

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Т. Г. МАРКАРЯН, Л. В. ШАХСУВАРЯН

ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ВНЕЦЕНТРЕННО
СЖАТЫХ ФРАГМЕНТОВ СТЕН ИЗ ТУФОВЫХ КАМНЕЙ
ПРАВИЛЬНОЙ ФОРМЫ

В статье приводятся результаты экспериментального исследования прочности и деформативности фрагментов стен, возведенных из туфовых камней правильной формы, при внецентренном сжатии, проведенного авторами в АН СМ [1, 2].

Образцы кладки, подвергаемые испытанию, возводились из туфовых камней правильной формы ереванского типа, взятых из двух месторождений — Маяковского и Крдигюхского. Предел их прочности на сжатие составлял соответственно 150 и 170 кг/см^2 . В растворах использовались: португальцемент Аракатского цементно-шиферного комбината активностью 532 кг/см^2 (образцы серии Б) и 394 кг/см^2 (образцы серии И); известь — пушонка того же комбината; песок — дробленый из туфа Ахтанакского карьера с модулем крупности 2,1—2,2. При изготовлении образцов кладки были применены следующие две технологии. Образцы серии И возводились по технологии, предписанной ВТУ 3—61 Армянской ССР, предусматривающей применение в горизонтальных швах раствора пластичной консистенции (погружение конуса $sl=7-8$ см), а в вертикальных — литой консистенции. Образцы серии Б изготовлялись по более перспективной технологии — все швы заполнялись раствором литой консистенции ($sl=12-13$ см). Для определения прочностных показателей растворов изготовлялись восьмерки и кубики с ребром, равным 7 см, на туфовом основании.

Испытание образцов кладки проводилось на стенде с помощью 200-т тарированных гидравлических домкратов. Нагрузка на образец передавалась ступенями, не превышающими 0,1 N_p (N_p — разрушающая нагрузка). Характеристики и результаты испытания образцов кладки приведены в табл. 1.

В образцах кладки, испытанных при малых эксцентриситетах нагрузки ($e_0 = h/12 - h/6$), первые трещины появлялись в вертикальных растворных швах, со стороны наиболее сжатой части образца, которые с увеличением нагрузки возникали и в камнях. В дальнейшем трещины распространялись по всему образцу и разрушение происходило вследствие потери несущей способности образца кладки в целом. Характер деформации и разрушения образцов, испытанных с

4. ТН, № 1

Таблица 1

Номера образцов	Возраст образцов в днях	Месторождение туфа	Состояние раствора по объему (мл:г)	Прочность при сжатии в кг/см^2		Размеры образцов кладки в см. ($h \cdot b \cdot H$)	v_0/h	Нагрузка в T при		Напряжение в кг/см^2 при		$\frac{\sigma_{\text{тр}}}{\sigma^0}$
				камня	раствора			первой трещине $N_{\text{тр}}$	разрушении N_p	первой трещине $\sigma_{\text{тр}}$	разрушении σ^0	
Б-18	53	Маяковское	1:0,8:8	150	28,6	17,5×121×181	0	93	118	44	56	0,79
Б-19	59					18,5×121×180	0	98	120	44	54	0,82
Б-15	62				21,2	19,0×121×181	1/12	93	108	40	47	0,86
Б-16	51				31,0	17,5×120×180	1/6	76	83	36	40	0,91
Б-17	52					18,5×121×181	1/3	39	51	18	23	0,76
В-2	37	Кривинское	1:0,6:6,5	170	75,8	40,0×78,0×234	0	105	143	34	46	0,73
В-6	40				68,2	40,0×78,0×235	0	133	152	43	49	0,87
В-5	37					40,0×79,0×232	1/12	91	129	29	41	0,71
В-3	38				80,7	40,0×80,0×232	1/6	77	119	24	37	0,65
В-4	40					40,0×80,0×232	1/6	77	114	24	36	0,67
В-7	37				74,2	40,0×78,0×230	1/3	—	48	—	16	—
В-8	45					40,0×79,0×234	1/3	—	63	—	20	—

эксцентриситетом $e_0 = h/3$, несколько отличался от предыдущих. Здесь при сравнительно небольших внешних нагрузках, не превышающих $0,2-0,3 N_p$, в горизонтальных швах со стороны растянутой части сечения появлялись трещины, которые при дальнейшем увеличении нагрузки интенсивно развивались, в результате чего сжатая зона сечения значительно уменьшалась и образцы разрушались в основном от потери устойчивости.

По данным [2] и из опытов при внецентренном сжатии в случае одинаковых эксцентриситетов приложения продольной нагрузки относительная несущая способность кладки из туфовых камней правильной формы ереванского и арктического типа меняется в небольших пределах при изменении прочности камня и раствора (табл. 2). Эти же данные показывают и другую характерную особенность, а именно

Таблица 2

$\frac{e_0}{h}$	Относительная несущая способность кладки по						
	по опытным данным при				формы сжатия и материалы	СНиП II-1-62	РТУ Арктический СДР 767-65
	$\varphi = 1, \varphi_n = 1$		$\varphi = \varphi_n = 1$				
	размерах образцов в см						
	20×120×180	40×80×240	20×120×240	40×80×240			
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1/12	0,86	0,86	0,83	0,82	0,67	0,83	0,86
1/6	0,73	0,77	0,72	0,73	0,50	0,67	0,75
1/3	0,42	0,38	0,51	0,48	0,25	0,33	0,48

Примечание к табл. 2. Коэффициенты продольного изгиба были определены по формулам $\varphi = \frac{\varphi_0}{1 + \varphi_0}$ (при $e_0 = h/6$) и $\varphi_n = \frac{\varphi + \varphi_0}{2}$ (при $e_0 = h/3$).

технология возведения, а также размеры кладки, а в основном высота поперечного сечения образцов незначительно влияют на изменения относительной несущей способности кладки при малых эксцентриситетах (до $h/6$).

При эксцентриситете же, равном $h/3$, образцы кладки с относительно небольшой высотой поперечного сечения и при наличии раствора литой консистенции в горизонтальных швах показали сравнительно высокую относительную прочность, что, по-видимому, является следствием повышенной прочности нормального сцепления в горизонтальных швах кладки.

Сопоставление опытных данных с расчетными (табл. 2) показывает, что между ними имеется расхождение, которое становится существенным с увеличением эксцентриситета. Например, при $e_0 = h/3$

расхождение достигает 46–55%. Учитывая это и основываясь на [2], рекомендуется несущую способность кладки прямоугольного поперечного сечения из туфтовых камней правильной формы при висцентренном сжатии определять по формулам:

а) в случае малых эксцентриситетов приложения внешней нагрузки

$$N_p < \frac{\pi R F}{1 - 2e_0/h}; \quad (1)$$

б) в случае больших эксцентриситетов приложения внешней нагрузки

$$N_p < \pi R F \sqrt{(1 - 2e_0/h)^2}. \quad (2)$$

При этом границей применения двух формул принимается $e_0 = 0,195h$ взамен принятой ранее величины $0,225h$ [3].

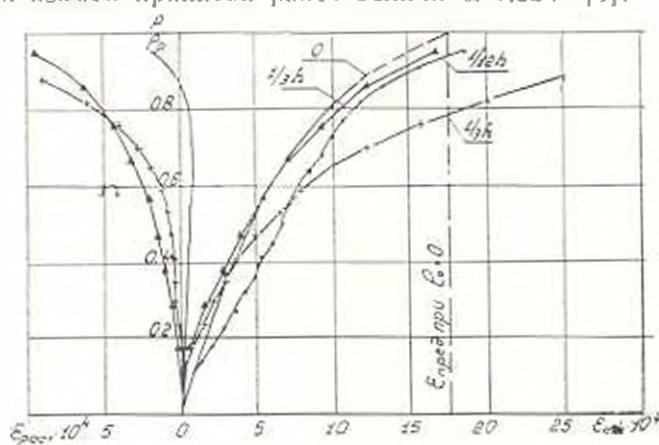


Рис. 1.

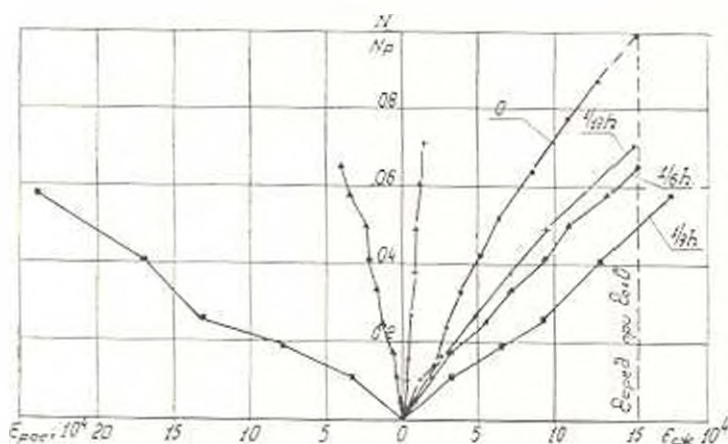


Рис. 2.

Переходя к анализу деформаций висцентренно сжатых образцов, прежде всего необходимо отметить, что фибровые продольные деформации наиболее напряженной части сечения превышают дефор-

мации центрально сжатой кладки при тех же относительных усилиях (рис. 1 и 2). При этом с увеличением усилия расхождение между этими деформациями возрастает.

Приведенные на рис. 3 эпюры продольных деформаций внецентренно сжатых образцов кладки показывают, что высота сжатой зоны сечения не только при $e_0 = h/3$, но даже при $h/6$ меньше высоты сечения образца кладки. Последнее находится в противоречии с формулой сопротивления материалов, где при $e_0 = h/6$ высота сжатой зоны равна высоте сечения. С увеличением нагрузки при фиксирован-

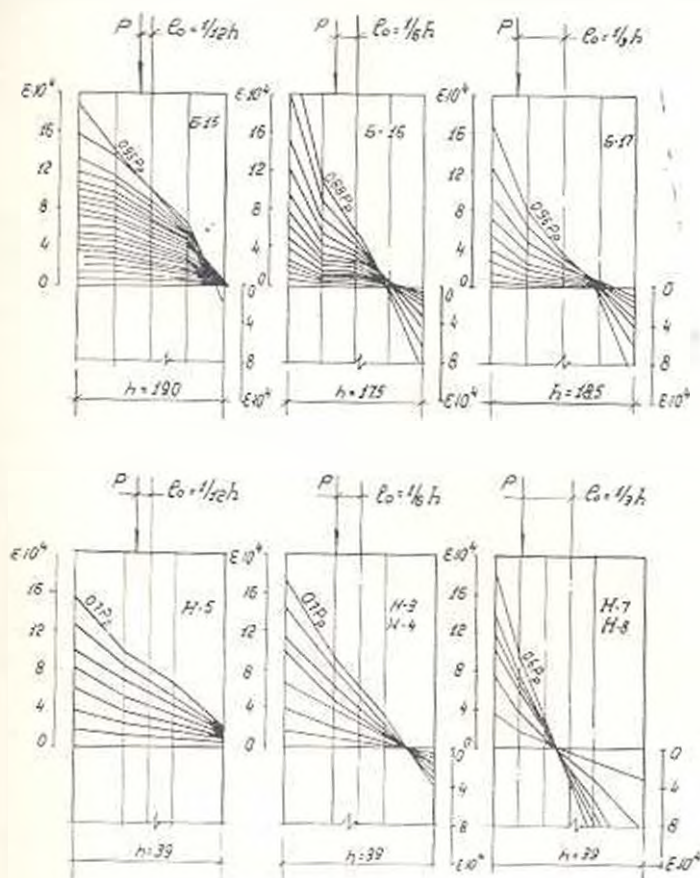


Рис. 3.

ной величине эксцентриситета наблюдалось уменьшение высоты сжатой зоны. Это явление было выявлено ранее на малых образцах кладки [2] и было установлено, что, несмотря на уменьшение базы эпюр нормальных напряжений, площади эпюр получаются всегда больше эпюр, вычисленных по формулам сопротивления упругих материалов. При нагрузках, приближающихся к разрушающим, имело место несоответствие между внутренним усилием, определяемым по эпюрам напряжений, основанных на диаграмме $\sigma-\epsilon$ для центрального сжатия и внешней силой. Это несоответствие увеличивается с ростом нагрузки и эксцентриситета ее приложения. В частности, расхождение для

кладки, подвергнутой сжатию с эксцентриситетом $e_0 = 0.3$, в среднем составляет $20-23^\circ$ [2]. Для получения полного соответствия между внешними и внутренними силами в стадии разрушения внецентренно сжатой кладки следует принимать повышенный предел прочности кладки при внецентренном сжатии.

В заключение следует отметить, что обобщение и анализ сравнительно большого объема экспериментального материала, имеющегося в АН СМ, позволил при составлении РТУ Армянской ССР 776-66 внести изменения и дополнения в ранее действовавшие БТУ 3-61 по части уточнения формул для расчета кладки из туфовых камней произвольной формы при внецентренном сжатии [4].

АН СМ

Поступило 20.IV.1967.

Պ. Դ. ՄԱՐԿԱՐՅԱՆ, Լ. Վ. ՇԱԽՍՎԱՐՅԱՆ

ԿԼԵՆՈՒԱԿԱՆ ՉԵՎԻ ՏՈՐՖԱՐԱՐԵՐԻՑ ԱՐՏԱԿԵՆՏՐՈՆ ՆԵՂՄԸԱՆ ՊԱՏԻՐ ՖՐԱՔՄԵՆՏԻՐԻ ԱՄՐՈՒԹՅՈՒՆԸ ԵՎ ՉԵՂՄԸՈՒՆԵՐԻՐԹՅՈՒՆԸ

Ա. մ. փ. ս. փ. ո. մ.

Հողագծում քննարկվում է արտակենտրոն սեղմված կանոնավոր ձևի տուֆարարից իրականացված պատափն խոշոր ֆրաքմենտների ամրության և զեֆորմացիաների ենթարկվելու հարցերը: Փորձարկումները կատարվել են երկու լանջավայրերի կանոնավոր ձևի տուֆաքարերից պատրաստված սրմածքների փորձանմուշների վրա: Փորձարկվել են երկու տարբեր տեխնոլոգիաներով իրականացված 12 նմուշ, որոնցից 4 հատը առի կենտրոնական սեղմման, իսկ 5-ը՝ 1/3, 1/6 և 1/12 չափի արտաբերական արտակենտրոնությամբ զեղմում: Նկարագրված է արտակենտրոն սեղմման փորձարկման ինչպես և զեֆորմացիաների շտաման եղանակը: Փորձարկված ֆրաքմենտների ափերը, նրանցում օգտագործված բարերի ամրությանը և շաղախների կազմաբաժանը ու ամրությունը վերաբերվող տվյալները բերված են աղյուսակ 1-ում: Այստեղ բերված են նաև նմուշների ամրությանը վերաբերվող փորձերից ստացված արդյունքները՝ տեսանկյունի ճաքերի առաջացման պահին: Առաջված տվյալները համեմատված են սեռական եղանակով խաչվածի (հտ. 2): Փորձնական արդյունքների վերլուծությունը ցույց է տվել, որ ուժի ազդման դերը արտակենտրոնության գեղմում շարվածքի արտաբերական կրողունակությունը պետք է հաշվել (1), իսկ մեծ արտակենտրոնությունների դեպքում՝ (2) բանաձևով: Վերջիններս քննարկվում են կանոնավոր ձևի տուֆարարից նախադժվող և իրականացվող պատերի հանրապետական տեխնիկական պայմանների մեջ:

Անդրադառնալով ֆրաքմենտների զեֆորմացիոն հատկություններին կատարվել է նշել, որ միևնույն հարաբերական ձիգերի դեպքում արտակենտրոն սեղմված նմուշների մոտ կարվածքի առավել լարված մասում կողային երկայնական զեֆորմացիաները զերպանցում են կենտրոնական սեղմված նմուշների զեֆորմացիաներին (նկ. 1 և 2): Արտակենտրոն սեղմման դեպքում ստացված երկայնական զեֆորմացիաների էությունները (նկ. 3) ցույց են տա-

լիս, որ ոչ միայն 1/3 այլև արգեն 1/6 արտակենսորոնությունների դեպքում սեղմված զոտու բարձրությունը փոքր է մնում կտրվածքի բարձրությունից. ինչը որ հաշվի չի առնվում նյութերի դիմադրության բանաձևերում: Յույց է տրված նաև, որ այդ բանաձևերի հիման վրա կառուցած էպյուրի ձևը նույնպես տարբերվում է փորձնական սովյալների հիման վրա կառուցածից: Եվ, վերջապես, արտաքին ուժերի մեծացման դեպքում, երբ այն հասնում է նմուշի փայրայող մեծությանը, վերջինիս և նորմալ լարումների էպյուրի մակերեսի միջև հավասարակշռությունը կորչում է:

Եզրակացության մեջ նշվում է, որ ԱԽՍՄ-ում եղած հարուստ փորձնական սովյալները թույլ են տվել ճշտելու կանոնավոր ձևի առփառարիւից պատերի ապակենտրոն սեղմման հաշվարկային բանաձևերը:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Шихсуварян Л. В. Разработка рациональных стеновых конструкций из стандартных камней правильной формы в условиях сейсмичности. Научн. техн. отчет. АН СМ, 1960.
2. Маркрян Т. Г. Исследование прочности и деформационных свойств кладки из туфовых камней правильной формы при сжатии. АН СМ, 1963.
3. СНиП П-В. 2-62. Каменные и армокаменные конструкции. Нормы проектирования. М., 1962.
4. РТУ АрмССР 776-66. Проектирование и возведение стен зданий из туфовых камней правильной формы. Ереван, 1966.