

В классической постановке, в запас прочности, расчет комплексных балок выполнен по упругой стадии их работы, исходя из гипотезы сохранения плоских сечений в балке и плите. При этом площадь бетонного сечения приводится к площади стали. На рисунке 3 показаны общий вид сечения комплексной балки и ее расчетное сечение (с приведенной площадью).

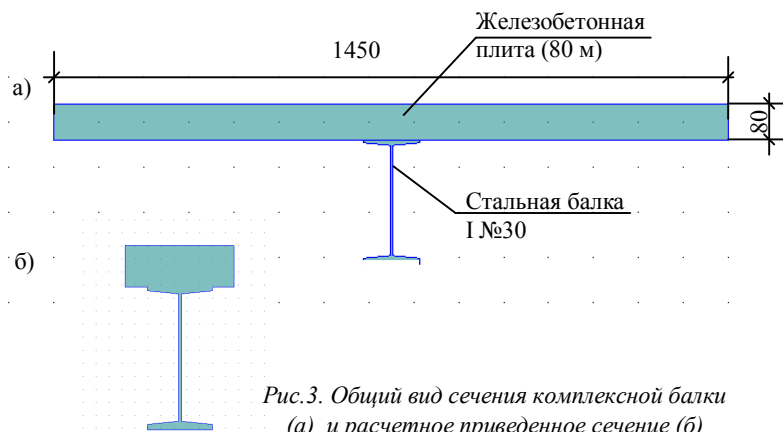


Рис.3. Общий вид сечения комплексной балки (а) и расчетное приведенное сечение (б)

При разработке компьютерной модели и выполнении расчетов были учтены все особенности, обусловленные принятыми объемно-планировочными и конструктивными решениями.

Выполненные расчеты свидетельствуют о том, что принятые конструктивные решения по усилению и надстройке здания отвечают требованиям нормативных документов.

**Выводы.** Разработанные оригинальные конструктивные решения усиления стен и встроенного каркаса позволили сохранить архитектурный облик здания гостиницы «Большая Московская», обеспечить надстройку трех этажей и компоновку помещений, соответствующую современным требованиям к зданиям гостиничного типа.

Проведенные численные исследования и расчетное обоснование показали, что принятые конструктивные решения встроенного каркаса обеспечивают прочность и устойчивость здания при действии как основных, так и аварийных сочетаний нагрузок.

#### ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. Комплект чертежей марки КС шифр 425/29-09-06 (стадия проект). Реставрация и приспособление под торгово-офисно-гостиничный комплекс зданий по ул. Дерибасовской, 25 и 29 в г. Одессе / АРХПРОЕКТ-МДМ. Одесса, 2006.
2. ДБН В.1.1-12:2006. Будівництво у сейсмічних районах України. Мінбуд України, 2006.

УДК 624.046.2

#### НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ МОДЕЛИРОВАНИЯ И РАСЧЕТОВ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

*А.Н. Бамбура, д.т.н., зав.отд., И.Р. Сазонова, инж., ст. научн. сотр.  
Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций, г. Киев*

В настоящее время в Украине активно развивается строительство высотных зданий различного назначения. На протяжении последних пяти лет сотрудниками НИИСК было разработана более 40 индивидуальных технических требований и выполнен более 20 дублирующих расчетов высотных зданий, был накоплен определенный опыт и выявлены особенности моделирования и расчета таких объектов, как на статические, так и на динамические нагрузки. Основной особенностью расчетов высотных зданий является то, что только расчет этих сооружений как единых систем «основание–фундаменты–верхнее строение» позволяет получить достоверную оценку о напряженно-деформированном состоянии как фундаментов так и конструкций верхнего строения. Поэтому при расчетах большое значение имеет принятая конструктивная схема здания.

В зависимости от назначения высотные здания можно разделить на два основных вида: жилые и торгово-офисные. Несмотря на то, что все эти здания имеют, как правило, каркасно-стенную конструктивную схему, каждому виду присущи свои особенности. Жилые здания имеют достаточно развитую систему монолитных стен, пилонов и диафрагм, расстояния между которыми не превышают 6 м (рис. 1).

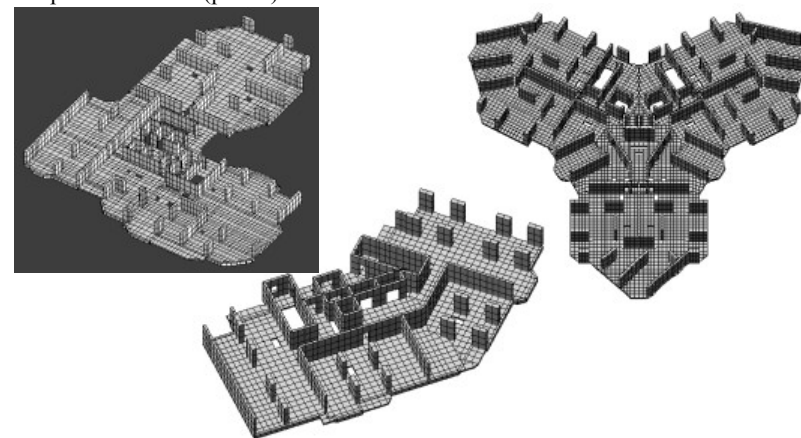


Рис.1. Конструктивные схемы некоторых жилых высотных зданий

Торгово-офисные здания имеют ядро жесткости в виде монолитных стен лестнично-лифтового блока и мощные колонны или пилоны, расстояние между которыми составляет 6...10 м и более (рис. 2).

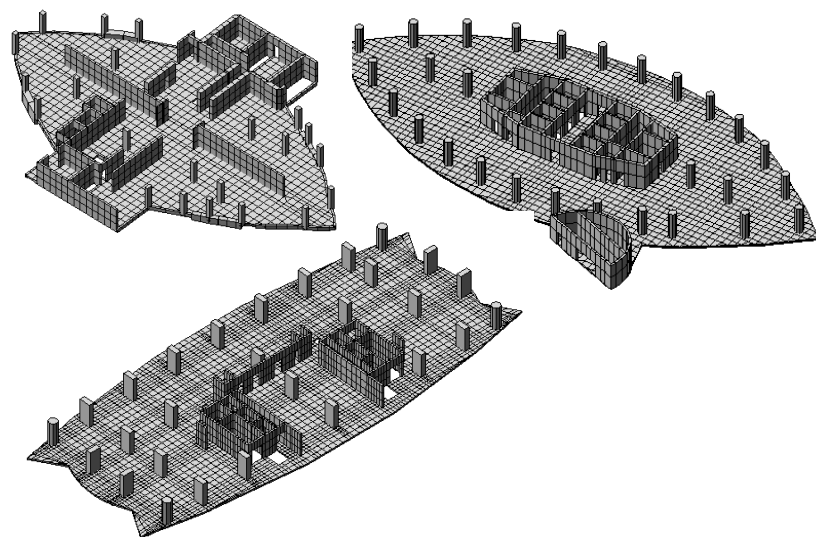


Рис.2. Конструктивные схемы некоторых торгово-офисных зданий

Кроме того, торгово-офисные здания, как правило, имеют развитую стилобатную часть с внешними монолитными стенами, что вызывает определенные трудности при моделировании.

Рассмотрим ряд тестовых задач, чтобы выявить наиболее распространенные ошибки, встречающиеся при расчетах высотных зданий.

В случае расположения колонн поблизости от стен или диафрагм при упругом расчете усилия в таких колоннах могут уменьшаться от верхних отметок к нижним или даже (в зависимости от жесткости стен и колонн) оказаться растягивающими. Это приводит к заниженным значениям усилий в колоннах нижних этажей и, следовательно, к недостаточному их армированию. В связи с чем их несущая способность оказывается меньше расчетных усилий. При чем, чем выше здание, тем значительнее окажется ошибка в вычислении усилий. На рис. 3а показаны расчетные схемы зданий высотой 60 м и 96 м с монолитными наружными стенами стилобатной части и приведены эпюры усилий в крайних колоннах этих зданий. Как видим, если для первого здания усилия в крайней колонне падают на 20-25%, то для второго – приблизительно на 35%. Кроме того, большое значение на усилия в колоннах оказывает высота стилобатной части. Чем она выше, тем сильнее влияет на изменение усилий (рис. 3б).

Учет нелинейной работы участка перекрытия, расположенного между стеной и колонной, позволяет получить реальные эпюры усилий в таких колоннах. На рис. 3в показаны эпюры усилий в колоннах при учете нелинейной работы материалов перекрытия с помощью фиктивного модуля [1].

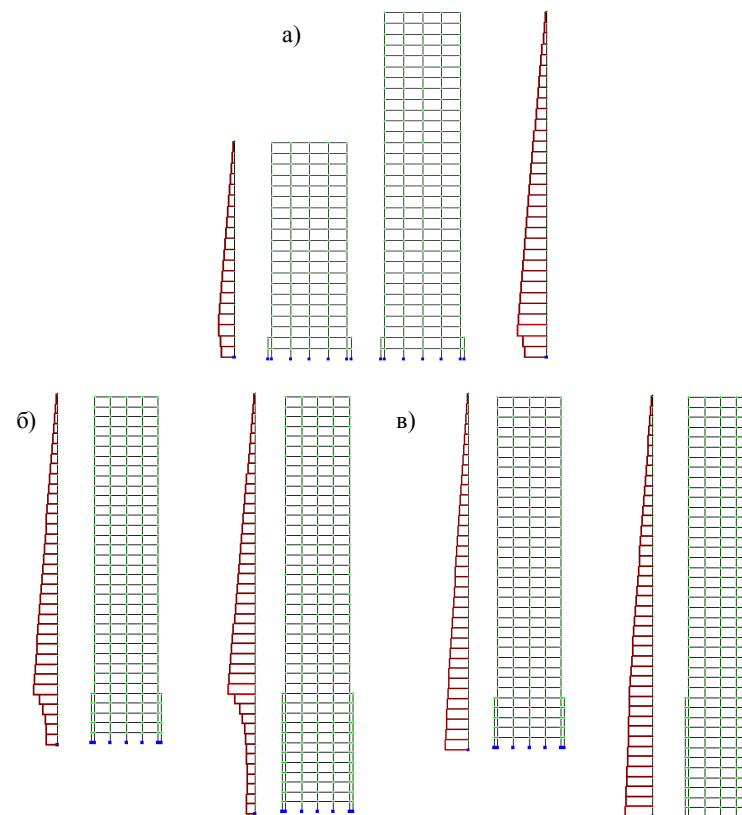


Рис.3. Влияние конструктивной схемы высотного здания на усилия в колоннах: а) расчетные схемы зданий высотой 60 и 96 м и эпюры усилий в крайних колоннах этих зданий; б) эпюры усилий в крайних колоннах зданий при линейном расчете; в) то же, при нелинейном расчете

Особого внимания заслуживает вопрос выбора величины модуля упругости, который задается элементам расчетной модели. В действующем в г. Москве нормативном документе СП 52-103-2007 «Свод правил по проектированию и строительству. Железобетонные монолитные конструкции зданий» рекомендуется для вертикальных конструкций задавать  $0,6 \cdot E_b$ , а для горизонтальных – соответственно  $0,3 \cdot E_b$ . При расчете высотных зданий к этим рекомендациям нужно подходить очень осторожно. Рассмотрим два примера. На рисунке 4 показаны деформированные схемы каркасов зданий при действии ветровой нагрузки с обычным модулем (а) и с пониженными значениями модулей (б). При статическом расчете горизонтальные

перемещения узлов каркаса во втором случае возрастают в 3 раза. При динамическом расчете на сейсмические воздействия для рассматриваемых схем понижение модуля приводит к увеличению периода собственных колебаний до 2 раз и более, чего, конечно, в реальных зданиях не наблюдается. В связи с этим, предлагается вводить пониженные модули не для всех элементов перекрытий и сжатых вертикальных элементов, а для наиболее нагруженных участков (например, в местах примыкания к вертикальным конструкциям или в середине пролета). Это позволяет более правильно учесть податливость стыков конструкций без существенного увеличения деформативности всего здания. На рис. 4в показана деформированная схема каркаса при действии ветровой нагрузки с фиктивными значениями модулей для отдельных участков перекрытий [1].

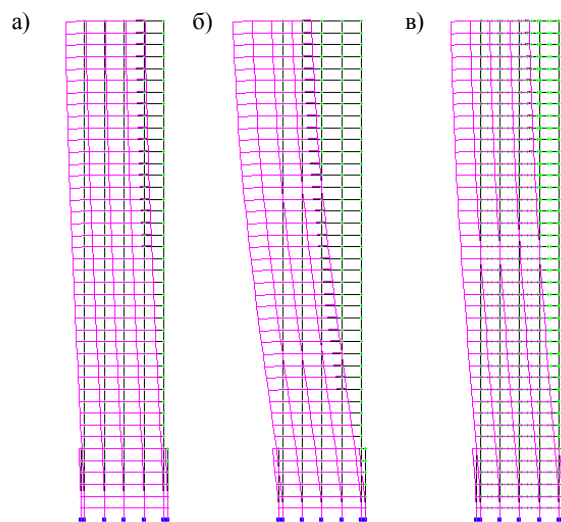


Рис.4. Деформированные схемы каркасов зданий при действии ветровой нагрузки: а) с начальным модулем деформации; б) с пониженным модулем; в) с фиктивными модулем деформации в наиболее нагруженных сечениях

В московских нормах для проектирования высотных зданий МГСН 4.19-2005 [2] также рекомендуется определять нелинейные деформационные (жесткостные) характеристики конечных элементов или с использованием упрощенных диаграмм «напряжения-деформации», или, применяя понижающие коэффициенты к линейным жесткостным характеристикам, определяемым как для сплошного упругого тела.

В заключение хотелось бы остановиться на рациональной схеме дискретизации перекрытий. Чтобы достаточно «точно» получить максимальные значения моментов в пролете плит необходимо разбить пролет на 6-7 элементов между опорами. Однако, опорный момент при этом будет

значительно занижен (до 2 раз). На рис. 5 показаны фрагменты монолитной железобетонной плиты перекрытия при разной степени дискретизации пролета плиты (5, 7, 9 и 20 конечных элементов соответственно). Плита опирается на колонны, расположенные с шагом 6 м, и ее узлы жестко закреплены в зоне опирания (т.е., опирание моделируется не в точке, а задан реальный размер сечения колонны).

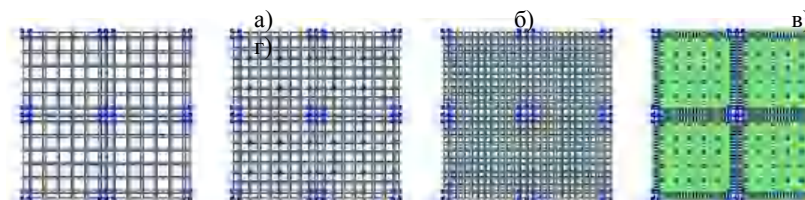


Рис.5. Эпюры изгибающих моментов в монолитной железобетонной плите перекрытия при разной степени дискретизации пролета плиты: а) 5 конечных элементов (КЭ); б) 7 КЭ; в) 9 КЭ; г) 20 КЭ

В таблице 1 приведены значения изгибающих моментов в монолитной железобетонной плите перекрытия при разной степени дискретизации пролета плиты без учета геометрической и физической нелинейности.

Таблица 1

Сопоставление значений моментов в зависимости от степени дискретизации плиты

Значения моментов, кН·м/м	Количество конечных элементов на пролет плиты			
	5	7	9	20
В пролете плиты	14,16	14,47	14,37	14,74
В опорной зоне	-18,84	-24,57	-29,70	-39,59

Как видно из таблицы, разница в пролетных моментах при количестве КЭ на пролет 5 и 20 составляет всего около 4%. Зато разница в опорных моментах, при таких же условиях, составила более 2 раз. Чтобы правильно определить опорный момент, желательно сгущать сетку конечных элементов в местах примыкания перекрытий к колоннам или стенам. Если это приводит к значительному увеличению количества конечных элементов в модели, то можно выделить одно или перекрытие и разбить их достаточно подробно. Для оценки точности моментов, распределенных по длине КЭ, можно сравнить их с узловыми моментами. Если разница окажется в пределах 10%, значит опорные моменты определены правильно.

Однако, все эти рассуждения справедливы только для линейного расчета. В реальных конструкциях происходит перераспределение моментов между опорным и пролетным сечениями. В этом случае влияние степени дискретизации и опорной и пролетной зоны плиты значительно возрастает. В ряде случаев это приводит к недостаточному армированию как опорных, так и пролетных сечений, что приводит к образованию и раскрытию трещин и провисанию перекрытий.

Кроме того, на распределение моментов в перекрытиях высотных зданий большое влияние оказывают несколько факторов, связанных как с особенностями работы системы «основание–фундаменты–верхнее строение», так и с особенностями расчета такой модели. К основным факторам можно отнести деформации основания (хотя для перекрытий верхних этажей это влияние не является существенным) и значительную разницу в вертикальных перемещениях стен и колонн, что вызвано существенным различием их жесткостей. Например, жесткость участка стены толщиной 400 мм и длиной 6 м равна  $0,4 \times 6 \times E = 2,4E$ , а жесткость колонны  $1 \times 1 \text{ м}$ , на которую опирается такой же участок перекрытия составляет  $1 \times 1 \times E = E$ , что в 2,4 раза меньше жесткости стены. Таким образом, чем выше расположено перекрытие, тем больше это влияние. И оказывается, что максимальные моменты в перекрытиях, растягивающие верхнее волокно, возникают не в опорных зонах колонн, как этого следовало бы ожидать, а в опорной зоне стен и диафрагм. На рис. 6а показан фрагмент каркаса высотного здания высотой 96 м, состоящего из монолитных колонн, стен и перекрытий, для которого выполнен линейный расчет на постоянные нагрузки. В результате расчета оказалось, что различие в жесткостях стен и колонн, а также разный уровень нагружения средних и крайних колонн приводит к перераспределению изгибающих моментов в плитах перекрытий от нижних этажей к верхним. На рис. 6б показаны эпюры изгибающих моментов, которые возникают в элементах перекрытий, расположенных на пятом, тридцатом этажах и в перекрытии, выделенном из глобальной модели. В таблице 2 выполнено сравнение полученных данных.

Таблица 2

Сопоставление значений моментов в зависимости от расположения плиты перекрытия

Расположение перекрытия	Значения моментов, кН·м/м				
	Над крайней колонной	Над монолитной стеной	Над средней колонной	Над средней колонной	Над крайней колонной
5 этаж	-65,7	-36,2	-66,8	-75,3	-87,7
30 этаж	-28,7	-69,8	-88,5	-78,6	-155,1
Отдельное перекрытие	-67,6	-32,4	-68,5	-82,6	-57,4

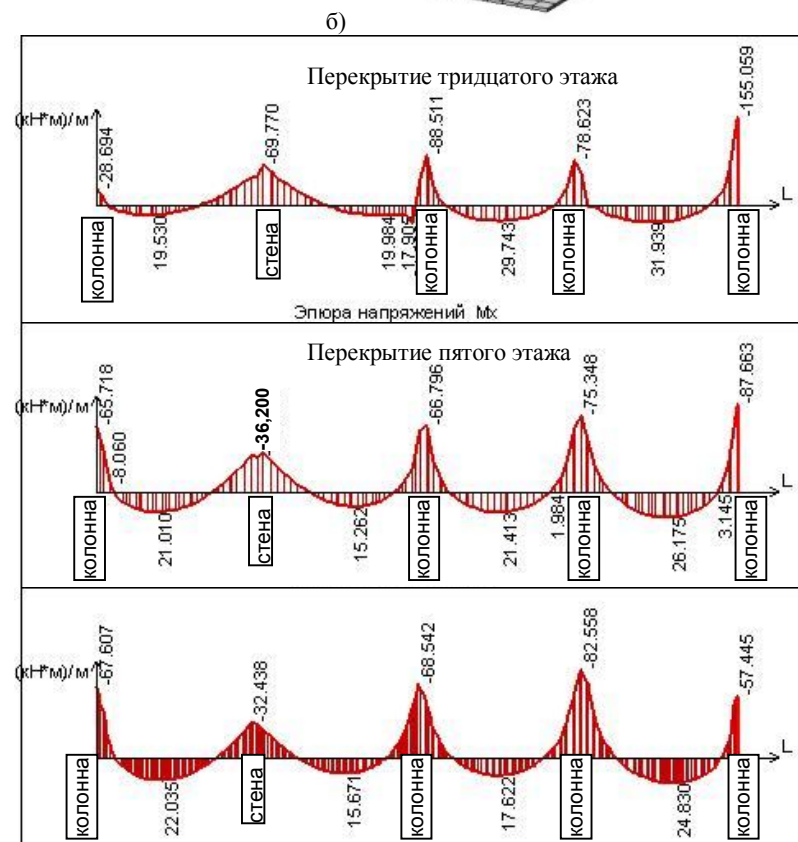
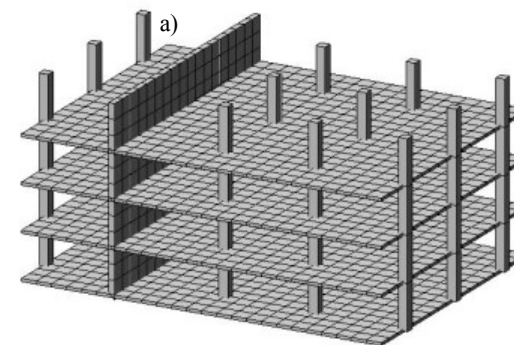


Рис. 6. Фрагмент монолитного каркаса высотного здания (а) и эпюры изгибающих моментов в монолитных перекрытиях высотного здания на пятом и тридцатом этажах (б)



Как видим из таблицы, значения опорных моментов в перекрытиях на разных этажах и в выделенном перекрытии отличаются до 2 раз. Кроме того, и пролетные моменты отличаются на 10-30%. Причем, в этом расчете не учтены деформации основания и ползучесть бетона, которая неизбежна в вертикальных элементах нижних этажей при таких уровнях нагрузок.

Следовательно, расчет и конструирование перекрытий высотных зданий следует выполнять с учетом реальных свойств бетона и арматуры как в составе общей модели, так и отдельного перекрытия, в противном случае, несущая способность некоторых сечений может оказаться ниже расчетных нагрузок.

### ВЫВОДЫ И РЕКОМЕНДАЦИИ:

1. При моделировании и расчетах высотных зданий как единых систем «основание–фундаменты–верхнее строение» перед выполнением подбора арматуры необходимо тщательно проанализировать полученные усилия в основных несущих элементах каркаса и учесть нелинейную работу материалов в наиболее нагруженных зонах или сечениях.
2. Особенное внимание нужно уделить распределению усилий по высоте в колоннах стилобатной части, расположенных вблизи наружных и внутренних стен. Так как это является очень распространенной ошибкой, встречающейся при расчетах высотных зданий.
3. На стадии проектирования высотных зданий, с целью избежания возможных ошибок при расчете и проектировании, в обязательном порядке следует выполнять дублирующие расчеты независимой проектной или научно-исследовательской организацией, как это предусмотрено проектом ДБН «Проектування висотних будинків житлово-громадського призначення» и «Індивідуальними технічними вимогами», которые в настоящее время разрабатываются для высотных зданий.

### ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

3. Бамбура А.М., Сазонова І.Р. Особливості розрахунку висотного житлового будинку.//Сб. научн. трудов. Строительство, материаловедение, машиностроение. Вып.37, -Дн-вск, ПГАСА,2006.- с.21-29.
4. МГСН 4.19-2005. Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москве. //Москва, 2005. – 126 с.

### УДК 624.9

### ПЛАНИРОВАНИЕ И ПРОВЕДЕНИЕ ИССЛЕДОВАНИЙ ПО ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОМУ ИЗУЧЕНИЮ СЫПУЧИХ МАТЕРИАЛОВ В ЕМКОСТНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

*Д.О. Банников, к.т.н, доцент  
Днепропетровский национальный университет  
железнодорожного транспорта имени академика В. Лазаряна,  
г. Днепропетровск*

Разнообразные виды сыпучих материалов применяются достаточно широко как в промышленной, так и в сельскохозяйственной сферах жизнедеятельности человека. В большинстве случаев сыпучие материалы являются исходным сырьем для получения новых продуктов производства, как например, угли и руды, но могут выступать и в качестве промежуточного продукта, как например, химические концентраты, или же сами являться конечным элементом производства, как например, ряд пищевых продуктов.

Неотъемлемой операцией при работе с сыпучими материалами является их хранение. Оно, как правило, не является достаточно длительным, однако в некоторых случаях материал может накапливаться годами. Поэтому возникает необходимость в создании и использовании строительных конструкций специального типа, приспособленных для различных условий хранения сыпучих. Такие конструкции получили название емкостных, поскольку представляют собою сосуд в виде емкости, формирующий необходимый запас сыпучих материалов.

Одной из важнейших проблем на пути создания надежных и долговечных конструкций такого типа является **проблема изучения взаимодействия сыпучего материала с элементами емкостной конструкции** [1]. В первую очередь, такое взаимодействие проявляется в виде давления, оказываемого сыпучим материалом на стенки емкости в процессе его хранения. Однако, процессы загрузки и выгрузки также обуславливают возникновение некоторых специфических эффектов, часто оказывающихся более опасными.

В связи с этим проводились и продолжают проводиться многочисленные аналитические исследования и создаваться различного рода теоретические модели, описывающие качественно либо количественно, выражаясь образно, поведение сыпучего материала в замкнутых объемах. Однако, они являются настолько разнородными и приводящими к настолько сильно различающимся результатам (см., например, работы [2 - 6]), что единственной возможностью их примирить является проведение целенаправленных экспериментальных исследований.

Подобного рода исследования, в свою очередь, были начаты достаточно давно. Все они могут быть разделены на три большие группы, в зависимости от того процесса, изучению которого посвящены.

Наиболее ранними являются исследования связанные с изучением процесса выгрузки сыпучих материалов. Они позволили установить ряд