



DOI: [10.71167/uaceg.2026.590204](https://doi.org/10.71167/uaceg.2026.590204)

Получена: 08.11.2025 г.

Приета: 29.01.2026 г.

ЧИСЛЕНО МОДЕЛИРАНЕ НА ОПОРА НА ФАСАДНА КОНСТРУКЦИЯ С ИЗОЛАЦИОННА ПОДЛОЖКА

В. Милков¹, Г. Пеков²

Ключови думи: опора на окачена фасадна конструкция, анкери за бетон, твърд изолационен материал, топлинен мост, числено моделиране

РЕЗЮМЕ

Настоящото изследване има за цел определяне на поведението под натоварване (зависимостта сила – преместване) и носимоспособността на опора на окачена фасадна конструкция, подложена на действие на срязваща сила. Опората представлява стоманен кутиеобразен профил, заварен към анкерна плоча с 4 анкера за бетон. Между анкерната, плоча и стоманобетонния елемент има елемент от твърд изолационен материал, с цел да се намали влиянието на топлинния мост към сградата. В рамките на изследването са представени резултатите от изчислението на подобно анкерно съединение, моделирано чрез софтуер на фирма производител, който е базиран на метод на крайните елементи.

В последствие е представен експериментален модел, чрез който са изпитани два образеца в реални размери с описаните параметри. Външната силата е приложена с помощта на хидравличен цилиндър, свързан към специално проектиран стенд. Последната част от изследването представлява числено моделиране на опората посредством софтуер за обемни крайни елементи, където ще бъде показано нелинейното ѝ поведение. Резултатите на експерименталното и численото изследване са представени във вид на графики и сравнени.

¹ Владислав Милков, инж., докторант, кат. „Метални, дървени и пластмасови конструкции“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: vlado_milkov@yahoo.com

² Георги Пеков, д-р инж., кат. „Строителна механика“, УАСГ, бул. „Хр. Смирненски“ № 1, 1046 София, e-mail: vasilev_fce@uacg.bg

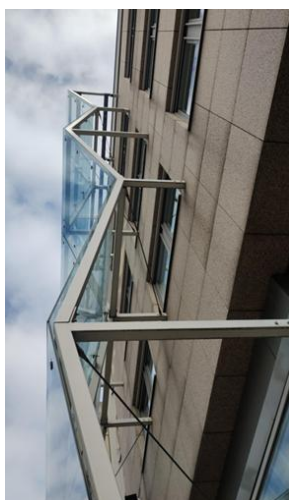
1. Въведение

В последните десетилетия се наблюдава значително развитие в областта на окачените фасади. Това са външни фасадни системи, които се монтират върху основната конструкция на сградата. Най-често се класифицират според използваните материали, конструктивни особености, приложение и т.н. В случая ще разгледаме следните типове:

- цялостни ограждащи конструкции: стъклени фасади, вентилируеми фасади с различни естествени композитни материали, сандвич панели и др. (фиг. 1);
- фасадни елементи с цел декорация или реклама (фиг. 2).



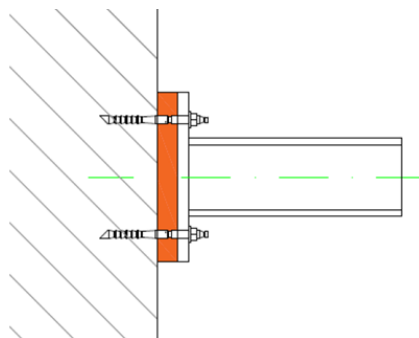
Фиг. 1. Окачена фасада с рекламни пана на търговски център, “XXXLutz Hesse Hannover”, гр. Гарбсен, Германия



Фиг. 2. Окачена фасада на офис сграда “Erdberger Lände”, гр. Виена, Австрия

Една от водещите тенденции в съвременното строителство е енергийната ефективност, където приоритет е намаляването на топлопроводимостта на външните ограждащи елементи. Както е споменато в друга статия на тази тема [1], това може да се постигне чрез намаляване на броя на опорите на такъв тип фасади и/или подобрене на топлоизолационните свойства на съответните опори.

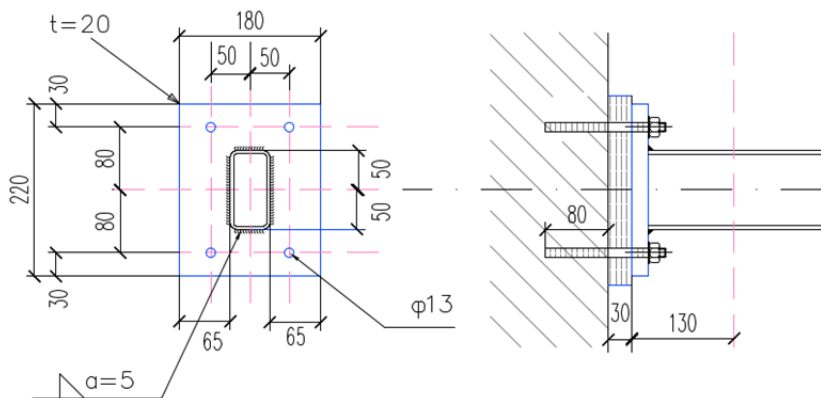
В настоящата статия ще бъде разгледана фасадна опора, състояща се от анкерна плоча, конзолен профил и 4 анкера за бетон. Между анкерната плоча и стоманобетонния елемент ще бъде интегрирана подложка от твърд изолационен елемент (вж. фиг. 3).



Фиг. 3. Конзолно закрепване с изолационна подложка

2. Цели и задачи на изследването

Основната цел на изследването е да се определи поведението (зависимостта сила преместване) и носимоспособността на фасадна опора на принципа, посочен в т. 1 по експериментален и числен път. Опората е от стомана S235 и представлява конзола (кутиеобразен профил $100 \times 50 \times 5$ mm), свързана посредством ъглов заваръчен шев към анкерна плоча $20 \times 180 \times 220$ mm. Тя е свързана с 2×2 механични анкера към слабо-армиран бетонен елемент с размери $400 \times 400 \times 150$ mm (фиг. 4) и клас C25/30. Между анкерната плоча и стоманобетонната повърхност има 30 mm подложка от изолационен материал от фирма “Сотрасфоам”, Австрия. Приложена е срязваща сила на разстояние 130 mm от долната повърхност на анкерната плоча.



Фиг. 4. Схема на анкерното закрепване и на натоварването

Изследването ще премине през 3 етапа, като са дефинирани съответно следните задачи:

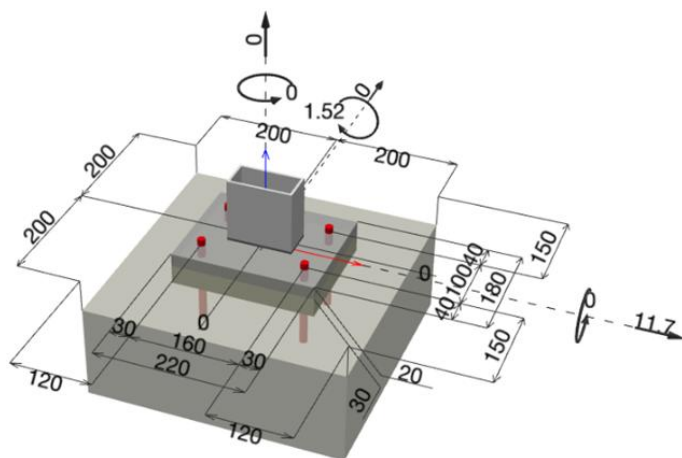
- аналитично решение със софтуер на фирма производител на крепежни и фасадни елементи (базиран на оразмеряване по Еврокод) с изчислителен модел, който максимално се доближава до характеристиките на дефинираното анкерно съединение;
- експериментално изследване в учебната и научноизследователска лаборатория (УНИЛ) на катедра „Метални, дървени и пластмасови конструкции“ към СФ на УАСГ;
- числено моделиране със софтуер за обемни крайни елементи.

Тези задачи ще бъдат описани по-подробно в следващите няколко точки, а получените резултатите ще бъдат сравнени.

3. Аналитично решение със софтуер на фирма производител

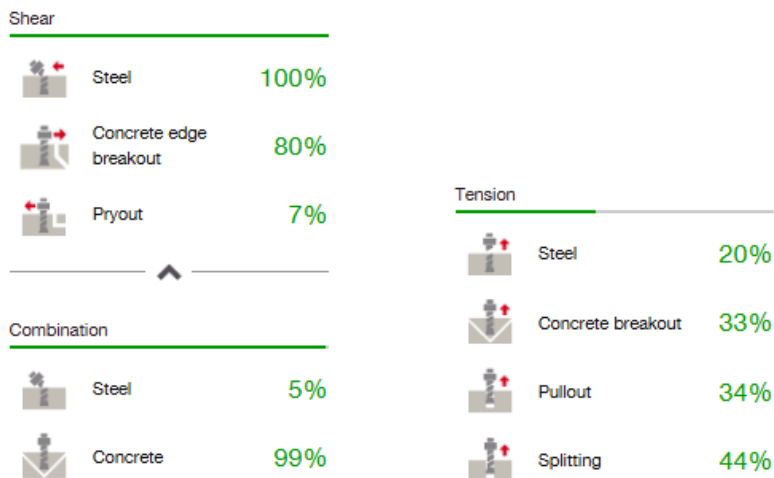
За да бъдат дефинирани първоначално размерите на фасадната опора, посочени в т. 2, е използван приложен софтуер “Hilti Profis Engineering” на фирма Хилти. Това оразмеряване е базирано на методиката по БДС EN 1992-4 [2] и БДС EN 1993[3]. В случая изолационната подложка е заместена с подливка на циментова основа с дебелина 30 mm, според възможностите на софтуера. Бетонът е приет за напукан, в полза на сигурността. Избрани са механични сегментни анкери HST3 M12, с ефективна дълбочина на закотвяне в бетона $h_{eff} = 80$ mm.

Тъй като аналитичното решение е комбинация от различни видове проверки (за металните елементи, бетоновото сечение около анкерите, комбинирани проверки), по итеративен път е избрано външно натоварване ($V_d = 11,7$ kN), при което е достигнато гранично състояние (конструктивните елементи не са достигнали пластични деформации и са запазили своята носимоспособност). Съответно огъващия момент в опорното сечение $M_d = 11,7 \cdot 0,13 \cong 1,52$ kNm. В случая V_d и M_d са изчислителни стойности на опорните реакции в опората от въздействия за крайно гранично състояние.



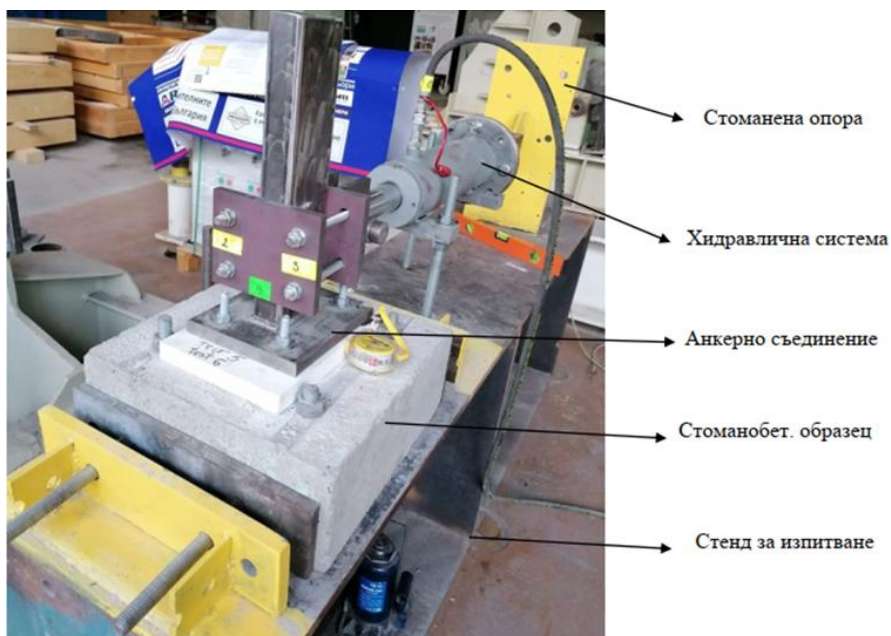
Фиг. 5. Изчислителен модел със софтуер “Hilti Profis Engineering”

Резултатите от оразмерителни проверки на анкерите (проверки за изтръгване, опън и срязване на стоманата), разрушение на бетона (конусовидно, близо до ръб) по БДС EN 1992-4 и БДС EN 1993 са представени във фиг. 6. Както се вижда, проверките за опън (44 % < 100 %) и комбинираното действие на силите (99 % < 100 %) на анкерите са удовлетворени, а при проверката на срязване е достигнат коефициент на използваемост 1,0 (т.е. 100 %).



Фиг. 6. Резултати от оразмерителни проверки със софтуер “Hilti Profis Engineering”

4. Експериментално изследване в лаборатория (УНИЛ)



Фиг. 7. Стенд за изпитване с монтиран експериментален образец [6]

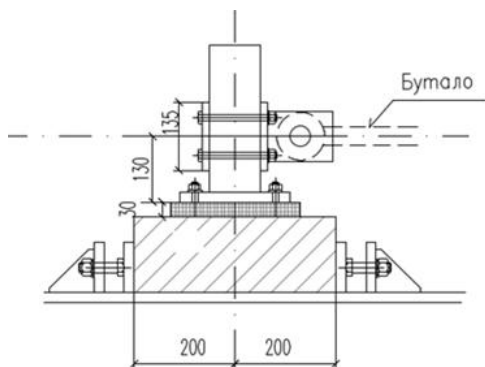
Фасадната опора, дефинирана в т. 2. Изследването е извършено експериментално в „Учебната и научноизследователска лаборатория“ (УНИЛ) на катедра „Метални, дървени и пластмасови конструкции“ към СФ на УАСГ.

За целта е проектирана експериментална постановка, състояща се от стенд, натоварваща система, експериментален образец и система от датчици за регистриране и записване на данните от експериментите. Тя е представена по подробно в друга статия с участието на първия автор [5]. За експлоатационно гранично състояние при настоящото изследване е възприет същият критерий както при методиката за експериментално изследване на образците от [5].

Дефинираното гранично преместване на опората в точката на окачването на фасадата (в случая централната ос на буталото) се получава по формулата:

$$U_z = \frac{2L}{250} = \frac{L}{125}, \text{ където } L \text{ е разстоянието от точката на прилагане на силата (мястото на}$$

окачване на фасадата) до стоманобетонната основа (вж. фиг. 8).



Фиг. 8. Експериментален образец в процес на монтаж

В случая при $L = 130 + 30 = 160 \text{ mm}$, $U_z = \frac{160}{125} \cong 1,3 \text{ mm}$.

Използвана е същата анкерна система както при т. 3: 2×2 Hilti HST3 – M12; $h_{eff} = 80 \text{ mm}$. Приложен е въртящ момент на натягане (затягане с динамо-метричен ключ) на анкерите по каталог от производителя: $T_{inst} = 60 \text{ Nm}$.

Около час след натягането нормалните усилия в анкерите въз основа на предишни експерименти (вж. т. 5.3.2 от [5]) са между 6 kN и 7 kN.

Приложено е циклично натоварване на буталото по следния принцип:

- натоварване до 3,5 kN, престой 5 min и разтоварване до 1 kN;
- натоварване до 7,5 kN, престой 5 min и разтоварване до 1 kN;
- натоварване до 15 kN, престой 5 min и разтоварване до 1 kN;
- натоварване до преместване на буталото 1 mm, престой 10 min;
- натоварване до разрушение на съединението.

Gesintertes hochverdichtetes EPS	CF 100	CF 125	CF 150	CF 200	CF 300	CF 400	CF ECO	Norm
Druckfestigkeit (N/mm ²) bei 10 % Stauchung	1,4	1,65	1,9	3,5	6,4	9,7	1,75	EN 826
bei 2 % Stauchung	0,8	1,1	1,32	1,48	3,24	4,0	0,95	angelehnt daran
Zulässige Spannung (N/mm ²) bei 2% Langzeitverformung u. Dauerlast	0,56	0,78	0,83	1,01	2,39**	4,18**	0,58	intern
E-Modul (N/mm ²)	40	55	66	74	162	200	46	intern
Schraubenauszug* ø 4,5 mm (N)	505	565	747	979	1.729	2.829	-	intern
Schraubenauszug* ø 7,5 mm (N)	837	919	1.179	1.875	2.677	4.047	825	intern
Schraubenquerzug ø 4,5 mm (N) bei 1,5 mm max. Kopfverformung, 40 mm Verankerungslänge, 30 mm Randabstand	103	112	150	214	319	500	-	intern
Schraubenquerzug ø 7,5 mm (N) bei 1,5 mm max. Kopfverformung, 40 mm Verankerungslänge, 30 mm Randabstand	296	394	493	542	1.012	1.333	-	intern
Wärmeleitfähigkeit Bemessungswert (W/mK)	0,0387	0,0405	0,0423	0,0459	0,0531	0,0650	0,045	EN 12667
Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl	~25							EN 12086-1
Brandverhalten	E (B1) schwer entflammbar							EN 13501-1 DIN 4102-1
Max. Wasseraufnahmefähigkeit 28 Tage	~5%							EN 12087



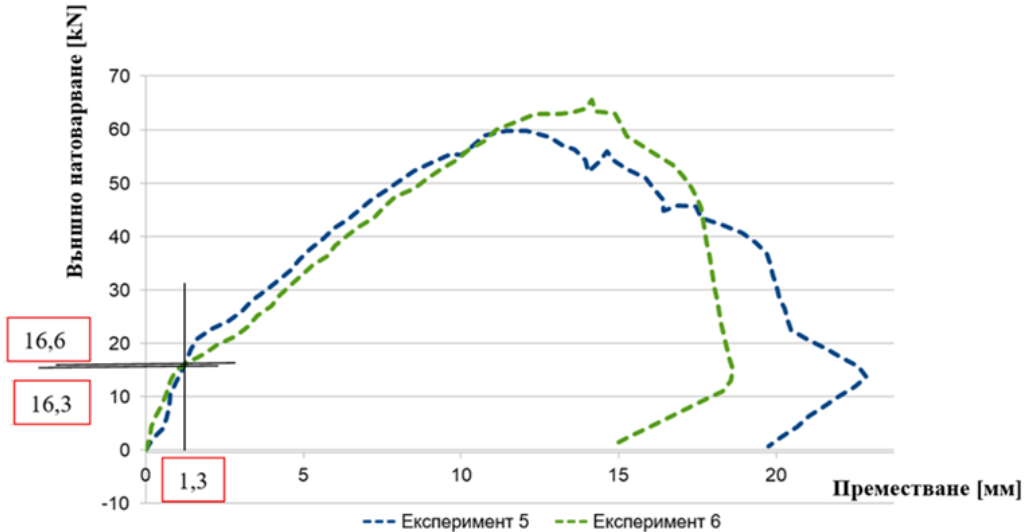
Фиг. 9. Механични характеристики на изолационна подложка от фирма “Compsfoam”, Австрия

Това е направено с цел да се установи дали има някаква остатъчна деформация на елементите на опората. Регистрирани са стойностите на хоризонталното преместване на върха на буталото и анкерната плоча, както и вертикалното преместване в анкерите и стойността на приложената сила.

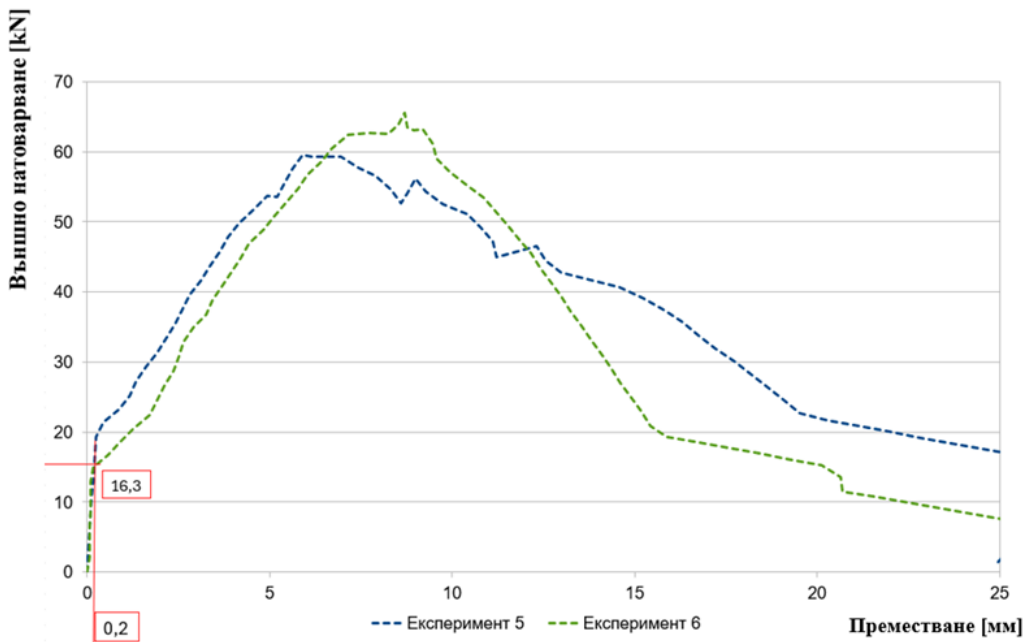
Тъй като не са забелязани остатъчни деформации, за улеснение графиките на настоящата статия ще бъдат интерполирани и ще бъдат представени чрез само една линия в зоната на цикличното натоварване.

Дефинираното гранично преместване от 1,3 mm в точката на прилагане на силата се достига при външна сила $V_1 \cong 16,6$ kN при експеримент N°5 и $V_2 \cong 16,3$ kN, при експеримент N°6 (фиг. 4), а в същия момент анкерната плоча има преместване $U_x = 0,2$ mm. До достигане на тази стойност на силата анкерната плоча може да се приеме за неподвижна (силата на триене уравновесява външното въздействие). В следващия етап на натоварване в диапазона до приблизително 60 kN се наблюдава

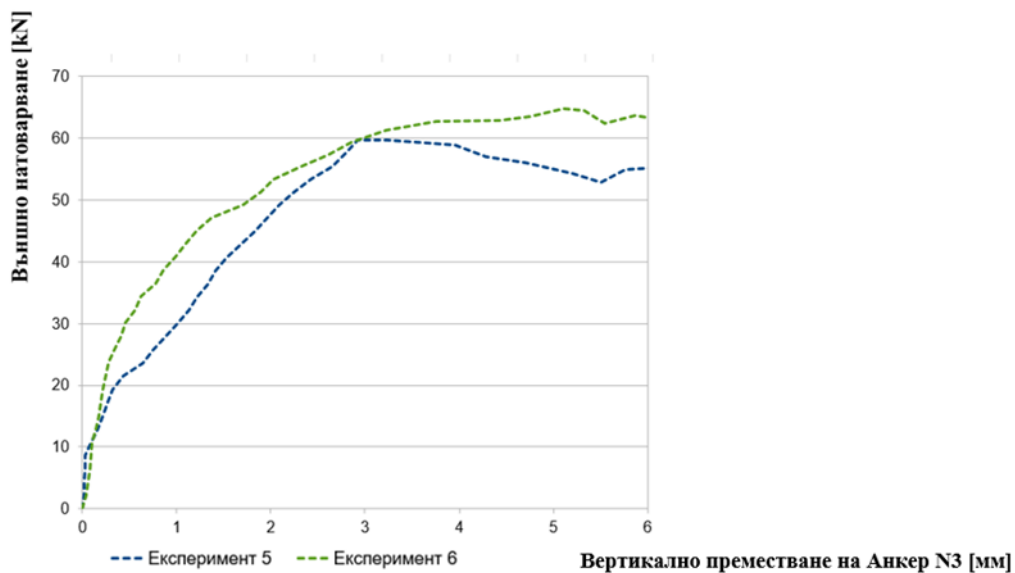
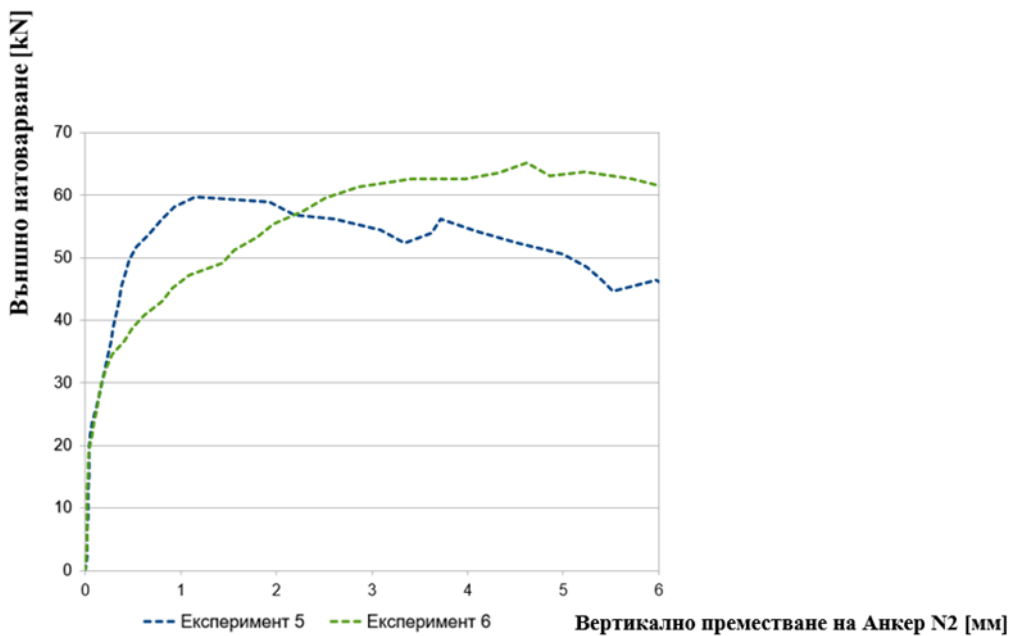
увеличаване на преместванията спрямо предходния етап. Това означава, че са се развили пластични деформации и поведението на опората е нелинейно. Съответно в диапазона от 60 kN до 65 kN се наблюдава пълно разрушение на опората. На следващите две графики от фиг. 12 е показана зависимостта външна сила и вертикално преместване (изтръгване) на двата анкера в опънната зона на съединението (вж. фиг. 7).



Фиг. 10. Хоризонтално преместване на елемент (в точката на натоварване) в зависимост от приложената сила



Фиг. 11. Хоризонтално преместване на анкерна плоча в зависимост от приложена сила

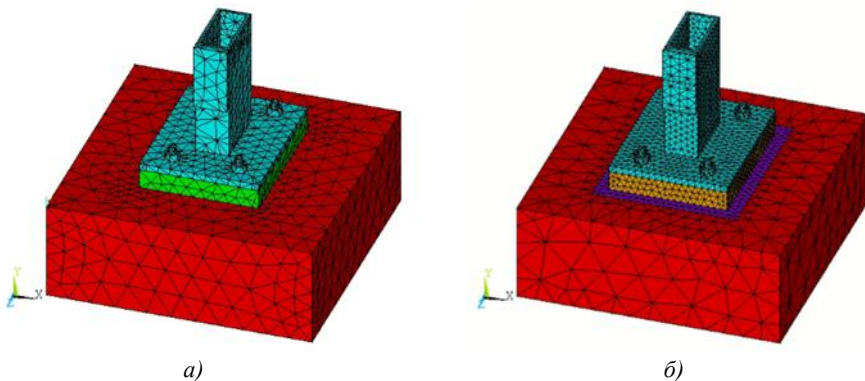


Фиг. 12. Вертикално преместване на анкерите в зависимост от приложената сила

5. Числено моделиране и резултати

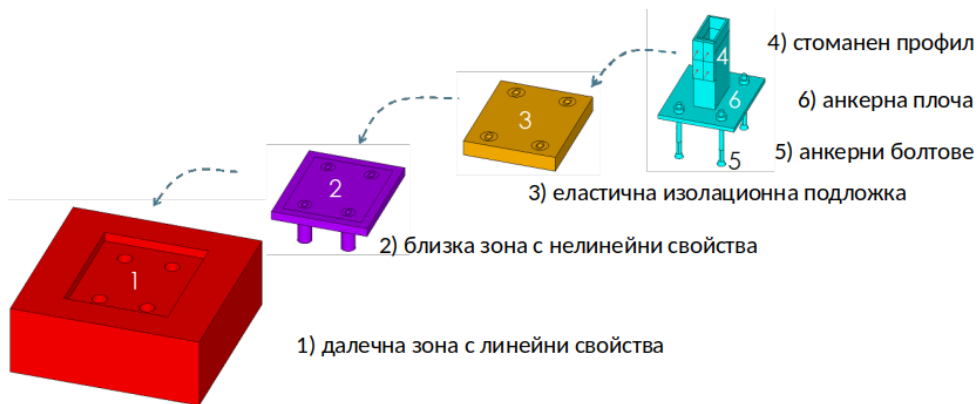
Численото моделиране е извършено в програмната среда на ANSYS [7]. Съставени са два изчислителни модела (вж. фиг. 13) с различна степен на дискретизация при скала от 1 (най-рядка мрежа) до 10 (най-гъста мрежа). Стоманобетонното тяло е със степен на

дискретизация 4 и в двата модела. Степента на дискретизация се различава при стоманения профил, анкерната плоча, анкерите и контактните зони. В тези зони моделът с по-рядката мрежа е със степен на дискретизация 6/10, докато моделът с по-гъста мрежа е със степен на дискретизация 8/10. Моделът с по-рядката мрежа е първоначално изчислен, понеже дава по-бързо решение, но за сметка на това резултатите са по-неточни. Моделът е разделен на характерни зони, представени на фиг. 14.



Фиг. 13. Дискретизация на изчислителния модел:

а) рядка мрежа; б) гъста мрежа



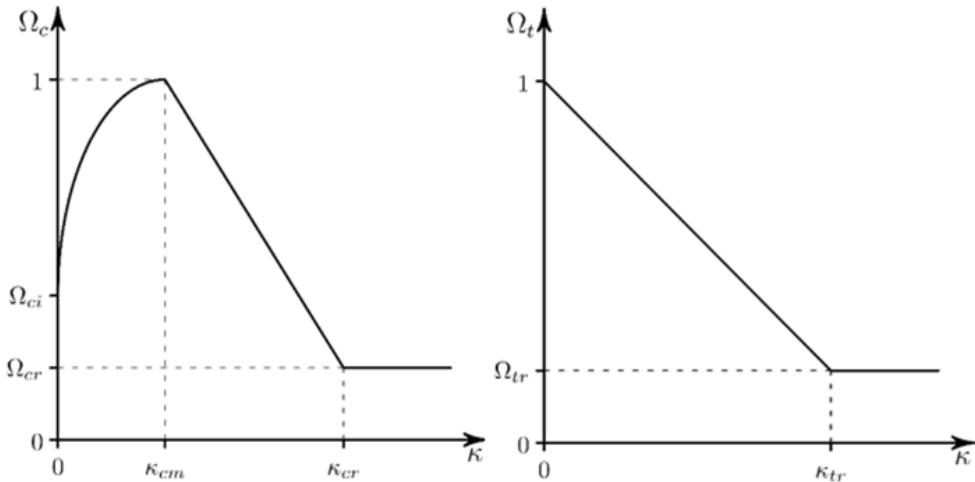
Фиг. 14. Характерни зони от изчислителния модел

За всяка една от зоните са приети изотропни материални свойства, както следва:

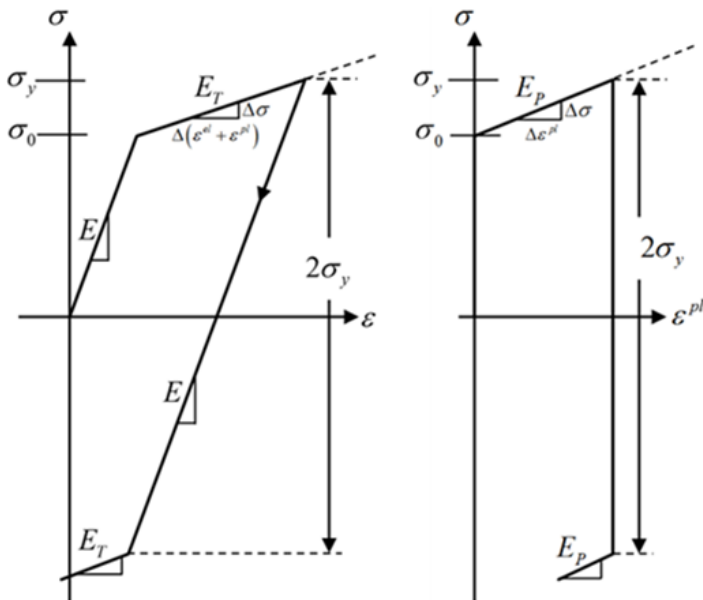
– Стоманобетон с линейно-еластични свойства за еластичната зона от фундамента, т.е. зоната далеч от контакта фундамент – анкери – анкерна плоча. Материалът е зададен чрез модул на еластичност $E = 2,875 \cdot 10^4$ МПа и коефициент на Поасон $\nu = 0,2$.

– Стоманобетон с нелинейно-пластични свойства за пластичната зона фундамент – анкерна плоча. Материалът е зададен по модела Drucker-Prager със следните параметри: якост на едноосов натиск $R_c = 36$ МПа; якост на едноосов опън $R_t = 3,6$ МПа; якост на двуосов натиск $R_b = 40$ МПа; дилатация при опън $\delta_t = 0,25$; дилатация при натиск $\delta_c = 1$. Нелинейният характер на работната диаграма е зададен чрез следните

коэффициенти: деформация при достигане на якостта на едноосов натиск $\kappa_{cm} = 1,25E-3$; остатъчни деформации на натиск $\kappa_{cr} = 2,5 \cdot 10^{-3}$; множител на натисковите напрежения при нулеви деформации $\Omega_{ci} = 0,33$; множител на остатъчните натискови напрежения $\Omega_{cr} = 0,1$; остатъчни деформации на опън $\kappa_{tr} = 5 \cdot 10^{-4}$; множител на остатъчните опънни напрежения $\Omega_{tr} = 0,2$. Работната диаграма е представена на фиг. 15.



Фиг. 15. Работна диаграма на стоманобетона по модела на Друкер-Прагер:
а) едноосов натиск; б) едноосов опън



Фиг. 16. Работна диаграма на стоманата по би-линеен пластичен модел

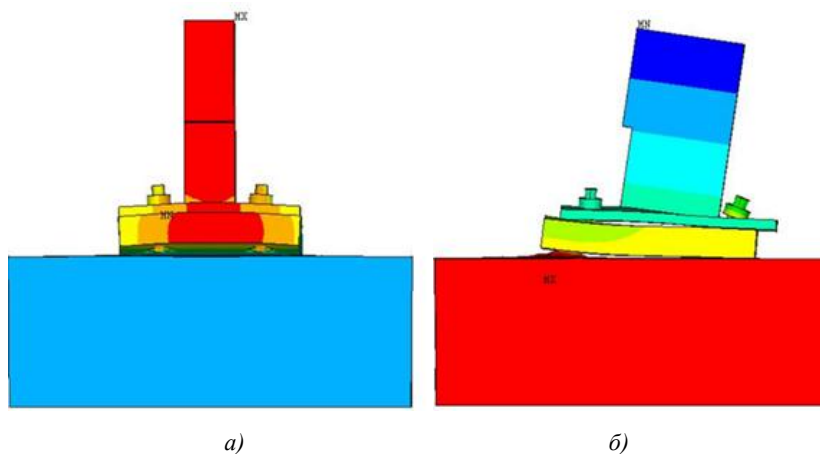
– Стоманен профил с линейно-еластични свойства, дефинирани чрез модул на еластичност $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа и коефициент на Поасон $\nu = 0,3$.

– Стоманени анкери и анкерна плоча с билинейно-пластичен материал със следните параметри: модул на еластичност $E = 2,1 \cdot 10^5$ МПа, коефициент на Поасон $\nu = 0,3$, тангенциален модул на еласто-пластичност $E_T = 1,45 \cdot 10^3$ МПа и напрежение на пластификация $\sigma_0 = 250$ МПа. Модулът на пластичност се изчислява съгласно формулата

$$E_P = \frac{EE_T}{E - E_T}. \text{ Работната диаграма е представена на фиг. 16.}$$

– Контактните зони са моделирани чрез контактни елементи с материални свойства, дефинирани чрез коефициент на триене $\mu = 0,45$. Този коефициент на триене е избран съгласно препоръките в [8].

Като резултати са представени деформираната схема при сила 60 kN на фиг. 17, както и графики на хоризонталното преместване в точката на натоварването и хоризонталното преместване (приплъзване) на плочата в зависимост от силата на фиг. 18.

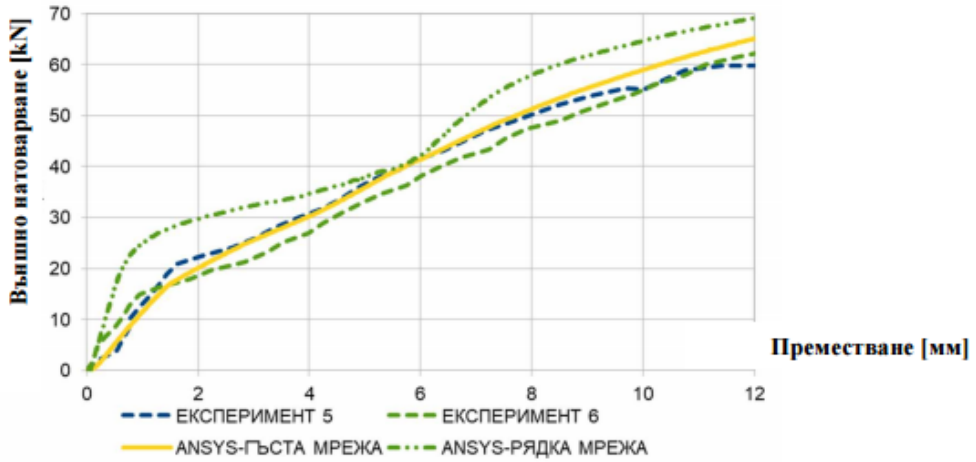


Фиг. 17. Деформирана схема при увеличаващ множител 10:

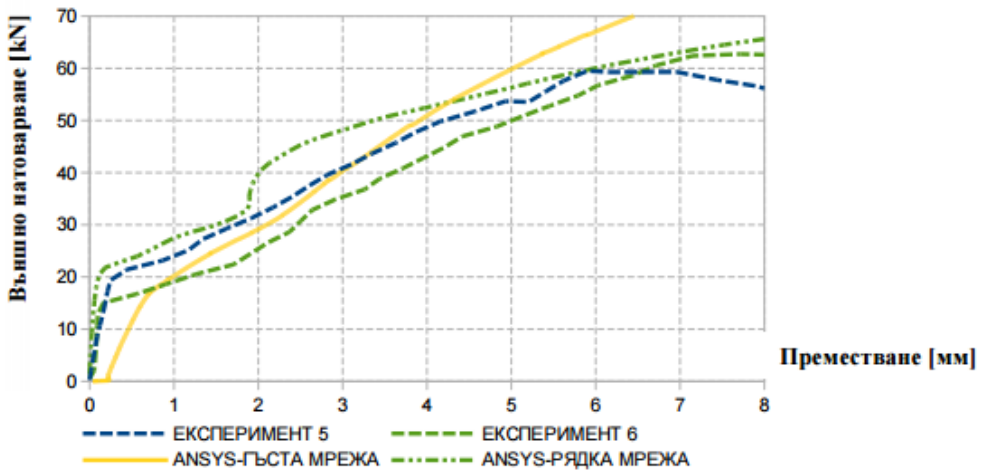
- а) преден изглед (вертикални премествания);*
б) страничен изглед (хоризонтални премествания)

Фиг. 18а) представлява преместването в точката на натоварването и тук се вижда, че моделът с рядката мрежа е по-корав и дава по-големи отклонения от експеримента. При модела с фината мрежа се забелязва добро припокриване с експерименталните криви в точката на натоварването. На фиг. 18б) е представено хоризонталното преместване на анкерната плоча, където се забелязват по-големи премествания от модела с по-гъстата мрежа, което е в полза на сигурността. Тук е важно да се отбележи, че основен фактор, който оказва влияние върху напречната податливост на съединението, е изтръгването на анкерните болтове в опънатата зона, дължащо се на комбинация от формите на разрушение на бетона в зоната на анкерите. Това означава, че съществените премествания се дължат именно на изтръгването на тези анкери. Освен това при високи натоварвания при сила над

40 kN се наблюдава и пластификация както на анкерната плоча, така и на анкерните болтове, което води до допълнително увеличение на магнитуда на напречните премествания.



а)



б)

Фиг. 18. Графика сила – преместване:

а) преместване в точката на натоварването; б) хоризонтално преместване на анкерната плоча

6. Сравнение на резултатите от всичките етапи на изследването

Основният критерий за носимоспособността при аналитичното спомагателно решение на анкерното съединение с бетонена подливка беше достигането на крайно гранично състояние при една от проверките (вж. т. 3). Максималното външно натоварване, при което е достигнато това крайно гранично състояние, е $V_d = 11,7 \text{ kN}$. Може да се вземе предвид подробното описание и тълкуване на формулите от аналитичното изследване по БДС EN 1992-4 [4] в т. 6 от доклада „Експериментално

изследване на опори на окачени фасади, работещи чрез триене при въздействие от напречна сила“ [5]. Там е посочено, че изчислителната носимоспособност при различните форми на разрушение са в пряка зависимост от стойностите на частните коефициенти за сигурност на бетона ($\gamma_{m,c} = 1,5$) и съответно на стоманата ($\gamma_{m,i} = 1,25$).

По този начин може да се получи т.нар. аналитично приведено натоварване $V_{d,an}$, което е аналог на допустимото натоварване на опората: $V_{d,an} = 11,7 \cdot 1,5 = 17,55 \text{ kN}$.

При експерименталното решение основен критерий беше достигането на гранично преместване на опората в точката на прилагане на силата ($U_z \cong 1,3 \text{ mm}$). То беше достигнато при външна сила $V_{5,E} \cong 16,6 \text{ kN}$ при експеримент N°5 и $V_{6,E} \cong 16,3 \text{ kN}$ при експеримент N°6.

Тъй като численото решение е нелинейно, като критерий може да се приеме граничното преместване на опората ($U_z \cong 1,3 \text{ mm}$). То е достигнато при външна сила: $V_{1,n} \cong 27 \text{ kN}$ при рядка мрежа и $V_{2,n} \cong 15 \text{ kN}$ при гъста мрежа. Резултатите от трите изследвания са представени в табличен вид:

Таблица 1. Критичното натоварване на фасадно закрепване при трите етапа от изследването

Вид изследване	Аналитично, с подливка на циментова основа	Експериментално, с изолационна подложка		Числено, с изолационна подложка	
		експ. N5	експ. N6	рядка мрежа	гъста мрежа
	$V_{d,an}$ (Приведено)	експ. N5	експ. N6	рядка мрежа	гъста мрежа
Критично натоварване V_{kr} в точката на окачване на фасадата	17,5 kN	16,6 kN	16,3 kN	27 kN	15 kN

7. Изводи и заключения

При сравнение на резултатите от таблица 1 се установява, че при аналитичното решение критичното натоварване е приблизително с 6 % по-голямо от това, получено по експериментален път. Това се дължи главно на разликата на якостите на подливката на циментова основа и изолационната подложка.

При численото изследване с ANSYS, дискретизацията на мрежата от обемни крайни елементи играе ключова роля за правилното решаване на проблема. В случая при гъста мрежа (вж. т. 5, фиг. 18a) се постига решение, близко до експериментално полученото (отклонение 8 %), докато при по-рядка мрежа отклонението е близо 65 %. Нелинейността на съединението добре се представя от графиките (сила – преместване в точката на натоварване) и при модела с гъстата мрежа много точно се доближава до експерименталните криви. При графиката сила-преместване на анкерната плоча се наблюдават по-големи разлики от експериментално получените, но отклонението е в полза на сигурността, понеже изчислителният модел дава по-голямо приплъзване на анкерната плоча.

В заключение може да се каже, че това изследване би било полезно за проектирането на подобен тип фасадни опори с изолационна подложка. А в бъдеще може да се разработят методически указания, както и система за проектиране по тази методика. Разбира се, това е свързано с допълнителни експериментални и числени изследвания.

Благодарности

Авторите изказват благодарност към фирми Тал Инженеринг и Хилти България заради консултантска дейност, производство на образци и доставка на материали, както и Центъра за научни изследвания и проектиране (ЦНИП) при УАСГ за финансиране на изследванията.

БИБЛИОГРАФИЯ

1. *Milkov, V., Stoianov, D.* Vyzmozhnosti za namaljavane na toplinnite mostove na sgradite pri projektirane i montazh na veniliruemi fasadi, Mladezhka nauchna konferentsiya s mezhdunarodno uchastie, Sofia, 2023.

2. BDS EN 1992-4:2018, Evrokod 2. Projektirane na betonni i stomanobetonni konstrukcii. Chast 4: Projektirane na zakrepvashti ustrojstva za izpolzване v beton.

3. ETAG 001 Annex C: 1997, Metal Anchors for Use in Concrete – Design Methods for Anchorage.

4. BDS EN 1993, Evrokod 3. Projektirane na stomaneni konstruktsii.

5. *Milkov, V., Georgiev, C.* Eksperimentalno izsledvane na opori na okacheni fasadi raboteshti chrez triene pri vyzdeystvie ot naprechna sila. // Godishnik na UASG, 2023, tom 56, broi 3, str. 1049.

6. *Milkov, V.* Njakoi osobennosti pri fasadni opori pri montazh s otstojanie ot stomanobetonната основа. XII Mezhdunarodna nauchna konferenciya, Varna, 2022.

7. ANSYS Mechanical APDL Element Reference. ANSYS, Inc., 2011, https://www.mm.bme.hu/~gyebro/files/vem/ansys_14_element_reference.pdf.

8. *Raikov, S.* Izledvane na otkriti bazi na stomaneni koloni pri poemaneto na srqzvashti sili chrez ankernite boltove. Avtoreferat na disertacia, 2015.

NUMERICAL MODELING OF FACADE CONSTRUCTION SUPPORT WITH INSULATION UNDERLAYMENT

V. Milkov¹, G. Pekov²

Keywords: *support, suspended facade structure, anchors for concrete, hard insulating material, thermal bridge, numerical modelling, contact elements, Drucker-Prager concrete, bilinear plasticity*

ABSTRACT

The purpose of this study is to determine the load behavior (the relationship between force and displacement) and the load-bearing capacity of a support for a suspended facade structure subjected to shear force. The support consists of a box-shaped steel profile that is welded to an anchor plate with four anchors for concrete. An element made of hard insulating material is located between the anchor plate and the reinforced concrete element to mitigate the effect of the thermal bridge on the building.

The study first presents calculation results for a similar anchor connection, which was modelled using the manufacturer's finite element method (FEM) software. This analysis is followed by a description of a test model used to evaluate two full-size samples based on the described parameters. The external force is applied using a hydraulic cylinder connected to a specially developed test bench.

The final part of the study consists of numerical modelling of the column using volumetric finite element software to demonstrate its nonlinear behavior. The results of the experimental and numerical investigations are then presented and compared graphically.

¹ Vladislav Milkov, Eng., PhD student, Dept. "Steel, Timber and Plastic Structures", UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: vlado_milkov@yahoo.com

² Georgi Pekov, Dr. Eng., Dept. "Structural Mechanics", UACEG, 1 H. Smirnenski Blvd., Sofia 1046, e-mail: vasilev_fce@uacg.bg