

КРЕПЛЕНИЕ СТЕНОК КОТЛОВАНОВ

Гришин В.А., Снисаренко В.И. (*Одесский национальный морской университет, г. Одесса*)

В статье приведен расчет грунтового массива с учетом нового строительства на основе нелинейной деформационной модели, учитывающей свойства грунтов и материала сооружений при их сложном нагружении.

Данная проблема возникает при уплотнении существующих жилых массивов, расположенных в городских районах, дополнительными застройками. Возведение новых сооружений вблизи ранее построенных, если не принять соответствующих мер, может привести к повреждениям или разрушениям последних. Один из таких примеров был показан недавно по телевизионным новостям. При сооружении котлована в г. Киеве под новое строительство рядом стоящий дом начал разрушаться. Другой классический пример разрушения подпорных стен приведен Р. Пэком в докладе на втором Международном конгрессе МЕНРИФ. Им было обследовано более 100 подпорных стен различной высоты, возведенных в различных условиях и различным образом. Практически все из этих стен испытали то или иное смещение. При этом 18% стен было полностью разрушено; 53% находилось в состоянии прогрессирующего смещения и только 11% стабилизировалось после некоторого смещения.

Для предотвращения подобных негативных явлений необходимо, во-первых, произвести тщательные геологические исследования грунтов предполагаемой строительной площадки. Во-вторых, выполнить с применением ЭВМ более совершенные надежные расчеты для определения напряженно-деформированного состояния для единой связанной системы, состоящей из рядом расположенных зданий и грунтового массива, на котором будет осуществляться новое строительство. Грунты представляют собой сложные среды, основными механическими свойствами которых являются упругость, пластичность, вязкость и неоднородность. Для получения надежных результатов эти свойства

должны быть обязательно учтены в их расчетных моделях. Современные методы расчета, которые в основном базируются на бездеформационной теории предельного равновесия, позволяют приближенно решать только прочностные задачи. Деформации, которые для рассматриваемых здесь исследований являются основными определяющими показателями, не всегда могут быть получены даже из упругого расчета, результаты которого для грунтовых сред обычно не подтверждаются экспериментальными данными. Поэтому в предлагаемой работе используется нелинейная модель, учитывающая перечисленные выше свойства грунтов и материала сооружений при их сложном нагружении [1, 2].

Расчетная схема рассматриваемых задач представлена на рисунке 1. Верхний слой грунтового массива состоит из суглинка, затем идет песок, а потом глина. Порядок расчета, определяющий технологией строительства, включает в себя следующие этапы. На первом этапе рассчитывается грунтовый массив от действия его собственного веса. Полученные деформации обнуляются, а напряжения в грунте учитываются как начальные условия для задачи определения напряженно-деформированного состояния от нагрузки ранее построенных сооружений. Эта задача решается на втором этапе расчета. Нагрузка от сооружения, интенсивность которой равна 0,2 МПа, показана слева на рисунке 1. Здесь также определенные деформации затем обнуляются, а напряжения совместно с напряжениями, полученными на первом этапе расчета, сохраняются как начальные условия для третьего этапа решения. На третьем этапе разрабатывается котлован на глубину 2 м и сооружается гибкая стенка совместно с анкером для крепления вертикального откоса котлована, примыкающего к фундаменту существующего сооружения. На четвертом этапе производится углубление котлована до 3 м. На последнем пятом этапе в котловане возводится новое сооружение, интенсивность нагрузки от которого, равна 0,3 МПа. Эта нагрузка показана справа на рисунке 1.

Дискретизация исходных уравнений и области их определения показаны на рисунке 2. Схема нормальных вертикальных напряжений в грунтовом массиве от его собственного веса показана на рисунке 3 (первый этап). Их наибольшая величина равна $-0,397$ МПа. Они расположены в нижней части массива. Справа на рисунке для определения величины напряжений по цвету показана их диаграмма.

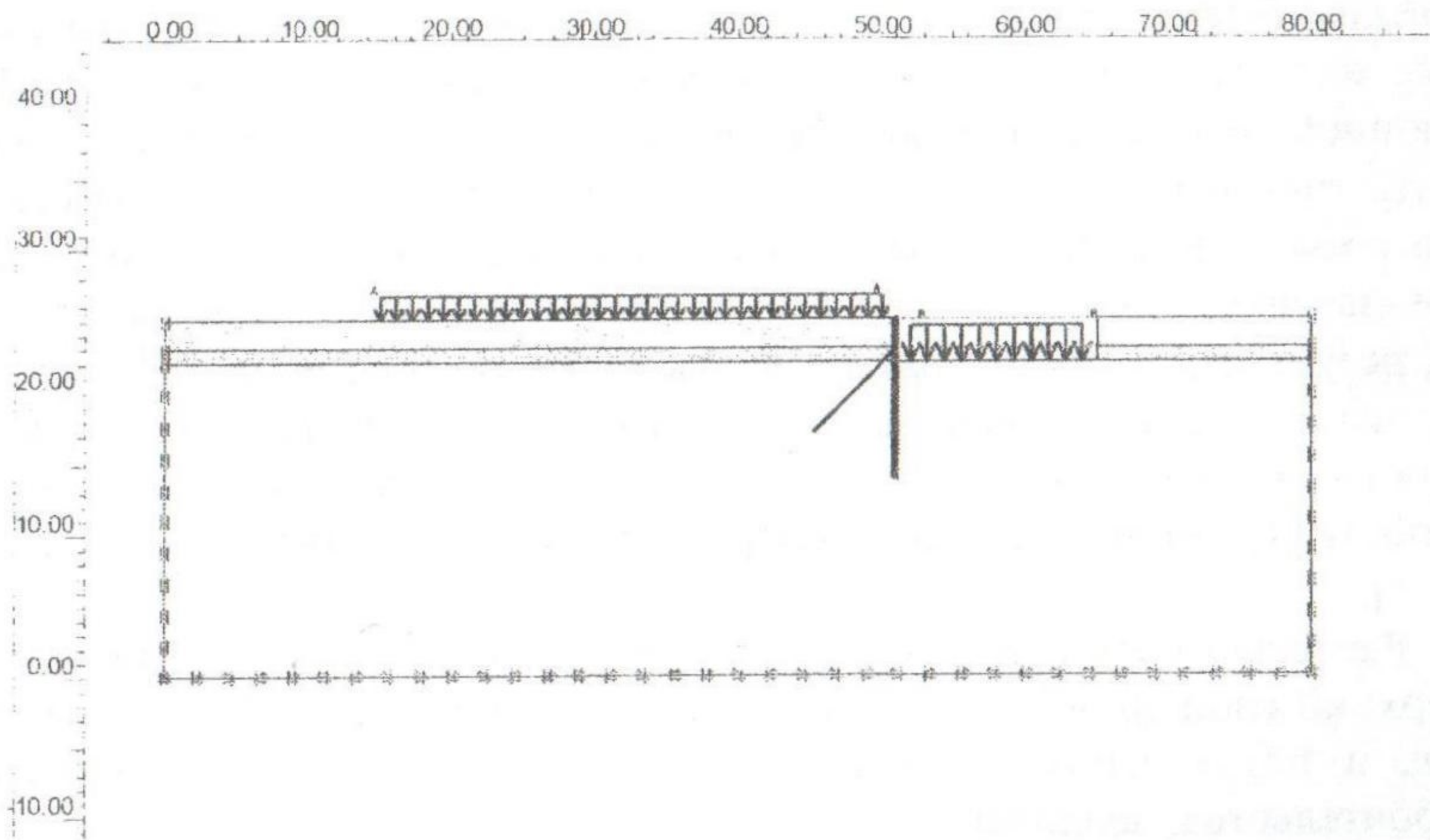


Рис. 1. Расчетная схема

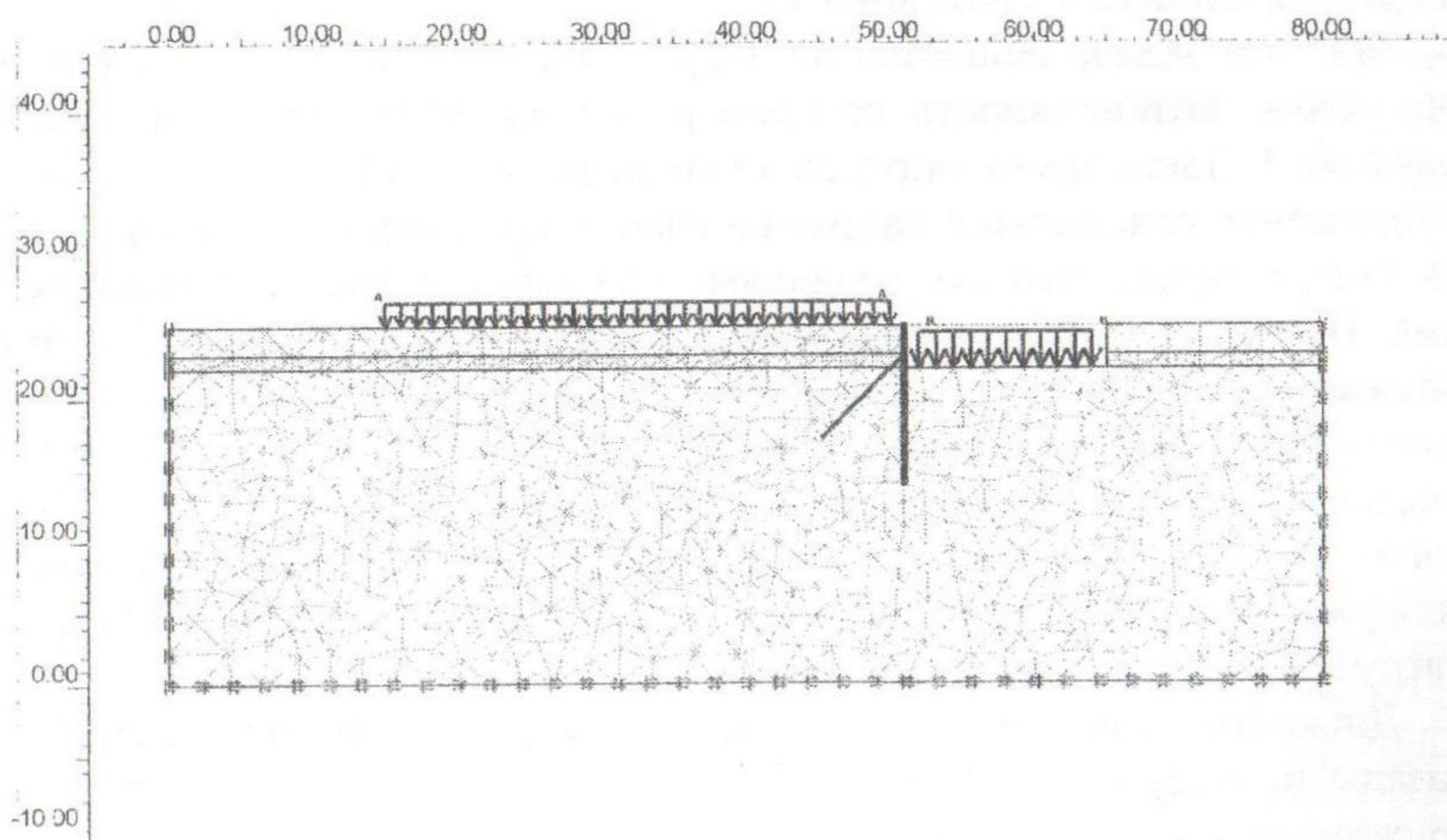


Рис. 2. Схема конечных элементов

После действия на грунтовый массив нагрузки от ранее построенного сооружения в нем образовались пластические зоны (второй этап). Они показаны на рисунке 4 квадратиками.

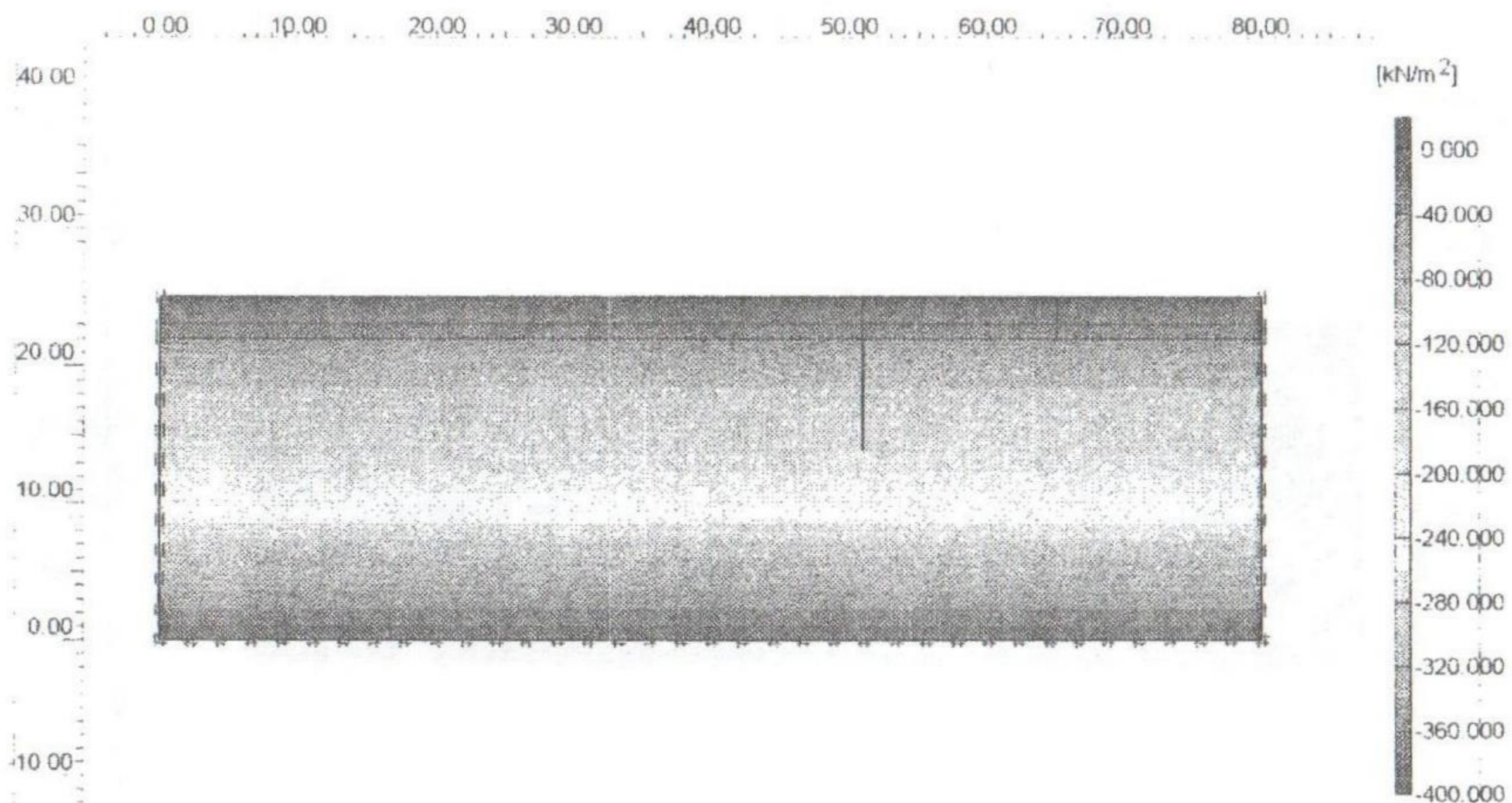


Рис. 3. Схема нормальных вертикальных напряжений в грунтовом массиве

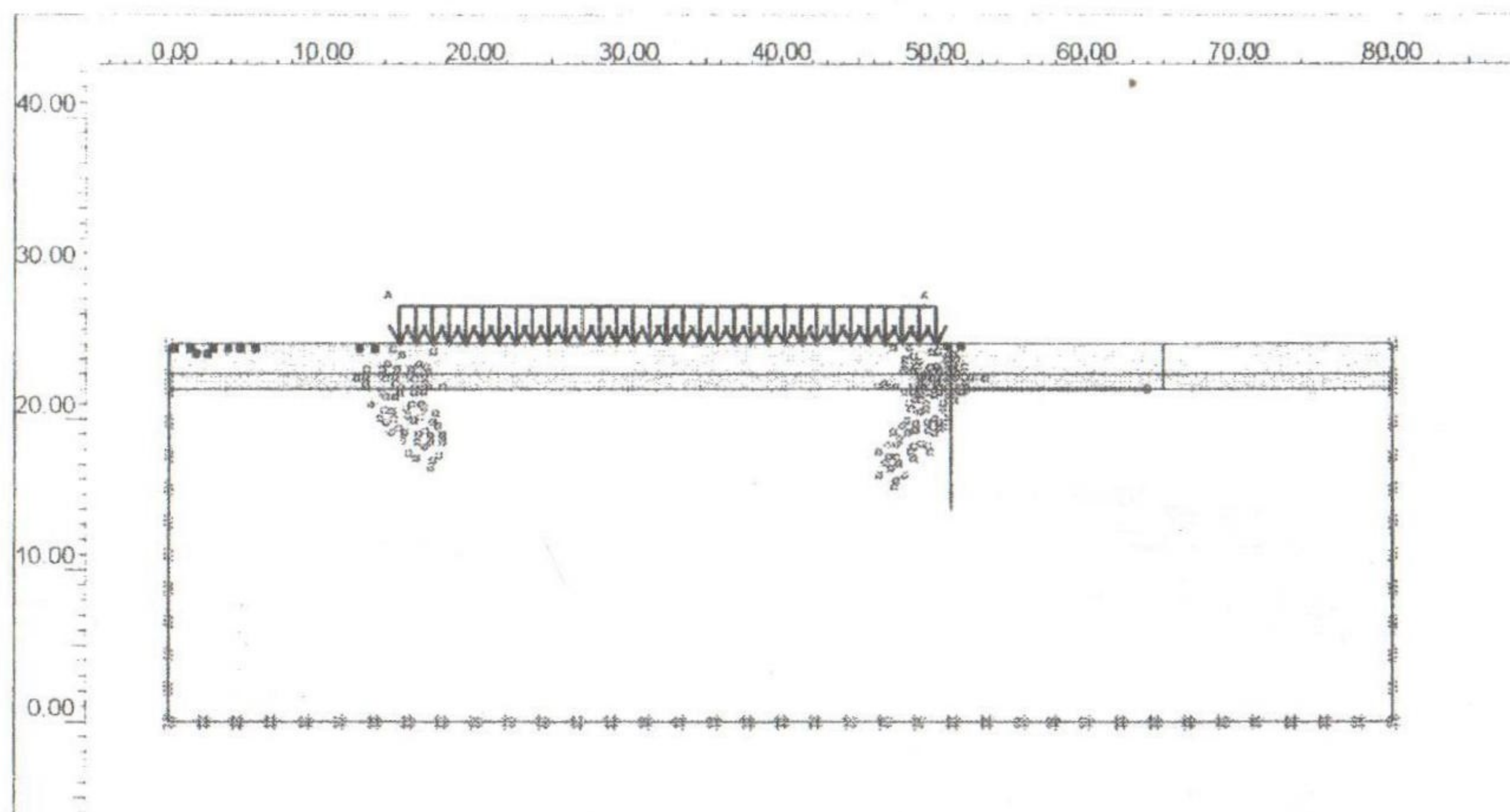


Рис. 4. Схема пластических зон

Схема полученных перемещений в грунтовом массиве приведена на рисунке 5. Наибольшие вертикальные перемещения равны 0,328 м и они расположены под центром действующей нагрузки.

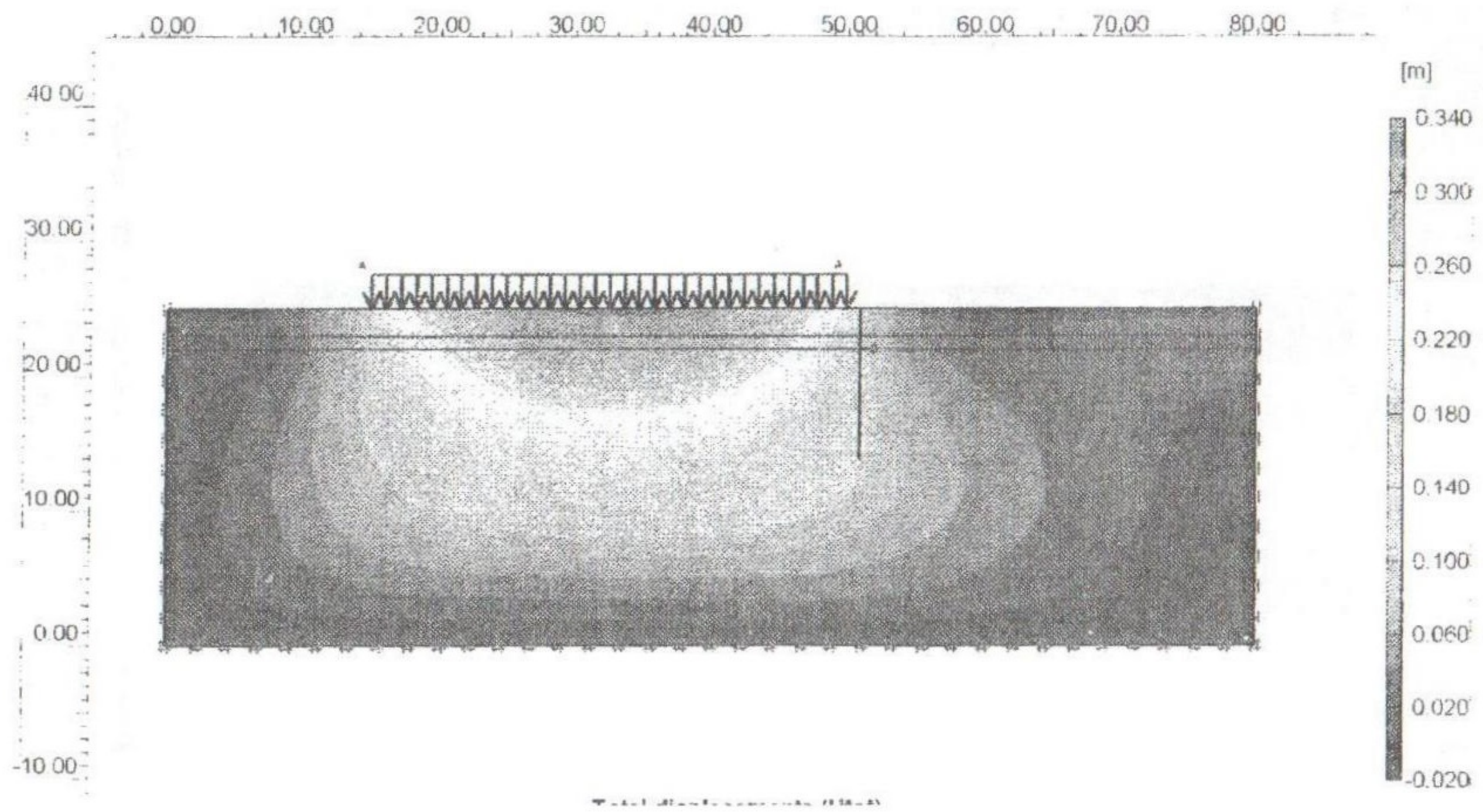


Рис. 5. Схема перемещений в грунтовом массиве

Соответственно схемы нормальных горизонтальных и вертикальных напряжений приведены на рисунках 6 и 7.

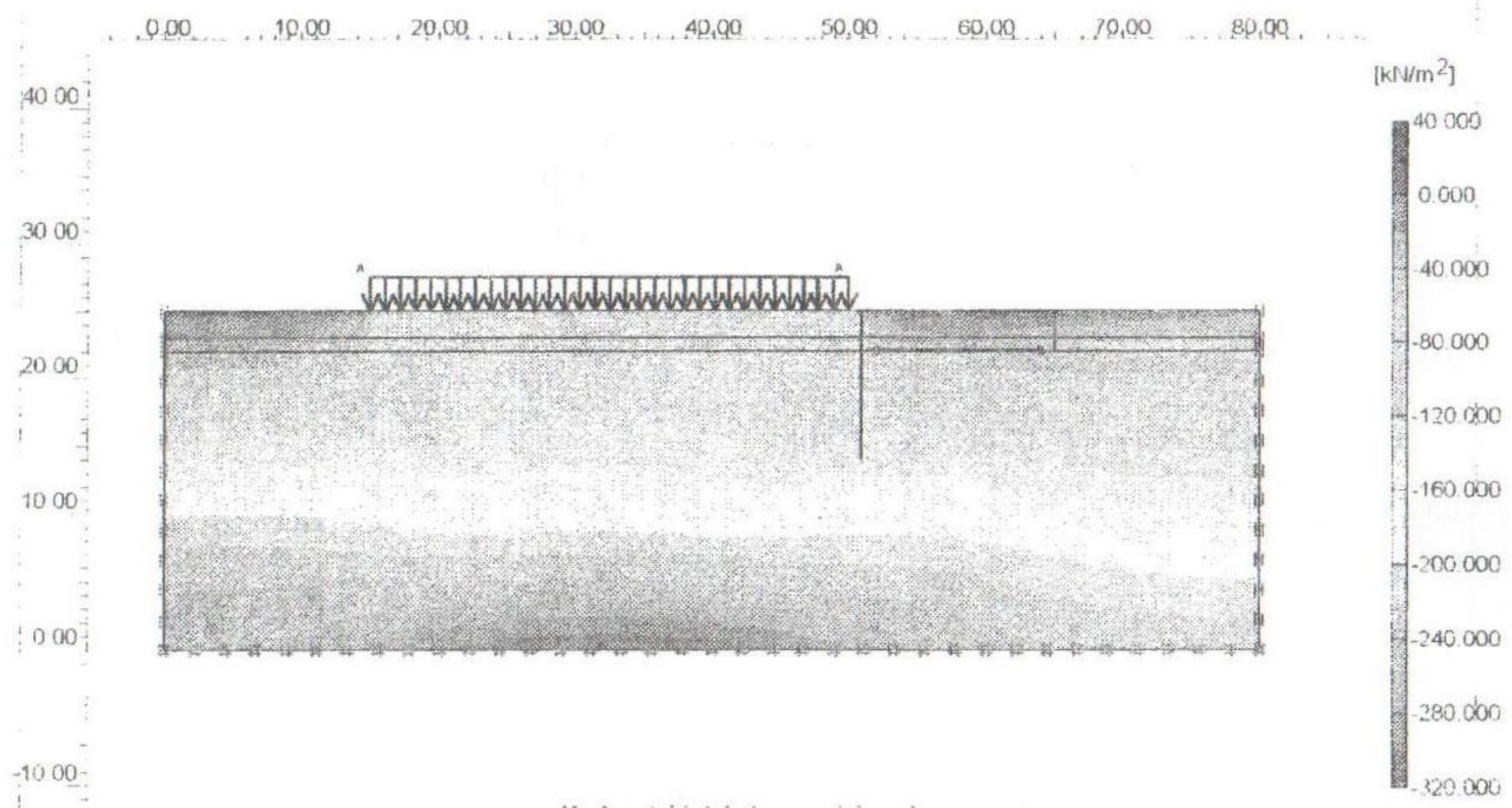


Рис. 6. Схема нормальных горизонтальных напряжений в грунтовом массиве

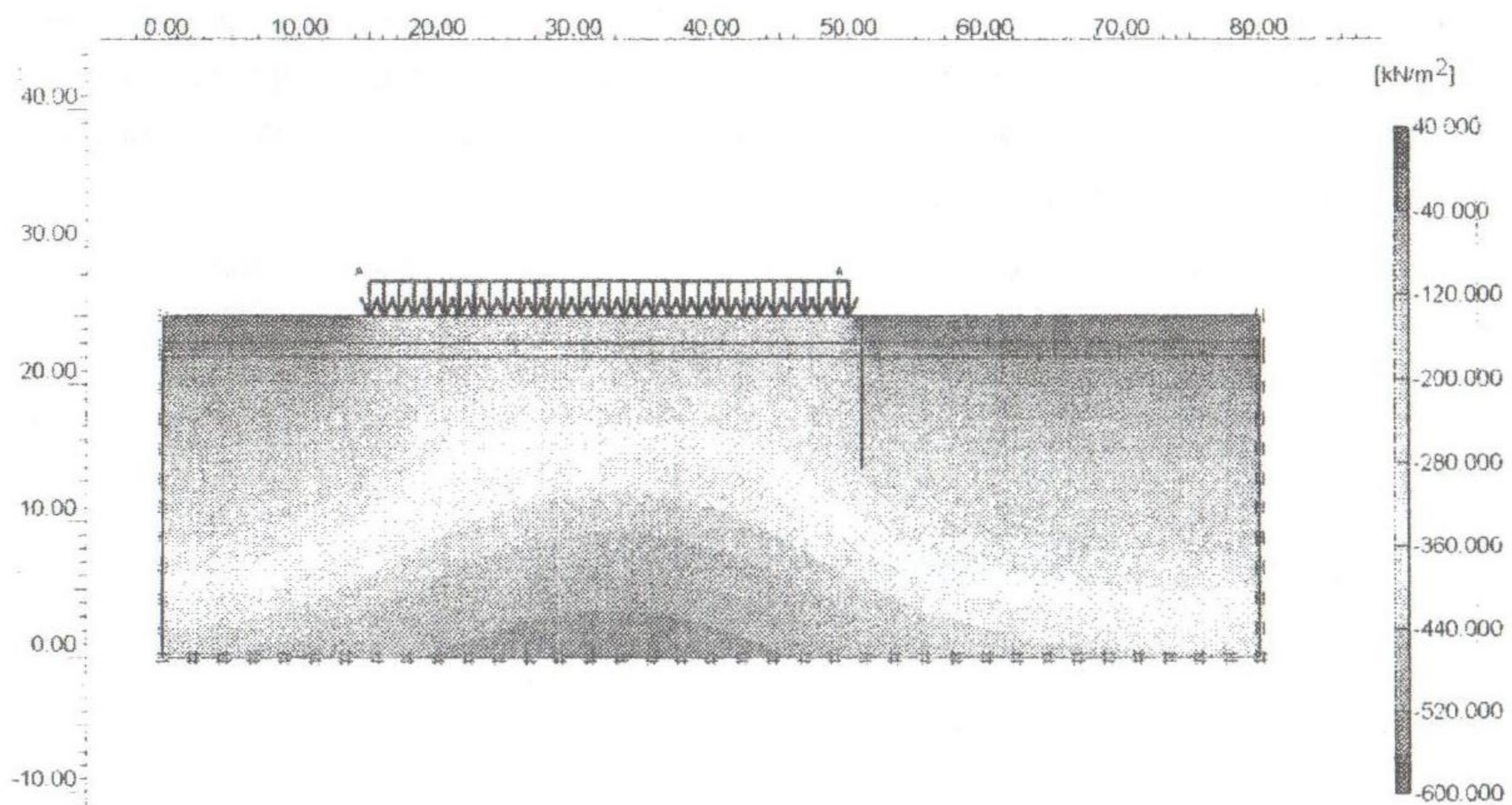


Рис. 7. Схема нормальных вертикальных напряжений в грунтовом массиве

Результаты расчета по третьему этапу здесь не приводим, так как они качественно повторяют четвертый этап, только количественные значения перемещений и напряжений несколько меньше.

Рассмотрим результаты расчета по четвертому этапу, когда котлован полностью отрыт, но строительство нового сооружения не начато. На рисунке 8 показана в увеличенном масштабе деформируемая схема системы при условии, что предыдущие перемещения, как отмечено выше, приняты нулевыми.

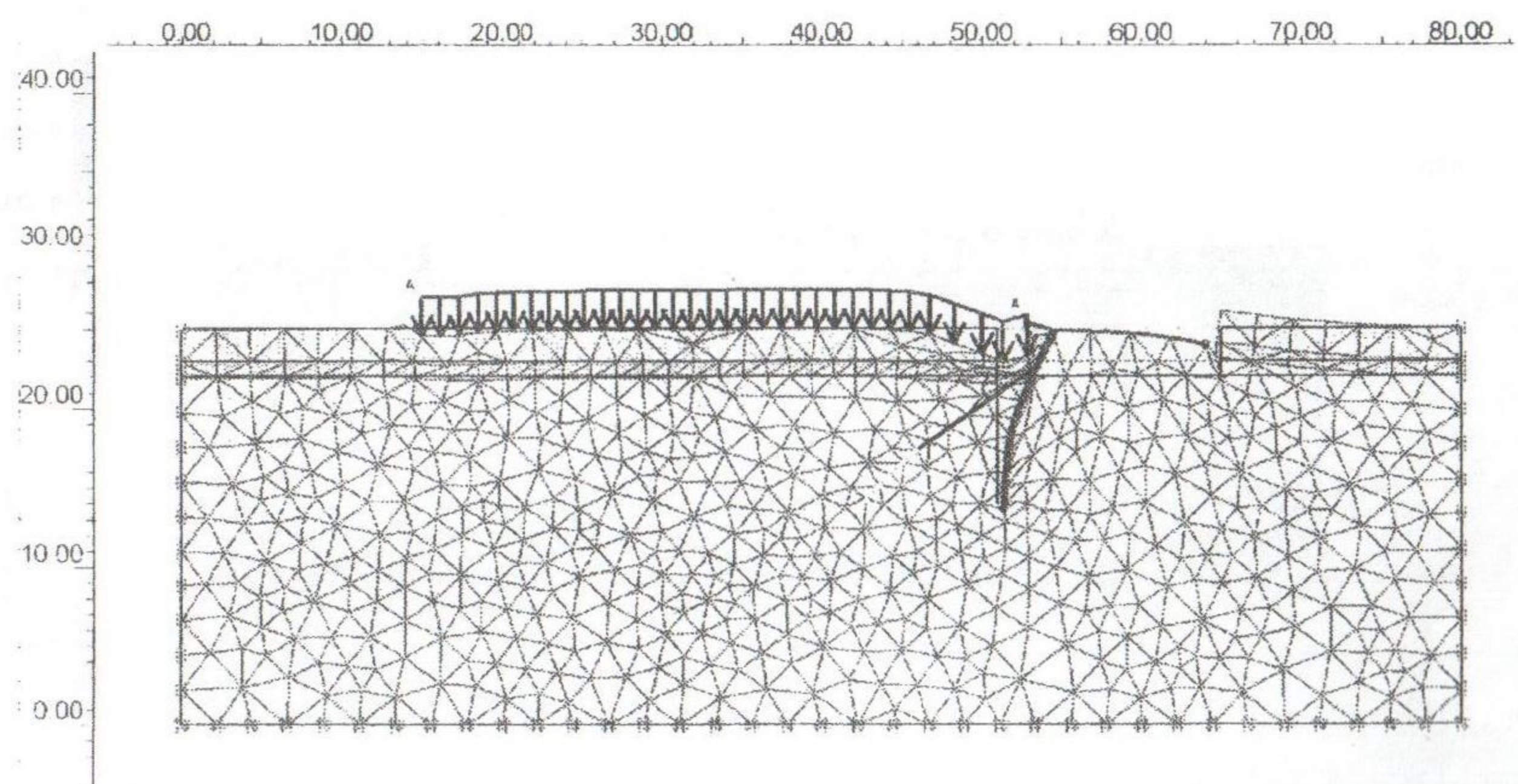


Рис. 8. Схема перемещений системы после 4-го этапа

Горизонтальное перемещение верхней точки стенки равно 0,07 м. Возникшие в ней изгибающие моменты не превышают предельного.

На рисунке 9 приведены образовавшиеся пластические зоны на четвертом этапе загрузки системы.

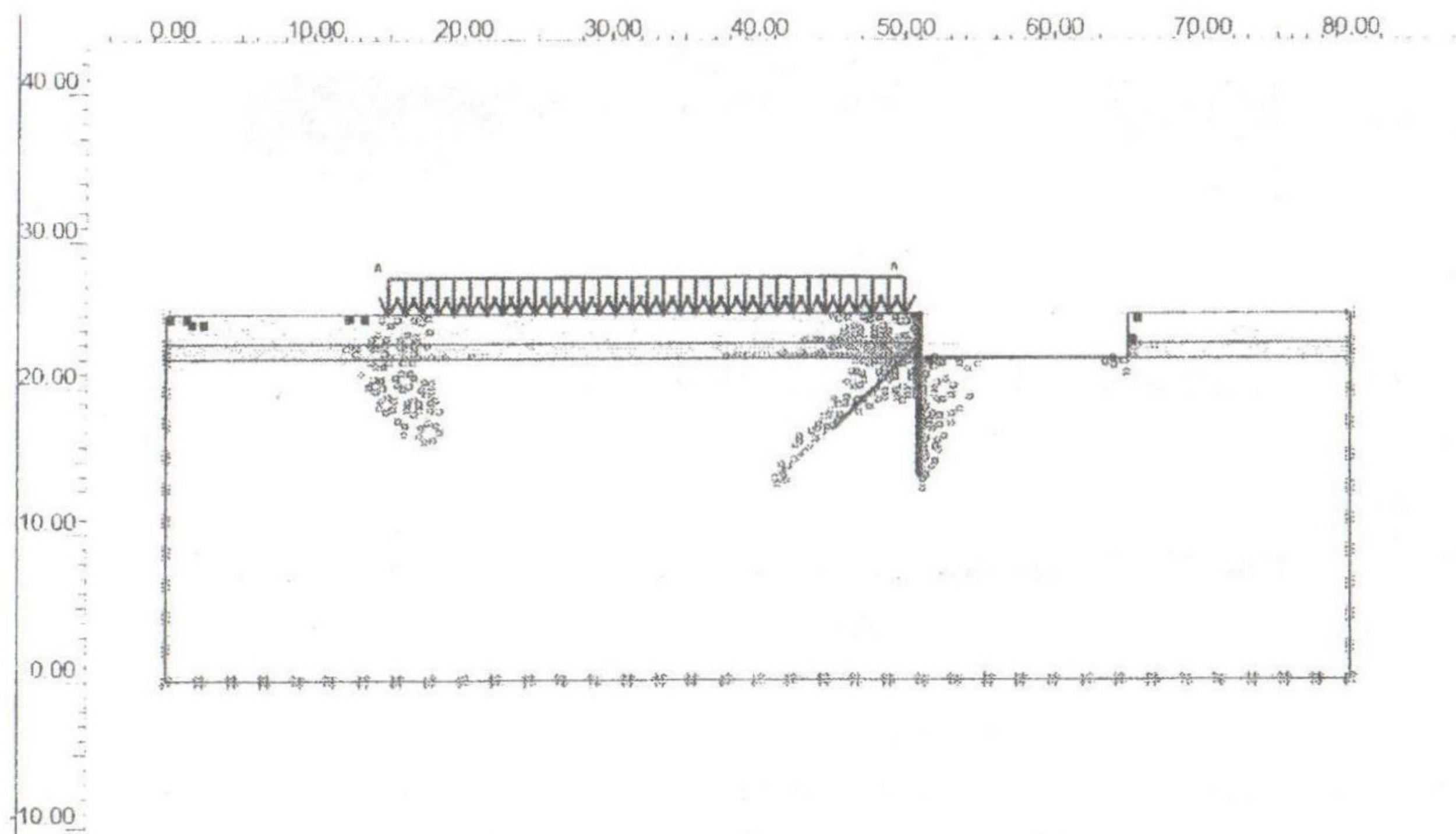


Рис. 9. Схема пластических зон

На рисунке 10, 11 и 12 показаны соответственно схемы горизонтальных и вертикальных нормальных, а также касательных напряжений.

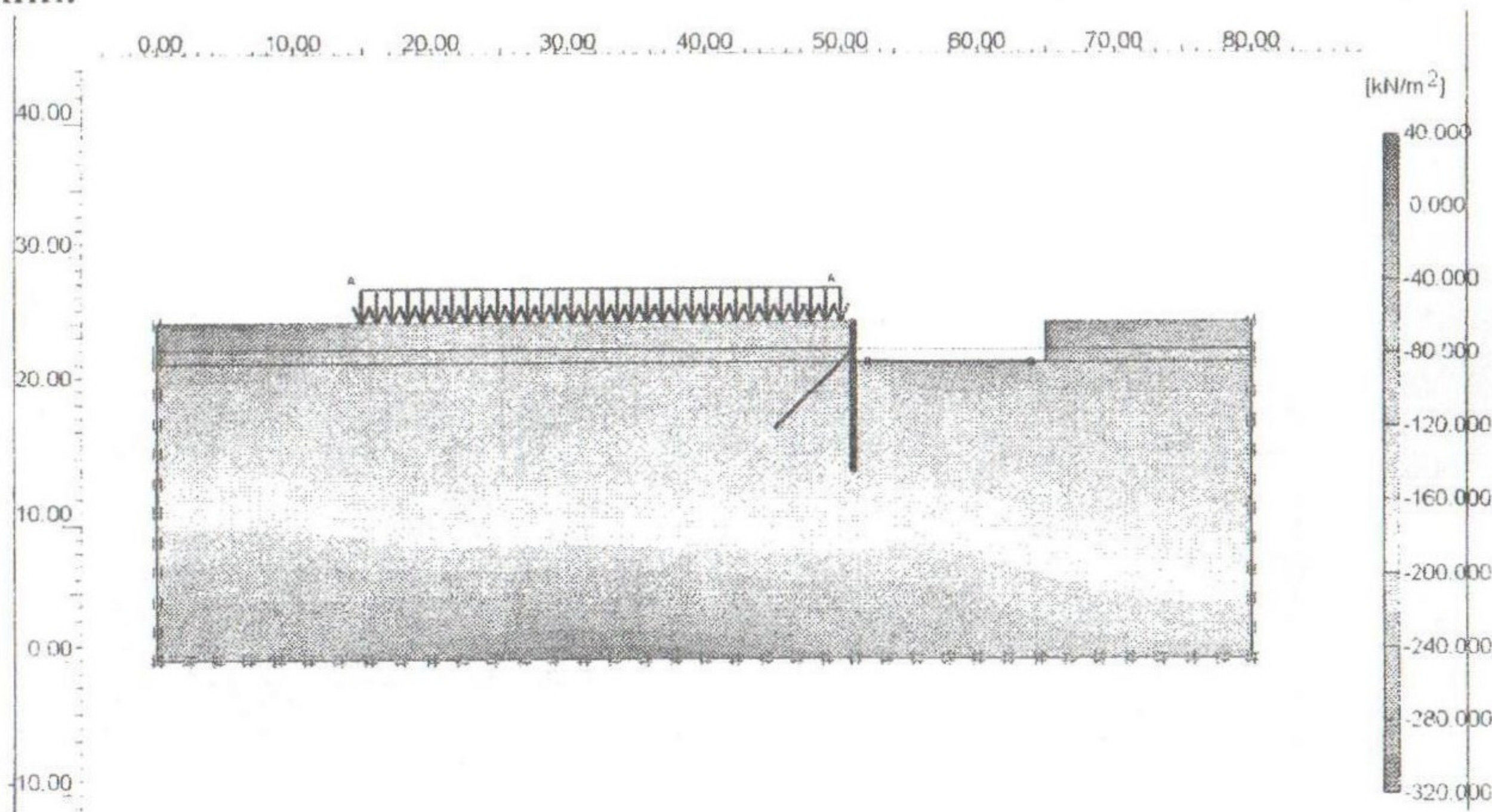


Рис. 10. Схема нормальных горизонтальных напряжений

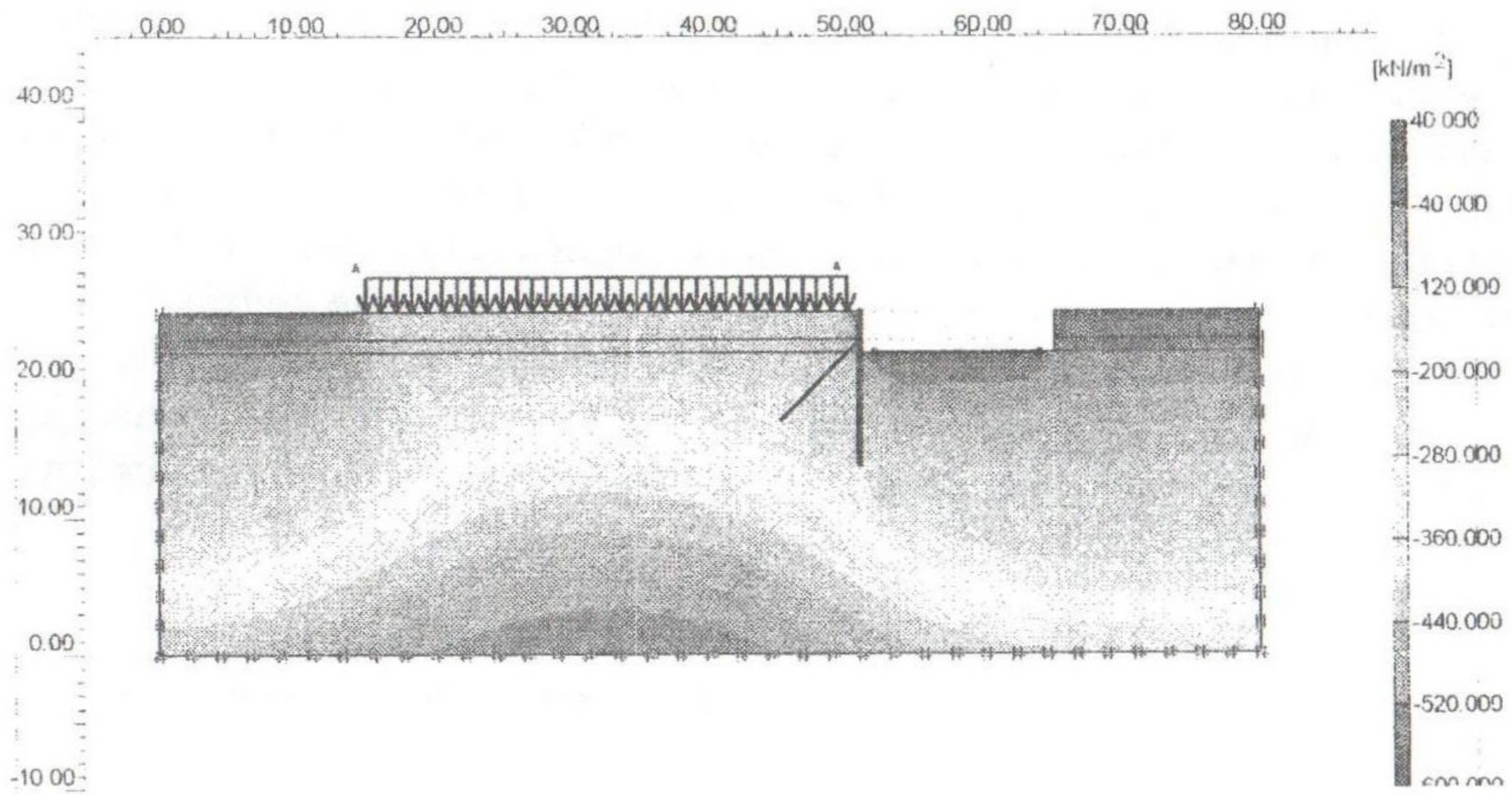


Рис. 11. Схема нормальных вертикальных напряжений

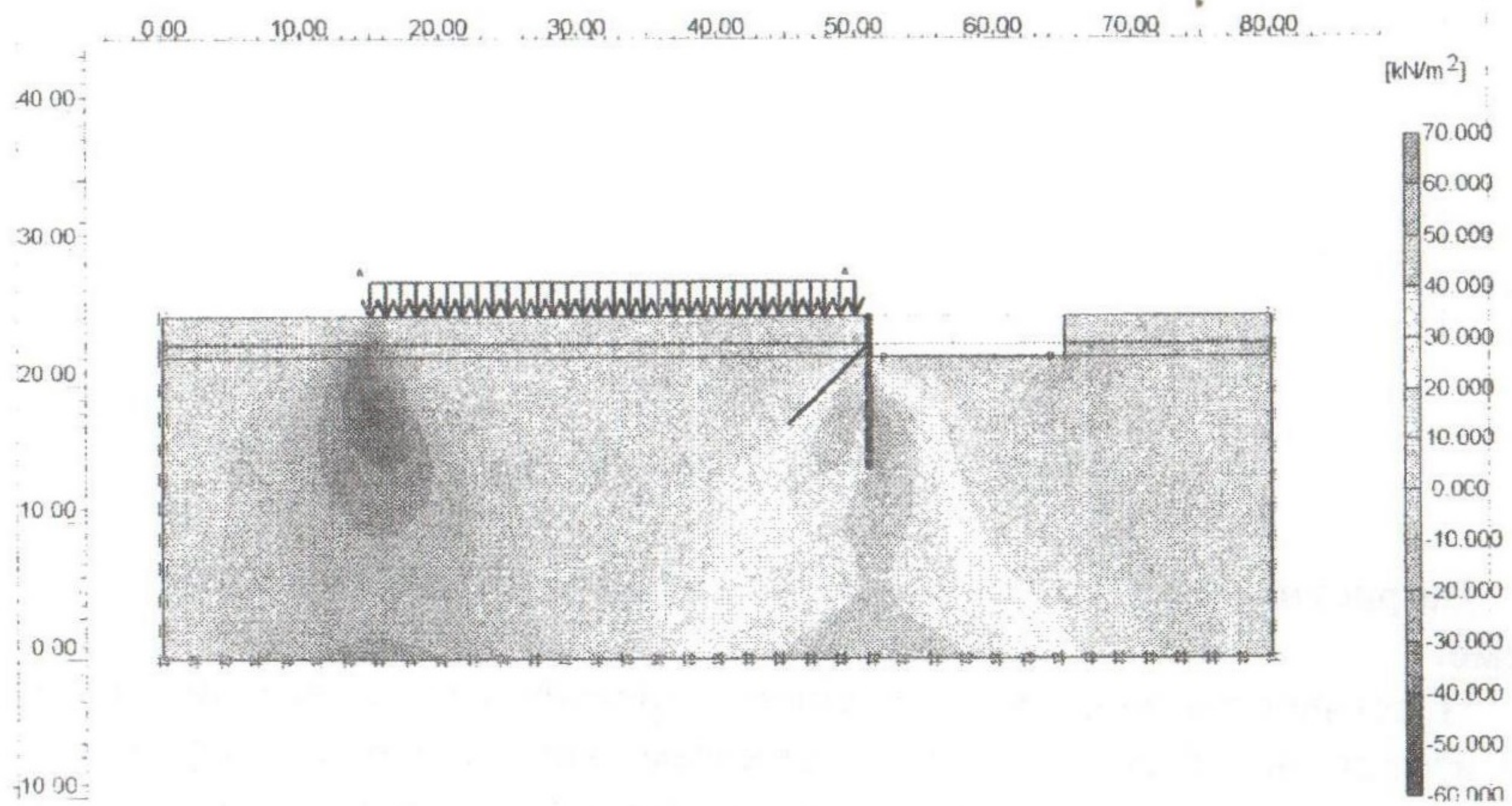


Рис. 12. Схема касательных напряжений

На рисунке 13 приведена в увеличенном масштабе схема перемещений системы на последнем пятом этапе ее загрузки, когда возведено новое сооружение, интенсивность нагрузки от которого равна 0,3 МПа. Сравнивая рисунки 8 и 13 можно отметить, что горизонтальное перемещение верхней точки стенки уменьшилось почти в два раза. Перемещения нижней ее точки стали не положительные, а отрицательные. Вертикальные перемещения грунта между стенкой и ранее построенным сооружением уменьшились также примерно в два раза. Если в предыдущем случае дно котлована поднималось, то в данном случае оно резко переместилось вниз.

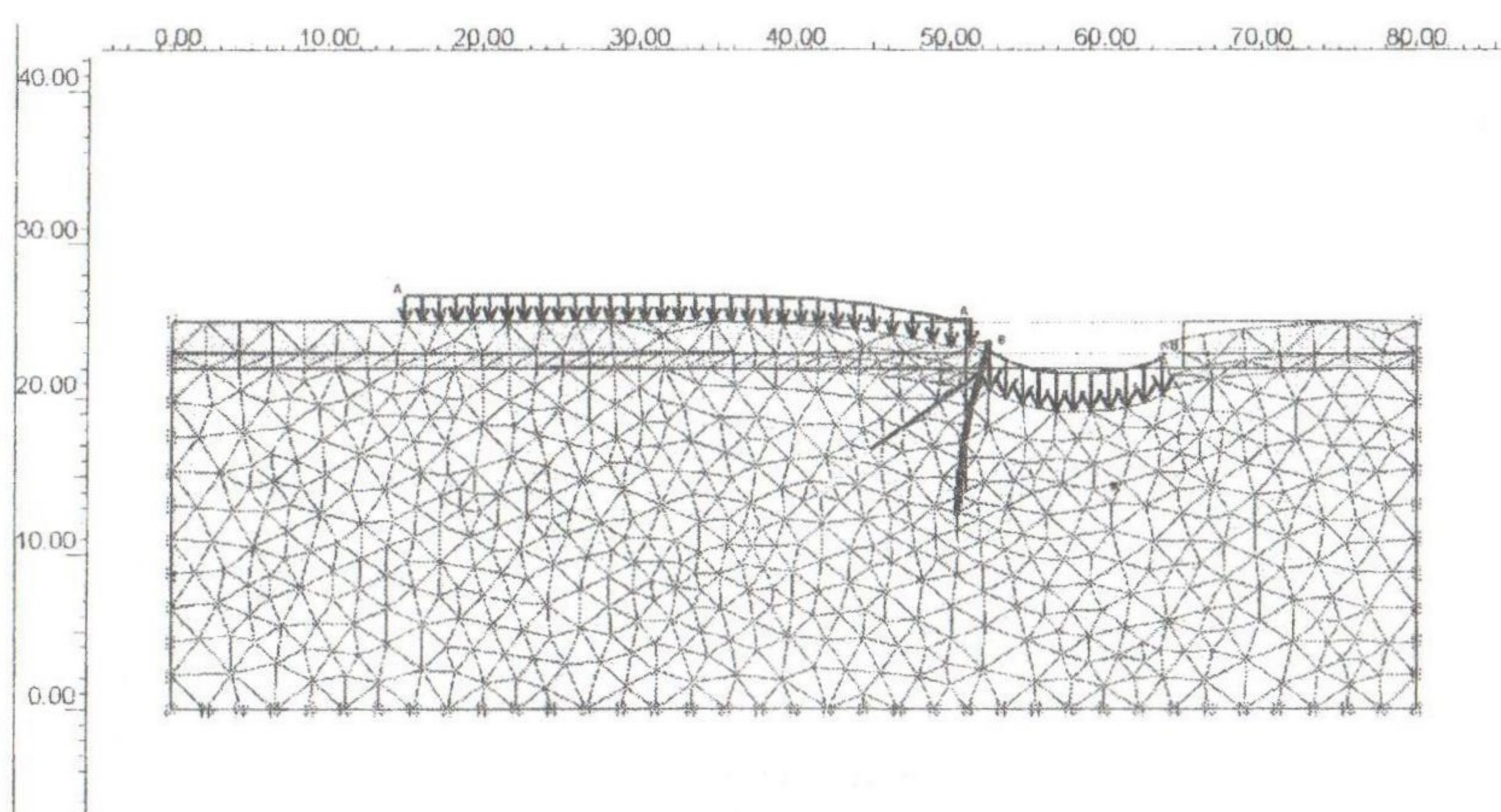


Рис. 13. Схема перемещений системы

На рисунке 14 показана схема образования пластических зон в системе.

Пластические зоны по сравнению с предыдущем случае качественно изменились. В грунте под левым краем существующего сооружения и перед стенкой они существенно уменьшились, но в верхней части грунтового массива справа от котлована они увеличились. Это показывает, что происходит закрытие некоторых ранее образованных пластических зон и наоборот расширение других зон. Следовательно, грунтовой массив испытывает сложное напряженное состояние, поэтому деформационные теории пластичности здесь не применимы.

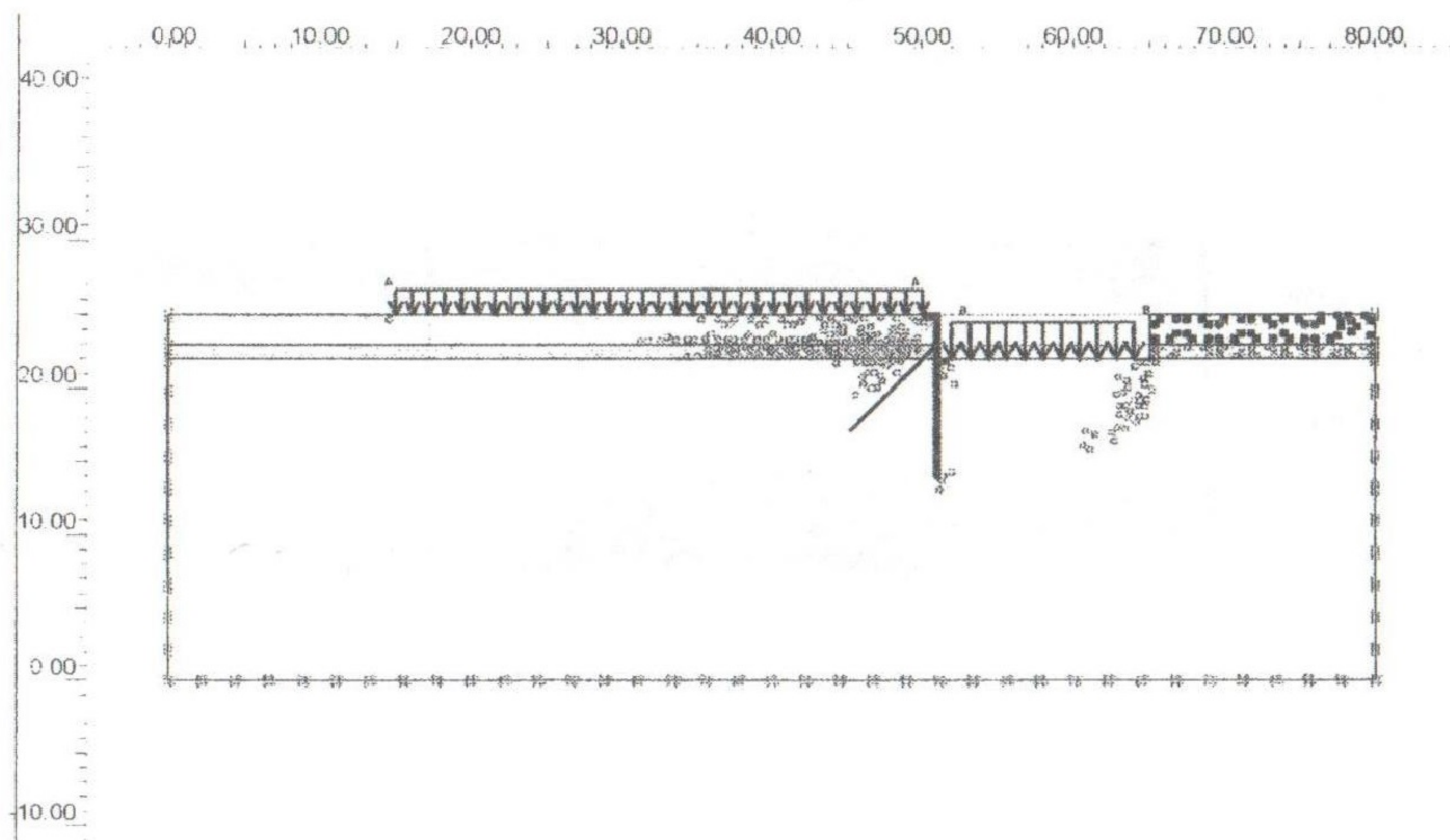


Рис. 14. Схема пластических зон

На рисунках 15, 16 и 17 приведены соответственно схемы нормальных и касательных напряжений. Сравнивая полученные схемы напряжений с соответствующими схемами, приведенными выше для предыдущего этапа нагружения, видим, что произошло качественное и количественное их изменение. Были получены эпюры изгибающих моментов для стенки. Для двух последних случаев они качественно почти не отличаются друг от друга, но количественное различие в максимальных значениях для последнего случая составляет около 42% от предыдущего.

Был выполнен расчет системы при условии, что нагрузка от ранее построенного здания составляет 0.4 МПа. В этом случае при сооружении котлована произойдет разрушение стенки. Она также разрушится, если глубина котлована будет более 5 м. В обоих случаях следует увеличить жесткость стенки или запроектировать два анкера.

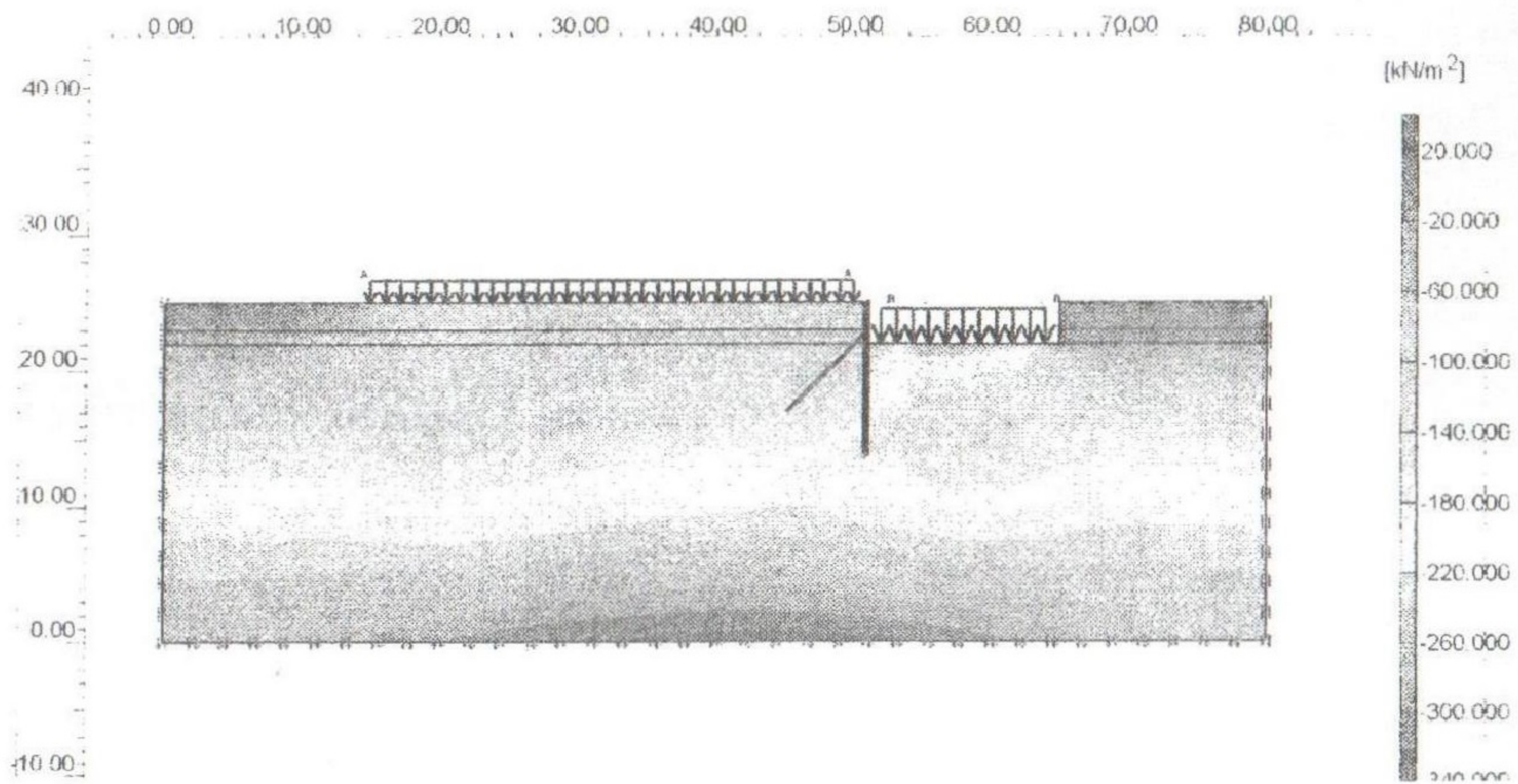


Рис. 15. Схема горизонтальных нормальных напряжений

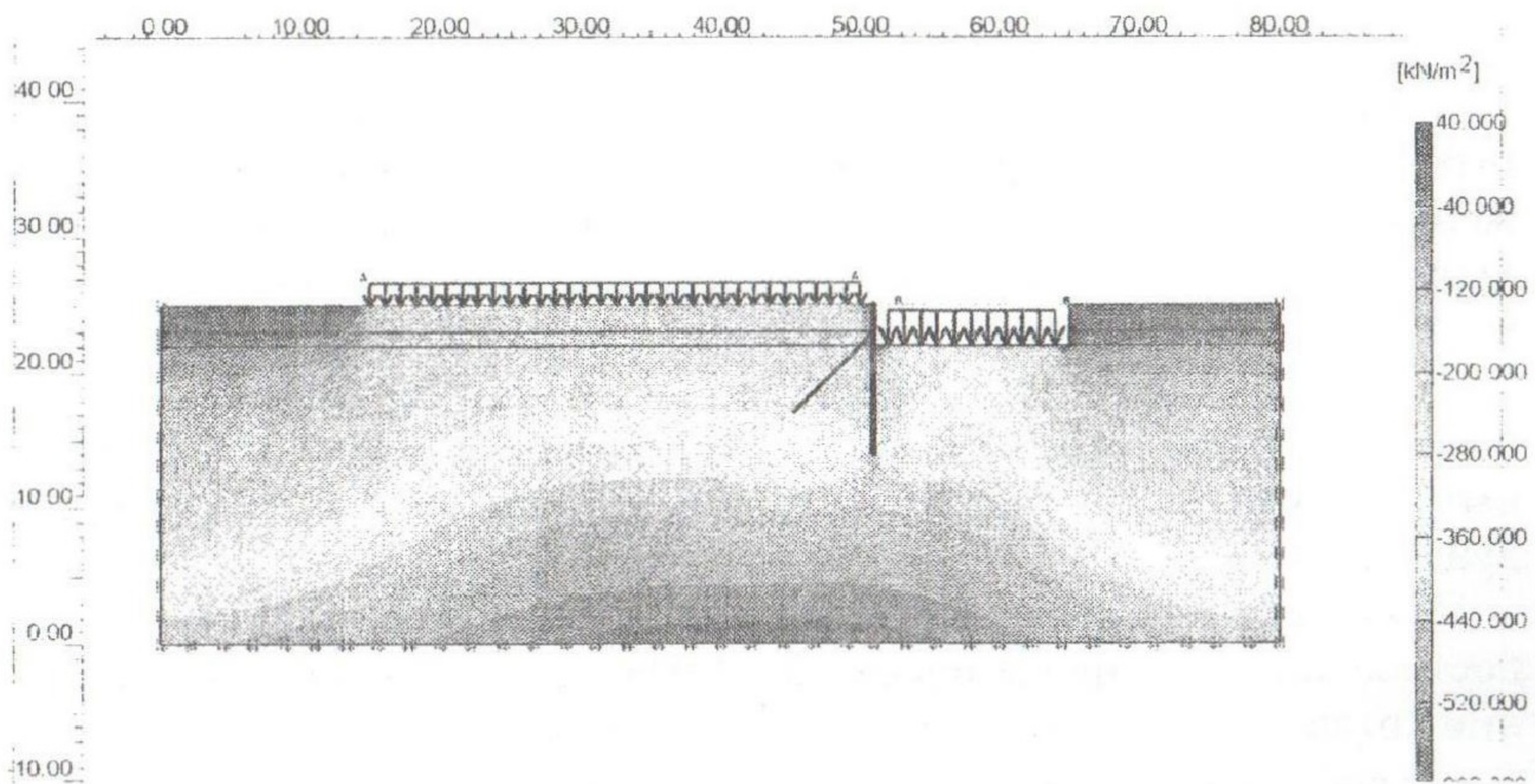


Рис. 16. Схема вертикальных нормальных напряжений

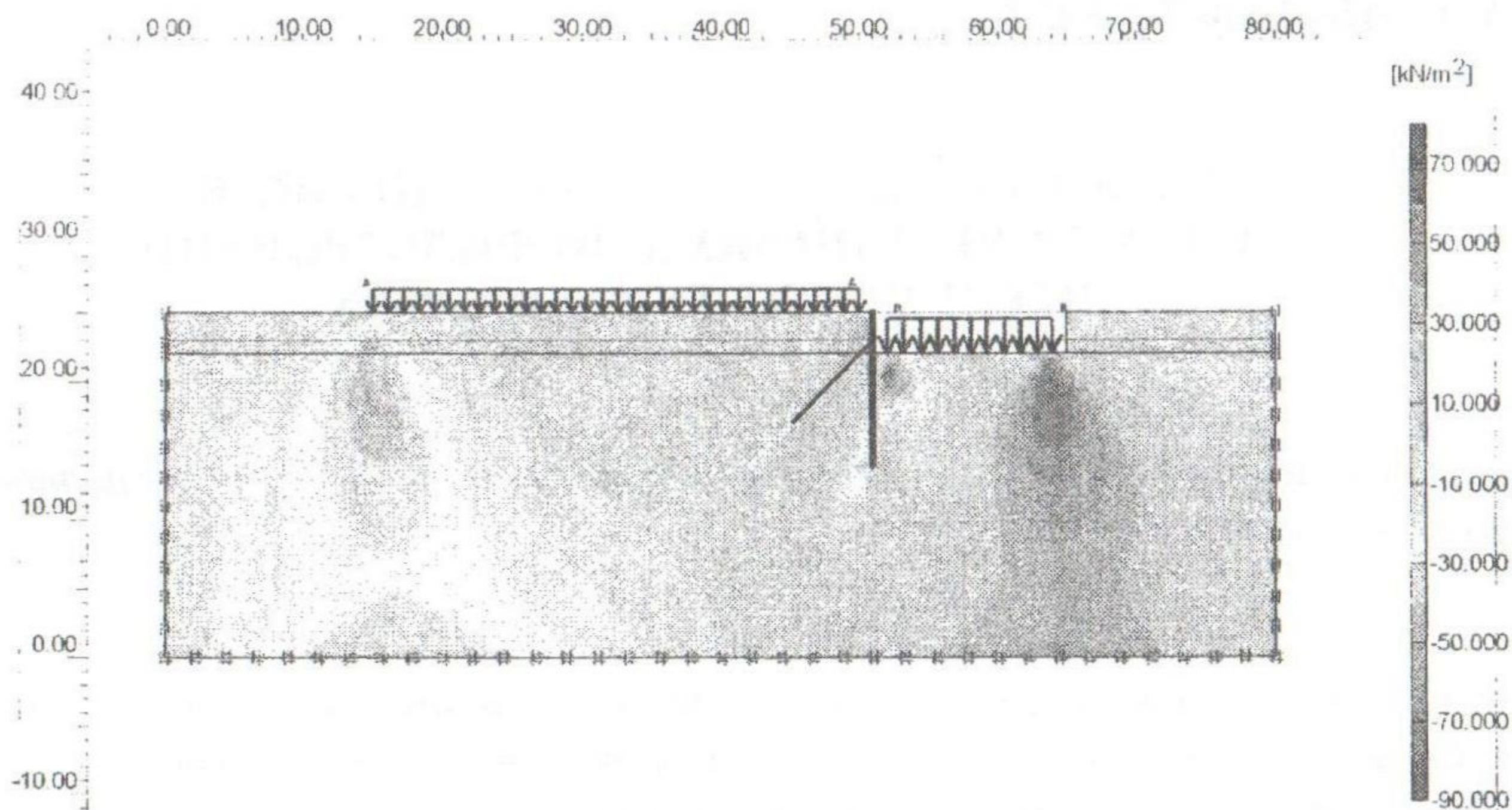


Рис. 17. Схема касательных напряжений

Вывод

Предлагаемая расчетная модель позволяет, во-первых, определять в системе, как напряжения, так и деформации, т. е. с единых позиций выполнить расчет по рекомендуемым в нормативных документах двум предельным состояниям. Во-вторых, учитывать наиболее существенные реальные свойства материала и грунтов системы, и, наконец, в-третьих, выполнять расчеты в последовательности, определенной технологией строительства.

Литература

1. Гришин В. А., Снисаренко В. И. Нелинейные модели берегоукрепительных сооружений. – К.: МП Леся, 2007. – 272с.
2. Гришин В. А., Дорофеев В. С. Некоторые нелинейные модели грунтовой среды. – Одесса, Внешрекламсервис, 2007. – 309с.