманобетонни елементи разстоянието между стрепената s се изчислява по формулата:

$$s = \frac{2A_{sw}}{\rho_w \cdot b_w} \leq 250 \text{ mm}, \quad (II.44)$$

но не по-голямо от по-малката страна на напречното сечение на елемента,

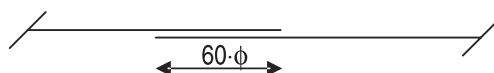
където:

- A_{sw} : напречно сечение на един клон от стремето (mm^2);
- b_w : максимална широчина на стоманобетонния елемент (mm);
- ρ_w : процент на напречно армиране, в зависимост от вида на използваните бетон и стомана.

Минималните стойности на ρ_w в (%) са дадени в следващата таблица:

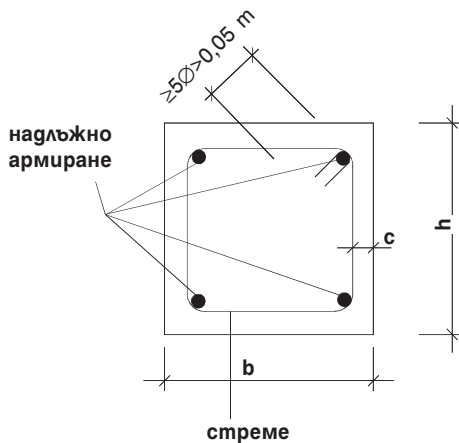
Таблица II.13 Минимален процент на напречно армиране			
Вид бетон	Вид стомана		
	S220	S400	S500
C12/15 - C20/25	0,16	0,09	0,07
C25/30	0,24	0,13	0,11

- Диаметърът на стрепената се избира не по-малък от 6 mm и не по-голям от 10 mm.
- За осигуряване на непрекъснатостта на надлъжната армировка трябва да се предвиди застъпване с дължина 60 пъти диаметъра на пръта.



- Разстоянието между прътите на надлъжната армировка на една и съща страна на напречното сечение на елемента не трябва да надвишава 20 cm.

- Минималният диаметър на надлъжната армировка е 10 mm.
- Минималното бетонно покритие c на армировката трябва да бъде:
 - 2,5 cm при влажна несолена среда;
 - 4,0 cm при влажна солена среда;
 - 4,0 cm при влажна среда край море.



Фиг. II.12 Разположение на армировката за обрамчващи стоманобетонни елементи

Пресичане на стени и обрамчващи стоманобетонни елементи

- За подобряване на връзката между хоризонталните и вертикалните обрамчващи елементи със зидарията на основната конструкция (носещите зидани стени) може да се използват стоманени връзки. Те се закомват в зиданите стени в зависимост от сеизмичността на зоната (виж фиг. II.13 до II.16).
- Минималният диаметър на стоманените връзки е 8 mm.

- Закомвящата дължина на стоманените връзки, обединяващи обрамчващите елементи с носещите стени, се изчислява от следния израз:

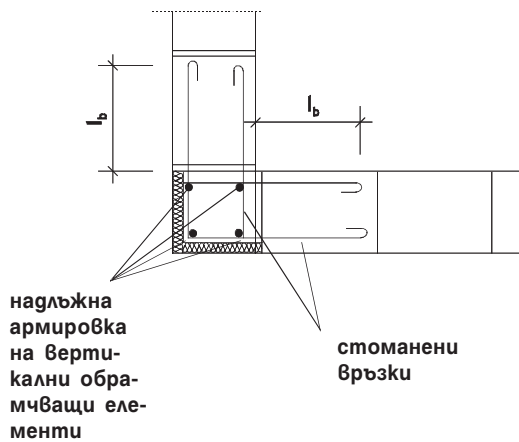
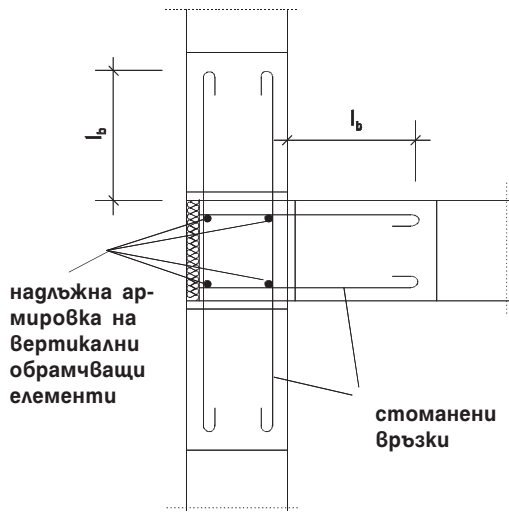
$$l_b = \gamma_M \cdot \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{f_{bok}}, \quad (\text{II.45})$$

където:

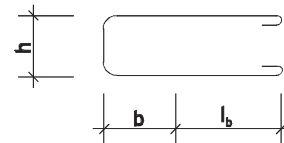
- γ_M : 1.7 – частен коефициент на сигурност за зидарията;
- γ_s : 1.15 – частен коефициент на сигурност за стоманата;
- f_{yk} : характеристична граница на провлачане на армировъчната стомана;
- ϕ : диаметър на армировката;
- f_{bok} : характеристична стойност на якостта на сцепление между армировъчната стомана и замонолитващия разтвор (таблица II.14)

Таблица II.14 Характеристична стойност на якостта на сцепление между армировъчната стомана и замонолитващия разтвор

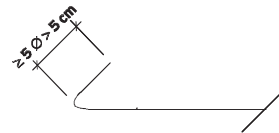
Класификация	Замонолитващ разтвор	
	M5 – M9	M10 – M14
f_{bok} (N/mm ²) за гладка стомана	0,7	1,2
f_{bok} (N/mm ²) за армировъчна стомана с голямо сцепление	1,0	1,5



Фиг. II.13 Връзки между стени и вертикални стоманобетонни обрамчващи елементи: междинна (горе) и в ъгъла на сградата (долу): Общ вид на армировката и заковваща дължина на стоманените връзки, които се монтират една по една в процеса на зидане

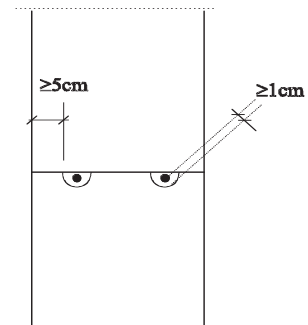


Фиг. II.14 Детайл на стоманена връзка между носещи стени от YTONG и обрамчващи стоманобетонни елементи



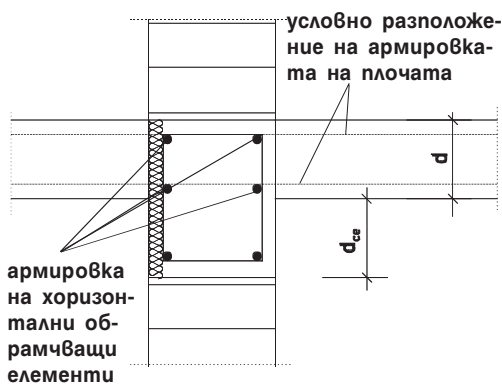
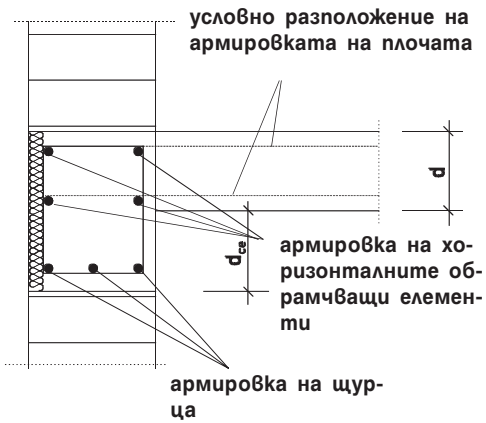
Фиг. II.15 Детайл на заковвяне
Разстоянието от края на пръта до началото на огъването трябва да бъде най-малко 5 пъти диаметъра на армировката. То трябва да е винаги повече от 5 см.

- Минималната дебелина на разтвора около заковвящия прът е 1 см. Каналът за разтвор се разполага на минимално разстояние 5 см от краищата на зидарията (фиг. II.16).



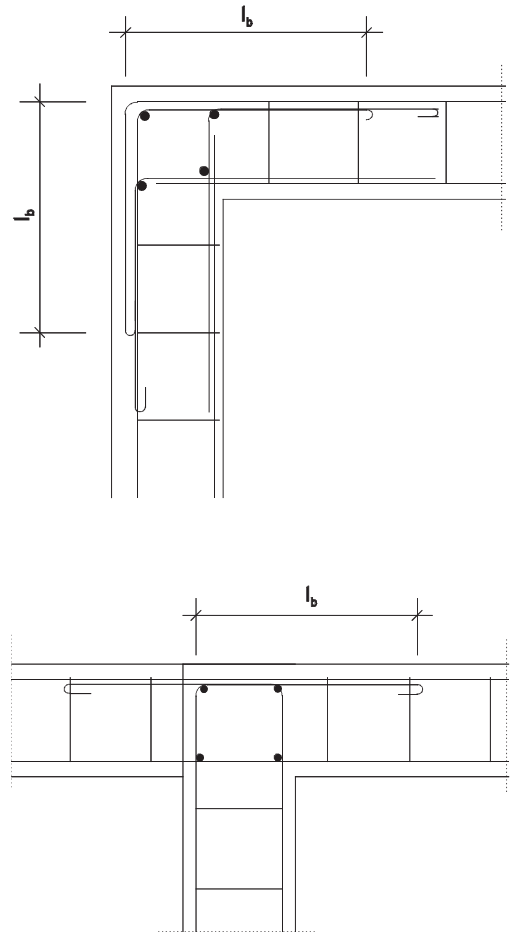
Фиг. II.16 Разполагане на канала за разтвор за заковвянето

- Надлъжната армировка и стрелената на обрмчващите стоманобетонни елементи трябва да са правилно разположени в зоната на свързване със стоманобетонните плочи. (виж фиг. II.17).



Фиг. II.17 Пресичане на вътрешни и външни стени с хоризонтални стоманобетонни елементи: общ вид на армировка

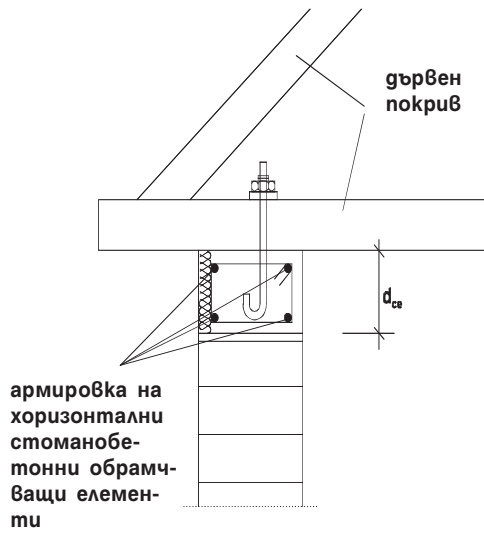
- И хоризонталните, и вертикалните обрмчващи стоманобетонни елементи трябва да са кораво свързани помежду си. Необходимо е да се обърне специално внимание на критичните сечения в зоната на пресичане, както е показано на фиг. II.18.



Фиг. II.18 Ъглова и междинна връзка при пресичане на два хоризонтални и един вертикален стоманобетонни обрмчващи елементи

Дървени покриви

- При наличие на дървен покрив, той трябва да е свързан надеждно към хоризонталните стоманобетонни обрамчващи елементи на равнището на стрехата. Фиг. II.19 показва начин за изпълнение на такава връзка.



Фиг. II.19 Свързване на покрив към хоризонтален стоманобетонен елемент

III. Извлечения от аналитични и експериментални изследвания

III.1 Изследователски проект в Института по строителни анализи и антисейсмични изследвания, Атински национален технически университет

Задача на проекта:

Формулиране на указания и препоръки за проектиране и изграждане на противоземетръсни носещи зидани конструкции с YTONG

Резюме:

Предмет на проекта, осъществен от Института по строителни анализи и антисейсмични изследвания на Атинския национален технически университет и финансиран от XELLA Porenbeton, бе изследването на поведението на носещи YTONG-конструкции при земетръсно въздействие.

Главните цели на проекта бяха:

- а) да се изследват специфичните характеристики на YTONG-конструкциите, подложени на динамично земетръсно натоварване;
- б) да се предложи минимум от подходящи мерки (т.е. използването на армирани стоманобетонни елементи) за подобряване на поведението на тези конструкции до едно задоволително ниво;
- в) да се дадат на строителните инженери практически препоръки, които да се прилагат при проектиране на сгради с YTONG в земетръсни райони.

В проекта са разгледани общите характеристики и поведението на сградите от YTONG, когато са изложени на земетръсно въздействие. Поради това бяха изследвани обикновени и обрамчени зидани YTONG-конструкции.

Практическите препоръки, отнасящи се за обрамчените и обикновените зидани YTONG-конструкции, са изложени изчерпателно в сбита за ползване от проектанта форма. Тези препоръки се отнасят за конструктивно-моделниране (конструкция, материал, въздействия), необходимо за инженерните изчисления, както и за конструктивните (строителни) детайли. Тези препоръки са използвани като отправна точка при разработката на окончателния текст на настоящото издание.

III.2 Експериментален проект в Научно-изследователския строителен институт в София

Цел на изследванията:

Определяне на поведението и носимоспособността на носещи стени от YTONG при земетръс

Резюме:

Обхватът на експерименталния проект, финансиран от XELLA Porenbeton, е определянето на носещата способност и деформируемостта на зидани стени, изградени от газобетон (YTONG).

Проектът бе разработен в две фази. Първата – през 1997 г., и втората – през 1999 г.

През първата фаза бяха експериментално изследвани три различни групи стени от YTONG:

- стени без отвори;
- стени с един отвор, разположен симетрично;
- стени с един отвор, разположен несиметрично.

Всички образци бяха с хоризонтални и вертикални обрамчващи стоманобетонни елементи.

През втората фаза бяха експериментално изследвани четири различни групи стени от YTONG:

- стени без отвори, само с хоризонтални обрамчващи стоманобетонни елементи;
- стени без отвори, с хоризонтални обрамчващи стоманобетонни елементи, комбинирани с вертикални стоманобетонни дълбели;
- стени с един отвор, разположен симетрично, само с хоризонтални обрамчващи стоманобетонни елементи;
- стени с един отвор, разположен симетрично, с хоризонтални обрамчващи стоманобетонни елементи, комбинирани с вертикални стоманобетонни дълбели.

Всички образци от проекта са изпитвани при постоянно вертикално натоварване и знакопроменливи хоризонтални натоварвания.

Основните резултати са включени надлежно в текста на препоръките. В резюме те са:

- Стени от YTONG с обикновена зидария и дебелина 25 см или повече могат да се използват като вертикални диафрагми в конструкциите на едноетажни сгради във високосейсмични зони ($\geq 0,3g$), когато на равнището на всеки етаж се поставят хоризонтални стоманобетонни пояси или стоманобетонни плочи.
- Стени от YTONG с обрамчена зидария и дебелина 25 см (24 см) и по-голяма могат да се използват като вертикални диафрагми за конструкции на сгради до два етажа във

високосейсмични зони ($\geq 0,3g$), когато са хоризонтално обрамчени със стоманобетонни пояси и са вертикално усилены в равнината си с цилиндрични стоманобетонни дюбели.

- Може да се приеме коефициент на поведение $\eta=2.0$ за обикновени и $\eta=2.5$ за обрамчени зидани YTONG-конструкции.
- Усилването на стените с вертикални цилиндрични стоманобетонни дюбели влияе благоприятно на сейсмичното им поведение (обрамчена зидария). Препоръчва се вертикалните дюбели да се поставят на разстояние не по-голямо от $1.5 \div 2.0$ м.

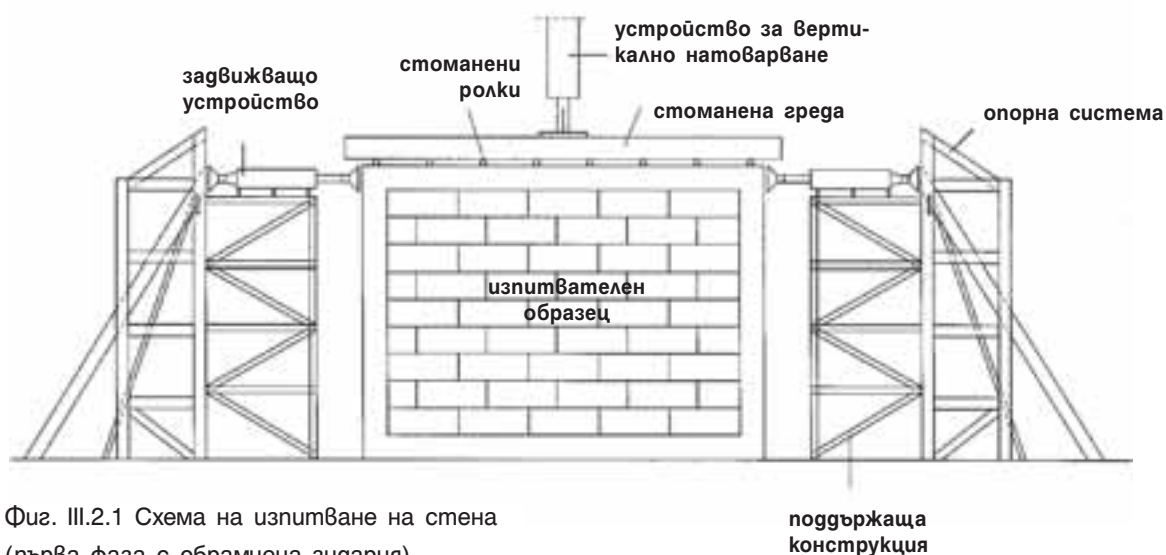
- При изпитванията бяха използвани материали с характеристики:

V5 ($f_b \geq 5 \text{ N/mm}^2$) за блокчетата YTONG, M10 (M5 през втората фаза) за тънкослойния свързващ разтвор и C15 за бетон.

- Отворите трябва да са разположени най-малко на 1.0 м от края на стената, ако липсват вертикални обрамчващи или усилващи елементи.

- При отвори, по-широки от 2 м стълпането на шурца трябва да е не по-малко от 30 см.

Пълните резултати от изпитванията и съответните характеристики на материалите се намират в докладите от изпитванията от двете фази на програмата.



Фиг. III.2.1 Схема на изпитване на стена (първа фаза с обрамчена зидария)



Фиг. III.2.2 Изпитвана стена - обикновена зидария



Фиг. III.2.3 Изпитвана стена - обикновена зидария с отвор

III.3 Изпитвания за якост на опън на стени от YTONG-блокчета, проведени в Института по строително инженерство, Хърватска

1 Общи положения

Клиентът произвежда блокчета YTONG в завода си XELLA Porenbeton Хърватска в гр. Пула и желае да продава тези продукти като елементи, подходящи за изграждане на носещи стени. Тъй като на практика цялата територия на Хърватска е разположена в сеизмична зона, където е необходимо да се докаже устойчивостта на сградите при земетръсно въздействие, от съществено значение е да се изследва якостта на опън на стените.

Тъй като в литературата, стандартите и нормите не съществува информация относно това свойство на стени, изградени с YTONG, е необходимо то да се определи чрез експериментални изследвания.

Клиентът желае, също така, да използва експерименталните резултати от този доклад за строителство с YTONG и в други части на света и специално в Средиземноморието, така че тези резултати да имат и по-широко значение.

Носещи стени, изпълнени с блокчета YTONG, се изграждат чрез “лепене” със заводски произведен тънкослоен свързващ разтвор, така че дебелината на зидарската fuga е приблизително 1 mm. Обикновено стените са изградени от блокчета, чиято вертикална страна е профилирана така, че да позволява лесното им подреждане по време на зидането.

Две съседни блокчета се свързват помежду си чрез съединение на дълб и зъб. Този метод на изграждане изисква “сухи” вертикални fugи, тъй като е трудно да се нанесе равномерен тънък слой свързващ разтвор върху профилираната повърхност. Затова би било интересно да се определи чрез сравнителни изпитвания разликата в якостта на опън на стени с вертикални fugи, запълнени със свързващ разтвор, и на стени със “сухи” (незапълнени) fugи.

Тъй като клиентът произвежда блокчета с класове по якост на натиск 2, 4 и 6, ще е необходимо също така да се определи влиянието на якостта на натиск, респективно на съответната якост на опън, на блокчето върху якостта на опън на стената.

Въпреки че блокчета за носещи стени се произвеждат с няколко дебелени, от 17,5 cm до 36,5 cm, този факт не бе сметен за определящ за якостта на опън на стените и поради това всички образци, използвани при изпитанията, имат еднаква дебелина (25 cm).

2 Програма за изпитванията

Програмата за изпитванията включва изграждане на 20 експериментални стени, 10 от които от YTONG с клас по якост 2, а другите 10 от YTONG с клас по якост 6, и изпитване на всички основни механични характеристики на материалите. Цялостната програма за изпитванията на материали и стени обхваща следните дейности:

2.1 Изпитвания на материали
Блокчета и тънкослоен свързващ разтвор YTONG

2.2 Изпитвания на стени
Образците на стени бяха изградени на 12-ти и 13-ти април 1999 г. Те бяха изготвени в лабораторията на Института по строително инженерство на Хърватска от опитни служители на клиента – квалифицирани зидари, които имат голям опит в работата с YTONG. Тъй като свързващият разтвор придобива окончателните си свойства не по-рано от няколко дни след приготвянето си, бе взето решение изпитванията да започнат на 14-ия ден след това. Изпитванията започнаха на 29 април 1999 г. и завършиха на 7 май 1999 г.

Номиналните размери на образците стени са: 150x150x25 cm. Височината на блокчетата е 25 cm, така че образецът е от 6 реда. Всеки ред е от 2 цели блокчета дълги по 60 cm и една половинка от блокче. Редовете са зидани със застъпване. Свързващото вещество е заводски произведен тънкослоен разтвор, доставен в 25-килограмови разфасовки, към които предварително се добавя вода до постигане на подходяща консистенция.

Избраният метод за изпитване на стени - известен като “изпитване на просто срязване” - се състои в завъртане на стената на 45 градуса от началното ѝ положение, след което тя се полага на натиск по диагонала си на изпитвателния стенд. Така се постигат чисти напречни усилия, подобни на тези получени по време на изпитвания на опън за бетон по Бразилския метод, т.е. чрез разцепване. Тогава якостта на опън на стената се изчислява съгласно следната формула:

$$f_t = 0,45P/A,$$

където:

P: натискова сила в момента на разрушение;

A: площ на сечението на стената по хоризонталната зидарска фуга.

“Главите” на образеца, т.е. горният и долният му край, са укрепени чрез предварително изготвени елементи от обикновен бетон клас C20/16. Целта на това укрепване е концентрираната натискова сила да се предаде на образеца без локално разрушаване на блокчетата YTONG в точката на прилагане на силата. По-неже създадените по този начин напрежения са най-големи в центъра на образеца, то разрушението в общия случай настъпва мигновено, започвайки от центъра на образеца и движейки се към краищата му. По време на изпитванията деформацията на образеца бе измервана от всяка страна на стената по вертикалните и хоризонтални диагонали, т.е. измерени са деформациите на натиск и опън при база на измерването 1000 mm.

3 Резултати от изпитванията

Таблица III.3.1 Резултати от изпитванията: YTONG-блокчета (средни стойности)

Клас по якост	Показател	Резултат	Единица мярка
2	Тегловна влажност	22,49	%
	Обемна плътност в сухо състояние	0,478	kg/dm ³
	Якост на натиск f_c , перпендикулярна на посоката на набъбване	4,4	N/mm ²
	Якост на натиск f_c , по посоката на набъбване	3,8	N/mm ²
	Якост на опън при разцепване /Бразилски метод/	0,35	N/mm ²
	Якост на опън при огъване	0,18	N/mm ²
	Якост на опън при огъване на цялото блокче	0,7	N/mm ²
	Модул на еластичност E	1408	N/mm ²
6	Тегловна влажност	15,65	%
	Обемна плътност в сухо състояние	0,661	kg/dm ³
	Якост на натиск f_c , перпендикулярна на посоката на набъбване	7,5	N/mm ²
	Якост на натиск f_c , по посоката на набъбване	7,0	N/mm ²
	Якост на опън при разцепване /Бразилски метод/	1,00	N/mm ²
	Якост на опън при огъване	0,35	N/mm ²
	Якост на опън при огъване на цялото блокче	1,60	N/mm ²
	Модул на еластичност E	2960	N/mm ²

Таблица III.3.2 Резултати от изпитванията: тънкослоен свързващ разтвор

Възраст на образеца в дни	Якост на огъване в МПа	Якост на натиск в МПа	Обемна плътност в сухо състояние в kg/dm ³	Тегловна влажност в %
14	2,98	8,89	1,307	18,4
14	2,52	9,02	1,306	18,4
30	3,24	9,32	1,264	16,2
60	3,40	10,89	1,275	12,1
90	4,11	10,87	1,286	15,6
120	2,70	10,13	-	-
150	3,64	11,79	1,289	14,5
180	4,22	12,81	1,305	14,0

Резултати от изпитвания на стени от YTONG

Таблица III.3.3 съдържа якостта на опън на всяка отделна стена, както и средната якост ($f_{t,m}$) за всяка група стени, която е изчислена по следната формула:

$$f_{t,m} = \sum(f_{t,i})/n,$$

където:

$f_{t,i}$: якост на опън за отделен образец стена;

$f_{t,m}$: средна якост на опън за група от пет образца от един тип;

n : брой на образците в сериите ($n=5$).

Таблица III.3.3 Резултати от изпитвания: стени от YTONG

Означение на стената	Якост на опън f_t в МПа	Средна якост на опън $f_{t,m}$ в МПа	Характеристична якост на опън $f_{t,k}$ в МПа
2-1	0,213	0,217	0,163
2-2	0,215		
2-3	0,264		
2-4	0,184		
2-5	0,208		
2-6	0,112	0,121	0,091
2-7	0,132		
2-8	0,121		
2-9	0,124		
2-10	0,117		
6-1	0,252	0,263	0,197
6-2	0,225		
6-3	0,284		
6-4	0,298		
6-5	0,254		
6-6	0,179	0,180	0,135
6-7	0,195		
6-8	0,171		
6-9	0,172		
6-10	0,182		

Забележка:

При образци от 2-1 до 2-5 и от 6-1 до 6-5 всички фуги са запълнени с разтвор.

При образци от 2-6 до 2-10 и от 6-6 до 6-10 само хоризонталните фуги са запълнени с разтвор.

Характеристичната якост на опън $f_{t,k}$ е приета равна на 75% от средната стойност $f_{t,m}$.

4 Заключение

От резултатите от изпитванията се вижда, че блокчетата YTONG с класове по якост 2 и 6 не са изпитвани при по-ниски гранични якости, защото якостите на натиск на блокчетата, представени за изпитвания (виж табл. III.3.3)

бяха по-високи от стойностите, изискващи се за f_b (виж табл. I.1). Определените след линейна интерполация и екстраполация стойности на характеристичната якост на опън на зидарията $f_{t,k}$, съответстващи на класовете по якост на блокчетата YTONG, са дадени в таблица III.3.4.

Таблица III.3.4 Якост на опън на стена в зависимост от класа по якост на YTONG-блокчетата

Клас по якост на YTONG-блокчетата	f_b (N/mm ²)	Характеристична якост на опън на зидарията $f_{t,k}$ в МРа	
		Всички фуги са запълнени с разтвор	Само хоризонталните фуги са запълнени с разтвор
2	2,44	0,14	0,06
4	5,00	0,17	0,10
6	7,21	0,19	0,13



Фиг. III.3.1 Изпитване на якостта на опън: преди и след изпитването

III.4 Опитни резултати от изпитване на материала в XELLA Porenbeton R&D Center

Цел на изследванията:

Определяне на характеристиките на изпитвания материал

1. Опитна серия 1 (1997 г.)

1.1 Резултати

Резултати от изпитванията на материала за YTONG-блокове:

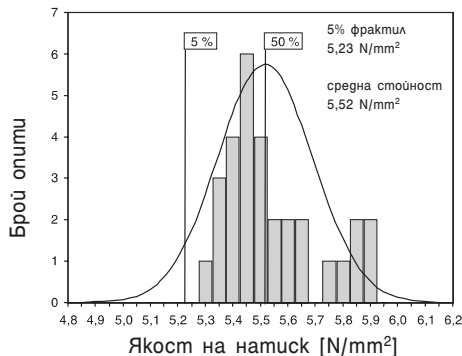
Изпитване № 137/2: якост на натиск

Вид на изпитването: якост на натиск

Форма на пробното тяло: куб
100x100x100 mm

Влажност по време на изпитването: 10% по маса

Изпитване съгласно: DIN 4165



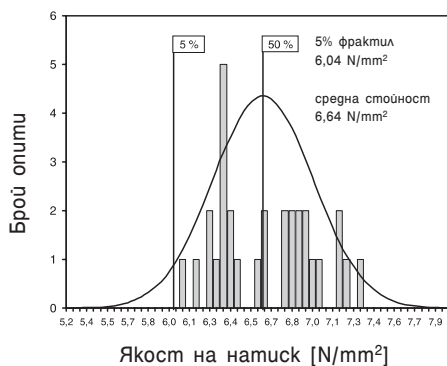
Изпитване № 137/2: якост на натиск

Вид на изпитването: якост на натиск

Форма на пробното тяло: куб
100x100x100 mm

Влажност по време на изпитването: 0% по маса

Изпитване съгласно: DIN 4165



Резултати от изпитванията на материала за YTONG-блокове:

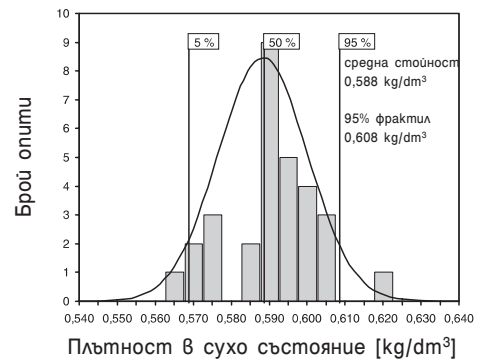
Изпитване № 137/3: плътност в сухо състояние

Вид на изпитването: плътност в сухо състояние

Форма на пробното тяло: куб
100x100x100 mm

Влажност по време на изпитването:

Изпитване съгласно: DIN 4165



Резултати от изпитванията на материала за YTONG-блокове:

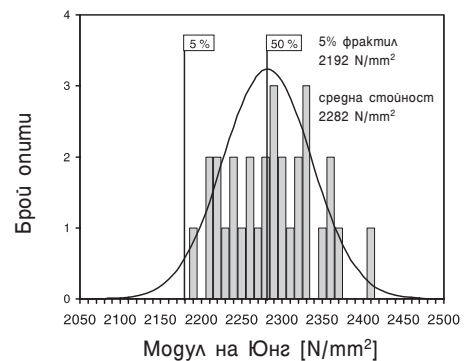
Изпитване № 137/4: модул на Юнг

Вид на изпитването: модул на Юнг

Форма на пробното тяло: призма 225x100x100 mm

Влажност по време на изпитването: 10% по маса

Изпитване съгласно: YTONG стандарт



Резултати от изпитванията на материала за YTONG-блокове:

Изпитване № 137/5: якост на

опън при огъване

Вид на изпитването: якост на опън при огъване

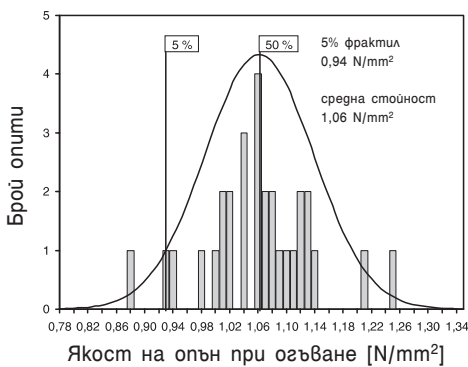
Форма на пробното

тяло: призма 500x100x249 mm

Влажност по време на

изпитването: 10% по маса

Изпитване съгласно: DIN 4166



Резултати от изпитванията на материала за YTONG-блокове:

Изпитване № 137/6: якост на

опън при разцепване

Вид на изпитването: якост на опън при разцепване

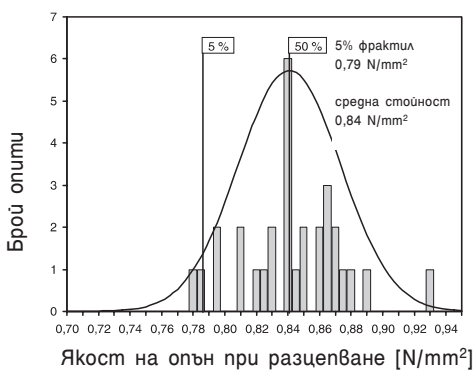
Форма на пробното тяло: куб

100x100x100 mm

Влажност по време на

изпитването: 10% по маса

Изпитване съгласно: DIN 1048



Резултати от изпитванията на материала за YTONG-блокове:

Изпитване № 137/7: съсъхване

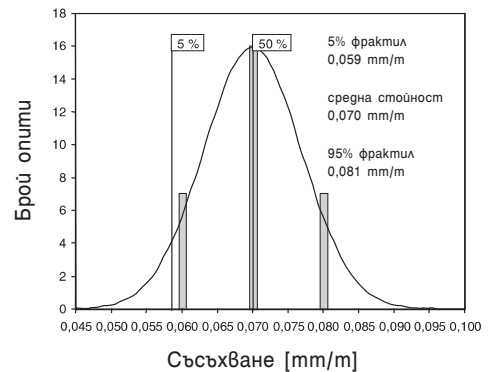
Вид на изпитването: съсъхване

Форма на пробното тяло: призма 160x40x40 mm

Влажност по време на

изпитването:

Изпитване съгласно: DIN 52450



Резултати от изпитванията на материала за YTONG-блокове:

Изпитване № 137/8: съсъхване

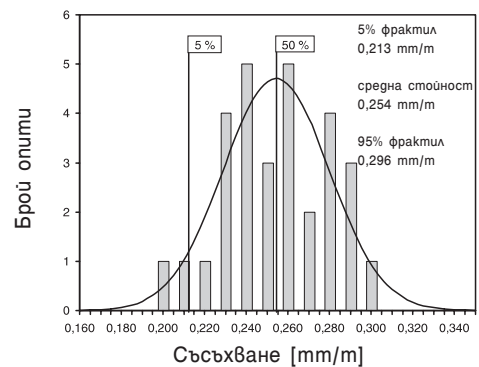
Вид на изпитването: съсъхване

Форма на пробното тяло: призма 160x40x40 mm

Влажност по време на

изпитването:

Изпитване съгласно: SB 22



1.2 Изпитвания за годност на тънкослоен свързващ разтвор YTONG, тип А(10 N/mm²)

Изпитванията са проведени от XELLA Porenbeton R&D Center в Шробенхаузен, Германия.

Резултати от изпитванията на материала за тънкослоен разтвор YTONG:

Изпитване №137/9

Стандарт за изпитване:

DIN 18555

Вид на изпитването	Условия на отлежаване на пробата	Изпитване №	Възраст в дни			Единица мярка d
			7	14	28	
Якост на сцепление при срязване		1	0,38	1,01	0,76	N/mm ²
		2	0,45	0,98	0,78	N/mm ²
Якост на опън при огъване	във влажна среда	1			3.30	N/mm ²
		2			3.07	N/mm ²
	при стандартни условия	3			3.92	N/mm ²
		4			3.87	N/mm ²
	в стайни условия	5			2.85	N/mm ²
		6			3.12	N/mm ²
Якост на натиск	във влажна среда	1			17.30	N/mm ²
		2			16.22	N/mm ²
	при стандартни условия	3			22.39	N/mm ²
		4			20.01	N/mm ²
	в стайни условия	5			15.83	N/mm ²
		6			14.74	N/mm ²
Якост на сцепление при опън при огъване		1	0.61	1.06	0.94	N/mm ²
		2	0.51	0.92	1.06	N/mm ²
Якост на сцепление при опън		1	0.28	0.32	0.41	N/mm ²
		2	0.26	0.34	0.35	N/mm ²
Плътност в сухо състояние		1			1.46	kg/dm ³
		2			1.41	kg/dm ³

1.3 Изпитвания за годност на блокове за зидария YTONG

Изпитванията са проведени от КСЕЛА ГАЗОБЕТОН България ЕООД, София.

Резултати от изпитванията на материала за YTONG-блокове:

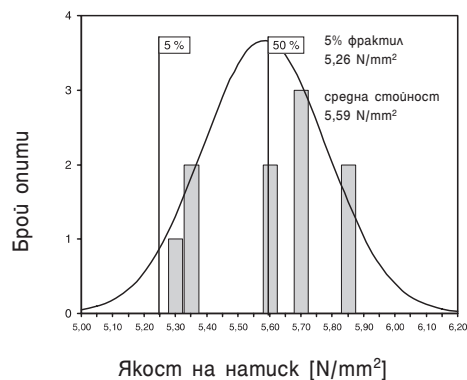
Изпитване № P1-P10: якост на натиск

Вид на изпитването: якост на натиск

Форма на пробното тяло: куб 100x100x100 mm

Влажност по време на изпитването: 10% по маса

Изпитване съгласно: DIN 4165



Резултати от изпитванията на материала за YTONG-блокове:

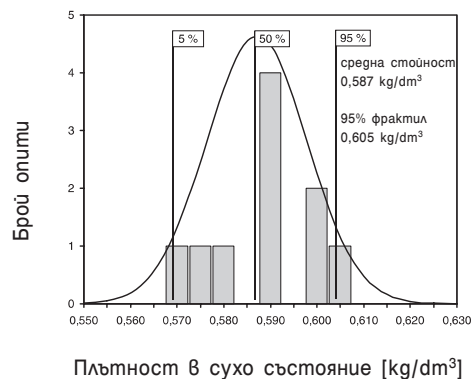
Изпитване № P1-P10: плътност в сухо състояние

Вид на изпитването: плътност в сухо състояние

Форма на пробното тяло: куб 100x100x100 mm

Влажност по време на изпитването:

Изпитване съгласно: DIN 4165



Изпитвания, проведени от:
Научноизследователски строителен институт, НИСИ, София, България

Резултати от изпитванията на материала за YTONG-блокове: (резултатите са взети от доклада от септември 1997 г.)

Стандарти за изпитване:
Български държавни стандарти: 7416-87 и 505-84; DIN EN 1352-1996, и др.
Опитните образци са взети от газобетонни блокчета от палет №1.

№ по рег	Означение	Режим на сушене	Влажност по обем на опитните образци в %	Резултат
1	Якост на натиск, МПа	при 60°C - 24 часа и след това при 105°C до постоянна маса	0.0	4.87
		при 60°C до постоянна маса	0.0	5.78
2	Якост на осов опън при разцепване, МПа	при 60°C до съответната влажност	5.65	0.633
			9.55	0.631
3	Якост на опън при огъване, МПа	при 60°C до постоянна маса	0.0	0.862
		при 60°C до съответната влажност	4.5	0.903
		изпитано при естествена влажност	14.5	0.767
4	Обемна плътност в сухо състояние, kg/dm ³	при 60°C - 24 часа и след това при 105°C до постоянна маса	0.0	0.544
		естествена влажност	20.87	0.752
5	Влажност, %	естествена влажност	20.87	20.87
6	Модул на еластичност на Юнг при натиск, МПа	при 60°C до съответната влажност	7.94	2260

1.4 Стандартни изпитвания на тънкослоен разтвор YTONG, тип А (10 N/mm²)
Изпитванията са проведени от Научноизследователския строителен институт, НИСИ, София, България.
Резултати от изпитванията на материала за тънкослоен раз-

твор за блокове за зидария YTONG:
(резултатите са взети от доклада от септември 1997 г.)
Стандарти за изпитване: БДС 5771-85 и др.
Опитните образци са от разтвор, взет по време на изграждането на стените. Консистенция-

та на разтвора е 11,7 см, определена съгласно БДС 5771-85. Изпитванията са проведени с разтвор, на възраст 28 дни. До изпитването образците са съхранявани при средна влажност w=95%.

№ по рег	Означение	Резултат
1	Якост на натиск, МПа	кубчета 7,07/7,07/7,07 см водонепропускливо гъно
		поресто гъно
		призми 4/4/16 см водонепропускливо гъно
		поресто гъно
2	Якост на опън при огъване, МПа	призми 4/4/16 см водонепропускливо гъно
		поресто гъно
3	Сцепление при опън, МПа	>0.804
4	Сцепление при опън при огъване, МПа	отлежаване при влажност 95 %
		отлежаване в лабораторията
5	Сцепление при срязване, МПа	1.46
6	Плътност в сухо състояние, kg/dm ³	при влажност 0.00 %
		при влажност 22.4 %
7	Съдържание на влага в изпитваните образци – призми 4/4/16 см, гържани до 28-ия ден във въздушна среда t=(20±3) °C и w=(65±10)%, в % по маса	6.83

1.5 Резултати от изпитвания на материала за блокове YTONG и за тънкослоен разтвор YTONG, тип А (10 N/mm²)

Изпитванията са проведени от Научноизследователския строителен институт, НИСИ, София, България.

(резултатите са взети от доклада от септември 1997 г.)

№	Означения	Стойности за стена №									Единица мярка
		WT ₁ ⁽¹⁾	WT ₁ ⁽²⁾	WT ₁ ⁽³⁾	WT ₂ ⁽¹⁾	WT ₂ ⁽²⁾	WT ₂ ⁽³⁾	WT ₃ ⁽¹⁾	WT ₃ ⁽²⁾	WT ₃ ⁽³⁾	
	YTONG-блокове										
	Възраст в дни	111	125	140	146	148	143	147	155	159	d
1	Якост на натиск	4.6	5.49	4.92	4.78	5.14	5.16	5.2	5.01	5.17	N/mm ²
	Влажност по обем	8.5	2.73	3.01	2.76	2.68	2.18	2.71	2.46	2.68	%
	Плътност в сухо състояние	0.585	0.596	0.585	0.580	0.602	0.582	0.589	0.575	0.588	kg/dm ³
2	Якост на опън при разцепване	0.62	0.77	0.69	0.73	0.8	0.75	0.81	0.74	0.82	N/mm ²
	Влажност по обем	11.08	3.80	5.08	4.08	3.64	3.32	3.72	3.32	3.47	%
	Плътност в сухо състояние	0.592	0.579	0.569	0.582	0.584	0.570	0.576	0.552	0.584	kg/dm ³
3	Якост на опън при огъване	0.87	0.96	0.88	0.99	1.05	0.85	1.06	1.02	0.83	N/mm ²
	Влажност по обем	14.0	6.49	6.47	6.74	8.34	5.37	4.65	5.01	6.7	%
	Плътност в сухо състояние	0.572	0.583	0.576	0.578	0.594	0.572	0.574	0.559	0.589	kg/dm ³
4	Е модул	1730	2670	2570	2380	2330	2130	2070	2730	2470	N/mm ²
	Влажност по обем	14.8	4.48	5.86	7.85	7.2	10.2	11.5	3.92	6.62	%
	Плътност в сухо състояние	0.584	0.592	0.574	0.574	0.592	0.572	0.561	0.565	0.581	kg/dm ³
5	Плътност в сухо състояние	0.584	0.593	0.601	0.581	0.582	0.592	0.587	0.548	0.580	kg/dm ³
6	Съдържание на влага:										
	- по обем	8.9	2.91	2.47	2.55	2.66	2.29	3.3	2.87	3.08	%
	- по маса	15.2	4.9	4.1	4.38	4.58	3.87	5.61	5.24	5.32	%
7	Температура в лабораторията по време на изпитванията	24	24	24	23	25	25	24	23	25	°C
8	Относителна влажност в лабораторията по време на изпитванията	55	63	74	68	65	67	68	65	67	%
	Свързващ разтвор YTONG										
	Възраст в дни	50	63	79	85	86	87	90	91	96	d
1	Якост на натиск	11.9	10.8	10.3	11.1	11.0	10.7	12.1	10.3	8.9	N/mm ²
2	Якост на опън при огъване	3.9	3.18	2.48	2.68	2.5	2.88	3.27	2.6	2.73	N/mm ²
3	Сцепление при срязване	1.54	1.37	1.43	1.27	1.45	1.81	1.5	1.53	1.44	N/mm ²
4	Сцепление при опън	0.59	0.62	0.64	0.42	0.51	0.55	0.35	0.5	0.68	N/mm ²
5	Плътност в сухо състояние	1.426	1.383	1.393	1.379	1.377	1.393	1.390	1.384	1.400	kg/dm ³
6	Съдържание на влага:										
	- по обем	6.51	6.33	5.78	5.67	6.47	6.38	6.53	6.87	6.58	%
	- по маса	4.64	4.65	4.27	4.3	4.96	4.57	4.83	5.16	4.87	%

2. Опитна серия 2 (1999 г.)**2.1. Предварителни изпитвания на блокове за зидария YTONG**

Изпитванията са проведени от Научноизследователския строителен институт, НИСИ, София, България.

Резултати от изпитванията на материала за YTONG-блокове: (резултатите са взети от доклада от август 1999 г.)

Стандарти за изпитване: БДС: 7416-87 и 505-84, DIN EN 1352-1996, и др.

№	Означения	Резултат	Единица мярка
	Възраст в дни	134	d
1	Якост на натиск	4.7	N/mm ²
	Влажност по обем	9.1	%
	Плътност в сухо състояние	0.524	kg/dm ³
2	Якост на осов опън при разцепване	0.61	N/mm ²
	Влажност по обем	17.0	%
	Плътност в сухо състояние	0.549	kg/dm ³
3	Якост на опън при огъване	0.88	N/mm ²
	Влажност по обем	9.4	%
	Плътност в сухо състояние	0.543	kg/dm ³
4	Е модул	1940	N/mm ²
	Влажност по обем	13.1	%
	Плътност в сухо състояние	0.530	kg/dm ³
5	Плътност в сухо състояние	0.524	kg/dm ³
6	Съдържание на влага:		
	- по обем	9.1	%
	- по маса	17.3	%
7	Температура в лабораторията по време на изпитванията	20	°C
8	Относителна влажност в лабораторията по време на изпитванията	64	%

2.2. Предварителни изпитвания на тънкослоен разтвор YTONG, тип В (5 N/mm²)

Изпитванията са проведени от Научноизследователския строителен институт, НИСИ, София, България.

Резултати от изпитванията на материала на тънкослоен свързващ разтвор за блокчета за зидария YTONG: (резултатите са взети от доклада от август 1999 г.)

Стандарти за изпитване: БДС 5771-85 и др.

№	Означения	Резултат	Единица мярка
	Възраст в дни	55	d
1	Якост на натиск	5.5	N/mm ²
2	Якост на опън при огъване	2.85	N/mm ²
3	Сцепление при срязване	>0.51	N/mm ²
4	Сцепление при опън	>0.7	N/mm ²
5	Сцепление при опън при огъване	>1.13	N/mm ²
6	Плътност в сухо състояние	1.056	kg/dm ³
7	Съдържание на влага:		
	- по обем	4.57	%
	- по маса	4.33	%
8	Температура в лабораторията по време на изпитванията	18	°C
9	Относителна влажност в лабораторията по време на изпитванията	62	%

2.3. Резултати от изпитвания на материала за блокове YTONG и тънкослоен свързващ разтвор YTONG

Изпитванията са проведени от Научноизследователския строителен институт, НИСИ, София, България.

(резултатите са взети от доклада от август 1999 г.)

№	Означения	Стойности за стена №											Единица мярка	
		WT ₄ ⁽¹⁾	WT ₄ ⁽²⁾	WT ₄ ⁽³⁾	WT ₅ ⁽¹⁾	WT ₅ ⁽²⁾	WT ₅ ⁽³⁾	WT ₆ ⁽¹⁾	WT ₆ ⁽²⁾	WT ₆ ⁽³⁾	WT ₇ ⁽¹⁾	WT ₇ ⁽²⁾		WT ₇ ⁽³⁾
	YTONG-блокове													
	Възраст в дни	150	171	—	—	177	189	—	191	193	168	199	—	d
1	Якост на натиск	5.0	5.05	5.1	4.92	5.11	4.8	5.05	4.8	4.6	4.85	4.94	4.97	N/mm ²
	Влажност по обем	5.19	5.25	6.15	7.59	7.68	4.91	4.95	4.92	5.54	4.47	5.9	5.8	%
	Плътност в сухо състояние	0.526	0.543	0.531	0.538	0.531	0.546	0.551	0.541	0.540	0.531	0.549	0.550	kg/dm ³
2	Якост на опън при разцепване	0.67	0.56	0.65	0.62	0.62	0.67	0.67	0.66	0.74	0.58	0.68	0.67	N/mm ²
	Влажност по обем	14.85	13.1	13.8	11.5	11.0	12.4	15.15	15.1	10.3	14.97	9.1	9.1	%
	Плътност в сухо състояние	0.550	0.544	0.547	0.557	0.550	0.547	0.543	0.542	0.572	0.533	0.543	0.549	kg/dm ³
3	Якост на опън при огъване	0.96	0.94	0.95	0.85	0.86	0.88	0.97	0.97	1.0	0.89	0.86	0.86	N/mm ²
	Влажност по обем	7.6	9.3	7.5	12.4	12.5	11.6	9.2	9.25	8.1	8.9	7.4	7.4	%
	Плътност в сухо състояние	0.537	0.545	0.539	0.543	0.544	0.540	0.549	0.545	0.549	0.545	0.546	0.548	kg/dm ³
4	Е модул	1710	1780	1590	1650	1650	1750	1650	1660	2400	1530	2280	2280	N/mm ²
	Влажност по обем	9.0	8.9	8.85	8.61	8.6	8.87	6.01	6.04	6.02	6.94	5.65	5.65	%
	Плътност в сухо състояние	0.556	0.540	0.548	0.544	0.543	0.544	0.547	0.545	0.544	0.542	0.548	0.548	kg/dm ³
5	Плътност в сухо състояние	0.526	0.543	0.535	0.530	0.531	0.546	0.539	0.541	0.540	0.531	0.549	0.549	kg/dm ³
6	Съдържание на влага:													
	- по обем	5.2	6.3	6.1	7.66	7.68	4.91	4.91	4.92	5.54	4.5	5.9	5.9	%
	- по маса	9.9	11.5	10.2	14.32	14.4	9.03	9.0	9.1	10.3	8.5	10.8	10.8	%
7	Температура в лабораторията по време на изпитванията	20	20	20	19	20	20	20	19	19	19	18	18	°C
8	Относителна влажност в лабораторията по време на изпитванията	63	70	68	66	65	65	65	65	68	65	63	63	%

№	Означения	Стойности за стена №											Единица мярка	
		WT ₄ ⁽¹⁾	WT ₄ ⁽²⁾	WT ₄ ⁽³⁾	WT ₅ ⁽¹⁾	WT ₅ ⁽²⁾	WT ₅ ⁽³⁾	WT ₆ ⁽¹⁾	WT ₆ ⁽²⁾	WT ₆ ⁽³⁾	WT ₇ ⁽¹⁾	WT ₇ ⁽²⁾		WT ₇ ⁽³⁾
	Свързващ разтвор YTONG													
	Възраст в дни	112	133	—	—	139	151	—	153	155	130	161	—	d
1	Якост на натиск	5.92	6.33	5.94	5.69	5.7	5.4	5.51	5.6	6.0	6.3	5.7	5.71	N/mm ²
2	Якост на опън при огъване	2.38	2.03	2.28	2.31	2.33	2.38	1.9	1.93	1.93	2.07	2.08	2.07	N/mm ²
3	Сцепление при срязване	0.55	0.52	0.53	0.35	0.36	0.34	0.41	0.4	0.35	0.5	0.49	0.49	N/mm ²
4	Сцепление при опън	0.75	0.75	0.75	0.83	0.82	0.75	0.89	0.91	0.7	0.54	0.73	0.74	N/mm ²
5	Сцепление при опън при огъване	0.93	1.16	1.15	1.16	1.15	1.15	>0.9	>0.9	1.05	1.05	>1.2	1.2	N/mm ²
6	Плътност в сухо състояние	1.047	1.100	1.095	1.059	1.060	1.037	1.059	1.064	1.053	1.080	1.050	1.050	kg/dm ³
7	Съдържание на влага:													
	- по обем	4.13	2.69	3.39	4.11	4.12	2.87	3.05	3.04	2.87	4.1	3.11	3.09	%
	- по маса	3.95	2.45	3.1	3.88	3.89	2.76	2.84	2.86	2.72	3.8	2.94	2.93	%
8	Температура в лабораторията по време на изпитванията	19	20	19	19	19	20	19	18	19	18	20	20	°C
9	Относителна влажност в лабораторията по време на изпитванията	65	66	65	66	65	65	63	63	64	68	65	66	%

КСЕЛА България ЕООД

1870 София
пром. зона Кремиковци

9300 Добрич
бул. "3-ти март" 60

Експедиция
София 02/ 994 35 24
02/ 945 10 80
в. 223

Добрич 058/ 655 922
058/ 655 923

Консултации
088/ 828 73 69
088/ 828 46 61

Маркетинг
088/ 828 43 48
088/ 828 52 48

факс София 02/ 945 10 85
факс Добрич 058/ 630 053

Интернет страница
www.xella.bg

Регионални мениджъри по
продажбите

София, Монтана, Благоевград,
Враца, Видин, Перник,
Кюстендил:

088/ 828 42 34
088/ 828 26 67

Пловдив, Хасково, Кърджали,
Смолян, Пазарджик, Ст.
Загора, Габрово:

088/ 828 67 53

Варна, Добрич, Шумен:
088/ 828 59 60

Бургас, Ямбол, Сливен:
088/ 828 67 53

Русе, Ловеч, Велико Търново,
Плевен, Силистра, Разград,
Търговище:

088/ 827 97 11

Златен
медал
от 51st
Пловдивски
панаир



Златен
медал
от 52nd
Пловдивски
панаир



Сертификат
за
качество
ISO 9001:2000



Маркировка за
съответствие със
съществените
технически изисквания
към продуктите

