

11. БЕТОННИ И СТОМАНОБЕТОННИ ОПОРИ НА ГРЕДОВИ МОСТОВЕ

11.1. Общи положения

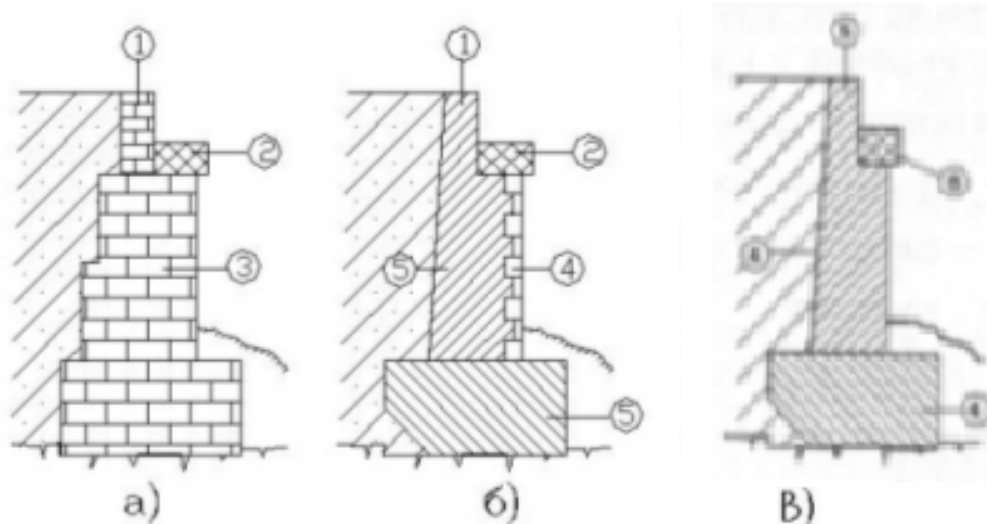
За разлика от връхните конструкции, опорите са в голяма степен зависими от местните условия: топографски, хидроложки, инженерно-геоложки. Типови решения за устои и стълбове могат да се прилагат в редки случаи, напр. при надлези. Обикновено обемът на строителните работи, срокът за изпълнението и стойността на опорите съставляват около половината от тези за целия мост. При някои виадукти с високи стълбове или при сложно фундиране, на опорите се пада дори до 80% от общата стойност на съоръжението. Поради изтъкнатите обстоятелства, проектирането на опорите е отговорна работа и тя не бива да се подценява.

Разгледаните видове устои и стълбове могат да носят както стоманобетонни връхни конструкции, така и такива от други материали - стомана, дърво.

11.2. Устои

11.2.1. Масивни устои

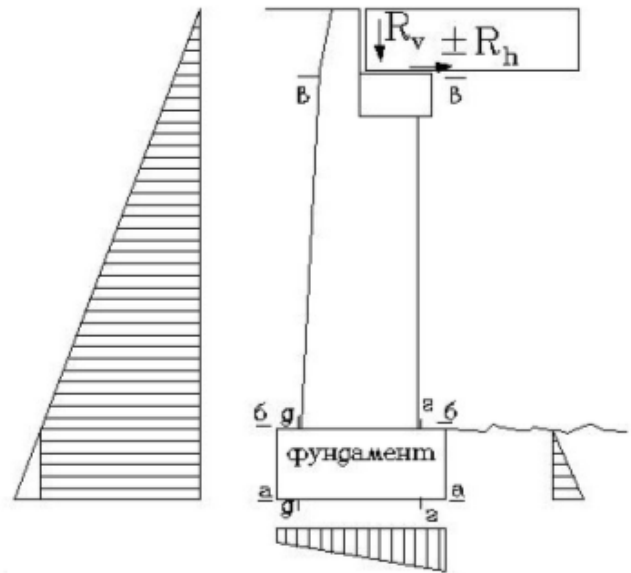
Масивните устои имат най-простата форма в сравнение с останалите. В миналото устоите са се изпълнявали от каменна зидария, фиг.11.1 а). Има устои от лицева каменна зидария служеща за кофраж, а вътрешността им е от бутобетон, фиг. 11.1 б). Лицевата зидария представлява сигурна защита срещу удари от плаващи предмети и ледоход и дава добър външен вид. Каменната зидария има недостатъка, че изисква висококвалифициран ръчен труд и затова понастоящем почти не се прилага. Съвременните масивни устои са от бетон. Само подлагерните възглавници (кусинетите) задължително трябва да са от стоманобетон, за да може да бъде поет сигурно местния натиск под лагерите. Строените в миналото у нас ж.п. мостове са били с кусинетни камъни, но понастоящем те са заменени със стоманобетонни кусинети.



Фиг. 11.1. Масивни устои: а) от зидария; б) от лицева зидария и бутобетон; в) от бетон (1) гардбаластова стена; (2) кусинет; (3) зидария; (4) бетон; (5) бутобетон

Изчислителната схема на масивния устой прилича на тази на подпорна стена, за подробности вж. [16]. За разлика от подпорната стена, устоят трябва поеме вертикалните и хоризонтални реакции от връхната конструкция. Изчисляването на устоя включва проверки на основната фуга:

- доказване на напреженията;
- сигурност срещу хлъзгане и преобръщане;
- слягване.



Фиг. 11.2. Натоварвания на масивен устой

Хоризонталните разрези на устоя са подложени на нецентричен натиск. Задължително трябва да бъдат проверявани сеченията при чупките (в случая б-б и в-в). Отстъпите на фундамента (разрези г-г и д-д) се изчисляват за огъващ момент и напречна сила. Ниската опънна якост на бетона е причина за по-големи сечения, в сравнение с армираните устои. Размерите на устоя могат да бъдат обусловени от проверките на хлъзгане и преобръщане в основната фуга, чието гарантиране е свързано с достатъчно собствено тегло.

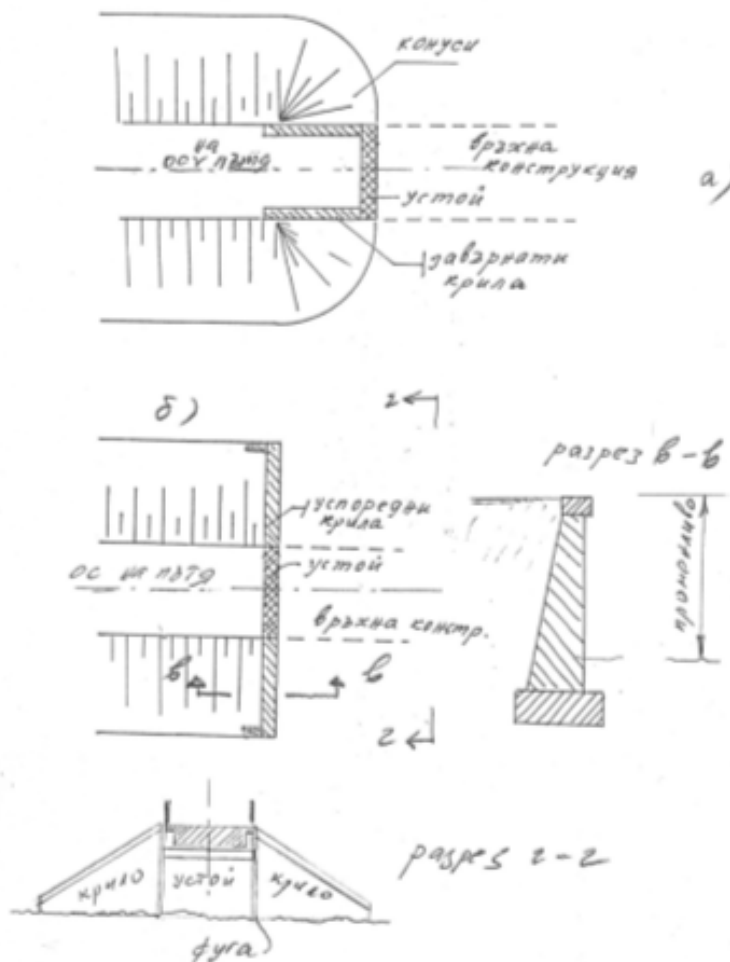
11.2.2. Крила на устой

Връзката на устоя с прилежащия насип на пътя се осъществява с подпорни стени наричани крила. Завърнатите крила (фиг.11.3 а) са успоредни на надлъжната ос на моста. В този случай насипът завършва с конуси. При мостове над реки конусите трябва да се облицоват.

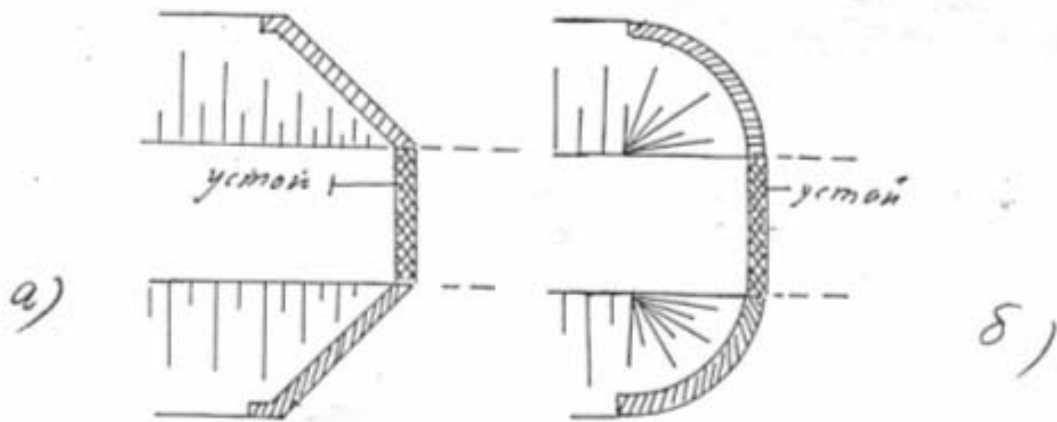
Успоредните крила (фиг. 11.3 б) следват направлението на препятствието. Най-икономично решение се получава, ако крилата са с променлива височина, вж. фиг. 11.3 разрез г-г. При мостове над реки такива крила могат да бъдат с постоянна височина. При тяхното удължаване те изпълняват ролята на подпорни стени за корекцията на реката. Успоредни крила се прилагат при някои надлези в градовете с цел избягване на откосите на насипите и усвояване на терените

Полузавърнатите крила (фиг.11.4 а), имат благоприятна в план форма с оглед насочването на водата под моста. Те са с променлива височина, като горния им край следва откосите на насипа (разрез г-г). Този вид крила имат неестетичен външен вид и поради това те се прилагат само при малки мостове извън населени места. Крилата оформени в план по крива (фиг.11.4 б) са подобни на полузавърнатите.

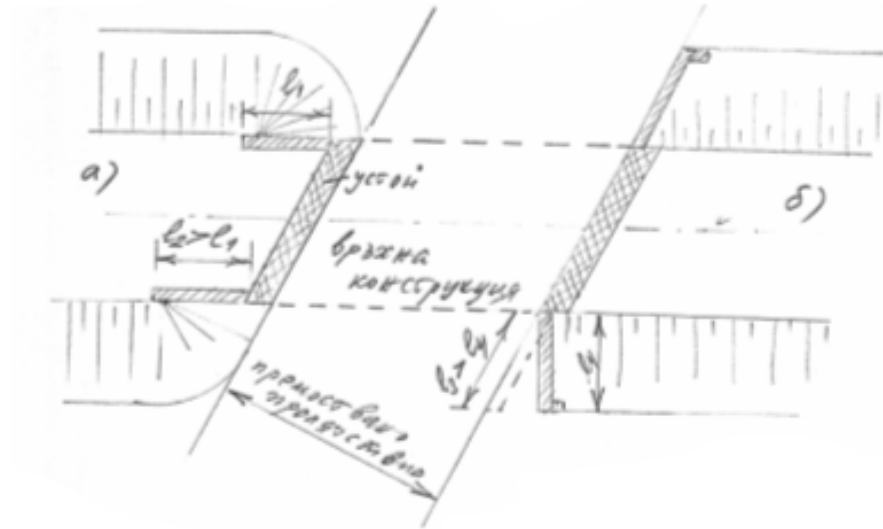
Примери за оформяне на крила са дадени в Приложения Б и В.



Фиг. 11.3. Крила на устои: а) Завърнати; б) Успоредни.

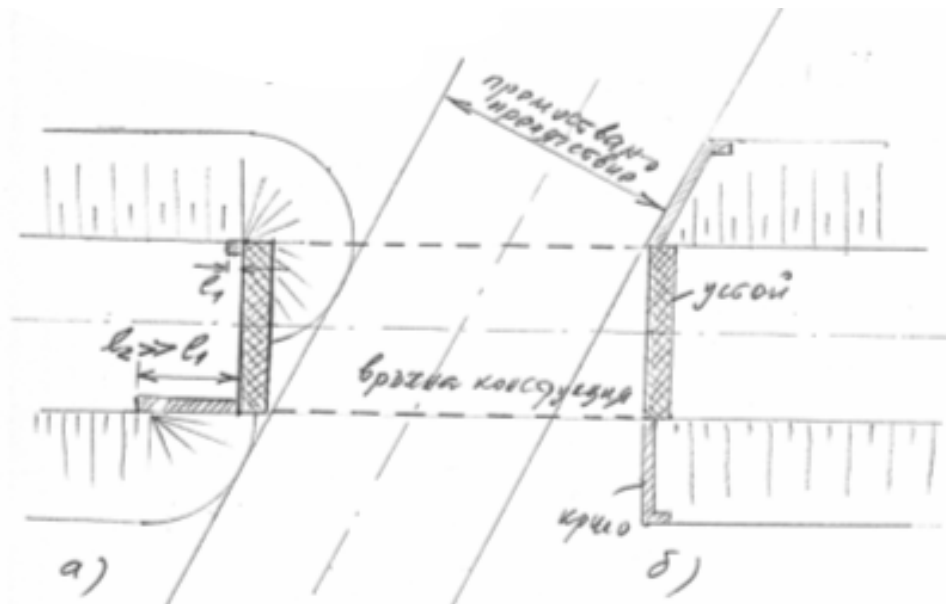


Фиг. 11.4. Крила на устои: а) Полузавърнати б) Оформени по крива



Фиг. 11.5. Крила на кос мост

На фиг. 11.5 са дадени възможности за оформянето на крилата на кос мост. Те могат да са завърнати, случай а). Друга възможност е да следват направлението на премостваното препятствие, случай б). С цел да се получи по-късо, едното от крилата се отклонява от това направление. На фиг. 11.6 са дадени варианти на крила на нормален мост над косо препятствие. Други възможности за оформяне на устоите и крилата са дадени в Приложение В

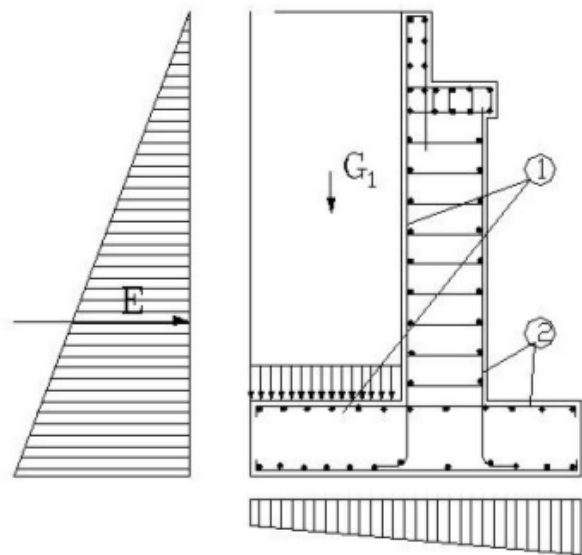


Фиг. 11.6. Крила на нормален мост при косо пресичане

Показаните примери на различни видове крила са за равнинен терен. При по-сложни теренни форми връзката между моста и земното платно на пътя ще обуславя и други проектни решения.

11.2.3. Стоманобетонни устои

Формата на стоманобетонния устой от фиг.11.7 наподобява тази на бетонния, фиг. 11.3. Благодарение на армирането е възможно да бъде намалена дебелината на вертикалната стена и височината на фундамента. Чрез увеличаването на дължината на задния отстъп на фундамента теглото на почвата над него (G_1) създава момент, който създава натиск в задния ръб на фундамента. Земният натиск обикновено се приема приложен върху вертикалната равнина в задния край на фундамента. Вертикалната стена е подложена на нецентричен натиск, а фундамента на огъване. На фиг.11.7 необходимата по изчисление опънната армировка е показана с плътни линии. В натисковата зона се предвижда конструктивна армировка показана на фигурата с пунктирани линии)



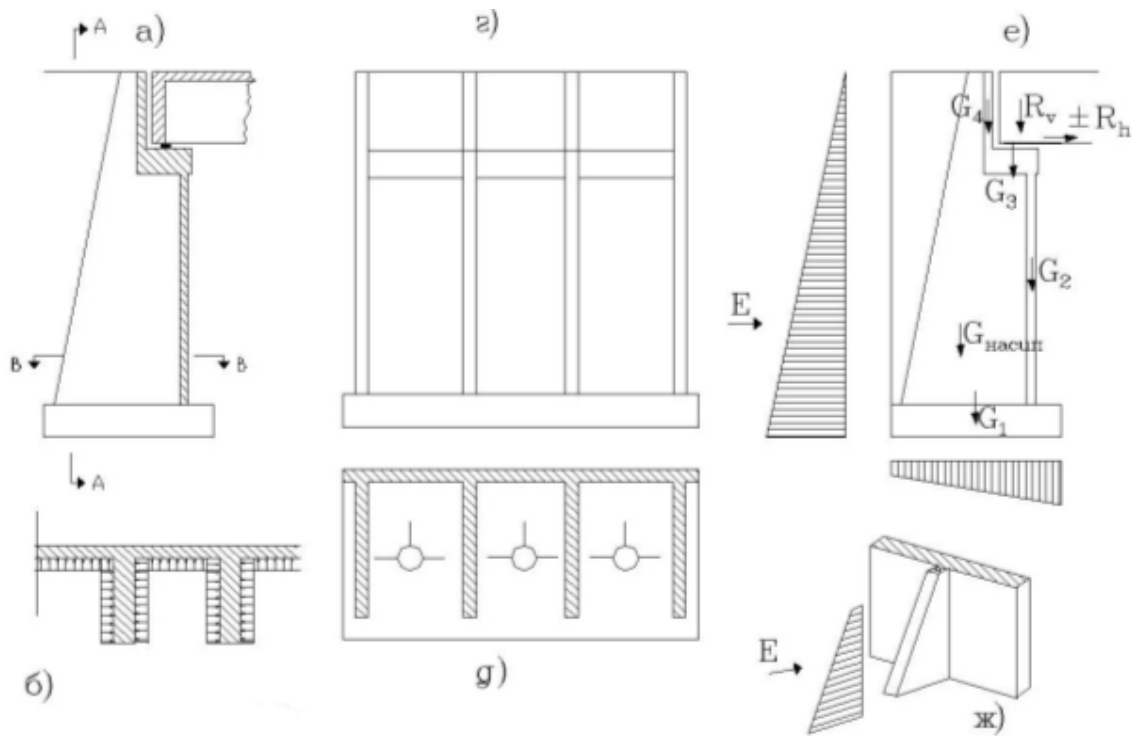
Фиг.11.7. Стоманобетонен устой

Ребрестият устой (фиг.11.8) представлява съчетание от плоски части. При изследване на основната фуга ребрестият устой работи по същия начин както устоя от фиг. 11.7, т.е. благоприятно действа теглото на насипа в клетките между ребрата. По-сложно е изчислението и конструирането на частите му. Огъването от земен натиск комбинирано с вертикалната и хоризонталната реакция се поема от плочогредов елемент (фиг. 11.8. ж). Вертикалните стени са натоварени със земен натиск действащ както в бункерни клетки. Фундаментната плоча се състои от тристранно подпрени полета и конзолна част.

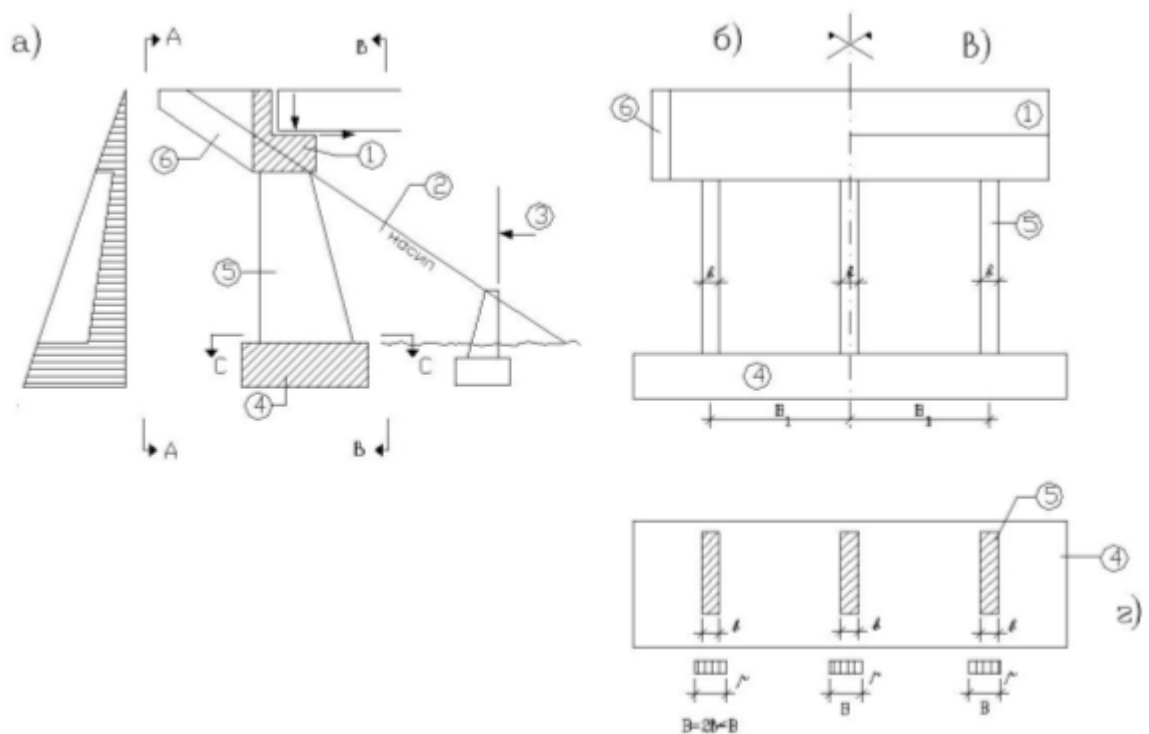
Ребрестият устой се характеризира с по-малък разход на бетон, в сравнение със стоманобетонния устой показан на фиг. 11.7 б). За сметка на това кофражът и армировката му са по-сложни.

Обсипаният устой (фиг. 11.9) се състои от фундамент, колони разположени в насипа и ригел на който са разположени лагерите. Крилата са къси, имат трапецовидна форма и са закачени конзолно на ригела. Предимство е, че липсва челна стена, но за сметка на това връхната конструкция е по-дълга от необходимата определена от подмостовия габарит

Обсипания устой е подложен на сравнително малки хоризонтални натоварвания, понеже земният масив натиска само тесни вертикални ивици с размер приеман равен на двойната широчина на колоните. Поради това натоварването на колоните и основната фуга от земен натиск е значително по-малко отколкото при устоите с плътни челни стени показани на фиг. 11.6 и 11.7.



Фиг. 11.8. Ребрест устой

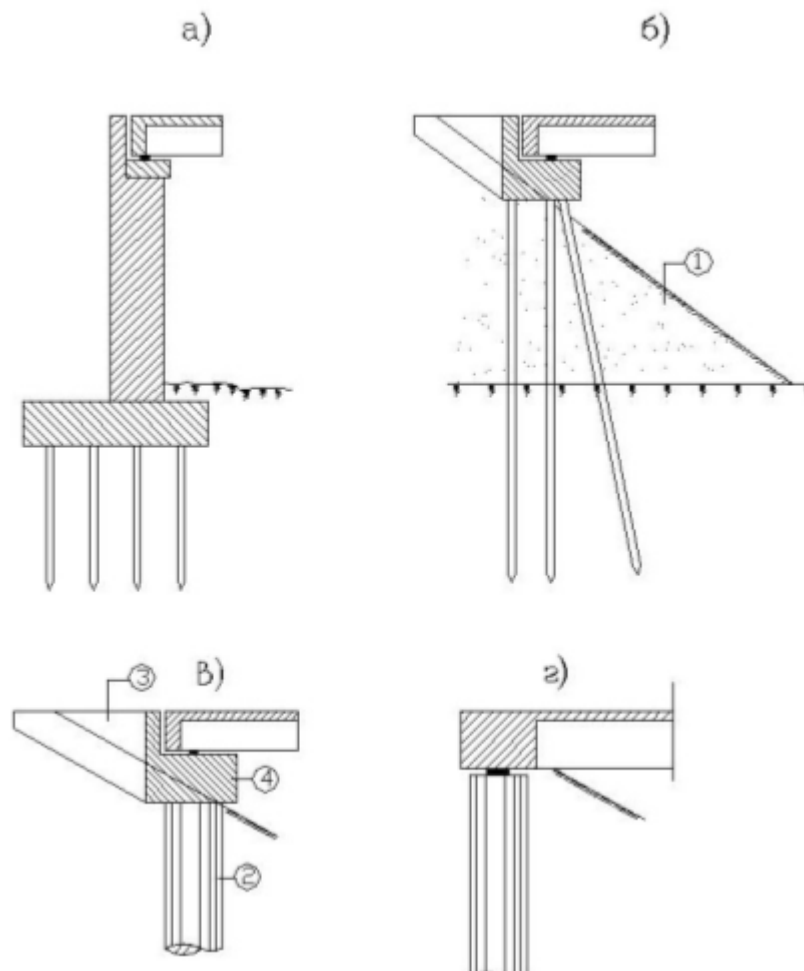


Фиг. 11.9. Обсипан устой: а) надлъжен разрез по оста на моста; б) разрез А-А; в) разрез В-В; (1) ригел; (2) насип; (3) възможно бъдещо разширение на габарита; (4) фундаменти; (5) колони; (6) конзолни крила

Решението с обсипан устой дава възможност за бъдещо разширение на подмостовото пространство чрез изграждане на подпорни стени. Негов недостатък е голямото слягане на насипа, понеже той не е ограничен челно и странично. Последствията от този недостатък може да бъдат частично отстранени чрез преходни плочи (виж фиг. 11.11). При мостове над реки е необходимо да се защити насипа от страната на водното течение, което ще изисква допълнителни средства. Поради изтъкнатите обстоятелства обсипаните устои се прилагат при надлези и то предимно в случаите, когато пътя върху моста не е с интензивно движение, т.е. в случаите, когато деформациите на пътното платно зад устоите не е от съществено значение.

11.2.4. Устои с пилоти

На фиг. 11.10 а) е показан устой, чиито фундамент е с пилотно фундиране.



Фиг. 11.10. Устои с пилоти: а) със забивни пилоти нисък растверк; б) със забивни пилоти висок растверк; в) с изливни пилоти, директно подпирани върхната конструкция; (1) насип; (2) изливни пилоти; (3) крила; (4) ригел

Възможно е също пилотите (забивни или изливни) да бъдат с такава дължина, че да се спестят цели части от устоя. Такива изпълнения, фиг. 11.10 б,в,г, приличат до известна степен на обсипания устой, и се прилагат в някои случаи. При засипани крайни отвори е възможно

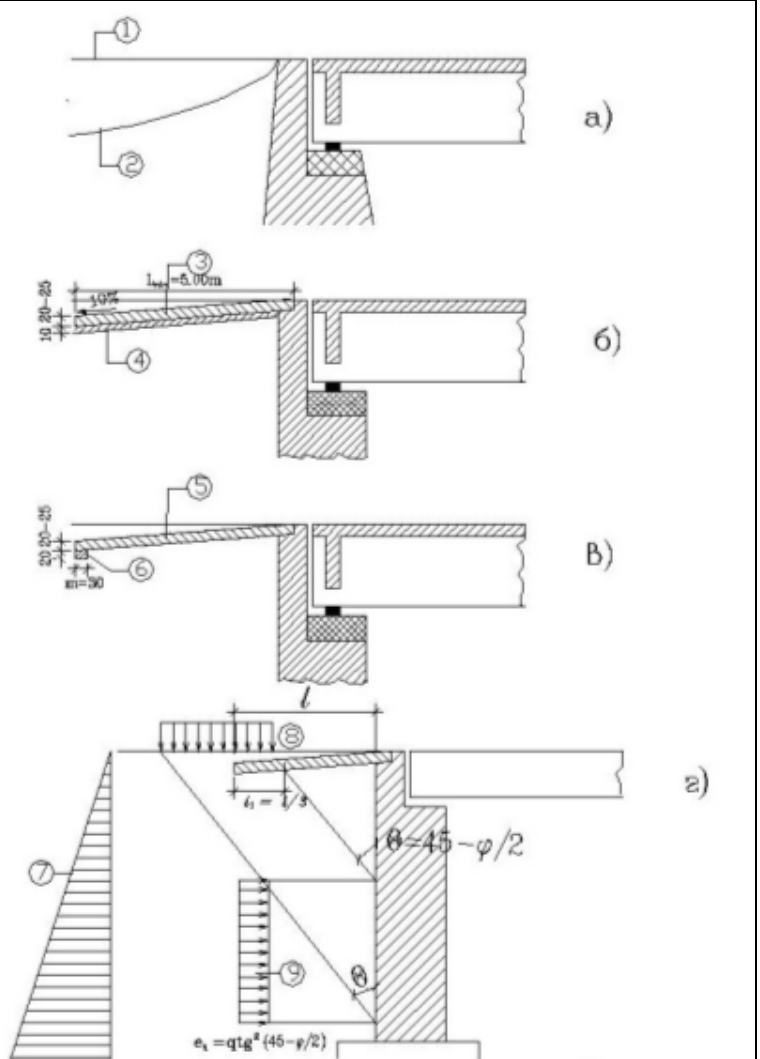
първо да се изпълни насипа, да се уплътни добре и след това да се набиват (или изливат) пилотите. По такъв начин се избягва един недостатък на обсипните устои - трудното уплътняване на насипа между колоните и непосредствено до тях. Пилотните устои от фиг. 11.10 б,в,г могат да бъдат прилагани и в случаите, когато теренът при устоите е естествено оформен или е в изкоп.

11.2.5. Преходни плочи

Насипът зад устоя трудно може да бъде добре уплътнен. Поради това той сляга, вследствие на което се появяват неравности и пукнатини в пътната настилка (фиг. 11.11 а).

С цел да се намалят в известна степен тези недостатъци се прилагат преходни плочи, които могат да бъдат монолитни, подпрени в единия си край на устоя, а в останалата част - на насипа (фиг. 11.11 б). При сглобяемото изпълнение едната им подпора е праг (фундамент) (фиг. 11.11 в). Когато насипа сляга, плочата се завърта спрямо подпората си на устоя. Поради това, колкото тяхната дължина е по-голяма, толкова по-добре могат да изпълнят функцията си. У нас се прилагат преходни плочи с дължина до 5 m, като за скоростни автомобилни пътища се предпочита максималната дължина.

При изчисляване на плочата се приема, че единия ѝ край е подпрян на устоя, а в другия – на площ с надлъжен размер равен на $1/3$ от дължината ѝ, (фиг. 11.11 г) От тази предпоставка следва, че при определяне на земния натиск, подвижния товар трябва да се разполага върху опорната площ и зад нея. При това земния натиск от подвижен товар предизвиква по-малки усилия в устоя, отколкото в случая, при който няма преходна плоча.

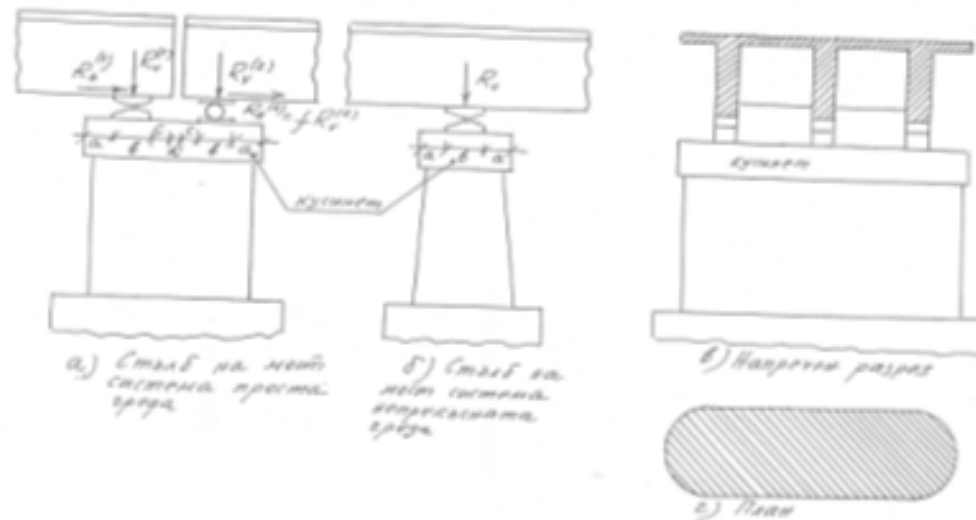


Фиг. 11.11. Преходни плочи: а) устой без преходна плоча (1) проектна повърхност на настилката; (2) повърхност на настилката след слягане; б) монолитна преходна плоча (3) върху подложен бетон (4); в) сглобяема преходна плоча (5), подпряна на монолитен праг (6); г) схема за определяне на земния натиск; (7) постоянен земен натиск; (8) подвижен товар; (9) земен натиск от подвижен товар

11.3. Стълбове

11.3.1. Масивни стълбове

Масивните стълбове (фиг. 11.12) се изпълняват от каменна зидария или от лицева каменна зидария и бутобетон, т.е. както масивните устои от бетон. Кусинетите им са стоманобетонни. Широчината в горният им край се определя от минималните разстояния необходими за разполагането на лагерите. При мостове над реки формата им в план трябва да бъде обтекаема (виж. фиг.11.12 г), а също и фиг. 3. 4).



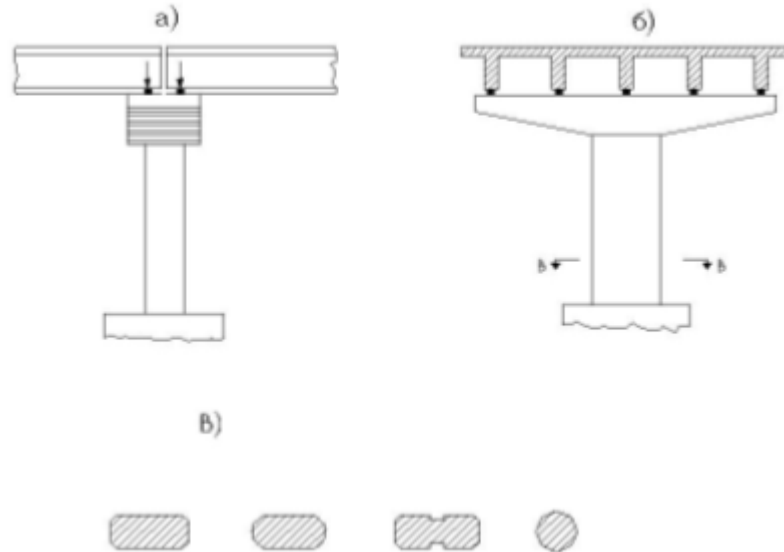
Фиг.11.12. Масивни стълбове: а) при фуга (напр. на многоотворна проста греда); б) при междинна подпора на непрекъсната греда; в) напречен разрез; г) хоризонтален разрез

Стълбовете са натоварени с реакциите от връхните конструкции. При наличие на два реда лагери (фиг. 11. 12 а) вертикалните реакции могат да бъдат с различна големина, дори и при наличие на еднакви съседни отвори. Това ще се получи при едностранно разположение на подвижния товар (само в единия отвор), или в строително състояние - при построена само една връхна конструкция. Ексцентрицитет от подвижния товар може да се получи и в напречно направление. Освен това на стълба действат хоризонтални сили в напречно и в надлъжно направление. Меродавна за размерите на основната фуга обикновено е проверката на нормалните напрежения в почвата. Проверяват се и напреженията в цокълната фуга, т.е. над фундамента. За размерите на това сечение меродавни ще бъдат опънните напрежения в бетона или зидарията.

Масивните стълбове се характеризират с голям разход на бетона. Голямото им напречно сечение от друга страна представлява предимство при поемането на удари от ледени блокове и плаващи предмети при високи води. Бетонът трябва да отговаря на изискванията за устойчивост спрямо агресивни води (при наличие на такива) и мразоустойчивост. Стълбовете със зидария имат по-добър външен вид и техните повърхности са по-устойчиви на различните агресивни влияния.

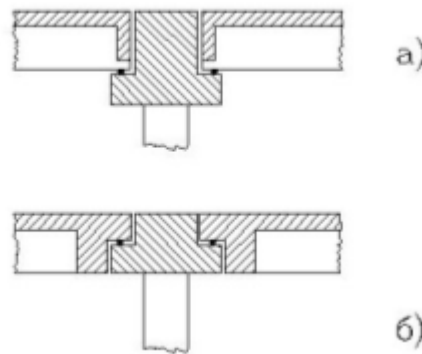
11.3.2. Рамкови стълбове

Стълбовете могат да имат формата на напречни на оста на моста рамки. Най-простият рамков стълб представлява колона с конзоли - Т-образна рамка (фиг.11.13). Тази форма може да се разглежда като модификация на масивния стълб, т.е. ролята на тяло на стълба се изпълнява от колоната, а подлагерната греда е оформена като двустранна конзола.



Фиг. 11.13. Стълб – Т-образна рамка: а) изглед; б) напречен разрез през върхната конструкция; в) варианти на хоризонталния разрез В-В

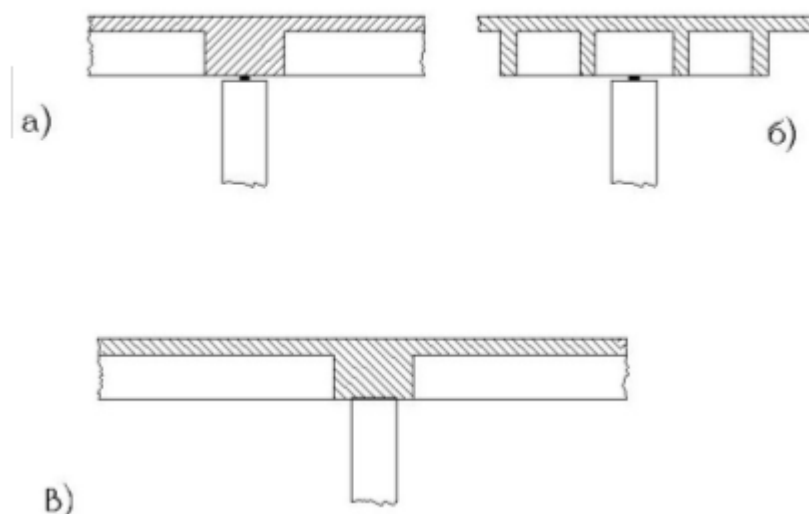
С увеличаване на широчината на моста нараства и височината на конзолната греда. В такъв случай може да се окаже целесъобразно предварителното напрягане на тази греда.



Фиг.11.14. Ригели със сечение “обърнато Т”.

Намаляване на видимата част на конзолната греда (ригел) може да се постигне, ако се приеме обърнато Т-сечение (фиг.11.14 а). При варианта от фиг. 11.14 б) ригелът не се подава от върхната конструкция;. За сметка на това съседните върхни конструкции завършват с “герберови зъби” (виж. 5.2.3). Показаните на фиг. 11.14. решения са оправдани само от

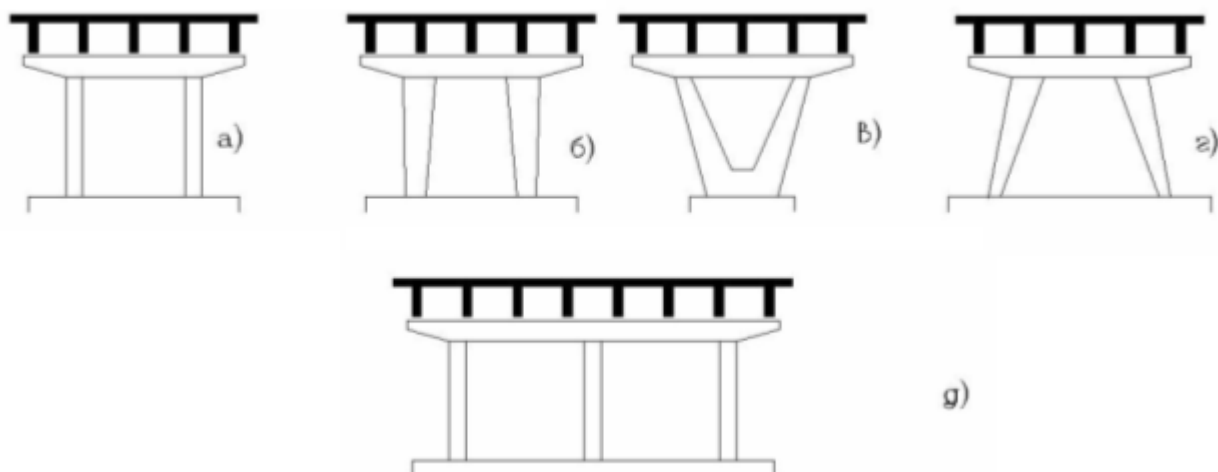
естетична гледна точка. Неблагоприятно е наличието на две фуги при всеки стълб. Друг недостатък е, че в ригела с обърнато Т-сечение се появяват по-големи усукващи моменти в сравнение с този с правоъгълно сечение. Това се дължи на по-голямото разстояние от осите на лагерите до оста на ригела. Поемането на значителните усукващи моменти и наличието на къси конзоли обуславят сложното армиране на обърнатите Т-ригели.



Фиг. 11.15. “Скрити” ригели:

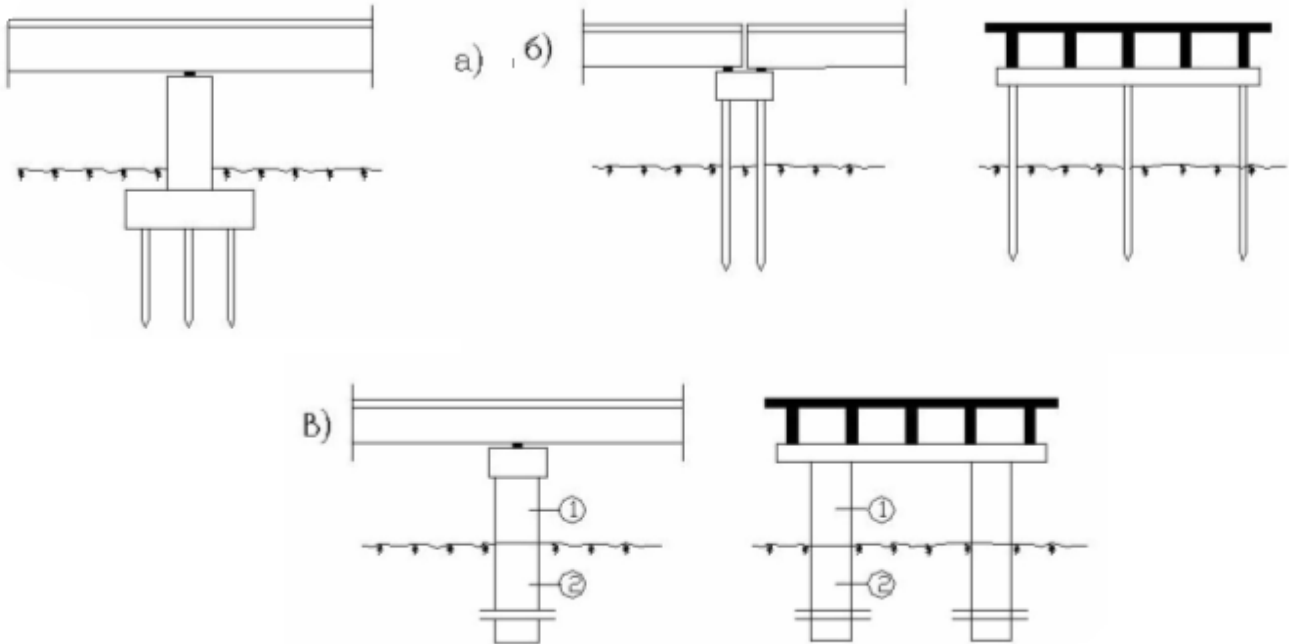
а) надлъжен разрез при ставна връзка с колоните; б) надлъжен разрез при ставна връзка с колоните; в) напречен разрез при корава връзка с колоните

На фиг. 11.15 а) е показан така наречения *скрит ригел*. В случая стълбът представлява единична колона с лагер в горния си край, а ролята на ригел се изпълнява от напречната греда на връхната конструкция. Подобно решение се прилага и при рамкови мостове, т.е. при корава връзка между връхната конструкция и колоните (фиг. 11.15 б).



Фиг. 11.16. Рамкови стълбове

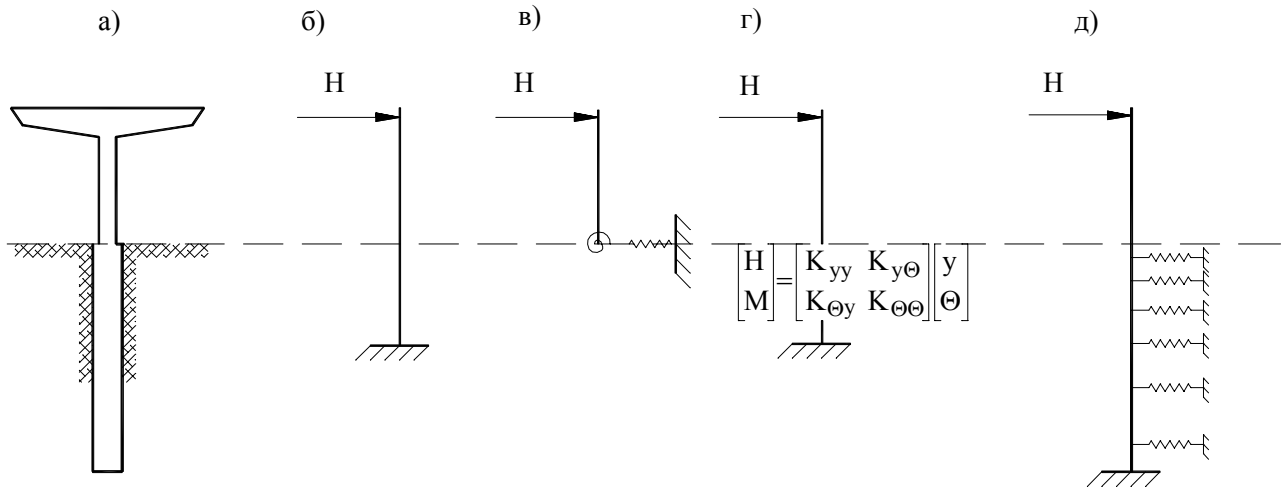
На фиг. 11.16 са изобразени няколко вида рамкови стълбове. Броят на колоните, дължините на полетата и конзолите на рамките обикновено се съобразяват с най-доброто разпределение на моментите в равнината на рамката. Формата и размерите на тези стълбове могат да бъдат избрани и по естетически съображения. Поради това се прилагат и рамки с особена форма (фиг. 11.16 б,в,г). При изчисленията, в напречно направление, рамките се разглеждат като равнинни. Ексцентрицитетите на подвижните натоварвания в надлъжно направление предизвикват усукващи моменти в ригела и огъващи моменти в колоните извън равнината на рамката. Във връзка с това в колоните има огъващи моменти в двете направления, т.е. те са подложени на кос нецентричен натиск.



Фиг.11.17 Стълбове с пилоти: а) със забивни пилоти нисък ростверк; б) със забивни пилоти – висок ростверк; в) с изливни пилоти – висок ростверк; (1) цилиндрични колони, като продължение на изливни пилоти (1)

Подобно както при устоите, пилотите могат да представляват не само елемент на фундирането, но и да заместят отделни части на опората (фиг.11.17). Интересно решение представлява изобразеното на фиг. 11.17 в). Изливните пилоти достигат до нивото на терена и над тях се изпълняват в кофраж цилиндрични колони. Т.е. получава се непрекъснат вертикален елемент с кръгло сечение, а разликата между пилот и колона се дължи на технологията на изпълнението.

Стълбовете с пилоти показани на фиг. 11.17 б,в) също се изчисляват като рамкови. Особено е моделирането на взаимодействието между пилотите и почвата. Най-простият изчислителен модел е показан на фиг. 11.18 б). Напр. в [11] е указано, че мястото на запъване може да се приеме на дълбочина $6\div 8d$ (d е диаметъра на пилота, или страната на квадратното му сечение). Поддаваемостта на пружините (или матрицата на коравината) в изчислителни модели могат да се получат по методите на земната механика.

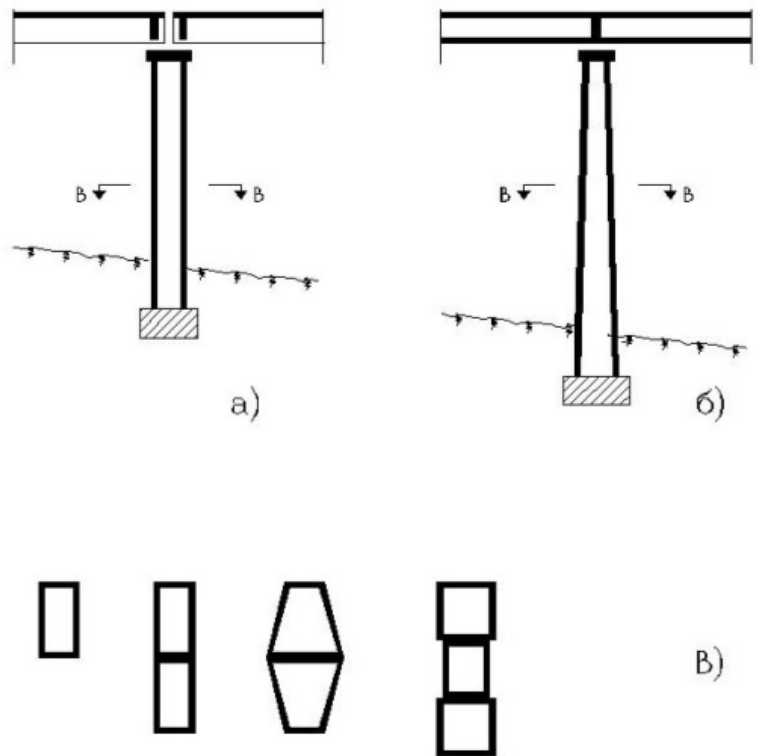


Фиг. 11.18. Изчислителни модели на взаимодействието между пилотите и почвата
 а) действителна система; б) приемане на приведена дължина на конзолата; в) въвеждане на две пружини (ротационна и линейна); г) по теорията за еластичното полу-пространство – с матрица на коравината; д) въвеждане на много хоризонтални пружини

11.3.3. Стълбове на виадукти

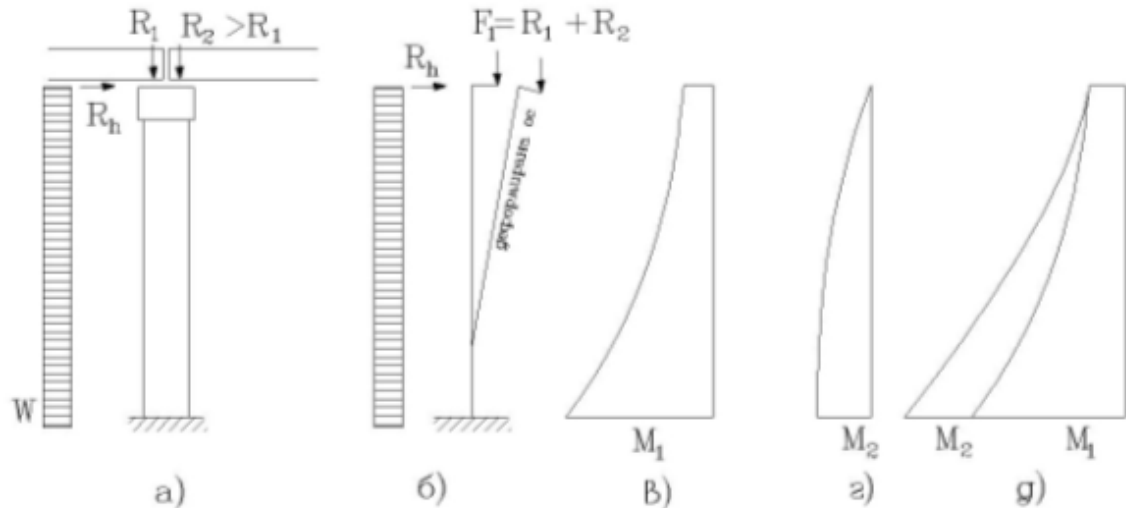
При виадуктите връхните конструкции са разположени на голяма височина над терена, което обуславя размерите на стълбовете. В нашата практика са изпълнявани виадукти с височина на стълбовете до 120 m (виадукт "Бобреш" по Автомагистрала "Хемус"), а световния рекорд на стълб на гредов мост е на мост "Европа" при Инсбрук (Австрия) с височина 200 m.

Като се имат предвид тези височини, то стълбовете на виадуктите могат да бъдат оприличени на други конструкции с подобни размери като комини и телевизионни кули. За разлика от последните, чиито вертикални натоварвания са само от собственото им тегло, стълбовете на виадуктите носят връхните конструкции.



Фиг. 11.19. Стълбове на виадукти

Стълбовете са натоварени със значителни хоризонтални сили от вятър, земетръс и хоризонтални реакции от връхната конструкция. Понеже тези сили могат да бъдат ориентирани в различни посоки, то стълбовете на виадукти обикновено са с кутиеобразни сечения. Големите височини и стройности предполагат изследването на стълбовете да бъде извършено с отчитане на *геометричната и физичната нелинейност*.



Фиг. 11.20. Схеми за изследване на строен стълб

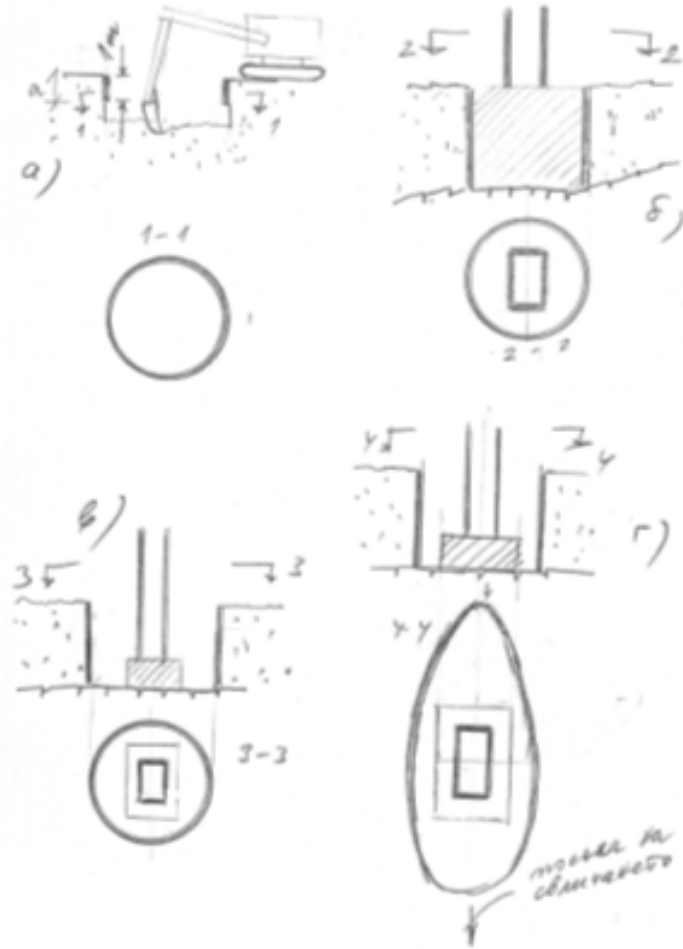
За изясняване на тези понятия на фиг. 11.20 е показан един конзолен стълб, в който се получават моменти от: хоризонталните сили във върха му, от ексцентрично приложени вертикални сили, както и от разпределени натоварвания по височината му (напр. от вятър). Тези моменти са определени в недеформираната схема на конструкцията и се наричат още *моменти от I ред*. Вследствие на огъването на оста му, в стълба се появяват допълнителни моменти от вертикалните сили наричани *моменти от II ред*. Взимането предвид на моментите от II ред се нарича още *изчисление с отчитане на геометричната нелинейност или по деформирана схема*. При определяне на огънатата ос трябва да бъдат отчетена още *физическата нелинейност*, дължаща се на:

- поява на пукнатини в стоманобетонния елемент;
- нелинейни зависимости между напреженията и деформациите за бетона и за стоманата (само след провлачането ѝ);
- протичането в бетона на реологичните процеси (съсъхване и пълзене).

Повече подробности по методиките за изследване на стройни стоманобетонни стълбове са дадени в [16].

Стълбовете на виадукти се изпълняват с пълзящ или преместваем кофраж. За изграждането е по-удобно стълбовете да бъдат с постоянно по цялата височина напречно сечение (фиг. 11.19 а), а с оглед диаграмите на разрезните усилия - с променливо (фиг. 11.19 б).

В случаи, при които годната за фундиране почва (обикновено скала) се намира на голяма дълбочина от терена, стълбовете на виадуктите у нас са изградени както е показано на фиг. 11.21. Изкопите за фундаментите се изпълняват на пластове по 1 метър, след което се кофрира, армира и бетонира стоманобетонен цилиндър, който служи за укрепване на изкопната яма (фиг.11.21 а). В някои случаи стоманобетонното укрепване служи за кофраж на фундамента (фиг.11.21 б). За стълбове намиращи се в потенциални свлачища, между укрепващия цилиндър и частите на стълба се оставя разстояние (фиг. 11.21 в). Ако се забележи деформиране на цилиндъра при активизиране на свлачището, то трябва да се вземат мерки за укрепването му. За по-голяма сигурност в чужбина са изпълнявани такива укрепления с обтекаема в план форма (фиг. 11.21 г), поемаща по-малки натоварвания от свличащата се маса.

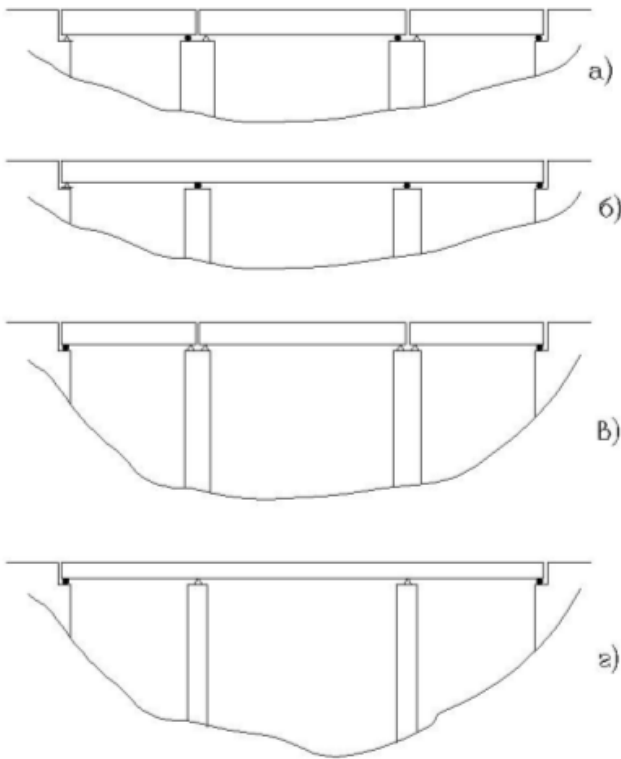


Фиг. 11.21. Специални фундираня на стълбове
а) изкопаване на кладенец; б) фундамент запълващ
кладенеца; в) цилиндричен кладец, като защитна
черупка в потенциално свлачище; г) също, но с
обтекаема в план форма

11.4. Връзка между коравината на опорите и лагеруването

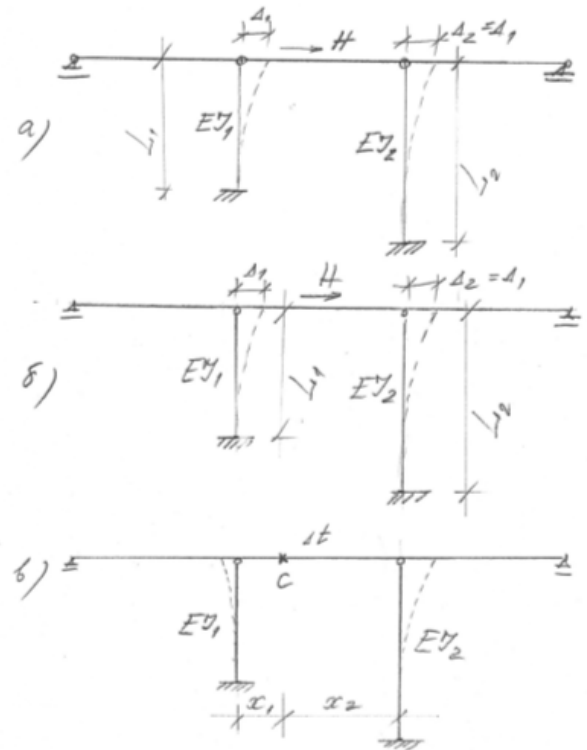
На фиг. 11.22 а) е показана многоотворна конструкция от прости греди, всяка от които е подпряна на неподвижен и подвижен лагер, а на фиг. 11.22 б) непрекъснатата греда с един неподвижен и останалите подвижни лагери. В двата случая коравината на опорите е голяма и поради това лагерите трябва да осигуряват разширението и скъсяването на връхните конструкции. На фиг. 11.22 в,г) са показани многоотворни конструкции, подпрени на стълбовете с неподвижни лагери, а на устоите – с подвижни. За определянето на усилията в такива конструкции, чиито статически системи показани на фиг. 11.23, може да се ползва решението дадено в [16]. Тук ще бъде направен анализ на този начин на връзка между връхните конструкции и стълбовете. От външна хоризонтална сила (спирателна, земетръсна и др.) всеки стълб получава сила пропорционална на коравината му $k=EJ/L^3$. Ако стълбовете са с еднакво напречно сечение, то по-голяма сила ще поемат по-късите. От принудени премествания

(температурни промени, предварително налягане, съсъхване и пълзене) връхната конструкция се разширява или свива. Усилията в стълбовете нарастват с увеличаването на коравината им и разстоянието от температурния център C , т.е. от точката, която остава неподвижна при изменение на температурата, вж. [16].



Фиг. 11.22. Гредови конструкции с корави и гъвкави стълбове.

Означения: • подвижен лагер; Δ неподвижен лагер



Фиг. 11.23. Изчислителни схеми на конструкции с гъвкави стълбове

При наличие на еластомерни лагери преместването в долния ръб на връхната конструкция при съответния стълб се дължи на огъването на стълба и на деформациите на лагерите върху него (фиг. 11.24). Действието на лагерите може да се замести с въвеждането на условен прът с коравина на огъване EJ_b . Изхожда се от хоризонталното преместване определяно по формулите:

$$(11.1) \Delta_c = Nh_c / (nGA), \text{ съответна на (10.6) - за преместване в еластомерен лагер;}$$

$$(11.2) \Delta_c = Nh_b^3 / (3 EJ_b) - \text{за преместване на огъваем прът.}$$

От (11.1) и (11.2) се получава:

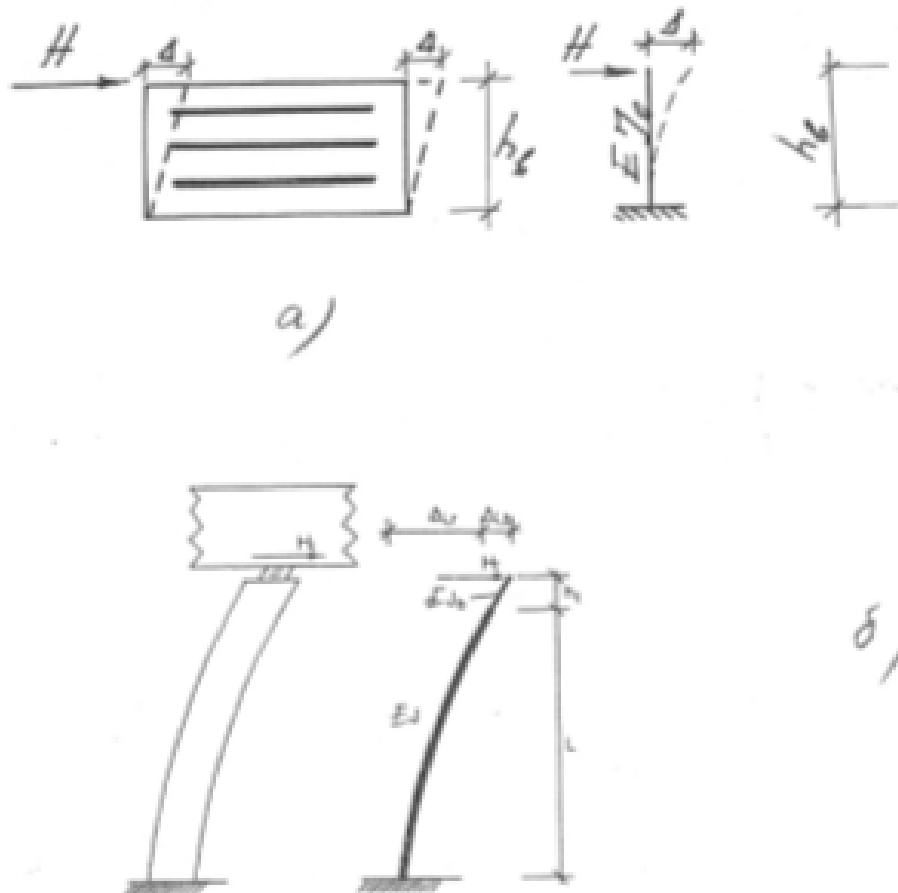
$$(11.3) EJ_b = (nGA) h_b^3 / (3h_c)$$

където

G – модул на хлъзгане на еластомера,

вж. т. 10.4;
 n – брой на лагерите върху един стълб;
 h_b – пълна височина на лагера;
 h_c – сумата от дебелините на гумените пластове
в един лагер;
 A – площ на основата на един лагер]
 E – модул на еластичността на бетона.

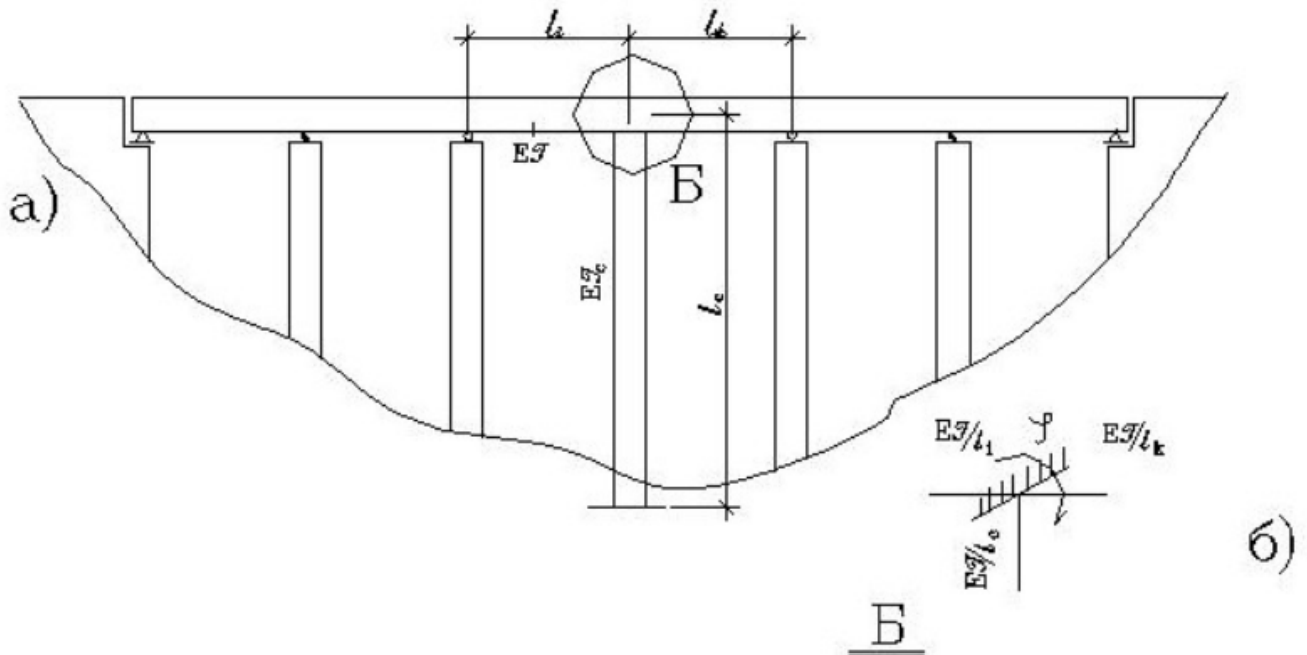
Формула (11.3) важи за непрекъснатата греда. За прости греди подпирени на еластомерни лагери може да се ползва изчислителния модел даден на фиг. 5.60, а също и в [16].



Фиг. 11.24. Изчислителни схеми на стълб с еластомерни лагери:
а) Привеждане на еластомерен лагер към огъваем прът;
б) Деформиране на стълба и лагера

На фиг. 11.25 е показан многоотворен мост, чиито най-висок стълб е по средата. Там връзката между връхната конструкция и опората може да бъде корава. При завъртане на възела на ъгъл φ в съседните елементи ще се получат моменти пропорционални на коравините им.

Поради голямата стройност на стълба моментите в него ще бъдат малки, или лагер там не е необходим. Съседните стълбове са по-къси и върху тях са поставени неподвижни лагери. В най-неблагоприятно положение са крайните стълбове. Тяхната коравина е най-голяма и те поемат голяма част от външните хоризонтални сили. Увеличаването на разстоянието от температурния център е причина и за по-големи усилия в тези стълбове от принудени деформации. Коравината им може да бъде намалена чрез поставяне на еластомерни лагери или чрез намаляване на напречните сечения на стълбовете. На много къси крайни стълбове може да се наложи поставянето на подвижни лагери. Лагерите на устоите обикновено са подвижни, понеже тези опори са много корави и освен това хоризонталните премествания се ограничават от пасивния земен натиск. Преместванията във върховете на стълбовете нарастват и поради поддаваемост на фундамането, вж. напр. фиг. 11.18



Фиг. 11.25. Пример за лагеруване на многоотворен мост