

Расчет подземных сооружений с учетом технологии их возведения

И.В.Колыбин, А.А.Фурсов
НИИОСП им. Н.М.Герсеванова, Москва

1. ВВЕДЕНИЕ

Рост объемов геотехнического строительства в современных условиях интенсивного освоения подземного пространства городов заставляет проектировщиков предъявлять все более высокие требования к расчетам конструкций, взаимодействующих с грунтовым массивом, прогнозу геомеханической и гидрогеологической ситуации на строительной площадке. В то время как происходит значительное развитие нелинейных моделей механики грунтов, совершенствование методов инженерно-геологических изысканий, революция в области компьютерных методов расчета, все более очевидной становится потребность в адекватной оценке и учете технологических особенностей возведения подземных сооружений. Выполненный в НИИОСП анализ причин аварийных и нештатных ситуаций на объектах подземного строительства г. Москвы, случившихся за последние годы, показывает, что в около 40% случаев причинами являлись недостаток внимания к технологическим воздействиям и игнорирование в расчетах последовательности строительства. Поэтому цель настоящей статьи - продемонстрировать важность учета технологических факторов при выполнении расчетов подземных сооружений и геотехнического прогноза.

2. ФАКТОРЫ, ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ НЕОБХОДИМОСТЬ УЧЕТА ТЕХНОЛОГИИ

Ключевой особенностью расчетов подземных сооружений является необходимость их выполнения в нелинейной постановке. Это требование вызвано, в первую очередь, существенно нелинейным поведением грунтов под нагрузкой, связанным с реологичностью их свойств, анизотропностью, зависимостью механических свойств от траекторий нагружения, изменением механических свойств при изменении физического состояния грунтов (замачивание, промерзание и пр.). Технологические особенности производства геотехнических работ, как правило, непосредственно влияют на изменения напряженно-деформированного состояния грунтового массива и недооценка их в расчетах может существенно изменить результаты выполняемого прогноза. Классическим примером такого влияния может служить широко известная зависимость величины давления грунта на подземные конструкции, уложенные в траншее, от ширины устраиваемой траншеи и профиля ее ложа. Другим примером влияния технологии на напряженно-деформированное состояние грунтового массива может являться наблюдаемая зависимость осадок дневной поверхности от способа проходки тоннеля. Интересные результаты наблюдений приведены в работе [1]. Три участка тоннеля в Хитроу (Великобритания), находящиеся в однотипных грунтовых условиях, имеющие одинаковые габариты и отметки заложения, были выполнены новоавстрийским способом, однако с различными последовательностями проходки. Последовательности проходки и

сопоставление соответствующих им наблюдаемых максимальных величин осадок поверхности приведены на рис. 1.

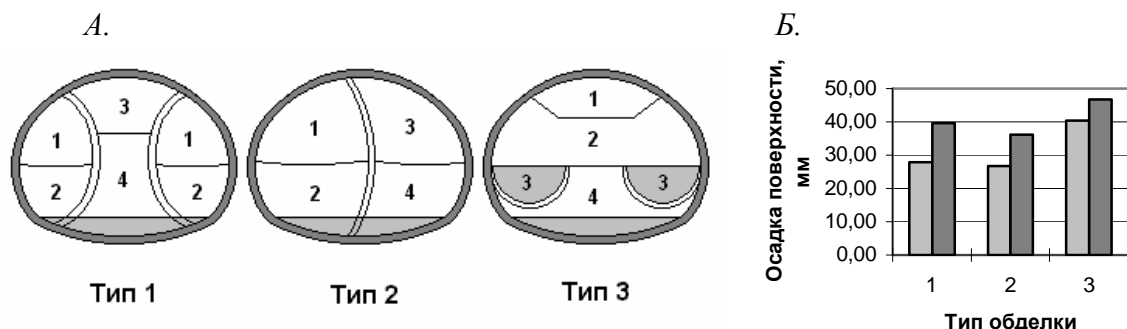


Рис. 1. А. Последовательность работ по устройству обделки.

Б. Максимальные величины осадок поверхности через три месяца и через три года после завершения строительства.

В качестве еще одного примера, иллюстрирующего важность учета технологии и последовательности строительных работ, можно привести результаты модельного расчета постоянной ограждающей конструкции котлована, устраиваемой способом «стена в грунте» и имеющей крепление распорками в двух уровнях. Расчет был выполнен с использованием программы WALL-3, разработанной в НИИОСП им. Герсеванова. Схема крепления котлована приведена на рис. 2.А. Общий расчет был выполнен без учета последовательности работ по устройству котлована. Другой расчет учитывал технологические этапы экскавации котлована и установки распорных конструкций. Первый этап соответствовал экскавации котлована на 3 м, второй этап - на 8 м при установленном верхнем ярусе распорок, третий этап - полной экскавации при двух ярусах распорок. На рис. 2.Б показаны полученные эпюры изгибающих моментов в стене для обоих расчетов. В общем расчете максимальное значение изгибающего момента составило 170 кНм/пог.м, усилия в верхнем и нижнем ярусах распорок - соответственно 49 и 292 кН/пог.м. При поэтапном расчете максимальный момент получен равным 222 кНм/пог.м и обратного знака по сравнению с общим расчетом, усилия в распорках - 110 и 181 кН/пог.м.

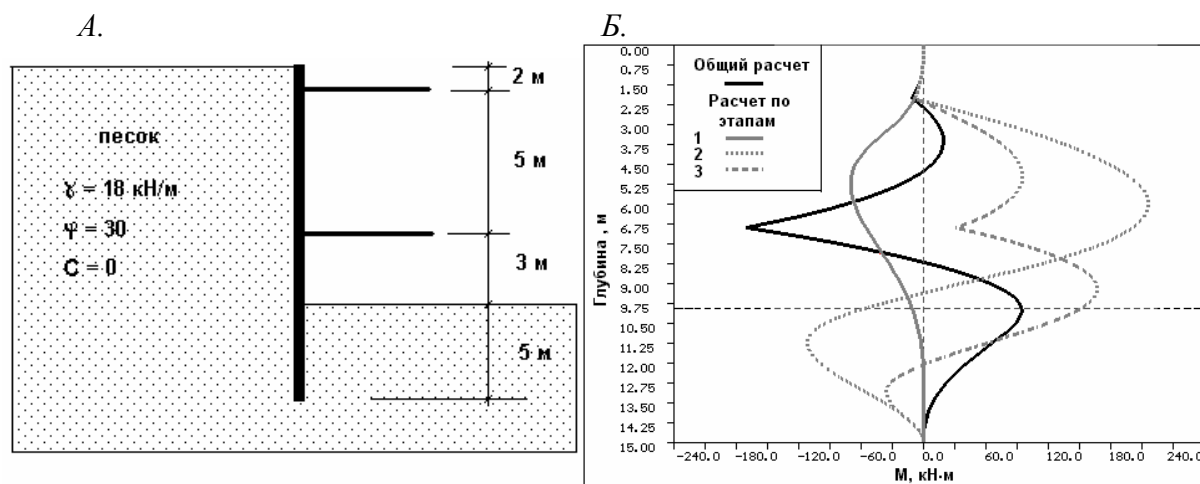


Рис. 2. А. Расчетная схема крепления котлована.

Б. Эпюры изгибающих моментов при расчете с учетом и без учета последовательности строительства.

Говоря о факторах, которые следует учитывать в расчетах конструкций подземных сооружений, можно условно разделить их на макро- и микротехнологические. Под макротехнологическими будем подразумевать факторы, глобально влияющие на изменения напряженно-деформированного состояния системы «грунтовый массив - подземное сооружение». К таким факторам можно отнести последовательность технологических этапов выполнения работ, изменения конструктивной схемы сооружения и жесткостей отдельных элементов в процессе строительства, изменения физико-механических характеристик грунтов при производстве работ, ряд технологических динамических воздействий и пр. К микротехнологическим следует отнести факторы, изменяющие напряженно-деформированное состояние локальных областей, либо влияющие на отдельные расчетные параметры задачи. Сюда можно включить дополнительные технологические нагрузки и воздействия, процессы промерзания основания на контакте с конструкциями, влияние способа производства работ на сопротивление сдвигу контактного слоя, а также другие факторы.

Таким образом, под «учетом технологии» в расчетах следует понимать учет не только способа выполнения работ по устройству подземного сооружения, но и способов выполнения сопутствующих видов работ, влияющих на поведение грунтового массива и самой конструкции, последовательности выполнения всех этапов работ, сроков выполнения всех видов работ, а также соответствия или отклонений технологии от регламентов. Далее приведены примеры расчета подземных сооружений в Санкт-Петербурге и Москве, выполненные в НИИОСП им. Герсеванова, для которых учет технологических особенностей возведения являлся крайне важным.

3. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ ПОДЗЕМНОГО ГАРАЖА НА КОНЮШЕННОЙ ПЛОЩАДИ В САНКТ-ПЕТЕРБУРГЕ И ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ НА ОКРУЖАЮЩИЕ ЗДАНИЯ

Разрабатываемый в настоящее время проект реконструкции Конюшенной площади в Санкт-Петербурге предусматривает строительство многоэтажного подземного гаража. Инженерно-геологические условия Санкт-Петербурга крайне неблагоприятны для подземного строительства. На Конюшенной пл. это обуславливается наличием мощных от 8 до 10 м озерно-ледниковых отложений, представленных текучими суглинками и супесями ($\varphi=8^\circ$, $c=5$ кПа, $E=5.5$ МПа), кровля которых находится на глубине 10-12 м. Эти отложения подстилают трехметровую толщу техногенных отложений и семиметровый пласт песков от пылеватых до средней крупности. Ниже озерно-ледниковых отложений встречены ледниковые суглинки тугопластичной и твердой консистенции. На площадке встречены два водоносных горизонта. Верхний безнапорный горизонт распространен в насыпных грунтах и песках, имеет поверхность на глубине 2.5 м. Второй горизонт напорный и приурочен к прослоям песка в подошве озерно-ледниковых отложений. Кровля ледниковых суглинков является для него нижним водоупором.

Проектируемый гараж занимает почти всю территорию площади с приближением к существующей застройке на 10-12 м. Все окружающие здания имеют архитектурно-историческую ценность. Целью исследований было выполнение математического моделирования напряженно-деформированного состояния грунтового массива, конструкций подземного гаража и оценка влияния строительства на деформации окружающих зданий. Расчеты выполнялись для различной этажности подземного сооружения и для различных технологий возведения конструкций. Математическое

моделирование выполнялось методом конечных элементов с использованием программы PLAXIS [2,3]. Грунт моделировался треугольными 15-ти узловыми элементами, реализующими модифицированную упруго-пластическую модель Кулона-Мора. Конструкции моделировались упругими балочными элементами, а свойства грунта на контакте с конструкциями - специальными интерфейсными элементами. Конечноэлементная схема для варианта трехэтажного гаража приведена на рис. 3. Моделирование выполнялось поэтапно, учитывая все основные этапы производства работ.

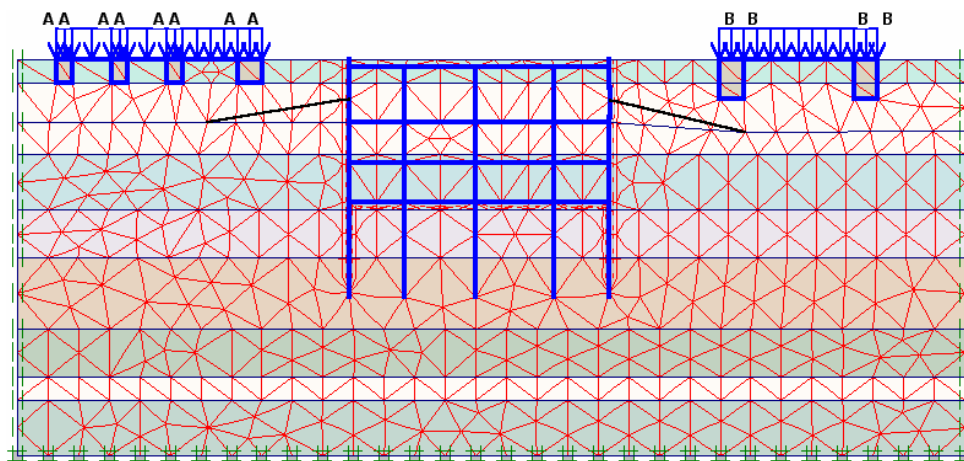


Рис. 3. Расчетная схема метода конечных элементов трехэтажного гаража.

Приведем сопоставление результатов расчетов для двух вариантов технологических последовательностей возведения трехэтажного гаража. Первый вариант предполагал выполнение строительства по технологии «снизу-вверх» со следующими основными этапами: 1) погружение металлического шпунта ПШСК; 2) экскавация котлована на 2 м и устройство яруса преднапряженных анкеров; 3) экскавация на 5 м, устройство сетки свай-колонн внутри контура сооружения и яруса временных распорок из металлических труб; 4) экскавация на 7.5 м и устройство второго яруса распорок; 5) экскавация на 10 м; 6) устройство фундаментной плиты; 7) строительство снизу-вверх несущих стен и перекрытий сооружения с поэтапным демонтажем временных распорок и анкеров; 8) устройство гидроизоляции и внутренних перегородок.

Второй вариант предусматривал выполнение работ по технологии «сверху-вниз» в следующей последовательности: 1) погружение шпунта; 2) устройство с поверхности свай-колонн внутри контура сооружения и пристенных свай-колонн, которые войдут в конструкцию наружных стен; 3) устройство верхнего перекрытия, опертого на колонны, с окнами для выемки грунта; 4) экскавация грунта в объеме верхнего этажа из-под перекрытия; 5) поэтапное устройство двух нижних перекрытий с экскавацией из-под них грунта через окна; 6) устройство фундаментной плиты; 7) устройство наружных стен и гидроизоляции 8) строительство внутренних перегородок.

Некоторые результаты расчетов для обоих вариантов представлены на рис. 4. Вариант строительства «сверху-вниз» оказался предпочтительнее, как по величинам внутренних усилий в ограждающих конструкциях котлована, так и в смысле меньшего влияния на осадки и деформации близлежащих зданий, что в данном случае являлось доминирующим фактором, определяющим допустимость строительства подземного гаража в столь неблагоприятных инженерно-геологических условиях.

А.

Б.

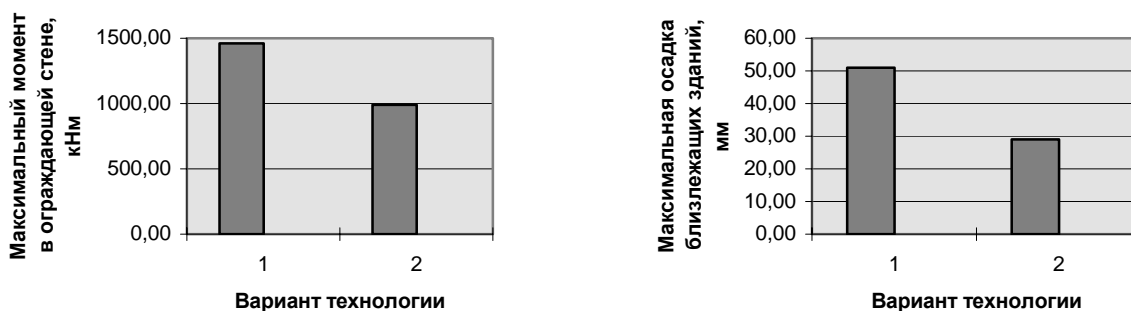


Рис. 4. Сопоставление результатов расчетов для технологических вариантов устройства подземного гаража.

4. РАСЧЕТ ОПОР ГЛУБОКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ, УСТРАИВАЕМЫХ В РАЙОНЕ ПЕРЕСЕЧЕНИЯ ТРЕТЬИМ ТРАНСПОРТНЫМ КОЛЬЦОМ СТАНЦИИ МЕТРО «ЛЕНИНСКИЙ ПРОСПЕКТ» В МОСКВЕ

Одним из наиболее ответственных участков проектируемого третьего транспортного кольца в Москве является пересечение им станции метро «Ленинский проспект» в районе пл. Гагарина. На данном участке строительства движение транспорта будет проходить в тоннеле, сооружаемом открытым способом на месте существующего Андреевского оврага. Четырехсекционный тоннель транспортного кольца проходит над действующей станцией метро почти перпендикулярно ее оси, при этом расстояние в свету между лотком обделки тоннеля и кровлей станции метро крайне мало, составляя от 85 до 380 см. В последствии над проектируемым тоннелем предполагается возвести многоэтажное торговое здание, передающее нагрузки на его конструкцию.

На основании обследований, выполненных НИЦ ТМ, было установлено, что конструкции станции метро «Ленинский проспект» находятся в неудовлетворительном состоянии и не допускают не только передачи на них дополнительных нагрузок от проектируемых сооружений, но и осадок, вызванных строительством, более 10 мм. В связи с этим, генеральным проектировщиком институтом «Мосинжпроект» было принято решение об устройстве на этом участке транспортных тоннелей в виде подземного моста, располагающегося над конструкциями метро и не передающего на них дополнительных нагрузок.

Инженерно-геологическое строение площадки, разведанное на глубину до 80 м, характеризуется распространением насыпных грунтов мощностью от 0,7 до 14 м, подстилаемых четвертичными песками средней крупности и мелкими мощностью до 14,5 м. Ниже залегают меловые пылеватые пески мощностью до 10 м; юрские отложения, представленные песками пылеватыми, суглинками и глинами тугопластичной и твердой консистенции, общей мощностью около 40 м; каменноугольные отложения, вскрытые до 10 м и сложенные воскресенскими глинами, суворовскими и подольско-мячковскими известняками. Гидрогеологические условия участка характеризуются наличием трех водоносных горизонтов. Верхний безнапорный горизонт вскрыт на глубинах 3-5 м и приурочен к надюрским отложениям. Второй горизонт носят напорный характер и встречен в нижней части волжских юрских отложений, третий безнапорный горизонт приурочен к каменноугольным известнякам.

Математическое моделирование большого количества вариантов устройства опор подземного моста, выполненное с помощью программы PLAXIS, показало, что наиболее эффективным с точки зрения снижения влияния строительства на станцию метро является устройство опор глубокого заложения, опирающихся на известняки и работающих как сваи-стойки. В рассматриваемом варианте длина пролетного строения подземного моста составляет 72 м, максимальная ширина одной секции тоннеля - 28 м, максимальная нагрузка на опору - 10000 т. Под каждую секцию тоннеля предусматривается устройство четырех опор, представляющих собой свайный куст, объединяемый ростверком толщиной 2.5 м. Сваи, опираемые на слаботрециноватые известняки средней прочности ($R_c^I = 20$ МПа), имеют диаметр 1.5 м в верхней части, 1.35 м - в нижней и длину 70 м. План свайных фундаментов наиболее нагруженной секции тоннеля представлен на рис.5.А. Пролетное строение тоннеля выполняется в монолитном преднапряженном железобетоне и имеет рамные узлы соединения с ростверками. Бетонирование пролетного строения осуществляется навесу с использованием временных металлических ферм. Строительство подземного моста имеет следующую последовательность технологических этапов работ: 1) устройство свайных кустов; 2) устройство ростверков; 3) установка на ростверки временных свинцовых прокладок; 4) установка временных ферм и подвесной опалубки; 5) бетонирование на прокладках пола и стен центральной секции; 6) натяжение прямолинейных пучков арматуры; 7) бетонирование надопорных секций; 8) устройство перекрытия и натяжение основных пучков стен; 9) омоноличивание ростверков и опорных секций, удаление свинцовых прокладок; 10) устройство проезжей части; 11) засыпка грунта и устройство проезжей части поверху; 12) установка здания. Таким образом, при определении усилий в сваях в расчете требовалось учесть, что в процессе работ рост нагрузок сопровождается изменением жесткости пролетного строения и характера его опирания на ростверки. Сочетание технологической нелинейности с нелинейностью поведения грунтового массива при весьма высоких уровнях напряжений значительно усложняло поставленную задачу.

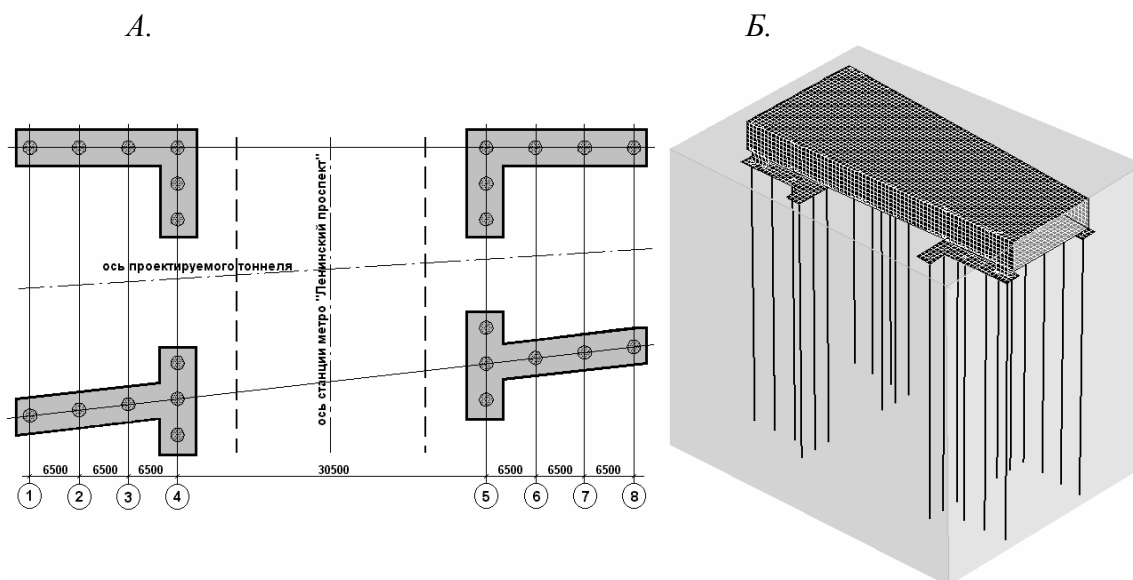


Рис. 5. А. План свайных опор глубокого заложения.
Б. Расчетная схема метода конечных элементов.

Расчет конструкций опор был проведен в трех вариантах. Первый вариант выполнялся методами строительной механики без учета технологии и последовательности возведения сооружения. Второй вариант был выполнен методом конечных элементов с помощью программы PLAXIS в плоской постановке. В расчете учитывалась нелинейность поведения массива грунта, а также все основные этапы возведения конструкции. Третий расчет также выполнялся методом конечных элементов, но в пространственной постановке. Конечноэлементная схема, содержащая около 10000 узлов, приведена на рис.5.Б. Пространственный расчет проводился с помощью программы MicroFe, предназначенной для решения линейных задач и моделирующей основание упругими опорами. Поэтому на основе анализа второго расчета были определены нелинейные параметры контактной модели основания, а сама задача была линеаризована. Линеаризация осуществлялась путем разделения задачи на несколько этапов расчета, которые можно было рассматривать как линейные, и последовательного решения ряда линейных задач. Средние величины максимальных продольных усилий в сваях, полученные в результате трех вариантов расчетов, приведены для всех рядов на рис.6. Нумерация свайных рядов показана на рис.5.А.

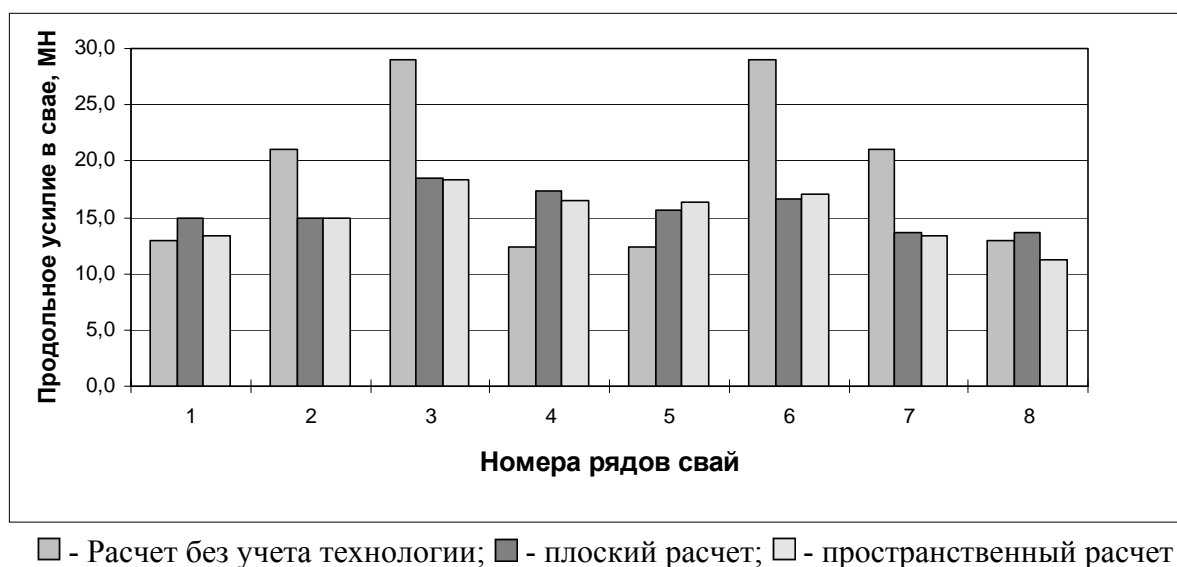


Рис. 6. Средние расчетные величины продольных усилий в сваях.

Очевидно, что отсутствие в расчетах учета технологической нелинейности приводит к некорректной оценке величин усилий в сваях, а, соответственно, к неверной расстановке свай в кустах. Второй и третий варианты расчетов, учитывающие технологические особенности, дают близкие между собой результаты.

5. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Приведенные примеры исследований, выполненных в НИИОСП им. Герсеванова для строительных объектов Санкт-Петербурга и Москвы, демонстрируют важность и необходимость учета технологических факторов в расчетах конструкций подземных сооружений. Технологические особенности производства работ на современном этапе наиболее полно могут быть учтены в расчетах, выполняемых методом конечных элементов. В действующих нормативных документах сделана попытка учета технологии при расчете отдельных элементов подземных сооружений, однако,

отсутствие комплексности подхода в этом вопросе диктует насущную необходимость в дальнейшем совершенствовании нормативов.

Авторы выражают глубокую признательность институтам «Мосинжпроект» и «Ленгипроинжпроект» за представленную возможность принять участие в работах, материалы которых приведены в настоящей статье, а также коллективу «ИКЦ Проблем Фундаментостроения» за выполнение ряда исследований по данным работам.

6. ЛИТЕРАТУРА

1. Bowers K.H., Hiller D.M., New B.M. Ground movement over three years at the Heathrow Express Trial Tunnel. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground. Balkema, 1996.
2. Beyond 2000 in computational geotechnics. 10 years of Plaxis International. Balkema, 1999.
3. Lewis R.W., Schrefler B.A. The finite element method in the static and dynamic deformation and consolidation of porous media. John Wiley & Sons, 1998.