

Теория инженерных сооружений

УДК 624.72

ПРИБЛИЖЕННЫЙ РАСЧЁТ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ НА ВЕРТИКАЛЬНУЮ НАГРУЗКУ ПРИ ОБРАЗОВАНИИ КАРСТОВОГО ПРОВАЛА

О.Б. Завьялова

APPROXIMATE CALCULATION FOR MULTISTORY BUILDINGS OF VERTICAL LOAD AT DOLINE

О.В. Zavyalova

Рассмотрена приближенная методика расчета многоэтажных зданий рамной, связевой и комбинированной конструктивных систем при работе на вертикальную нагрузку над карстовыми провалами. Расчетная схема здания сводится к плоской вертикальной сетке, в которой отдельные рамы диафрагмы и диски перекрытий заменены условными сдвиго-изгибными стержнями. Методика позволяет учесть пространственную работу зданий и определить дополнительные усилия в несущих конструкциях.

Ключевые слова: карстовый провал, пространственная работа, приближённый расчёт.

Technique for approximate calculation for multistory buildings of framed, braced and combined structural system is considered at vertical load of doline. Structural design of a building leads to the plane vertical grid, in which separate rigid frame of a diagram and disks of flooring are replaced by shift-flexural pivots. This technique helps to consider spatial performance of buildings and define additional stress of framings.

Keywords: doline, spatial performance, approximate calculation.

Существующие расчётные комплексы позволяют выполнять расчёт зданий практически любой сложности. При этом велика вероятность ошибки на каком-либо этапе формирования расчётной схемы, особенно в случае решения громоздких или сложных задач, когда точность полученных результатов не поддаётся умозрительному анализу. Для оценки достоверности результатов компьютерного расчёта должна существовать достаточно простая приближённая проверка тех или иных параметров. В настоящей работе предложена методика определения усилий и перемещений в конструкциях многоэтажных зданий при образовании локальных карстовых провалов в основании этих зданий.

Рассмотрим работу здания, в основании которого произошёл провал грунта, в следующих случаях: 1 – ширина провала под зданием равна ширине здания; 2 – провал располагается под одной из продольных стен. Очевидно, что в первом случае разрушение здания неизбежно, если продольные стены окажутся недостаточно прочными, чтобы здание могло «повиснуть» на них.

Во втором случае (рис. 1) поперечная стена, находящаяся непосредственно над провалом, повернётся на угол $\varphi = a/B$, здесь a – вертикальное

смещение, B – ширина стены (разумеется, сдвиговая жёсткость такой стены должна быть достаточно велика). При этом все перекрытия, увлекаемые падающей стеной в горизонтальном направлении, получают изгиб в своей плоскости и окажут стене поддерживающее действие, которое будет возрастать по мере увеличения этажности и тем самым числа перекрытий. Кроме этого, растёт и момент этих сил относительно точки поворота, удерживающий поперечную стену от поворота. Продольная стена при этом поддерживает поперечную стену снизу вверх. Усиление поддерживающей функции перекрытий достигается увеличением их сдвиговой жёсткости введением арматурных анкеров между плитами, устройством шпоночных стыков путём их замоноличивания. Увеличить сдвиговую жёсткость стен можно введением в них горизонтальных монолитных поясов, стянутых между собой горизонтальной напряжённой арматурой. Смещению дисков перекрытий препятствуют поперечные стены, находящиеся за пределами провала, причём по мере удаления от опасного места передаваемая на стены нагрузка будет уменьшаться.

Таким образом, одна из стен (или несколько по длине здания), находящаяся над провалом, по-

ворачиваясь, вовлекает в работу диски перекрытий, что приводит к превращению вертикальной нагрузки в горизонтальную и перераспределяет последнюю между другими поперечными стенами, находящимися в непосредственной близости от первой.

В работе исследуется поведение зданий рамной (каркасной), связевой (стеновой с поперечными несущими стенами) и рамно-связевой конструктивных систем при образовании карстового провала, ширина которого не превышает половины ширины здания.

Основная система метода перемещений для вертикальной эквивалентной сетки, к которой приводится здание, показана на рис. 2.

В предварительном расчёте составлялись матрицы жёсткости (МЖ) отдельно для рам, диафрагм и перекрытий с учётом линейных и поворотных связей, затем полученные МЖ методом редуцирования приводились к основной системе без поворотных связей и включались в МЖ здания в целом. При составлении матрицы жёсткости рамы в её расчётной системе, помимо стоек и ригелей, был учтён фундамент в виде поперечных железобетонных лент. Основная система метода перемещений для рамы показана на рис. 3. Вследствие большой жёсткости фундамент может поворачиваться без изгиба. Защемление стоек в фундаменте

считается жёстким. Продольные деформации стоек не учитываются. Фундамент опирается на упругое основание Винклера по всей площади подошвы для рядовой рамы и на половине площади для рамы, находящейся над провалом. Поворот фундамента вызывает в ригелях рамы поперечные силы, момент которых с увеличением этажности растёт. При расчёте матрицы жёсткости рамы используется эквидистантность вертикальных смещений её узлов. Деланация перекрытий не учитывается. При расчёте каркасной системы к суммарной матрице жёсткости вертикальных элементов (поперечных рам и диафрагм) добавлена матрица жёсткости перекрытий, полученная с учётом деформаций изгиба и сдвига, а также матрица жёсткости упругого основания.

Матрица жёсткости трёхэтажного здания в целом имеет порядок 15×15 , по числу учитываемых наложенных связей. Стоит отметить, что при составлении МЖ отдельных рам, диафрагм и перекрытий как условных сдвиго-изгибных стержней первоначально учитывались не только линейные, но и поворотные связи. Затем, с помощью известной формулы метода редуцирования $R = R_{pp} - R_{pn} R_{nn}^{-1} R_{np}$, лишние связи исключались, и эти матрицы приводились к виду, учитывающему только линейные связи.

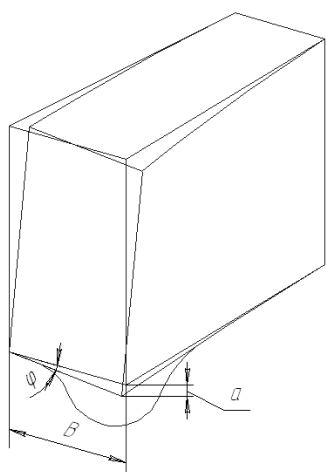


Рис. 1. Поведение здания над провалом

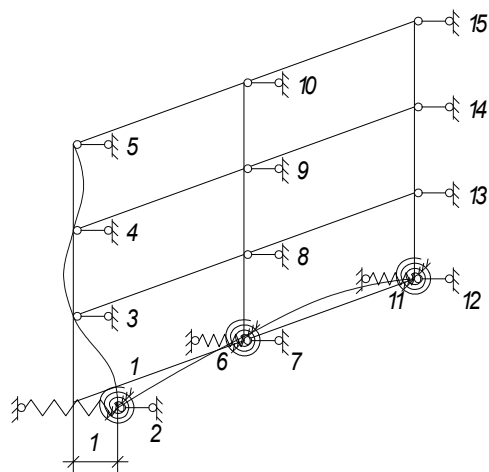


Рис. 2. Основная система здания (вертикальные элементы – рамы или диафрагмы; горизонтальные – диски перекрытий)

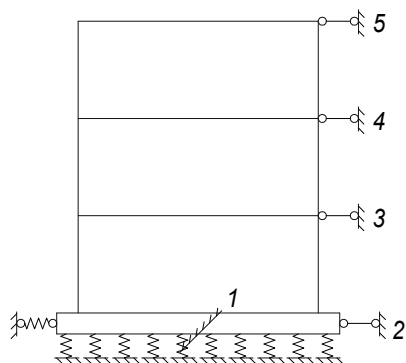


Рис. 3. Основная система метода перемещений для рамы с учетом упругого основания

Грунтовое основание Винклера учитывается в поворотных связях № 1, 6, 11 в виде крутильных упругих опор и в связях № 2, 7, 12 в виде линейных горизонтальных опор, жёсткость которых рассчитана для двух случаев: для ненарушенного грунта и в случае образования карстовой воронки под одной из рам (диафрагм) шириной до половины пролёта последней.

Нагрузка была задана опрокидывающим моментом от гравитационных сил, приходящихся на половину грузовой площади рамы (диафрагмы), находящейся над провалом. Опрокидывающий момент прикладывается в связях 1, 6 или 11 в зависимости от положения провала.

Учёт вертикального смещения рам и диафрагм путём добавления в основную систему метода перемещений дополнительных вертикальных связей и соответственно вертикальных упругих опор показал, что вертикальное перемещение (осадка) «падающей» рамы (диафрагмы) в 2 раза больше остальных, а на горизонтальных смещениях рам и диафрагм учёт вертикального смещения никак не отразился, поэтому в рассматриваемой здесь задаче эти связи не учитываются.

Расчёты выполнены в программном комплексе MathCad.

Исходные данные для рассмотренной задачи:

– для 3-этажной рамы: пролёт – 6 м, высота этажа – 3 м, стойка – 40×40 см, ригель – 40×60 см, стенная часть фундамента – 40×80 см, плитная (подошва) – 200×30 см, модуль упругости бетона – $E_6 = 28 \cdot 10^3$ МПа;

– для диафрагмы: материал – кирпичная кладка в 1,5 кирпича (38 см), модуль упругости – $E = 160$ МПа, модуль сдвига – $G = 48$ МПа, шаг рам и диафрагм – 6 м;

– перекрытия – монолитные толщиной 16 см из тяжёлого бетона, $E_6 = 25,2 \cdot 10^3$ МПа, $G_6 = 0,4E_6$, полезная нагрузка на перекрытия 2 кПа;

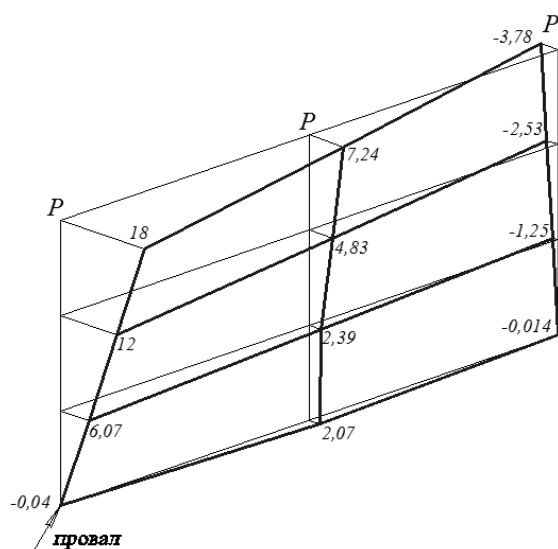
– грунтовое основание Винклера с коэффициентом постели 80 МН/м³, жёсткость упругих опор для ненарушенного грунта: линейной – 400 МН/м, поворотной – 2240 МН·м/рад. При возникновении воронки до середины ширины рамы (или диафрагмы) жёсткость линейной опоры 196 МН/м, поворотной – 1120 МН·м/рад.

Результаты расчёта для коротких малоэтажных зданий рамной, связевой и рамно-связевой конструктивных систем приведены на рис. 4–6, где представлены смещения срединных плоскостей рассматриваемых зданий.

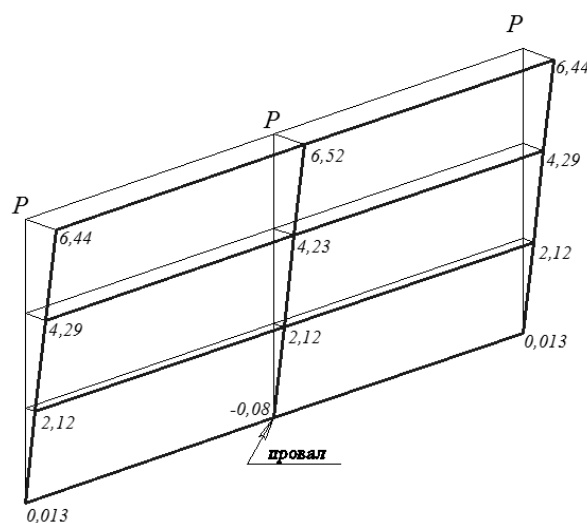
В результате решения задачи был получен вектор смещений узлов эквивалентной сетки, к которой приведена расчётная схема здания. Дополнительные силовые воздействия на элементы здания от такого смещения (векторы нагрузок) определяются умножением матриц жёсткости соответствующих элементов (рам, диафрагм, дисков перекрытий) на вектор перемещений их узловых точек.

Например, при провале под средней рамой здания рамно-связевой системы (рис. 6, б) дополнительные горизонтальные нагрузки со стороны поддерживающих конструкций для этой рамы составят:

$$P_p = R_p \times V_p = \begin{pmatrix} 797 & 111,4 & -44,4 & 20,3 & -87,3 \\ 111,4 & 44,1 & -52 & 8,7 & -0,85 \\ -44,4 & -52 & 97,1 & -52,7 & 7,8 \\ 20,3 & 8,7 & -52,7 & 86 & -42 \\ -87,3 & -0,85 & 7,8 & -42 & 35,1 \end{pmatrix} \times$$



а)



б)

Рис. 4. Горизонтальные перемещения рамной системы (в мм) при образовании провала под крайней (а) и под средней (б) рамой

$$\begin{matrix} \left\{ \begin{matrix} 1,634 \cdot 10^{-3} \text{ рад} \\ -9,14 \cdot 10^{-5} \text{ м} \\ 8,273 \cdot 10^{-4} \text{ м} \\ 1,558 \cdot 10^{-3} \text{ м} \\ 2,485 \cdot 10^{-3} \text{ м} \end{matrix} \right\} \times \left\{ \begin{matrix} 1,07 \text{ МН} \cdot \text{м} \\ 0,146 \text{ МН} \\ -0,05 \text{ МН} \\ 0,018 \text{ МН} \\ -0,114 \text{ МН} \end{matrix} \right\} \end{matrix}$$

Косвенной проверкой правильности выполненных вычислений может служить тот факт, что полученный вектор дополнительных нагрузок является самоуравновешенным, т. е.

$$\sum M = 0; \sum F_x = 0.$$

Получив векторы нагрузок, вычислим дополнительные внутренние усилия – поперечные силы

и изгибающие моменты – в падающей раме или диафрагме, а также в поддерживающих её вертикальных и горизонтальных элементах. Например, в рассматриваемой раме от вычисленных выше нагрузок дополнительная эпюра моментов представлена на рис. 7.

Вычисленный таким образом вектор дополнительных усилий для плиты покрытия, испытывающей наибольший изгиб, даёт дополнительный изгибающий момент в плоскости плиты около 350 кН·м и сдвигающую силу около 60 кН. Таким образом, для обеспечения пространственной работы здания над провалом должны быть предусмотрены конструктивные меры по восприятию изгиба и сдвига перекрытий и покрытия в горизонтальной плоскости.

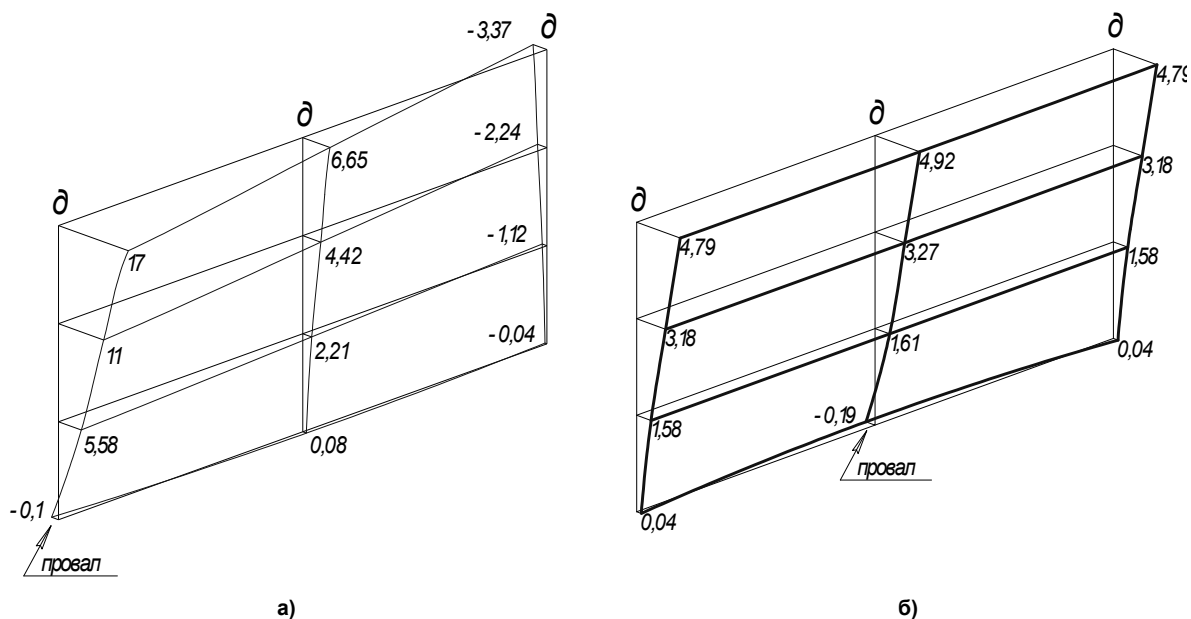


Рис. 5. Горизонтальные перемещения связевой системы (в мм) при образовании провала под крайней (а) и под средней (б) диафрагмами

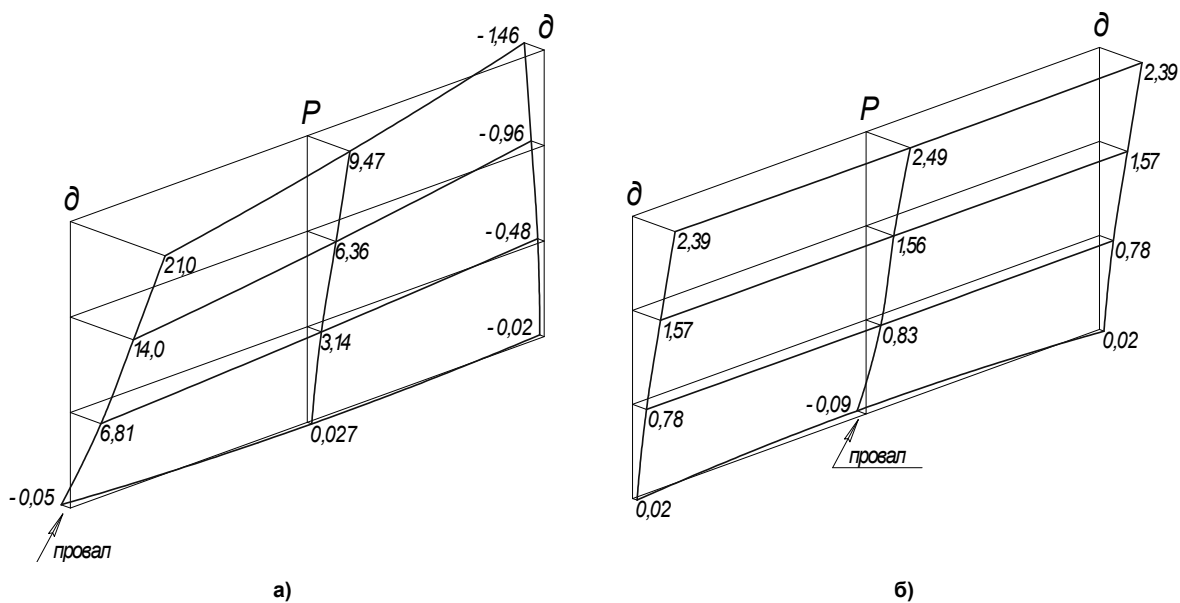


Рис. 6. Горизонтальные перемещения рамно-связевой системы (в мм) при образовании провала под диафрагмой (а) и под рамой (б)

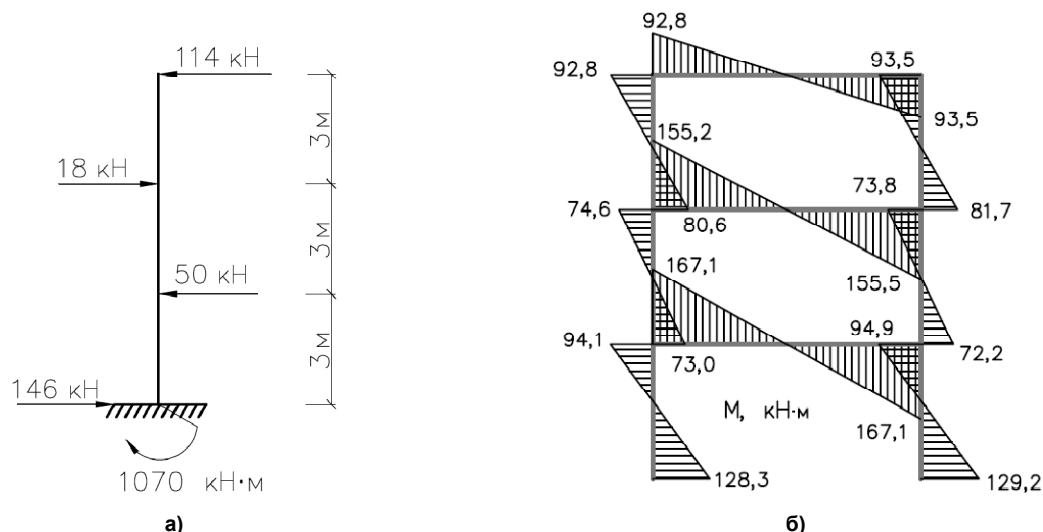


Рис. 7. Дополнительные нагрузки в эквивалентном стержне, заменяющем «падающую» раму, и эпюра изгибающих моментов в раме от этих нагрузок

Для сравнения были вычислены перемещения отдельно стоящей рамы (без учёта пространственной работы здания) от действия тех же нагрузок при образовании провала. Жёсткость упругих опор принята с учётом образования воронки. Максимальное горизонтальное перемещение верха рамы и диафрагмы в этом случае составило 23 мм.

Выводы

1. Возникновение пространственной работы в зданиях различных конструктивных систем при образовании карстового провала под одной из рам или диафрагм позволяет существенно снизить деформации «падающей» конструкции. Так, в рамной системе при образовании провала под крайней рамой её перемещение уменьшилось на 22 %, средней рамы при провале под ней – в 3,52 раза, в рамно-связевой при провале под средней рамой – в 9,2 раза по сравнению с отдельно стоящей рамой. Для крайней диафрагмы рамно-связевого здания уменьшение горизонтального смещения составило 9 %. Для стеновой системы при провале под крайней стеной перемещение уменьшилось на 26 %, при провале под средней стеной – в 4,27 раза по сравнению с отдельно стоящей стеной.

2. Учёт пространственной работы при расчёте многоэтажных зданий над карстовым провалом позволяет определить реальные нагрузки на элементы здания, понять причины разрушения зданий и предложить методы усиления зданий, перераспределяющие нагрузку с «падающей» несущей конструкции на ненарушенные элементы здания.

3. Предложенный приближённый способ расчёта значительно упрощает расчётную схему реального здания, позволяя тем не менее получать результаты с высокой точностью.

Литература

1. Сапожников, А.И. Особенности работы и методика пространственного расчёта многоэтажных рамно-связевых систем. Ч.1: Прочность / А.И. Сапожников, Е.А. Денисова. – Астрахань: АТИРПУХ, 1988. – 23 с.
2. Завьялова, О.Б. Учёт пространственной работы сил в многоэтажных зданиях при расчёте на вертикальную нагрузку при образовании карстового провала / О.Б. Завьялова // III Междунар. науч.-практ. конф. – Астрахань: АИСИ, 2009. – С. 38–41.

Поступила в редакцию 4 июля 2012 г.