

# СТОМАНОБЕТОННИ МОСТОВЕ

(лекции)



## ПРЕДГОВОР

Предлаганите лекции имат за цел да улеснят студентите при подготовката им по дисциплината "Стоманобетонни мостове". Те представляват извадка от книгата на Иванчев и Топуров "Стоманобетонни мостове" [0], като в нея са включени само частите разработени от Иванчев. Разглеждат се предимно въпросите по конструирането на стоманобетонните мостове. В предлагания материал е запазена номерацията на главите от [0] и поради това в настоящите лекции липсват глави с номера 6, 7 и 8. По отношение на включените части, в сравнение с книгата [0] са внесени някои несъществени изменения. Изцяло нова е глава 13 "Дълготрайност и поддържане на стоманобетонни мостове". В приложенията са дадени примери по оформянето на мостове, които могат да бъдат ползвани при дипломно и курсово проектиране.

Въпроси по изчисляването на някои мостови елементи са разгледани в [0,16,25], както и в «Методични указания за проектиране на стоманобетонни мостове според проекто-нормите, хармонизирани с Еврокод 1 и Еврокод 2» с автори И. Иванчев и Е. Иванова, намиращи се в Интернет на страницата на катедра «Транспортни съоръжения» към УАСГ - [www.uacg.bg](http://www.uacg.bg).

За изчисления не включени в препоръчаните източници (напр. във връзка с разработване на дипломни работи, или на реални проекти), авторът има готовност да консултира интересуващите.

При работата над записките, авторът се е постарал да разгледа въпросите имайки предвид голям брой публикации по проблема. От тях в списъка на литературата са посочени само тези, които са цитирани в текста. Наред с това е направен опит да бъде отразена и българската строителна практика.

Май, 2005 год.

## Глава 1. ВИДОВЕ МОСТОВЕ

Мостът е съоръжение, което служи да прокара транспортна артерия над съществуващо препятствие. От това определение следват двата основни признака, А) и Б) определящи видовете мостове.

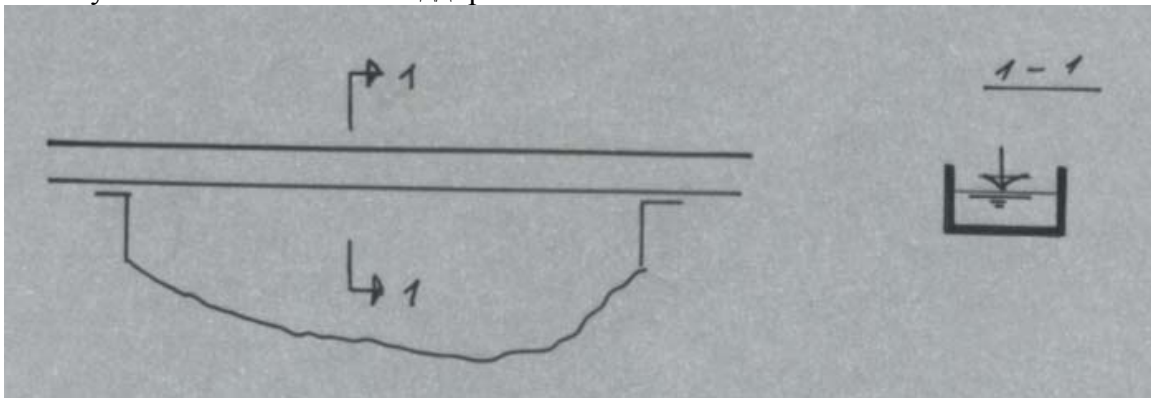
Мостовете се класифицират както следва:

### А) По предназначение:

*Пътните мостове* са предназначени основно за движение на автомобили и други пътни превозни средства (селскостопански, строителни машини и др.). На пътните мостове обикновено се предвиждат тротоари за пешеходци. *Служебните тротоари* са предназначени само за лица заети с поддържането на моста. На някои мостове са обособени и *велосипедни алеи*. *Градските мостове* са вид пътни мостове в населените места. В някои случаи върху тях са разположени трамвайни или тролейбусни линии. Габаритите на пътните мостове обикновено са стандартизирани, виж фиг. 3.19, докато на градските мостове се решават индивидуално и се съобразяват с градоустройственото решение. Понеже и двата вида служат предимно за автомобилно движение, то те могат да бъдат класифицирани в една категория

*Железопътните мостове* са съоръжения за ж.п. линии с нормално междурелсие, теснолинейни, за метро и други специални железници. *Комбинираните мостове* имат ж.п. коловози, пътни платна и тротоари. Напр. Дунав-мост при Русе е за едноколовозна линия на долния етаж и двулентов автомобилен път - на горния.

*Пешеходните мостове* са предназначени основно за пешеходци, в някои случаи и за колоездачи. Влизането на автомобили може да бъде предотвратено чрез трайни препятствия, като напр. стъпала при двата устоя. В противен случай пешеходният мост се изследва за случайно влизане на автомобил, или за определен тип служебен автомобил за поддържането на моста.



**фиг.1.1. Мост канал**

*Мост-каналите* носят безнапорни водни течения (обикновено на напоителни канали). В Римската империя са строени такива мостове за питейна вода и са наричани *аквадукти*. Римляните не са познавали закона за скачените съдове и затова са строили само безнапорни водопроводи.

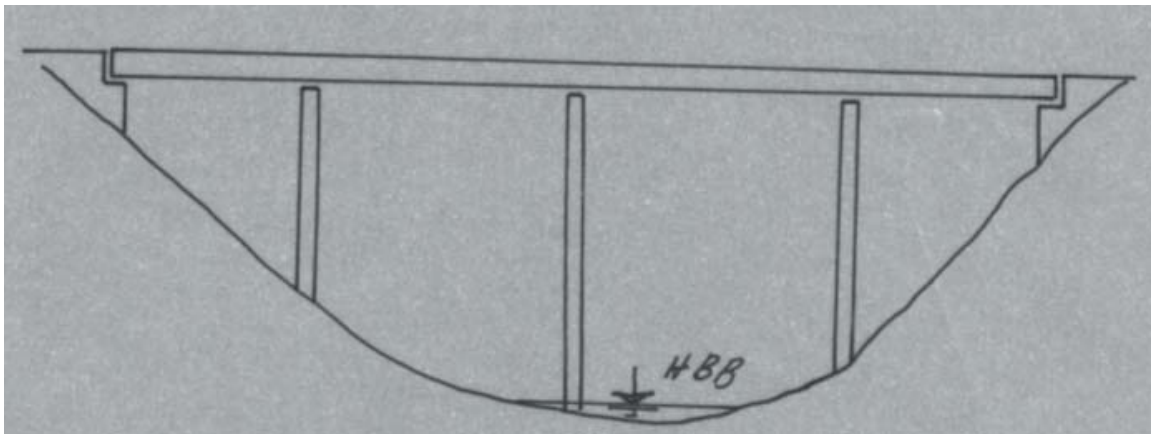
*Мостовете за тръбопроводи* служат за пренос на течности и газове, т.е. за водопроводи, паропроводи, за пренос на нефтопродукти, природен газ или други флуиди (напр. за нуждите на индустрията). *Технологичните мостове* в промишлените предприятия се наричат *промишлени естакади*. На тях се разполагат обикновено тръбопроводи, а понякога и електрически кабели, транспортни ленти и други съоръжения за вътрешно заводски транспорт.

#### Б) Според премостването препятствие:

*Мостове над водни препятствия:* реки, канали, езера, язовири, морски площи.

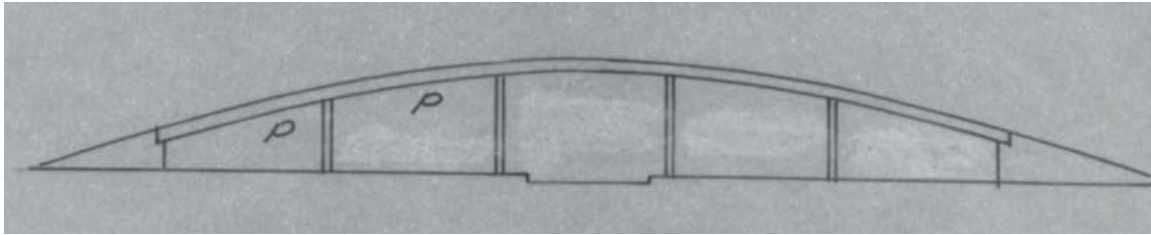
*Надлези.* Съвременните изисквания за безконфликтно пресичане на пътищата и/или ж.п. линиите на две и повече нива налага да бъдат строени мостове. Те се наричат *надлези*, когато пътят от по-ниска категория минава над този от по-висока или *подлез* при другото положение на двата пътя. Тъй като за конструктивното оформяне такова разграничаване не е необходимо, в по-нататъшното изложение ще се употребява понятието надлез. *Пешеходните подлези* служат за минаване на пешеходци под улици, пътища, ж.п. коловози, или аерописти.

*Виадукти* (фиг.1.2). При прокарването на скоростни автомобилни пътища и ж.п. линии през планински и хълмисти местности нивелетите им трудно могат да следват терена. В такъв случай се налага или да се изпълняват високи насипи и малки съоръжения под тях, или мостове прехвърлящи цели долини наричани виадукти. Отговор на въпроса: виадукт или висок насип, може да бъде даден след технико-икономично сравнение на двата варианта.

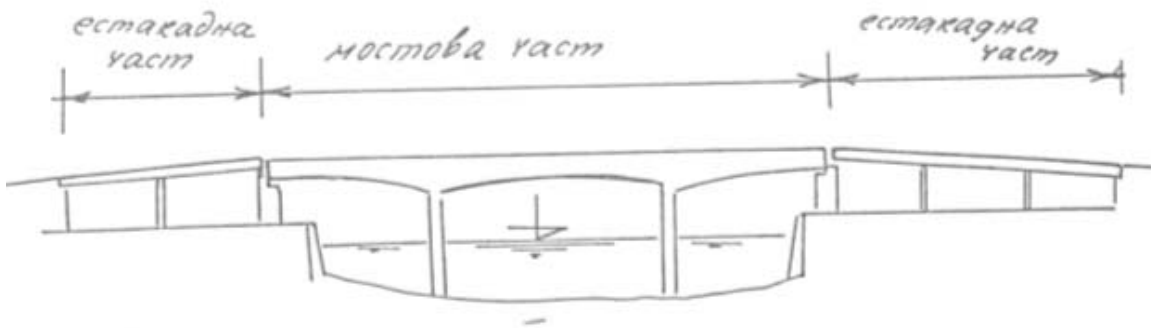


**Фиг. 1.2. Виадукт**

*Естакадите* са съоръжения провеждащи комуникационна артерия над градска или промишлена територия с цел тя да може да бъде използвана за различни цели: паркиране на автомобили, складиране на материали и др. (фиг. 1.3). Естакадната част на един голям мост се намира извън обхвата на основното препятствие (река, канал), - виж фиг.1.4.



Фиг. 1.3. Естакада



Фиг. 1.4. Мост над река с естакадни части

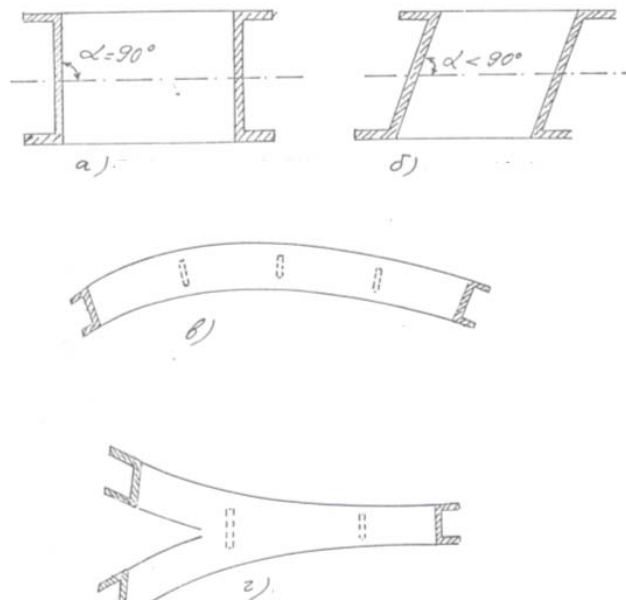
#### В) Според формата в план

Нормални и в права (фиг.1.5 а) – хоризонталната им проекция е правоъгълник

Коси (фиг.1.5 б) – хоризонталната им проекция е успоредник, а  $\alpha < 90^\circ$  се дефинира като ъгъл на косотата

В хоризонтална крива (фиг.1.5 в), т.е. по циркулярна крива (дъга от окръжност), в преходна крива и др.

В други сложни ситуационни условия На (фиг.1.5 г) е показан мост на кръстовище и в крива



Фиг. 1.5. а) прав нормален мост; б) кос мост; а – ъгъл на косотата; в) мост в крива; г) мост със сложна в план форма

В миналото се е предпочитало да се строят нормални мостове в права. Съвременните изисквания за високи скорости налагат все по-често да се строят мостове в сложни ситуационни условия. Съществуват възможности да се проектират нормални мостове и при косо пресичане, виж т. 3.9.2 и Приложение В.



При премостването на големи водни препятствия обикновено се търси подходящо място за моста, а пътното решение се налага по него.

#### Г) Според материала на връхната конструкция

*Масивни мостове* (термин съответен на немския Massivbruecken), т.е: каменни (зидани), бетонни и стоманобетонни (от обикновен или предварително напрегнат бетон).

*Метални*, най често *стоманени*, също от *алуминиеви сплави*.

*Комбинирани стомано-стоманобетонни*, т.е. от валцовани или съчетани стоманени профили (обикновено във от бетонното сечение) и стоманобетонни елементи

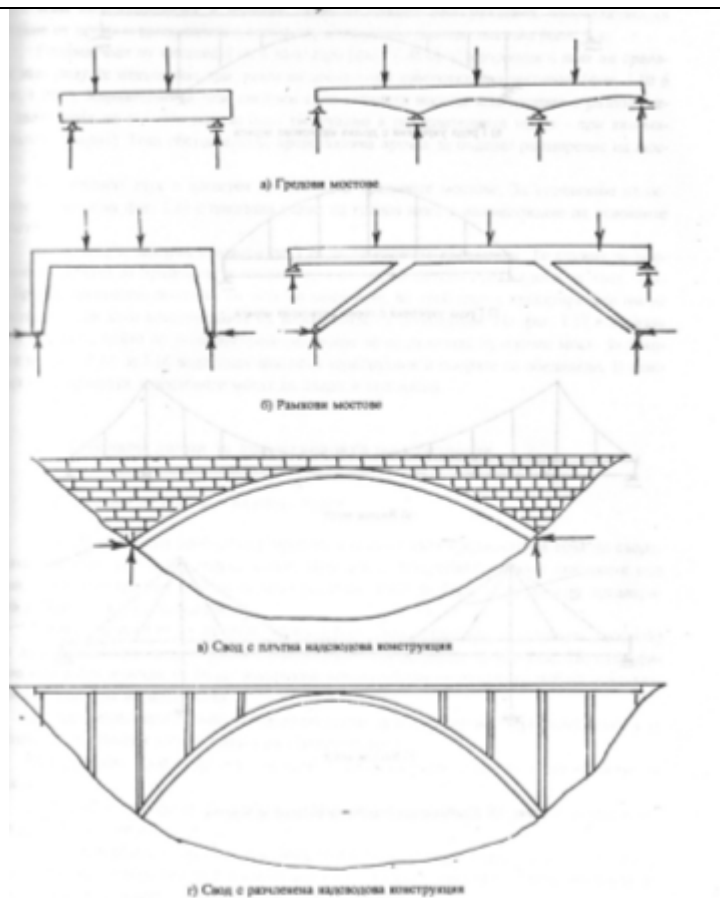
*Дървени*.

*От други материали, напр. пластмаси*.

#### Д) Според изчислителната схема

При *гредовите мостове* (фиг.1.6 а) под действието на вертикални натоварвания в опорите им възникват само вертикални реакции, а в разрезите на гредата липсват нормални сили. В т. 5.2 са разгледани особеностите на прилагането на различни системи гредови мостове.

При *рамковите мостове* (за разлика от гредовите) от вертикални натоварвания опорните реакции са наклонени, вследствие на което в елементите на рамката наред с огъващите моменти и напречни сили възникват и нормални сили (фиг.1.6 б).

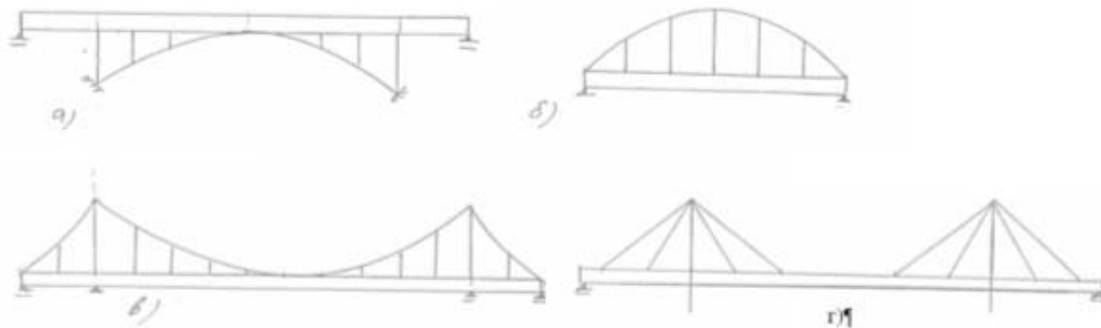


Фиг. 1.6. Видове мостове изчислителната схема

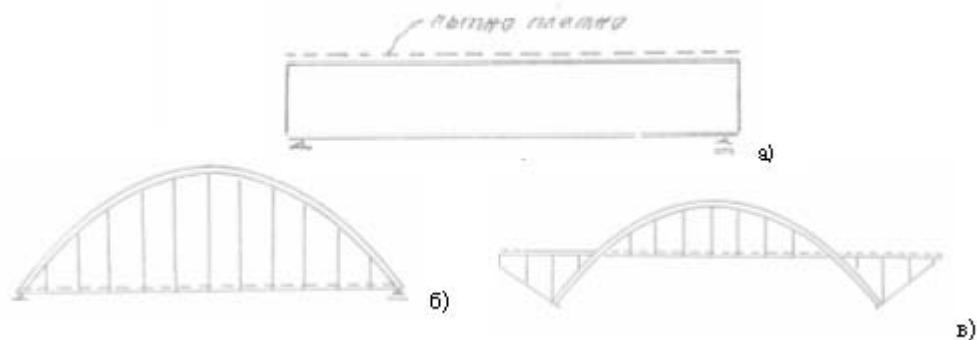
*Сводови и дъгови* (фиг.1.6 в, г). *Дъгата* представлява криволинеен прът, а свода - огъната повърхнина. Тези два типа обикновено се причисляват към една категория. По отношение на опорните реакции и разрезните усилия сводовите и дъговите мостове приличат на рамковите. Целесъобразният избор на очертанието

на криволинейната ос позволява да бъдат значително намалени огъващите моменти и напречните сили в свода (дъгата). Възможно е дори за постоянните натоварвания да бъдат анулирани моментите и напречните сили, когато оста е очертана по така наречената натискава линия. Това свойство позволява сводовите мостове да бъдат изпълнявани от материали с ниска опънна якост: бетон, зидария на разтвор или дори суха зидария

Към комбинираните и особени системи спадат конструкциите, представляващи съчетание от прави и криволинейни елементи, висящите и вантови мостове (фиг.1.7).



**Фиг. 1.7. Комбинирани изчислителни системи на мостове: а) греда, укрепена с долна; б) натискава верига греда, укрепена с горна натискава верига; в) висящ мост; г) вантов мост**



**Фиг. 1.8 Видове мостове според положението на пътното платно: а) с път горе; б) път долум в) с път по средата**

Е) Според положението на пътното платно. Голяма част от мостовете са с *път горе* (фиг.1.8 а). Съоръжения с *път по средата* и *път долу* се изпълняват при липса на достатъчна конструктивна височина (фиг.1.8 б и фиг.1.8 в). Коритообразните мостове (виж фиг. 5.19) са с гредова система с път долу или посредата. Характерно

за тези системи е, че главната носеща конструкция е разположена в двата края на пътното платно (или евентуално в разделителната ивица - при автомагистрален габарит). Това обстоятелство представлява пречка за бъдещо разширение на моста.

#### Ж) Според начина на изграждане.

Според този признак стоманобетонните мостове се класифицират основно като *монолитни, сглобяеми и сглобяемо-монолитни*. В глава 9 са разгледани някои специфични системи за изграждане на стоманобетонни мостове.

#### З) Други признаци на класификация

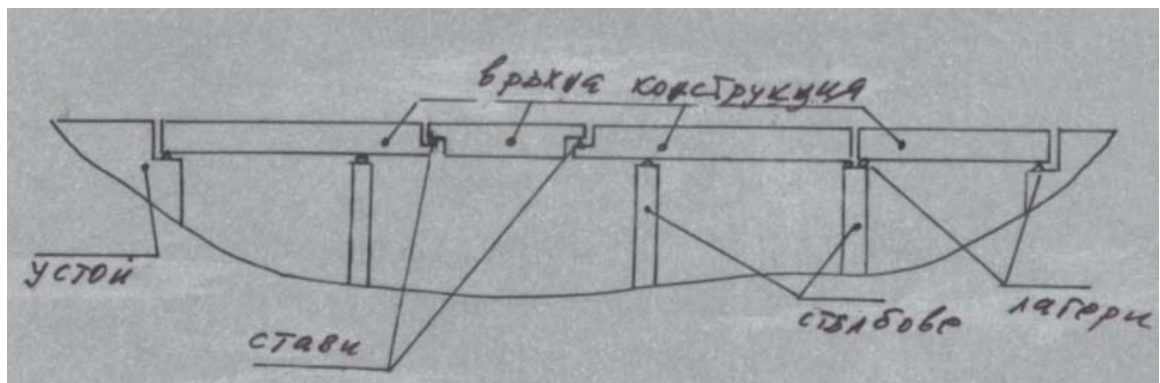
Сторманобетонните мостове принадлежат към категорията на *постоянните* и проектният им срок на експлоатация се приема обикновено 100 години. *Времените мостове* могат да са дървени конструкции. Прилагат се също инвентарни стоманени елементи за сглобяемо-разглобяеми мостове.

*Подвижните мостове* са с връхни конструкции, които се повдигат (или преместват по друг начин) за осигуряването на преминаване на кораби. Като правило връхните им конструкции са стоманени.

*Понтонните мостове* са със стоманена конструкция (и по-рядко дървена) подпряна на плаващи опори (*понтони*).

*Плаващите мостове* имат напречно сечение подобно на тунелите (кръгло, правоъгълно или овално). Тези тръбни конструкции (обикновено стоманобетонни) се разполагат под водата без да опират на дъното, като при плавателни водни пътища трябва да бъдат на ниво, под дълбочината на газене на корабите.

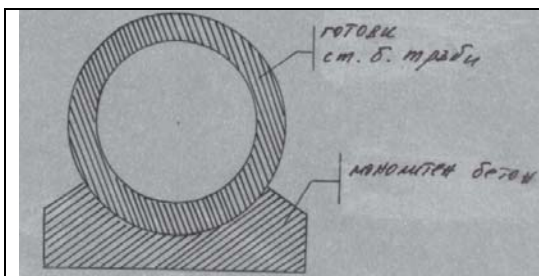
Настоящият курс е посветен предимно на гредовите мостове. За уточняване на основните понятия на фиг.1.9 е показана схема на гредов мост с наименование на основните му части.



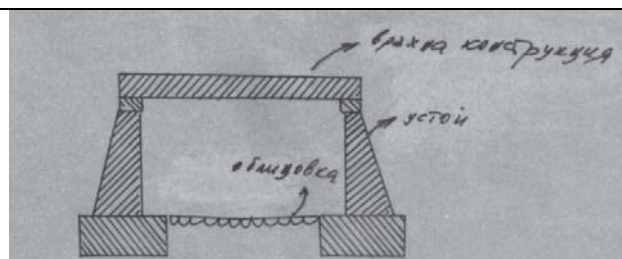
Фиг. 1.9. Основни части на гредови мостове

Възприето е, мостове с отвори до 5 m да се наричат водостоци. Те служат за провеждане на водата от крайпътните канавки или от малки потоци през тялото на пътя. Техният брой е значително по-голям от този на мостовете, но проблеми с проектирането им не съществуват, тъй като конструкциите на водостоците са типизирани. На фиг.1.10 е показан тръбен водосток, а на фиг. 1.11 - плочен

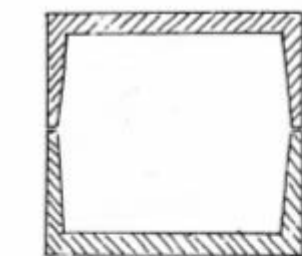
водосток, който по конструктивно оформяне не се отличава от плочен мост. За показаните на фиг.1.12 сглобяеми водостоци върхната конструкция и опорите са обединени. В зависимост от нивелетата водостоците могат да бъдат и под насип



**Фиг.1.10. Трубен водосток**



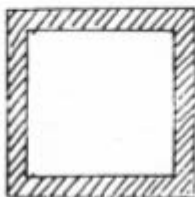
**Фиг. 1.11. Плочен водосток**



а) От два П - елемента



б) От П - элемент и плоча



в) От затворени рамки

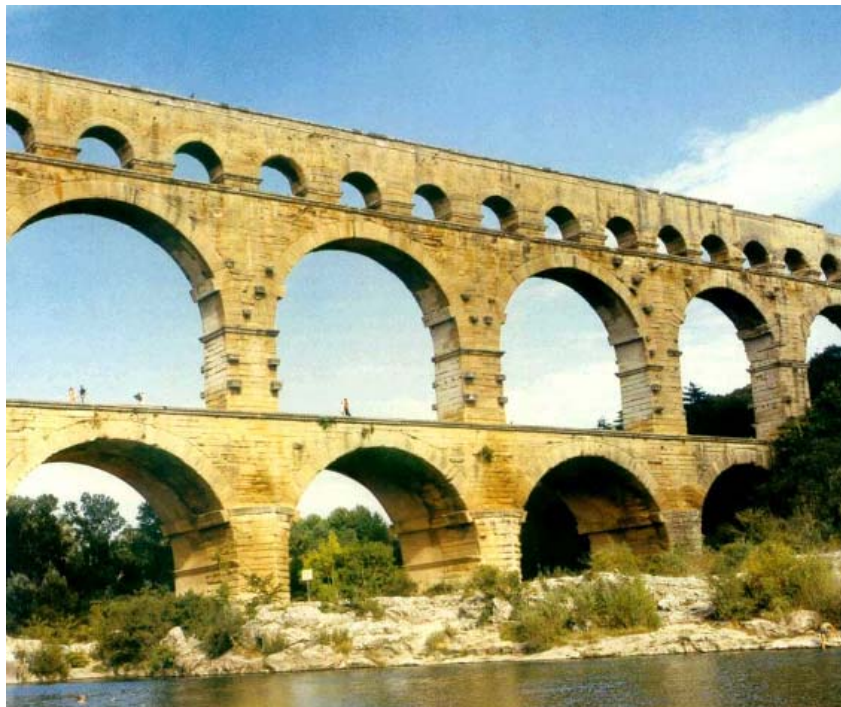
**Фиг. 1.12. Водостоци със сглобяеми конструкции**

## Глава 2. ИСТОРИЧЕСКИ ПРЕГЛЕД

### 2.1. Мостовете по света

Първите мостове са били дървета, случайно паднали над потоци. Хората са първоначално са подражавали на този образец и впоследствие започват да усъвършенстват уменията си по строителството на дървени мостове. Наред с дървото за опорите се използват и камъни наредени в дървени сандъци, наречени сантрачи. Херодот дава данни за строеж на хидротехнически съоръжения на Нил, вкл. и мостове през V век пр. н. е. Според Леон Алберт (1404- 1472 г.), по времето на цар Минас р. Нил е била отбита за построяването на мост на сухо и после върната в старото ѝ корито. Според Плутарх по времето на Юлий Цезар са строени дървени мостове над Рейн. През 105 год. след н.е. по времето на римския император Траян е завършено строителството на мост над р. Дунав [51]. Намирал се е на днешната граница между Югославия и Румъния. Върхната конструкция е била дървена дъгова върхна конструкция подпряна на каменни стълбове и устои. Осовите разстояния между стълбовете са били по 51 m, а статическите отвори на дъгите 35 m. Руини от устоите му са запазени и до днес. Дървен мост с най-големия отвор в света 119 m е бил построен през 1757 г. Шафхаузен (Швейцария) от майстора Грубенман, понастоящем не съществува.

Първообразът на каменните сводови мостове са някои природни скални образувания. Най-големият естествен каменен мост в света се намира в американския щат Юта и е с отвор 88 m, а у нас в Родопите, в местността “Скалните мостове (Чудните мостове)” - с отвор 35 m. Началото на строителството на каменни мостове е в дълбока древност. В Ирак има останки от сводов мост строен преди 7000 години.



**Фиг. 2.1. Мост "Гард" -близо до Ним Франция, построен 63- 13 год пр. Хр.-аквадукт- триетажна сводова конструкция суха каменна зидария с отвори до 25 m; долният етаж, за пътен мост, е построен през 1747 год.**



В Средновековието и Ренесанса продължава строителството на каменни мостове. На някои от тях има стражеви кули, на други са поставяни статуи (обикновено на опорите). Особено характерен и красив е “Карловия мост” в Прага от 15 век.



**Фиг. 2.2. Карлов каменен мост над р. Влтава в Прага, построен през 14 век, а през 18 век, украсен със скулптурни фигури**

Голяма част от античните и средновековни каменни мостове са запазени и до наши дни. Те са били предназначени за коли, конници и пешеходци. Тези съоръжения, поради голямото си собствено тегло, лесно могат да понасят и съвременните автомобилни натоварвания. Те обаче рядко се ползват за тази цел, понеже имат малка широчина, често са свързани с тесни градски улици или стари пътни трасета.

Каменните мостове с най-големи отвори са: ж.п. моста над р. Изонцо , Австрия с отвор 85 м (края на 19 век) и пътния при Плауен (Германия) с отвор 90 м. (1906 г.).



**Фиг. 2.3. Мост над р. Изонцо при Салкано, Австрия**

В миналото са строени и сводови бетонни (неармирани) мостове. Най-голям отвор с дължина 140 м има бетонния свод на моста Де ла Кай- Франция (1928 г.). Обаче неговата надсводова конструкция е стоманобетонна. Над р. Вучао в Китай е построен сводов бетонен мост (изцяло неармиран) с отвор 120 м (световен рекорд за сводов неармиран мост), завършен през 1990 г. – няколко десетилетия по-късно, след като в Европа са престанали да строят неармирани мостове.





***Фиг. 2.4. Каменен сводов мост при в Плауен, Германия***



***Фиг. 2.5. Мост Де Ла Кай, Франция***



***Фиг. 2.6. Мост над р. Вучао, Китай***

Първият метален мост е построен през 1779 г. в Англия и той е от чугун, има дъгова конструкция с отвор 30,6 m. Развитието на железниците през 19-ти и 20-ти век, а

впоследствие и на автомобилните пътища е свързано със строителството на много стоманени мостове: гредови (фермови и пълностенни), дъгови и рамкови. Айфел, известен като създател на кулата в Париж, е построил и много стоманени мостове. Някои стоманени мостове, като този в Шотландия с главен отвор 521 м (завършен през 1890 г) и Квебекския мост с отвор 549 м са сред рекордните отвори за съответните им системи.

Мостовете, при които са постигнати най-големите отвори са висящите. Ще бъдат отбелязани известни такива съоръжения от различни периоди: “Сечени”- над р. Дунав в Будапеща с централен отвор 202 м (завършен 1849 г), “Бруклин” – Ню Йорк с отвор 486 m (1883 г), “Голдън Гейт” с отвор 1280 m (1937 г.). През 1998 г. бе предаден в експлоатация моста Акаши Кайкио с централен отвор дълъг 1991 m, което е и най-голямото подпорно разстояние постигнато досега. Американският инж. Лин има проект за висящ мост над Месинския пролив (Италия) с отвор 3300 м (нереализиран). Има проучвания за мост над Гибралтарския проток с два отвора по 5000 м, също висяща конструкция. Дължината на отворите на мостовете, обаче, не бива да бъде цел като спортен рекорд, а трябва да бъде технически и икономически обоснована.



**Фиг. 2.7. Мост Акаши Кайкио, с отвор 1991 m.**



**Фиг. 2.8. Мост в парка Шазле, Франция, 1975 г.**

Стоманобетонът е открит в средата на 19-ти век от Моние. Първият стоманобетонен мост е също негово дело намира се в парка Шазле, Франция (1875 г.) и е дъгов с отвор 16,50 м. Първите стоманобетонни мостове са тронави на вид и относително малко на брой. От началото на 20-ти век започва постепенно да нараства броя на построените стоманобетонни мостове и да се усъвършенстват техните конструкции. В периода до Втората световна война те се изпълняват предимно монолитно на дървени скелета. Изграждат се различни системи греди и рамки. Големи отвори се премостват с дъгови мостове с път горе или път долу. Рекорден отвор 264 м за този период има дъговия мост Сандьо над р. Ангерман в Швеция (завършен през 1942 г.).



**Фиг. 2.9. Мост Сандьо над р. Ангерман в Швеция**

През 1908 г. е изграден моста Ла Вердюр, чиято конструкция е фермова дъга с отвор 72,5 м. Вследствие на пълзенето дъгата е провиснала с 13 cm. По предложение на проектанта Фрейсине дъгата е разпъната чрез преси поставени в ставите при ключа и така е анулирано провисването. Това е първото приложение на особен вид предварителното налягане при мостовете. Като първи предварително наляган мост обикновено се отбелязва построеният през 1937 г. в Ауге (Германия) - герберова греда с отвор 69 m. Армировката ѝ е от предварително наляган въжета вън от бетонното сечение. Това е първият гредов мост с надлъжна наляган армировка – способ характерен за голяма част от изпълняваните понастоящем мостове.

Предварителното налягане намира своето масово приложение след Втората световна война. Първоначално се възстановяват разрушените от войната съоръжения, а впоследствие се строят много мостове на скоростни автомобилни и железни пътища.

В някои страни като САЩ и бившия СССР стоманобетонните мостове са почти изключително със сглобяеми връхни конструкции. Създадени са специализирани заводи или цехове за производство на стоманобетонни мостови елементи. В тях се изработват обикновено греди с дължини до 25-30 m. Във Франция, Италия, Великобритания, Чехия се строят и монолитни мостове, но все пак там сглобяемостроителството е с относително голям дял.

През 1956 г. е построен мост с дължина 38,400 km над езерото Пончартрейн (САЩ). Той е изцяло от монтажни елементи, като всеки от тях покрива един отвор с дължина 17 m и ширина 10 m. Долното строене е също сглобяемо. Елементите за целия мост са произвеждани във временно предприятие на брега на езерото, и са превозвани и монтирани с помощта на плавателни съдове. През 1969 г. там е изграден втори подобен мост успореден на първия и така е оформена автомагистрала с две пътни платна. Той е от същата система, но вече с дължини на отворите по 25,60 m [22].



**Фиг. 2.10. Мост над езерото Пончантрейн, САЩ**

Има случаи на подобно изпълнение в Италия на връхни конструкции за цял отвор произведени на приобектен полигон. Те са с кутиеобразно сечение и имат дължина 32 м, ширина 13 м и маса 500 тона.



**Фиг. 2.11. Виадукт "Сарно", Италия**

В Бангкок, Тайланд е построена естакадата Банг На, която е дълга 55 км. (световен рекорд за мост с най-голяма обща дължина). Той е със сглобяема конструкция от сегменти; кутиеобразно сечение с допълнително подпиране на горната плоча с наклонени подпори; системата е проста гредя с непрекъснатата плоча с отвори по 44,40 м

В Германия, Австрия и Швейцария преобладава монолитното строителство на стоманобетонни мостове, което понастоящем се изпълнява по усъвършенствани технологии.



Редица фирми се специализирани в производство на инвентарни стоманени скелета, метални и метало-дървени кофражи.



**Фиг. 2.12. Естакада Банг На в Бангкок, Тайланд - с дължина 55 км, най-дългия мост в света**



**Фиг.2.13. Мост на “Нибелунгите” над р. Рейн при Вормс с 6 отвора, максималния 114 м, едно от първите изпълнения с конзолно бетониране 28,5+**

Втората половина на настоящия век се характеризира и с развитието на съвременните начини на изграждане: поотворно бетониране, тактово изтласкване, конзолно изграждане (вж. гл. 9). Общата характеристика на тези системи е, че те са единствено възможни благодарение на предварително напрегнатия бетон. Друга особеност е, че мостовите

конструкции в строително и в експлоатационно състояние работят по различни статически схеми. Съвременните технологии са ориентирани предимно към гредовите и рамковите мостове. Най-големите отвори за тези статически системи е постигнат при два конзолно бетонирани моста в Норвегия: Рафстундет с отвор 298 м и Столмасундет (Норвегия) – с 301 м (1998 г.). Използван е лек бетон с клас В60. За железопътен мост по тази система е постигнат най-голям отвор от 250 м в Порто – Португалия.



**Фиг. 2.14. Монтаж на елементи на мост в Синдни, Австралия**

Понастоящем стоманобетонни дъгови мостове се строят рядко. Интересно постижение е моста при Сидни (Австралия) с отвор 306 м (1964 г.) изпълнен от готови елементи монтирани на скеле. Осъществено е предварително налягане чрез разпъване с преси в ключа на дъгата. Рекорд сред дъговите мостове държи моста Ванксийн над р. Янгце (Китай). Той е с отвор 425 м (1997 г.); главната му армировка е от тръби, оформени като ферма; тя изпълнява и ролята на скеле (т.н. система “Мелан”). От съоръженията с път долу с най-голям отвор равен на 312 м е моста Йонгяннг в Китай.

За отбелязване са също вантовите мостове “Паско-Кенеуик” над р. Колумбия - САЩ с централен отвор 300 м (1978 г.) и “Бротон ” над р. Сена при Руан, Франция - 320 м (1977 г.) “Хелгеланд” – Норвегия - 425 м “Скарсундет” – Норвегия -530 м (фиг. 2.16). Укрепващата им греда е от предварително наляганат стоманобетон, а вантите са стоманени въжета. Двата моста в Норвегия са завършени през 1991 г., като за гредите е използван бетон клас В65. Вантовият мост “Нормандия” (1994 г.) е с централен отвор 835 м. Укрепващата му греда е от предварително наляганат стоманобетон в частите с дължина по 116 м - до пилоните, и от стомана – за останалите 624 м в средата на отвора. Най-дългият отвор 890 м с вантова конструкция (изцяло стоманена) има моста “Татара” в Япония (1999 г.).

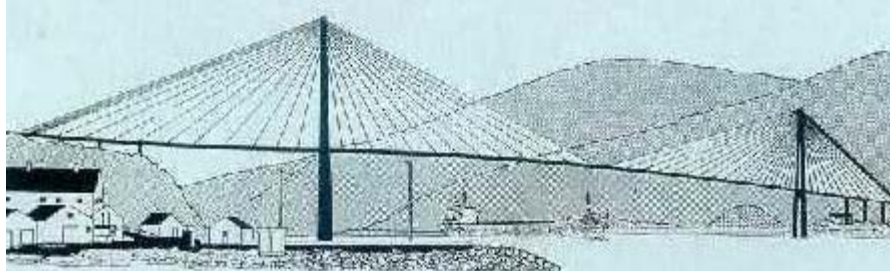




*Фиг. 2.15. Мост Ванксиян над р. Янзце, Китай*



*Fig.5. Skarvsundet Bridge*



*Фиг.2.16. Вантов мост “Скарсундет” – Норвегия*

## 2.2. Мостовете в България

В българските земи по времето на Римската империя са строени пътища и мостове. От тази епоха е аквадуктът, чиито останки бяха открити през 80-те години при изграждането на Коматевския надлез в Пловдив. За разлика от другите страни у нас няма запазени цели пътни

мостове от антично време, въпреки че някои съоръжения в Родопите местните жители наричат “римски мостове”. Археолозите са открили по българския бряг на Дунава останки от 4 моста построени също по времето на Римската империя.

Първото доказателство за строителство на каменен мост в България се съдържа в Чаталарския надпис от времето на хан Крум. Но най-старите запазени каменни мостове у нас са от 15-ти век, напр. Кадин мост над р. Струма при с. Невестино, Кюстендилско (1474 г.) с отвори  $14,8+20+13,5$  m (фиг. 2.17) и над р. Марица при Свиленград (1530 г.) с 18 отвора, най-големият от които е с дължина 18,00 м.

Голям брой каменни мостове построени през турско робство има в Родопите. Част от тях са от суха зидария (без разтвор). Те се отличават с целесъобразно избраните форми на сводовете и качествено изпълнение, позволило да просъществуват до днес.



**Фиг. 2.17. Кадин-мост над р. Струма, при с. Невестино, Кюстендилско**



**Фиг. 2.18. Мост на р. Янтра при Бяла, дело на Кольо Фичето**

През епохата на възраждането твори майстор Никола Фичев (Кольо Фичето). Той никога не е посещавал училище, но благодарение на опита и таланта си е създал шедьоври на строителното изкуство: сгради, църкви, мостове. Негово дело е каменния мост над р. Янтра при Бяла (1867 г.). През 1897 г. при наводнение е разрушена част от моста и впоследствие на нейното място са изградени стоманобетонни сводове. До днес все пак са запазени някои от оригиналните сводове и опори. Дело на Фичев е покритият дървен мост над р. Осъм в Ловеч (построен през 1874 г. и изгорял през 1925 г.). На същото място впоследствие е построен стоманобетонен гредов мост, който през 80-те години е облицован с дърво за да имитира творението на бележития майстор

При прокарането на железопътни линии в края на 19 -ти и първата половина на 20 -ти век са строени най-вече стоманени мостове (предимно фермови с отвори 20 – 30 м и пълностенни за по-малките отвори). Опорите им са каменни, а връхните конструкции са внасяни от чужбина. Тогава са изпълнявани и каменни сводови ж.п. мостове с отвори до 15 м.

В първата половина на 20-ти век пътното строителство у нас общо взето не е голямо. Тогава са построени сравнително малък брой стоманобетонни мостове. Към средата на века са изградени няколко дъгови моста, които и до днес будят възхищение, като пътните мостове: над р. Искър при Гиген с 5 отвора, най-големият от тях 50 м., над р. Русенски Лом при Русе с 8 отвора по 44 м (1957 г.), над р. Янтра във Велико Търново с отвори 44+54+44 м (1956 г.), виж фиг. 2.19. Дъговият ж.п. мост при гара Копревщица е с отвор 67 м, най-голям за времето си (1952 г.).



**Фиг. 2.19. Мост над р. Янтра и пътя Стара Загора Русе във ВеликоТърново**

През 1954 г. е завършено строителството на моста над р. Дунав между Русе и Гюргево за единична ж.п. линия на долния му етаж и път с две ленти – на горния. Конструкцията е стоманена фермова с най-големи отвори по 160 м. Проектът и главното ръководство на строителството е дело на руски специалисти, изграждането на опорите и монтажът на връхните конструкции е извършено от българо-румънска организация, а стоманените конструкции са произведени в Румъния, Унгария, Чехословакия и Полша.

При изместването ж.п. трасето около язовир “Кърджали” и при удвояването на ж.п. линията София-Мездра са построени няколко моста със система “Майар” (стоманобетонна

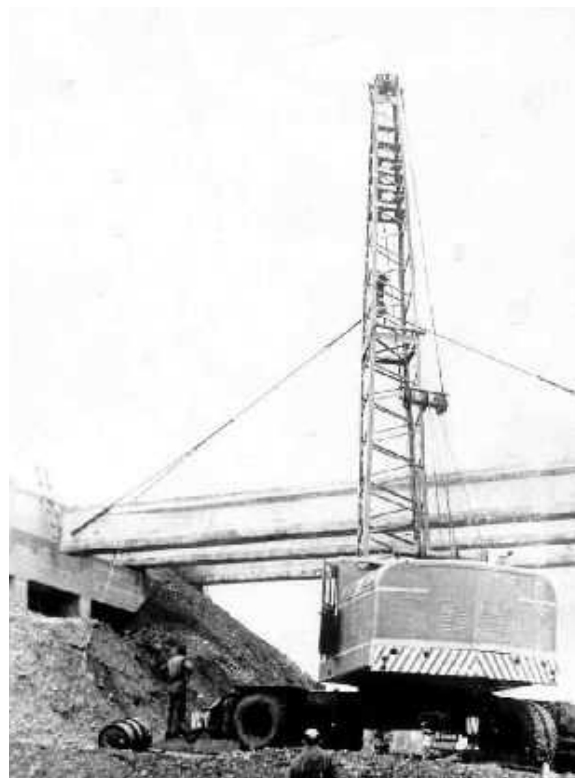


гредата укрепена с тънка полигонална дъга). Най-големият от тях е между гарите Лъкатник и Левище и е централен отвор 80 м (1962 г.), виж. фиг. 2.20.

През 1958 г. у нас е построен първият мост от предварително напрегнат бетон – над р. Блато – Софийско, плътна плоча с отвор 10,6 м. В 60-те години започва строителството и на сглобяеми мостове. Отначало елементите са с маса 5-10 тона и монтирането им се извършва с наличните тогава автокранове. В следващите десетилетия сглобяемостроителството и предварително напрегнатия бетон намират все по-голямо приложение. Първоначално се изпълняват сглобяеми прости греди с отвори до 24 м, монтирани с авто- или багер-кранове. Създават се предприятия, специализирани за производство на стоманобетонни елементи за мостове.



**Фиг. 2.20 Ж.п. мост с отвор 80 м (най-голям отвор на ст.б. ж.п. мост у нас)**



**Фиг. 2.21. Монтаж на греди на мост при Аерогара София**

При реконструкцията на пътя Пирдоп – Розино (края на 60-те години), после на “Аспарухов мост” над канала море-езеро при Варна (1976 г.), както и на виадукти по автомагистралите “Хемус” и “Тракия” са приложени сглобяеми предварително напрегнати греди с дължини 27 и 39 м и маса до 120 тона. Те са произвеждани на приобектни полигони и монтирани с помощта на кран-ферма “Сичет” внесена от Италия (вж. гл. 9) В следващите години у нас са конструирани и други кран-ферми с подобни възможности. При строителството на виадуктите “Бебреш” и “Коренишки дол” по Автомагистрала “Хемус” са използвани греди с дължина 58 м и маса 220 тона монтирани с кран-ферма българско производство. Виадуктите по автомагистралите ни имат стълбове с височина обикновено 30-60 м и достигаща до 120 м (стълб № 4 на виадукт “Бебреш”), виж. фиг. 2.22.



**Фиг. 2.22. Виадукт “Бебреш” по Автомагистрала “Хемус”**

В последните десетилетия са построени малък брой стоманени мостове. Сред най-значимите от тях е централната част на “Аспарухов мост” - триотворна пълностенна стоманена конструкция със среден отвор 160 м, фиг. 2.23. Виадуктът на км 26 по Автомагистрала “Хемус” е с подобна конструкция, но с най-голям отвор 162 м.



**Фиг. 2.23. “Аспарухов мост”, Варна**

В София са изградени няколко гредови моста по оригинална българска система за поотворно бетониране с повдигане (вж. т. 9.3.2): на бул. Цариградско шосе с отвори 38,6+9x40+38,6 м (1975 г.) , пешеходен мост при НДК, на бул. Вл. Вазов. В ж.к. Дружба е построена по същата система естакада с обща дължина 2200 м с рамкова конструкция с наклонени подпори и с отвори по 49 м, фиг. 2.24.

През 1982 год. е завършен Мост “Съединение” над р. Марица в Пловдив (фиг. 2.25) с отвори 46+86+46 м, първо изпълнение у нас по системата “конзолно монтиране”, вж. т. 9.4. Широчината му е 16 м и е предназначен за пешеходци и топлопровод с две тръби по 1000 мм диаметър. През 1999 г. бе пуснат в експлоатация виадукт на км 48 по Автомагистрала “Хемус” с отвори 68+130+140+130+120+68 м, на който принадлежи българския рекорд за най-голям отвор на стоманобетонен пътен мост и първото приложение на системата “конзолно бетониране” (вж. т. 9.4).



**Фиг. 2.24. Строителство на естакада с дължина 2200 м в квартал “Дружба”, София**



**Фиг. 2.25. Строителство на мост “Съединение”, Пловдив**





**Фиг. 2.26. Конзолно бетониране на виадукт на км 48 по АМ “Хемус”**

Интересно изпълнение е пешеходния мост над гребния канал – стоманобетонна лента с отвор 150 м и дебелина 32 см, завършен през 1989 г. По наши сведения това е най-големия отвор в света постигнат с такава система.



**Фиг. 2.27. Пешеходен мост над гребен канал, Пловдив**

Не трябва да се пренебрегват и постиженията ни при изпълнение на долното строене. За изграждането на стълбовете се приложиха системите “пълзящ кофраж” и “преместваем кофраж”.



**Фиг. 2.28. Изграждане на стълбове на виадукт “Бебреш” с пълзящ кофраж**

Изпълнявани са фундирания при сложни условия:

- с кладенци (на виадукти по Автомагистрала “Хемус”)
- с изливни пилоти с диаметър до 120 см, като най-големи дължини до 50 м са достигнати на Аспаруховия мост.

Български фирми построиха мостове в Сирия, Ирак, Зимбабве и други страни. За някои от съоръженията и проектирането е дело на наши специалисти.

## **Глава 3. ОБЩИ ВЪПРОСИ ПО ПРОЕКТИРАНЕТО НА МОСТОВЕТЕ**

### **3.1. Основни положения**

Мостовете са съоръжения, чието проектиране е в зависимост от данните за обекта: за терена и пътното трасе, геоложки и хидрогеоложки, за водните количества (при мостове над реки), за условията свързани с изпълнението на строителството. Освен това трябва да се съблюдават нормативните документи съответно предписващи: габаритите, натоварванията, правилата за изчисление и конструиране. Необходими са и познания по други дисциплини като: строителна механика, съпротивление на материалите, земна механика, фундиране, инженерна геология, стоманобетон, технология, организация и икономика на строителството.

Мостовете трябва да бъдат и с добър външен вид. При необходимост може да има сътрудничество с архитекти, а в някои случаи и със скулптори за монументална украса (напр. Орлов мост и Лъвов мост в София). Обаче, най-важната задача при естетиката на мостовете е изборът на конструкции с хармонични пропорции на размерите на основните части и на видимите детайли. Това е задача на инженера, който е водещ при проектирането на мостовете (за разлика от сградите, където водещ е архитекта). За един мост, на който инженерът е избрал лоши пропорции, не може да бъде постигнат добър външен вид само със старанието на архитекти и дори скулптори.

Данните за проектиране, познанията по инженерните дисциплини и уелото ползване на нормите са необходими, но недостатъчни условия. Те трябва да бъдат съчетани с уелото прилагане на опита от предишни изпълнения, както и с творческа интуиция. Всичко това показва, че проектирането на мостове е не само наука и рутина, но и изкуство. Не случайно най-добрите образци на мостове намират място в историческия преглед на материалната култура.

### **3.2. Данни за терена и трасето**

Проектирането на един мост обикновено се основава на проекта за пътя, ж.п. линията или градоустройственото решение. Изключение правят мостовете над големи водни препятствия, където комуникационното решение се подчинява на избора на мястото на моста. За пример могат да бъдат посочени Аспаруховия мост във Варна, Мостът над р. Дунав при Русе и Гюргево, мостовете над морски проливи и др.

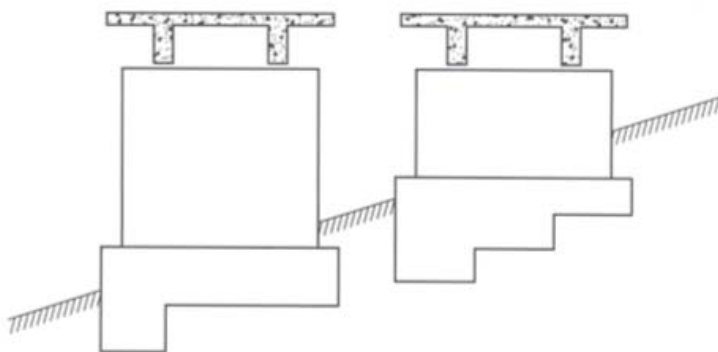
Комуникационният проект с всичките му чертежи (ситуация, надлъжни и напречни профили) е добра основа за проектиране на моста. Спецификата на тези съоръжения изисква да бъдат извършени допълнителни геодезически работи изясняващи по-точно релефа на местността.

На ситуацията (обикновено тахиметрична снимка), трябва да бъдат точно нанесени трасето и премостването препятствие. Този чертеж е от значение за формата на моста в план, както и за строителния генерален план.

Надлъжният профил по оста на пътя е основа за проектното решение на мостовете в надлъжно направление. При мостове на автомагистрала са необходими надлъжни профили по осите на всяко от платната. Надлъжните профили в проекта на пътя са съставени

обикновено с пикетни точки през 20 м. За проекта на моста трябва да има повече подробни точки, за да може правилно да бъдат избрани размерите му.

Напречни профили са особено необходими при наличие на осезаеми напречни наклони на терена - виж фиг.3.1. За надлези в равнинни местности и мостове над реки в долното им течение, напречните профили могат да се окажат излишни.



**Фиг. 3.1. Мост в терен с голям напречен наклон**

Ситуацията, надлъжният и напречните профили обикновено се правят от групата проектираща пътя. Необходимо е обаче, главният проектант на моста да посети обекта на място и евентуално да изиска по-подробното заснемане на някои теренни форми.

Фотоснимките на местността биха помогнали при ползването на другите графични материали. Впоследствие в тях може да се вмести перспективния образ на моста.

### **3.3. Инженерно -геоложки данни**

Инженерно-геоложките проучвания трябва да отговорят на въпроса, дали съществуват такива особености, които могат да затруднят строителството и експлоатацията на моста, като свлачища, срутища и тектонски явления. При такива обстоятелства, трябва да се реши, дали не е по-целесъобразно да се промени пътното трасе, с оглед отдалечаване от неблагоприятната зона на тези явления. В някои случаи може да се предприемат мерки за защита на моста разположен в сложни геоложки условия (вж. т. 11.3.3).

С проучванията се изясняват видовете и характеристиките на почвите, както и разположението и дебелината на пластовете им. Необходими са и данни за повърхностите и подпочвените води: нива, дебит, агресивност към бетона и др. За изясняване на тези въпроси се правят шурфове, сондажи или геофизични проучвания. Техните места в началото на проектирането се избират така, че да се получи обща информация за геоложките условия. След като бъде установен вида на конструкцията е целесъобразно да се направят шурфове, сондажи или геофизични проучвания на местата на опорите. Трябва да се разполага с информация за земните пластовете на дълбочина, имаща влияние върху слягванията. При пилотни фундирания тази дълбочина се мери от върховете на пилотите.

Въз основа на проучванията се съставя инженерно-геоложки доклад съдържащ текстова част, протоколи от изпитванията на почвите и водите, както и чертежи. На надлъжния профил, напречните профили и ситуацията взети от проекта на пътната част се нанасят местата на шурфовете, сондажите и геофизичните изследвания. На профилите се

дават границите на отделните почвени пластове и в легенда - наименованията на различните почви.

В текстовата част обикновено има препоръки на инженер-геолога за котите и начина на фундиране, както и за стойностите на допустимите натоварвания на почвите. Проектантът на моста не е задължен да спазва стриктно тези препоръки. Проектирането на фундирането е пряко обвързано с типа на конструкцията на моста. Напр. при статически неопределима система нееднаквите слягвания създават допълнителни усилия. От друга страна една по-гъвкава конструкция по-добре понася неравномерните поддавания на земната основа. Дълбочината и начинът на фундиране са свързани и с други обстоятелства: осигуряване срещу подравяне, налична механизация, срокове на строителство и т.н.

Решението на фундирането може да бъде коригирано по време на строителството. При плоско фундиране трябва да се приемат основите, т.е. след изкопаване до проектната кота, проектанта или упражняващия строителен надзор (а в някои случаи заедно с инженер-геолога) трябва да дадат разрешение за бетониране. В някои случаи може да бъде предписано допълнителен изкоп и изменение на размерите на фундамента. При наличие на здрава почва (напр. скала) на кота по-висока от установена в проучванията може да се наложи да се намали височината на фундамента.

По отказите на забивните пилоти може да се съди за тяхната носеща способност. Ако тя се отличава от приетата в проекта, трябва да се докаже дали броя на пилотите и размерите на фундамента са достатъчни и при необходимост се предписват промени. Носещата способност на изливни пилоти може да бъде доказана с пробно натоварване.

### **3.4. Хидроложки проучвания и хидравлически изчисления**

#### **3.4.1. Хидроложки проучвания**

Хидроложките проучвания имат за цел да установят количествата вода протичаща в реките и потоците. Тези водни количества са променливи, както през различните сезони, така и през различните години. Поради това се изхожда от статистически величини с определена вероятност на повторение. Водните количества за хидравлическото оразмеряване на мостовете се приемат както следва:

- за мостове и водостоци на автомагистрали, автомобилни пътища I и II клас, ж.п. мостове и водостоци от общата мрежа с вероятност на повторение 1 път на 100 години (обезпеченост 1%);
- за мостове и водостоци на автомобилни пътища под II клас и за ж.п. мостове на линии от местно значение и индустриални клонове - с вероятност на повторение 1 път на 50 години (обезпеченост 2%);
- временните съоръжения (диги защитаващи обекта по време на строителството, строителни площадки, скелета и др.) трябва да бъдат съобразени с водното ниво с вероятност на повторение 1 път на 10 години (повтаряемост 10%).

Данните за водните количества в реките, за които се провеждат системни наблюдения, могат да бъдат получени от Института по хидрология и метеорология или от проектантски организации (фирми, ателиета), които са работили проекти за хидротехническо строителство по съответната река.

За малки реки и потоци, където не се провеждат измервания, могат да бъдат ползувани емпирични формули. У нас е намерила приложение така наречената формула на БДЖ.

$$(3.1) Q = 42 \alpha A ,$$

където  $Q$  е оразмерително водно количество с обезпеченост 2%  
( $m^3/sec$ );

$A$  - площ на водосборната област ( $km^2$ );

$\alpha$  ( $m^3/sec, km^2$ )- коефициент зависещ от някои характеристики на водосборната област – дължина, вид на терена и наличието на растителност.

При определянето на оразмерителното водно количество трябва да се държи сметка за хидротехническо строителство по реката и притоците ѝ. Наличието на язовири и каскади над моста ще намали максималните водни количества в сравнение с тези на естественото речно течение преди извършеното строителство.

### 3.4.2. Хидравлически изчисления

#### а. Определяне на светлия отвор на моста

Оразмерителното водно количество  $Q$ , което може да бъде проведено под моста (виж фиг.3.2), при скорост на водата  $v_{max}$  ( $m/sec$ ) и съответна светла площ на напречното сечение  $A$  ( $m^2$ ) се определя по формулата:

$$(3.2) \quad Q = A v_{max}$$

Общата площ на напречното сечение е оградена от дъното на реката, устоите и водната повърхност. Като се спаднат от нея площите на стълбовете се получава светлата площ.

Скоростта  $v_{max}$  се определя по формулата на Chezy:

$$(3.3) \quad v_{max} = c\sqrt{RJ} ,$$

където

$J$  е следният наклон на реката, който може да се приеме за дължина равна на 20 пъти дължината на моста, половината от която е над, а останалата половина – под моста [53];

$R$  е хидравличният радиус получен по формулата:

$$(3.4) \quad R = A / p.$$

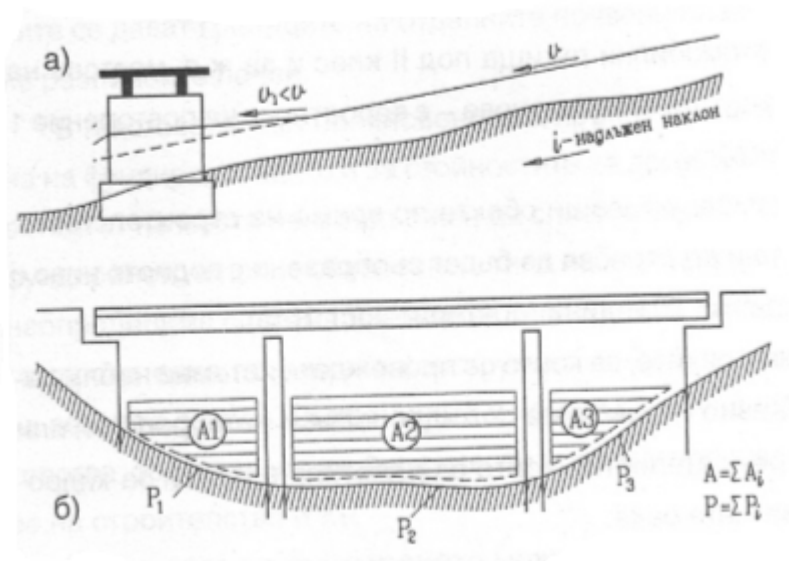
Намокреният периметър  $p$  включва дължината мерена по дъното и стените на опорите намиращи се под вода.

Скоростният множител  $c$  от (3.3) може да се определи по формулата на Bazin:



$$c = 87 / (1 + \gamma \sqrt{R}).$$

Коефициентът  $\gamma$  зависи от грапавината на профила (дъно и стени на опорите).



**Фиг.3.2. Схеми за хидравличното оразмеряване на моста:**  
**а) надлъжен профил на реката; б) напречен профил при моста**

При хидравлическото оразмеряване на моста трябва да се има предвид и подприщването  $\Delta h$  (вж. фиг.3.2 а), т.е. повдигането на водното ниво вследствие на наличието на мостови стълбове в речното корито. То може да бъде определено по формулата:

$$(3.6) \quad \Delta h = (1,2v_{sp}^2 - v_o^2)/(2g),$$

където:  $v_{sp}$  – скоростта на високата вода под моста;

$v_o$  - скоростта на високата вода в реката преди построяването на моста;

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$  – земното ускорение.

Желателно е подприщването да не надвишава 15 cm в равнинни местности, 20 cm – в хълмисти и съответно 30 cm – планински местности. При по-големи стойности на подприщването е по-добре да се увеличи светлия отвор на моста.

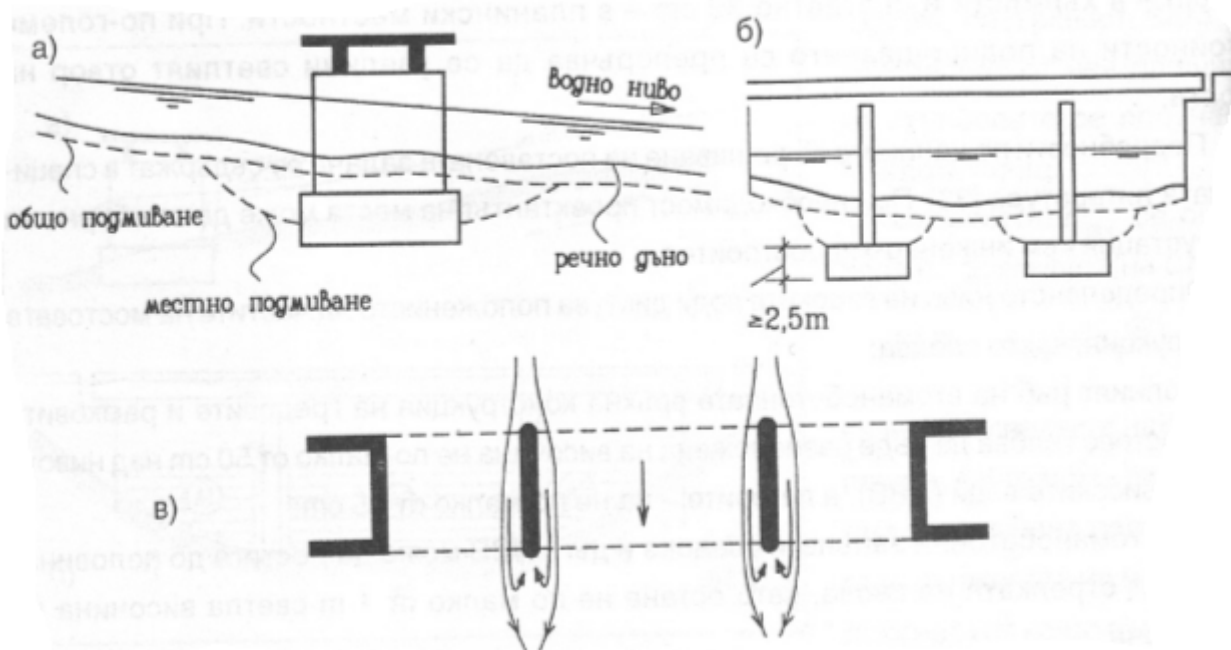
Подробности по начините за решаване на поставената задача се съдържат в специалната литература [33], а също и книгата на Ж. Николов и И. Лалов “Хидроложки, хидравлични изследвания и руслови деформации при мостови преходи”, ВТУ “Т. Каблешков”, 2004 г. При необходимост, проектантът на моста може да се обърне за помощ към инженер-хидростроител.

Определеното ниво на високите води диктува положението на частите на мостовата конструкция както следва:

- долният ръб на стоманобетонна върхна конструкция на гредовите и рамкови мостове трябва да бъде разположена на височина не по-малко от 50 cm над нивото на високите води (НВВ), а лагерите - на не по-малко от 25 cm;
- за стоманобетонни запънати сводове и дъги НВВ може да достига до половината от стрелката на свода, като остане не по малко от 1 м светла височина до ключа;
- за двуставни и триставни сводове и дъги, се допуска потопяване на ставите при петите, но те трябва да останат най-малко 50 cm над нивото на средните води.

## 6. Подмиване при стълбовете и устоите

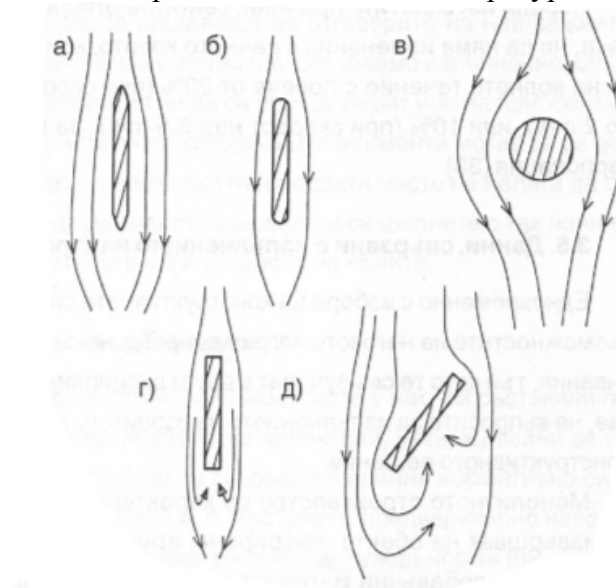
Реките при спокойни течения отлагат наноси на дъното, а при скорости надминаващи критичните за даден вид почва се наблюдава изравяне наричано *общо подмиване*, фиг. 3.3. Същото се отнася и за крайморски съоръжения при наличие на приливи и отливи.



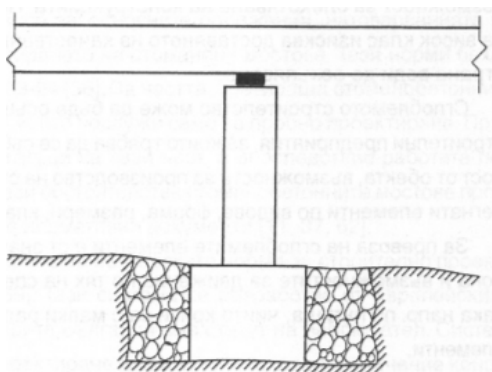
Фиг. 3.3. Схеми свързани с подмиването: а) надлъжен профил на реката; б) напречен профил при моста; в) план

Около мостовите стълбове разположени в речното корито се получава завихряне на течението, което предизвиква допълнително изравяне, наречено *местно подмиване*. Върху големината на местното подмиване освен вида на почвата и скоростта на течението, голямо значение има формата на стълбовете в план и ориентацията им спрямо оста на реката. Най-малко завихряне и съответно най-малко местно подмиване се получава при

обтекаемите форми. Най-подходяща за случая е формата а) от фиг.3.4, сравнително добри са б) и в). Правоъгълната в план форма (г) се характеризира с голямо местно подмиване. Косото разполагане на стълбовете спрямо речното течение от тези съображения е абсолютно недопустимо - фиг.3.4 д). В приложение А са дадени снимки от хидравлично моделно изследване на различни форми на стълбове. Начини за пресмятане на подмиването могат да бъдат намерени в специалната литература - напр.[33, 53].



**Фиг. 3.4. Форми на стълбовете в план**



**Фиг. 3.5. Заскаляване с едроломен камък**

С определената големина на подмиването (общо и местно) трябва да се съобразява дълбочината на залагането на фундаментите. При плоско фундиране основата трябва да бъде на дълбочина с 2-2,50 м под изчислената кота на подмиването, вж. фиг. 3.3. При пилотно фундиране следва да се държи сметка за оголената част на пилотите вследствие на подмиването и в този случай системата трябва да се пресмята като висок ростверк.

Могат да бъдат взимани и мерки за намаляване или изцяло изключване на влиянието на подмиването. При мостове с малки отвори понякога се предвиждат прагове и

облицоване на речното корито при моста. Друга мярка е заскаляване около стълбовете - фиг. 3.5.

### **в. Общи препоръки по хидравличното оразмеряване**

Хидравличното оразмеряване не дава единствено решение за дължината на моста и светлия му отвор. По-малкият светъл отвор дава по-икономично решение за мостовата конструкция, но по-голям обем насипи зад устоите. В този случай също скоростта на течението е по-голяма. Това увеличава подприщването и подмиването, а с това се оскъпява и фундирането.

Светлият отвор на моста обикновено се приема приблизително равен на широчината на естественото речно корито. Могат да се строят и мостове с по-малки светли отвори, ако се предвидят диги насочващи водния поток под моста. Друга възможност е насипите да са защитени (напр. със заскаляване). Последната възможност обикновено крие риск за отнасяне на насипите при високи води.

Поради изтъкнатите причини, светлите отвори на мостовете трябва да се приемат така, че да няма изменения в речното корито, които водят до увеличаване на скоростта на водното течение с повече от 20% (при скорост на водата в естествени условия до 2 м/сек), или 10% (при скорост над 2,5 м/сек). За междинните стойности се прави интерполация [33].

### **3.5. Данни свързани с изпълнението на строителството и стойността на обекта**

Едновременно с избора на конструктивната система на моста трябва да се мисли за възможностите на неговото изграждане. Тук не се отделя голямо внимание на тези проучвания, тъй като те се изучават в други дисциплини. Необходимо е обаче, да се подчертае, че въпросите по изпълнението на строителството могат да повлияят съществено на конструктивното решение.

Монолитното строителство се характеризира с много строителни работи, които се извършват обекта: кофриране, армиране, бетониране. Необходими са големи количества добавъчни материали и цимент. Затова трябва да се съберат данни за производителите или доставчиците им, за качествата и цените на материалите и за транспортните разходи до обекта. Използването на бетон с по-висок клас създава възможност за олекотяване на конструкцията. Но в определени случаи, постигането на определен клас изисква доставянето на качествени материали отдалече, което от своя страна води до оскъпяване.

Сглобяемостроителството може да бъде осъществено при ползване на постоянни строителни предприятия, за които трябва да се съберат необходимите данни: отдалеченост от обекта, възможности за производство на стоманобетонни и предварително напрегнати елементи по видове, форма, размери, клас бетон и т.н.

За превоза на сглобяемите елементи е от значение състоянието на пътищата в района и възможностите за движение по тях на специализирани транспортни средства. Така напр. по пътища, чиито криви са с малки радиуси не могат да се превозват дълги елементи.

За съставянето на строителния генерален план трябва да се проучат удобните места за складиране на материали и полуфабрикати. Необходимо е да се отговори на въпроса дали да се създава собствен бетонов възел и арматурен двор или да се ползват постоянни

предприятия на разстояние от обекта. В много случаи се разработва проект за временни пътища за достъп до обекта или до отделните опори на моста. При нужда от приобектен полигон за производство на готови елементи, трябва да се намери подходящо място. Стойността на временното строителство (и особено за полигон) може да бъде съизмеримо със стойността на основните строителни работи.

В много случаи тези проучвания са решаващи за отговорите на най-важните въпроси при избора на системата на моста: монолитно или сглобяемо изпълнение, готовите елементи в постоянните предприятия ли да се произвеждат или на приобектни полигони, какви най-големи габарити и тегла на сглобяемите елементи могат да се допускат и др. В зависимост от големината и сложността на обекта често се налага да се разработват варианти третиращи конструктивното решение и свързаните с тях начини на изграждане, времетраене на строителството и стойност на обекта.

### 3.6. Общи сведения за нормативните документи

Нормативните документи, по които се проектират мостовете у нас са съставяни по различно време от самостоятелно работещи авторски колективи, утвърждавани са от няколко държавни институции и поради това не са свързани в единна нормативна система, вж. табл. 3.1.. За проектирането на пътни и ж.п. мостове от предварително напрегнат бетон, както и за стоманобетонни ж.п. мостове се ползват чужди норми [62, 37].

**Таблица 3.1. Нормативни документи за проектиране на мостове**

предназначени за	Ползвани понастоящем у нас за		БЪЛГАРСКИ НОРМИ ОТ 1989 Г. [27] БДС 1050- 89 [6]	система еврокод (EC)
	Пътни мостове	Ж.п. мостове		
Натоварвания:				
-подвижни	БДС 1050-76 [5]	Предписания за натоварвания, строителен габарит и ....[35]	Норми за проектиране на пътни и ж.п. мостове и водостоци, част I, II и III [27]	EC 1-3 [66]
- други без сеизмични	Временен правилник за проектиране на бетонни и ст. б. пътни мостове [11]			EC 1-2 [65]
- сеизмични	Норми за проектиране на сгради и съоръж. в сеизмични райони [30]			EC 8-2 [69]
Проектиране на стоманобетонни мостове	Временен правилник за проектиране на бетонни и ст. б. пътни мостове [11]	Техническите условия проектирования мостов [37]	Частта не е издадена	EC 2-1 [67] EC 2-2 [68]
Проектиране на предварително напрегнати мостове	DIN 4227 – Spannbeton [62]			

Като бе отчетено това състояние на нормативната ни база, през 80-те години се работи по съставянето на “Норми за проектирането на пътни и ж.п. мостове и водостоци” [27]. Издадени бяха частите отнасящи се за: основните положения, натоварванията и въздействията, фундирането и проектирането на стоманени мостове. За частта отнасяща се



за стоманобетонните мостове имаше само проектотекст, който послужи само за пробно проектиране. При това бяха констатирани някои недостатъци на тази част, а впоследствие работата по Нормите [27] бе преустановена. При тези обстоятелства стоманобетонните мостове продължават да се проектират по старите нормативни документи [11, 37, 62].

Започнала е работа по хармонизиране на българските норми за строително проектиране със системата Eurocode [64-69]. Тази система се разработва от Европейския комитет по стандартизация (CEN), към който България има статут на наблюдател. Системата Eurocode е предназначена за проектиране на различни по предназначение конструкции (сгради, мостове, резервоари и т.н.), както и от различни материали (стоманобетон, стомана, дърво и т.н.). Някои от частите на Eurocode са преведени на български и са приети като предварителни стандарти БДС ENV. В текста по-долу за отделните части на Eurocode е ползвано съкращението на латиница ЕС последвано от номера на съответната част. Съставен е проекто-текст на български Норми за проектиране на стоманобетонни пътни, хармонизирани с Еврокод. Някои данни за тях както и за метода на гранични състояния са дадени в «Методични указания за проектиране на стоманобетонни мостове според проекто-нормите, хармонизирани с Еврокод 1 и Еврокод 2» с автори И. Иванчев и Е. Иванова, намиращи се в Интернет на страницата на катедра «Транспортни съоръжения»

В съвременните норми за проектиране е приет **метода на граничните състояния**. По конкретно в системата Eurocode се дефинират следните групи гранични състояния:

**I. Крайните гранични състояния** (отговарящи на първа група гранични състояния, според възприетото у нас название) се достигат при пълна негодност на конструкцията в случаите на:

- а. разрушаване от огъващи или усукващи моменти, нормални или напречни сили, както и от комбинации на тези усилия;
- б. превръщане на конструкцията в геометрично изменяема;
- в. загуба на устойчивост на формата – изкълчване, измятане, изкорубване и т.н.;
- г. загуба на устойчивост на положението на конструкцията разгледана като идеално твърдо тяло – напр. подхлъзване и преобръщане на подпорни стени и устои;
- д. разрушаване от многократно повтарящи се натоварвания и разтоварвания (умора на материала).

Очевидно е, че крайните гранични състояния не трябва да бъдат достигнати по времето на експлоатацията на съоръжението. Те са свързани с изчисленията при проектирането, чрез които се гарантира определена степен на сигурност на конструкцията.

**II. Експлоатационните гранични състояния** не представляват непосредствена опасност за сигурността на конструкцията, но са свързани с гарантиране на условия за нормална ѝ експлоатация чрез ограничаване на големините на:

- а. напреженията;
- б. провисванията и преместванията
- в. пукнатините;
- г. трептенията (вибрациите).

В ЕС 2 [67, 68] е точно дефинирано, че проверката на нормалните напрежения в бетона е свързана с ограничаването на: микропукнатините, пукнатините надлъжно на армировъчните пръти, съсъхването и пълзенето. Нормалните напрежения в армировката трябва да не надвишават определени стойности с цел да няма постоянно разтворени пукнатини.

Причините за ограничаване на провисванията и преместванията са:

*Експлоатационни.* Големите провисвания и тъгли на чупките при фугите всъщност представляват изменение на проектната нивелета и поради това създават дискомфорт на пътуването. Поради това, тези изисквания са по-строги за мостове на автомагистрала и ж.п. линии за високи скорости

*Конструктивни.* Големи премествания при мостовете могат да доведат до затваряне на дилатационни фуги или изчерпване на хода на лагерите и ставите. При други конструкции, като тези на сградите, големи провисвания могат да доведат до повреди в преградни стени или други неносещи елементи.

*Психологични и естетични.* Силно деформирани конструкции или елементи са неестетични и създават впечатлението, че са несигурни.

Провисванията могат да бъдат предизвикани от постоянни, подвижни и/или други товари. При определяне на провисванията от постоянни товари от съществено значение са развитието на реологичните процеси (съсъхване и пълзене).

Ограниченията на провисванията и преместванията се отнасят и за строително състояние, както за изгражданата конструкция, така и за спомагателните съоръжения: кофражи, скелета и др.

Недопускане на пукнатини или ограничаване на широчината на разтварянето им е обусловено от следните причини:

*Защита на армировката от корозия.* Широко отворени пукнатини създават възможност за достъп на въздух, влага и др. до армировката и с течение на времето тя ръждясва. Намаляват се напречните сечения на армировъчните пръти или напрягащите елементи и конструкцията се намалява първоначалната ѝ носеща способност. Хлоридите, използвани за зимното поддържане на пътищата, са още една причина силно влияеща за бързо протичане на корозията.

*Психологични и естетични.* Конструкции с видими пукнатини са неестетични и у наблюдателя се създава чувството, че са несигурни.

*Водо- и газонепропускливост.* Отнася се за резервоари и е свързано с недопускането на изтичането на флуидите.

Ограничаване на периодите или честотите на трептенията е свързано с комфорта на пътуването и вредното влияние върху пътниците и пешеходците. В много норми не се изисква такава проверка, като се приема, че ограничаването на провисванията предполага и допустими вибрации. Само в ЕС 2-2 [68] се съдържат специални предписания за ограничаване на честотите на трептене на конструкциите на пешеходните мостове.

Съществува взаимна зависимост между величините участващи в проверките по различните експлоатационни гранични състояния. Така напр. напукването на елементите води до намаляване на коравината им и до по-големи провисвания. Преминаването на превозните средства по връхни конструкции с големи огъвания обуславя увеличаване на трептенията. Стойностите на нормалните напрежения в бетона и армировката са свързани с тези на провисванията и широчините на пукнатините.

Методът на граничните състояние е полувероятностен. Той се основава на характеристичните стойности на натоварванията и якостите на материалите, както и

съответните им частни коефициентите на сигурност. Тези величини са получени по теорията на вероятностите, но при проектните изчисления участват фиксирани (детерминирани) стойности записани в съответните норми. Има разработки по прякото ползване на теорията на вероятностите при проектирането, които са малко известни на практикуващите инженери.

В ползваните у нас нормативни документи за стоманобетонни мостове [11, 37] е приет *метода на допустимите напрежения*, където проверката на напреженията е основна. Не се разглеждат крайните гранични състояния, а проверките за експлоатационни гранични състояния не отговарят на съвременните схващания. Прилаганият у нас DIN 4227 [62] за предварително напрегнатите елементи дава сравнително добра основа за гарантиране на надеждността. В него има изисквания за проверки в стадия на разрушение, а въпроса за пукнатиноустойчивостта е решен на съвременно ниво.

### 3.7. Натоварвания и въздействия върху мостовете

#### 3.7.1. Основни положения и класификация

Всяка конструкция (вкл. и мостова) трябва да понесе различни по вид натоварвания и въздействия, които могат да се проявят по времето на периода на нейното изграждане и експлоатация. Големините на натоварванията и въздействията обикновено варират, за някои като постоянните в сравнително тесни граници, а за другите - в по-широки. В нормите за проектиране натоварванията и въздействията се дават с определени (точно дефинирани) стойности и правила за комбиниране. Това улеснява проектанта от ориентирането към по-точни методи (напр. на математичната статистика).

Необходимо е да бъдат пояснени основните термини за видовете натоварвания и въздействия. Ползвана е класификацията приета в ЕС 1 [64] и ЕС 2 [67], която може да бъде оценена като най-точна.

Натоварванията и въздействията биват *преки (силови)* или *непреки (принудени деформации)*. Преките въздействия представляват външни концентрирани сили или разпределени натоварвания. Те са резултат от маси и ускорения. Голяма част от силите са *гравитационни*, т.е. дължащи се на земното ускорение. Към тази група спадат постоянните и вертикалните подвижни натоварвания. Хоризонтални ускорения на подвижния състав предизвикват надлъжни сили (при спиране или потегляне) и съответно напречни (центробежни, лъкатушни др.). Силови са въздействията от вятър, ледоход, земетръс, удари.

*Непреките въздействия (принудените деформации)* са резултат от деформиране на конструкцията, което се ограничава вследствие на статическата ѝ неопределимост. Те биват *външно принудени*, към които спадат нееднаквите слягвания на фундаментите. *Вътрешно принудени* са температурните промени, съсъхването и пълзенето.

По отношение на времето, през което възникват те могат да бъдат: в строително-монтажно състояние, в периода на нормална експлоатация и при особени (аварийни) състояния.

В таблица 3.2 е дадена класификацията на натоварванията и въздействията според ползваните досега у нас нормативни документи, а за тези според Еврокод виж «Методични указания за проектиране на стоманобетонни мостове според проекто-нормите, хармонизирани с Еврокод 1 и Еврокод 2».

**Таблица 3.2. Нормени натоварвания и въздействия за пътни мостове**

(особеностите на натоварванията за ж.п. мостовете са отбелязани в скоби)

Натоварвания и въздействия	Не се комбинира с натоварване №
<b>I. Главни натоварвания</b> <i>А.. Постоянни натоварвания</i> 1. Собствено тегло 2. Земен натиск от теглото на почвата 3. Хидростатичен натиск (допълнително натоварване за ж.п. мостове) 4. Въздействие от деформации на земната основа @ (особено натоварване за ж. п. мостове) <i>Б. Подвижни натоварвания</i> 5. Вертикални натоварвания от автомобили и единични тежки возила (съотв. от подвижен ж.п. състав) 6. Земен натиск от подвижното вертикално натоварване 7. Хоризонтално напречно натоварване от центробежна сили 8. Натоварване върху тротоарите (допълнително натоварване за ж. п. мостове)	10, 11, 19
<b>II. Допълнителни натоварвания</b> 9. Натоварване от вятър 10. Хоризонтално надлъжно натоварване от спирателна сила 11. Хоризонтално напречно натоварване от странични удари (лъкатушна сила при ж.п. мостовете) 12. Температурни въздействия @ 13. Въздействие от съсъхване и пълзене на бетона @ 14. Въздействие от триене на лагерите 15. Натоварване от лед	11, 16, 17, 19 7, 11, 14, 15, 16, 17, 19 7, 9, 10, 14, 19 16, 17, 19 10, 11, 16, 17 10, 16, 17, 19
<b>III. Особени натоварвания</b> 16. Удари от превозни средства върху опорите на надлези и естакади 17. Удари от плавателни съдове върху опорите на мостовете 18. Строителни и монтажни натоварвания 19. Сеизмични натоварвания 20. Натоварване от скъсване на контактната мрежа на електрифицирани ж.п. коловози (само за надлези над ж.п. линии)	9, 10, 12, 14, 15, 17, 19 9, 10, 12, 14, 15, 16, 19 7, 9, 10, 11, 12, 15, 16, 17

Забележки: а) Дадените правилата за комбиниране важат за пътни мостове, а за ж.п. мостове са подобни.

б) Със знака @ са означени принудените деформации.

В действащите у нас нормативни документи за мостове [11, 35] натоварванията са класифицирани като **главни, допълнителни и особени**, вж. табл. 3.2. По-подробна информация за всичките натоварвания и въздействия е дадена в [16]. Тук само ще бъде обърнато внимание на принципа на тази класификация, който е свързан с **вероятността от възникването на дадено натоварване или въздействие с нормираната му стойност**.

**Главните натоварвания** действат или постоянно, или с голяма вероятност сравнително често се явяват с максималните си стойности. Оразмеряването за усилията получени от комбинациите само от главни натоварвания се извършва, като се ползват основните стойности на допустимите напрежения.

**Допълнителни натоварвания** действат по рядко в сравнение с главните. За усилията от главни и допълнителни натоварвания оразмеряването се провежда с увеличени с 25% допустими напрежения, за пътните мостове, или с 30% - за железопътните.

Към **особените натоварвания** са причислени всички невключени в другите групи. Тук спадат **аварийните натоварвания** от земетръс, удари на превозни средства и кораби, скъсване на контактни проводници на електрифицирани ж.п. линии и др. За комбинации, в които участват такива натоварвания допустимите напрежения могат да бъдат увеличени с 50%. Към особените натоварвания са включени **строително-монтажните натоварвания**. За тях се ползват увеличени с 25% допустими напрежения. Строително-монтажните състояния са предварително планирани и неизбежни, докато аварийните са случайни. С малка вероятност могат да се проявят с предписаните им максимални стойности съответните особени натоварвания. Включването в една група на различни по характер натоварвания прави приетата класификация несвършена.

Друг основен недостатък на действащите понастоящем нормативни документи [11, 35] е, че няма съгласуваност между тях. Така например въздействието от съсхването и пълзенето на бетона при ж.п. мостовете е включено към главните натоварвания за ж.п. мостове и към допълнителните – за пътни, въздействието от деформации на земната основа е главно натоварване за пътни мостове и съответно особено за железопътни, табл. 3.2.

Тук са разгледани основни въпроси по натоварванията, а точните предписания са дадени в нормативните документи. За информация може да се ползва също [16].

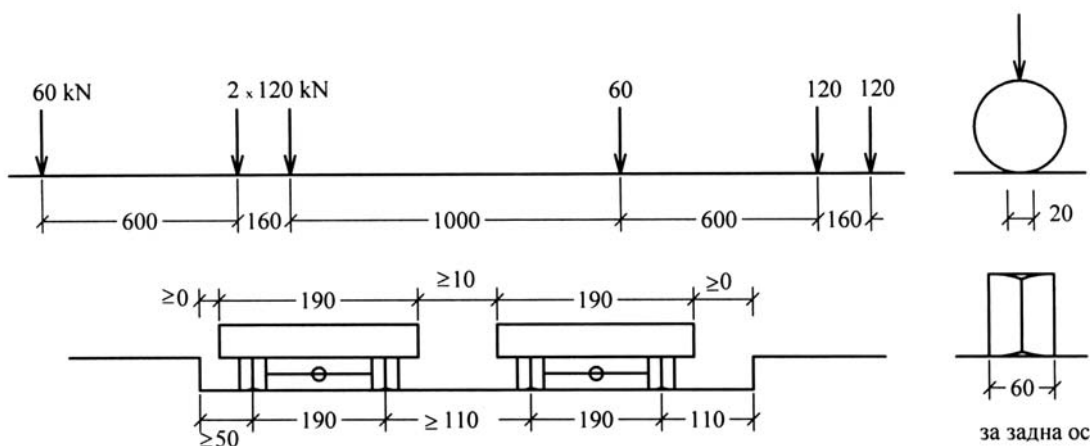
### 3.7.2. Подвижни вертикални натоварвания за пътни мостове

Подвижните вертикални натоварвания за пътни мостове според действащите у нас в миналото и понастоящем нормативни документи, наподобяват масово движещи се по пътищата превозни средства. През 1964 г. в [4] е прието ползването и понастоящем автомобилно натоварване Н300. През 1976 г. този стандарт е адаптиран към системата СИ [5]. Натоварването Н300 се състои от автомобилни колони. Във всяка от тях има неограничен брой еднакви автомобили, движещи се в една посока, с тегло 300 kN (маса приблизително 30 тона). На фиг. 3.6 са дадени разстоянията между осите и автомобилите и осовите товари. Максималният брой на автомобилните колони върху моста е в зависимост от ограничението, че каросерията на крайния автомобил не може да бъде разположена върху тротоара. При определяне на усилията в пътните плочи и конзолите им се допуска гумите на колелата да опират в бордюра. Най-неблагоприятното положение на автомобилите, както в надлъжно така и в напречно направление се приема с оглед да се получат екстремни стойности на усилията или преместванията. За целта най-често са ползват линии на влияние.

Автомобилите предизвикват динамично натоварване на мостовите конструкции, което се обуславя от:

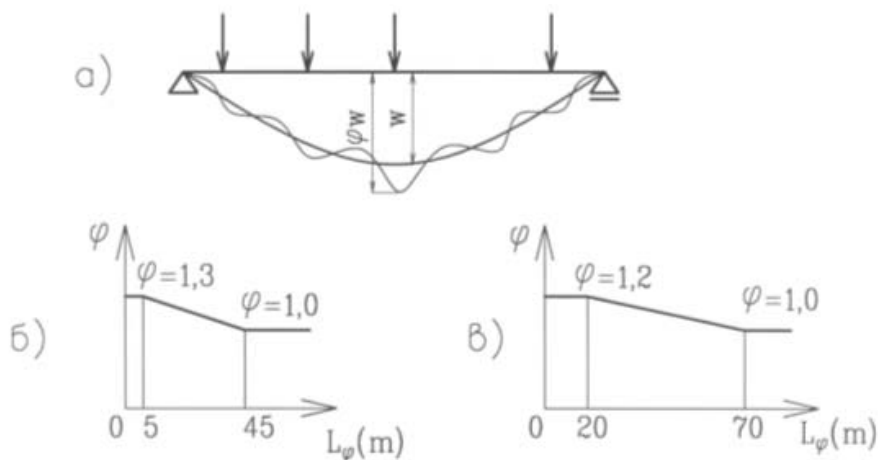
- неравностите на пътя;
- принудените трептения от превозните средства;
- свободните трептения на конструкцията и затихването им.





**Фиг. 3.6. Автомобилно натоварване Н300**

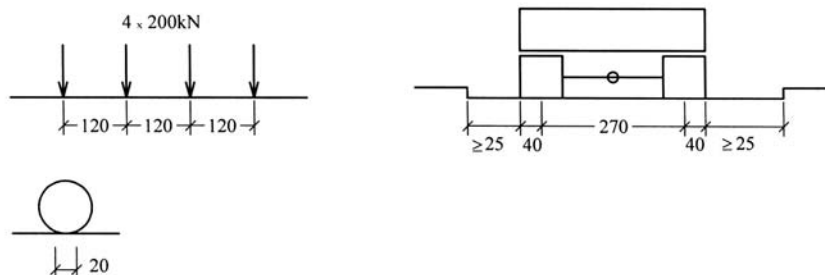
Първите два фактора не могат да се дефинират математически точно и поради това мостовите се изчисляват по *квазистатичен метод*, т.е. разрезните усилия определени от статични натоварвания се умножават с динамичен коефициент  $\phi$  даден чрез емпирични зависимости.



**Фиг. 3.7. Динамичен коефициент  $\phi$ ; а) Провисвания от статично и динамично натоварване; б) Зависимост  $\phi - L_\phi$  за гредови и рамкови елементи; в) Зависимост  $\phi - L_\phi$  за сводови и дъгови елементи**

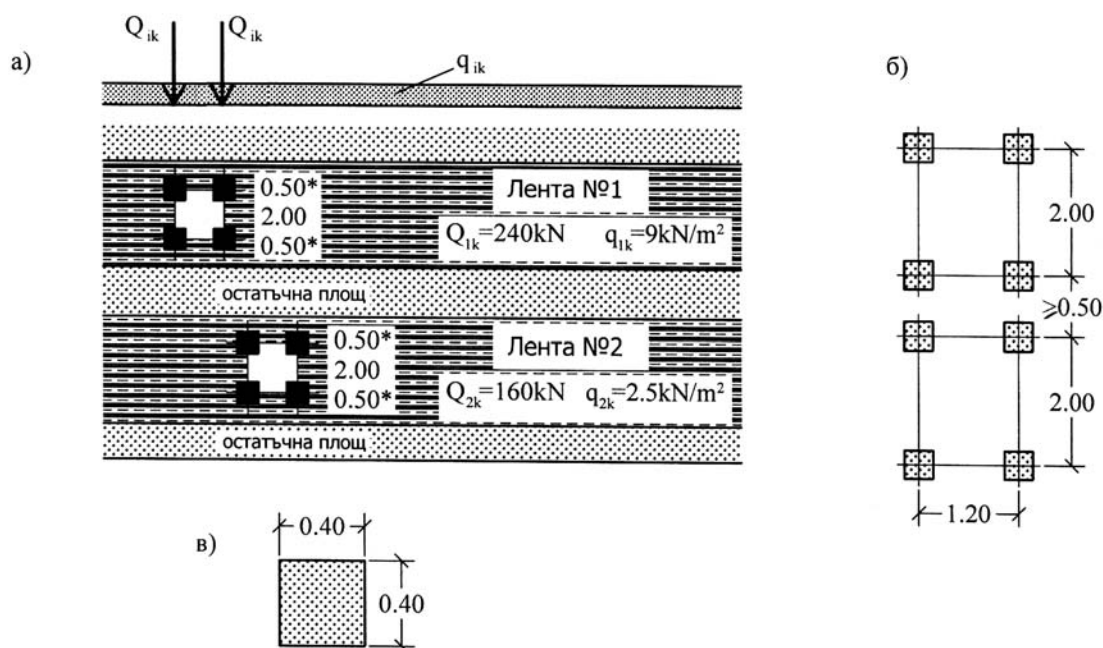
На фиг.3.7 са показани графиките за изменение на  $\phi$  в зависимост от дължината на отвора  $L_\phi$  (за едноотворни конструкции  $L_\phi$  се приема равен на статическия отвор; за непрекъснати съответства на отвора на изследваното поле, а за подпорните моменти и реакциите се взема като средноаритметичен от този на съседните полета; за гредоскари  $L_\phi$  е статическия отвор на главните греди). Конструкции под насип, масивни мостови опори и фундаменти се изчисляват без динамичен коефициент. Характерното за динамичния коефициент е, че стойностите му намаляват с увеличаване на отвора. Това се дължи на по-големите периоди на собствени трептения при нарастване на отвора. Освен това при

конструкции с по-големи отвори се увеличава отношението на постоянните към подвижните натоварвания, или в по-тежките конструкции по-трудно се възбуждат трептения.



Фиг. 3.8. Тежко подвижно натоварване НК800

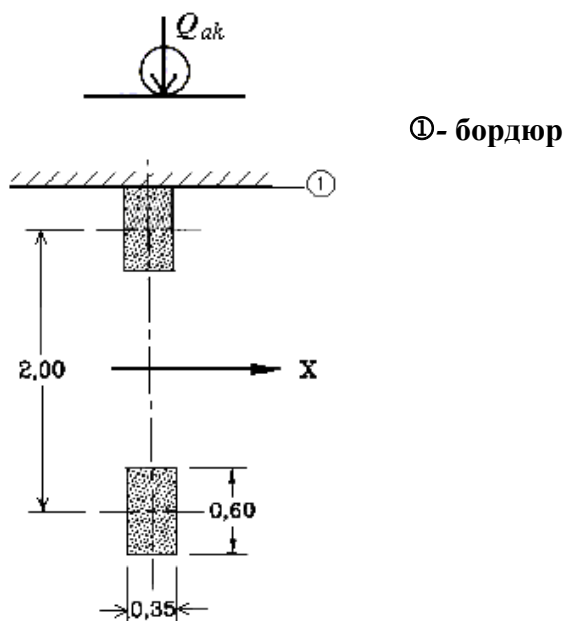
Постоянните мостове изчислявани с Н300 се проверяват за натоварване НК800, вж.фиг. 3.8, като се съблюдават следните правила: Върху моста независимо от дължината и широчината му се разполага само едно возило НК800 без динамичен коефициент и без да се комбинира с Н300 и пешеходци. При оразмеряването на стоманобетонни елементи на мостове допустимите нормални напрежения на бетона и армировката се увеличават с 25%.



Фиг. 3.9. Товарен модел LM1 според Еврокод 1 и българските проектонорми

Тротоарите на пътните и градски мостове, както и пешеходните мостове се изчисляват с вертикално равномерно разпределено натоварване от пешеходци с интензивност  $4 \text{ kN/m}^2$ . Върху ръкохватките на парапетите се приема хоризонтално равномерно разпределено натоварване с интензивност  $1 \text{ kN/m}$ .

На фиг. 3.9 е дадено вертикалното подвижно натоварване LM1 според Еврокод 1 [66], а на фиг. 3.10 единична ос LM2, за която се проверяват мостовите според [66].



Фиг. 3.10 Товарен модел LM2 (единична ос)

### 3.7.3. Подвижни хоризонтални натоварвания за пътни мостове

За мостове в крива с радиус не по-голям от 600 m се взема под внимание центробежната сила. Мостовете в права или в криви с по-големи радиуси се изчисляват с хоризонтално напречно натоварване с интензивност 4 kN/m. То може да се дължи на удари на автомобилни колела по бордюрите или на центробежни сили от автомобили движещи се по крива (напр. при изпреварване).

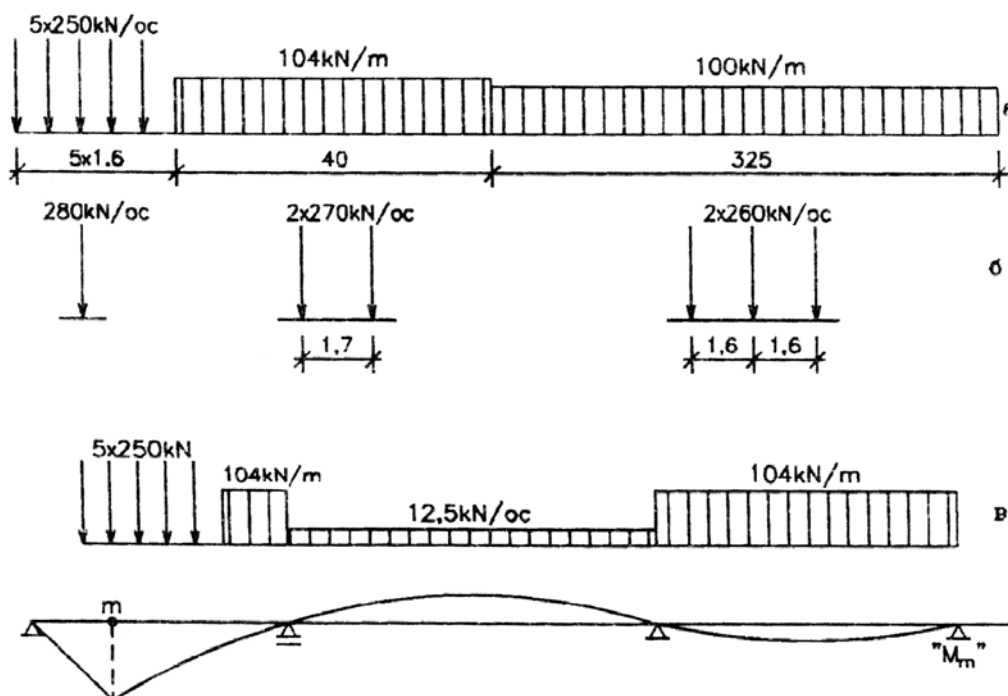
Спирателната сила действа надлъжно на оста на пътя, приложена е на горния ръб на настилната и се приема за всяка колона равна на 20% от сумата на теглата на осите натоварващи конструкцията. Спирателната сила се приема най-малко 30% и най-много 90% от теглото на единичния автомобил. Тези приемания са на основата на средния коефициент на триене равен на 0,2 и максималния – 0,3. Максималната стойност на спирателната сила е определена от обстоятелството, че практически е невъзможно да спират едновременно повече от 4–5 автомобиля. За разпределението на спирателната сила между различни видове лагери и комбинирането ѝ със силата на триене вж. [5, 16].

### 3.7.4. Подвижни вертикални натоварвания за железопътни мостове

У нас от 1966 г. мостовете се проектират с нормения влак тип А. (фиг. 3.11), заимстван от тогавашни чужди норми. Тази товарна схема отговаря на влаковете с парни локомотиви.

Съвременните влакове са с дизелови и електрически локомотиви имащи по-малки осови натоварвания от парните. Това е дало основание на Международния жп съюз (UIC) да предложи в [85] товарната схема LM 71, вж. фиг. 3.12. За разлика от влак тип А, при LM 71 концентрираните сили могат да бъдат във вътрешността на влака. Това отразява случая на тежки вагони. Схемата LM 71 е включена в националните норми на много

европейски страни и поради това не случайно е приета и в ЕС 1-3 [66]. Наред с нея там са дадени и тежките състави SW0 и SW2 (фиг. 3.13), които отговарят на вагони за превоз на извънгабаритни товари. В [20] е направено сравнение между нормените натоварвания приети у нас и тези в ЕС 1-3. Установено е, че товарните схеми от ЕС 1-3 дават обикновено по-малки усилия, а в някои случаи с не повече от 5% по-големи.



Фиг. 3.11. Влак тип А

а) Основна схема; б) Единични тежки оси; в) Натоварване с празни вагони

В ЕС 1-3, за разлика от българските Предписания [35] е предвиден ексцентрицитет вследствие неравномерно разполагане на полезния товар във вагоните, както отчитане на разпределението дължащо се на коравината на релсите, виж “Методични указания....”

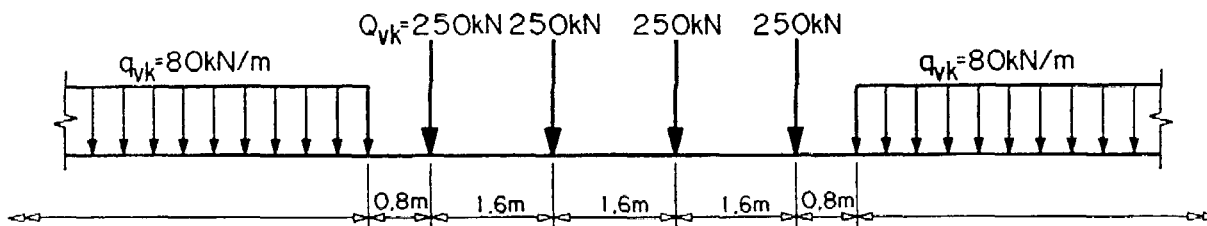
Динамичният коефициент у нас се изчислява по формулата:

$$(3.7) \quad \varphi = 1 + 12 / (20 + L_{\varphi})$$

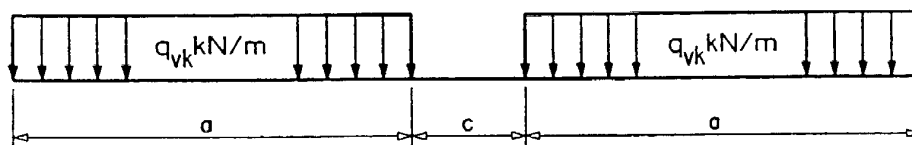
В Еврокод 1 се дават две формули за динамичния коефициент: (3.8) - за много добре поддържани линии и (3.9) - за нормално поддържани линии.

$$(3.8) \quad \varphi = 1,44 / (\sqrt{L_{\varphi}} - 0,2) + 0,82 \quad 1,05 \leq \varphi \leq 1,67$$

$$(3.9) \quad \varphi = 2,16 / (\sqrt{L_{\varphi}} - 0,2) + 0,73 \quad 1,05 \leq \varphi \leq 2,00$$



Фиг. 3.12. Влак LM71 според EC 1-3



Фиг. 3.13. Товарни схеми SW: за SW0 -  $a=15\text{ m}$ ,  $c=5,3\text{ m}$ ,  $q=133\text{ kN/m}$ ;  
за SW2-  $a=25\text{ m}$ ,  $c=7,0\text{ m}$ ,  $q=133\text{ kN/m}$

### 3.7.5. Други натоварвания от подвижен ж.п. състав

У нас мостовите се изчисляват за спирателна сила равна на  $1/7$  от теглото на вертикалното натоварване от влак. В EC 1-3 се дефинират два вида надлъжни сили (спирателна и теглителна), както и правила за определянето им. Формулите за теглителната сила са приети на базата на влак теглен от два мощни локомотива. Надлъжните сили според EC 1-3 имат стойности до два пъти по-големи от тези на спирателните сили предписани у нас. В EC 1-3 е дадена възможност за редукция на тези сили, понеже е установено, че част от тях се предават чрез релсите на горното строене вън от моста. Установено е, че при липса на настави по моста само 30 до 60% от надлъжната сила се предава на конструкцията. Във връзка с това в EC 1-3 има предписания за разпределението на надлъжните сили между моста и горното строене извън него.

За разлика от българските Предписания, в Еврокод 1 са дефинирани два вида натоварвания от дерайлирани състави (вж.[16]), както и въздействие от въздушната вълна върху съоръжения до ж.п. линиите предизвикани от движение на влак с голяма скорост.

### 3.7.6. Натоварвания от вятър

Според ползваните у нас нормативни документи [11, 35] натоварването от вятър се приема както следва. Ж.п. мостовите се изчисляват за ветрово натоварване с интензивност  $1,5\text{ kN/m}^2$ , при наличие на подвижен ж.п. състав и  $2,5\text{ kN/m}^2$  – при ненатоварен мост. За пътните мостове натоварването от вятър се приема  $0,5\text{ kN/m}^2$  за натоварен мост и  $1,8\text{ kN/m}^2$  - за ненатоварен, т.е. значително по малко отколкото при железопътните. Различия има и спрямо ветровите натоварвания предписани за проектирането на сгради. В [65] се изисква изследване за динамично действие на вятъра, докато българските нормативните

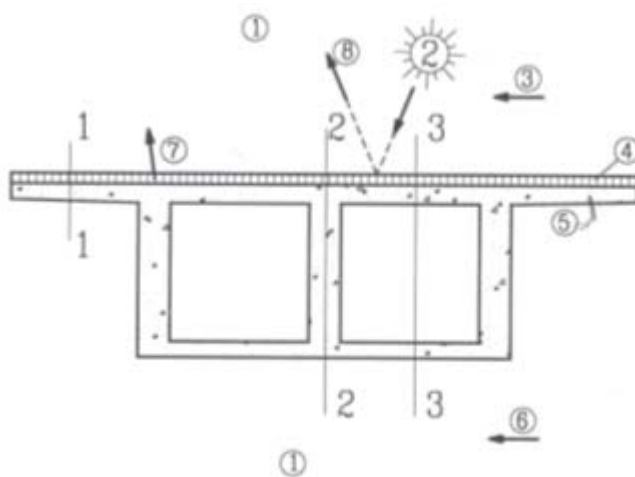


документи за проектиране на мостове не третират този въпрос. Динамичното ветрово натоварване е от съществено значение за високи съоръжения, каквито са някои виадукти.

Изтъкнатите обстоятелства сочат, че е наложително у нас да бъде направено уеднаквяване на ветровите натоварвания за всички конструкции независимо от предназначението им (сгради, мостове и т.н.).

### 3.7.7. Температурни въздействия

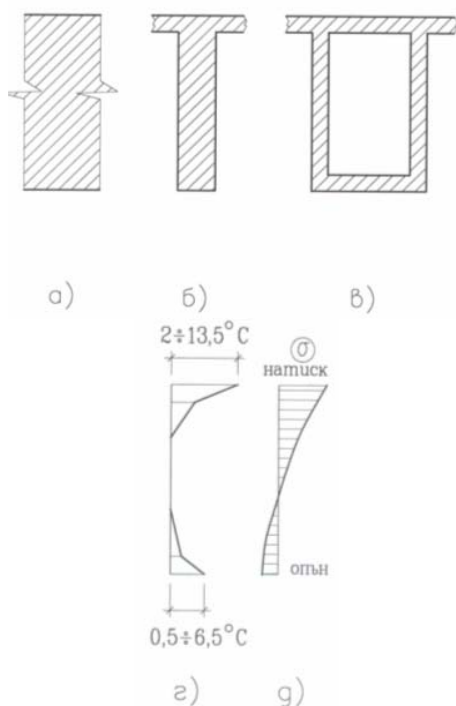
Според действащите у нас нормативни документи [11, 35] се приема, че стоманобетонните мостове се изграждат при температура  $10^{\circ}\text{C}$  и изменението ѝ е в интервала от  $-10^{\circ}\text{C}$  до  $+30^{\circ}\text{C}$ , т.е. температурната разлика е  $\pm 20^{\circ}\text{C}$ . Приема се освен това, че температурата в цялата конструкция е константна.



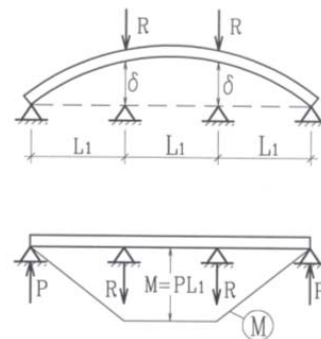
**Фиг. 3.14. Фактори влияещи на температурните въздействия върху мостовете:**  
(1) температура на въздуха; (2) слънчево греење; (3) вятър; (4) черна настилка; свойства на материалите; (6) вятър; (7) вторично излъчване; (8) отразено излъчване

Истинската картина на температурното въздействие е доста по-сложна, вж. фиг. 3.14. Съществено е влиянието на прякото слънчево греење, силното нагряване на черния асфалтобетон и т.н. Поради тези причини в някои норми, напр. [54], е предписано неравномерно разпределение на температурата по височина на сечението, фиг. 3.15 г). Числените стойности на температурите на различните нива зависят от материала на връхната конструкция (стомана, стоманобетон или комбинация от двата материала), както и от формата на напречното сечение.

На фиг. 3.16 е показана непрекъснатата греда подложена на неравномерно температурно въздействие. Поради по-силното нагряване на горната повърхност основната система ще се огъне нагоре, а в статически неопределимата конструкция диаграмата на нормалните напрежения във всички сечения ще има формата показана на фиг. 3.14 д).



**Фиг. 3.15. а), б), в) видове напречни сечения; г) изменение на температурата по височина на сечението; д) нормални напрежения.**



**Фиг. 3.16. Непрекъсната греда подложена на неравномерно температурно въздействие**

### 3.8. Подмостов и мостов габарит

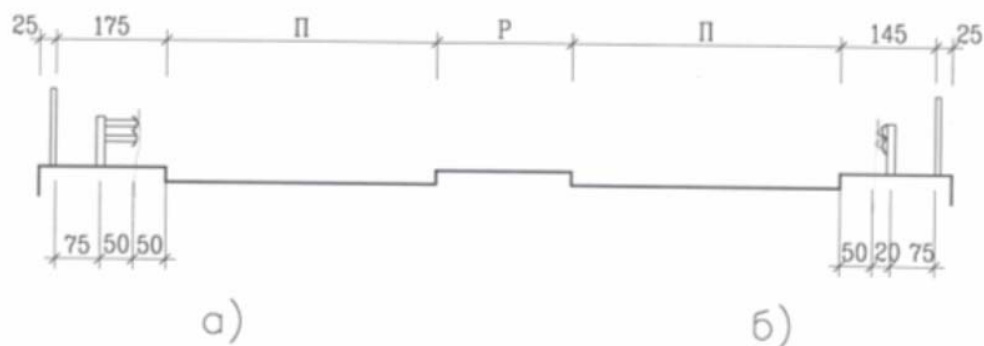
Подмостовият габарит на мостовете над реки се определя при хидравличното им оразмеряване (вж. т. 3.4). Отворите на мостове над плавателни реки и канали трябва да имат светла височина и ширина, съобразена с изискванията на компетентните органи.

Според [28] новите надлези над автомагистрали и пътища първи и втори клас трябва да имат светла височина не по-малка от 5,00 m, съотв. 4,70 m - за останалите пътища и 2,50 m – за тротоарите (вж. фиг. 3.17). За съществуващи съоръжения се допуска светла височина 4,50 m. В някои случаи може да се окаже, че нивелетата на пътя трябва да се задигне с цел да се осигури подмостовия габарит и достатъчна височина за връхната конструкция (конструктивна височина), т.е. трябва да се изиска от проектанта на трасето да направи съответните корекции.



**Фиг. 3.17. Светли височини на надлези**

Мостовете на пътищата от републиканската пътна мрежа трябва да имат широчина на върхната конструкция отговаряща на габаритите дадени на фиг.3.18 [28]. Мостовете в населени места трябва да осигуряват широчините на пътните платна, пешеходните тротоари, велосипедните алеи и трамвайните коловози.

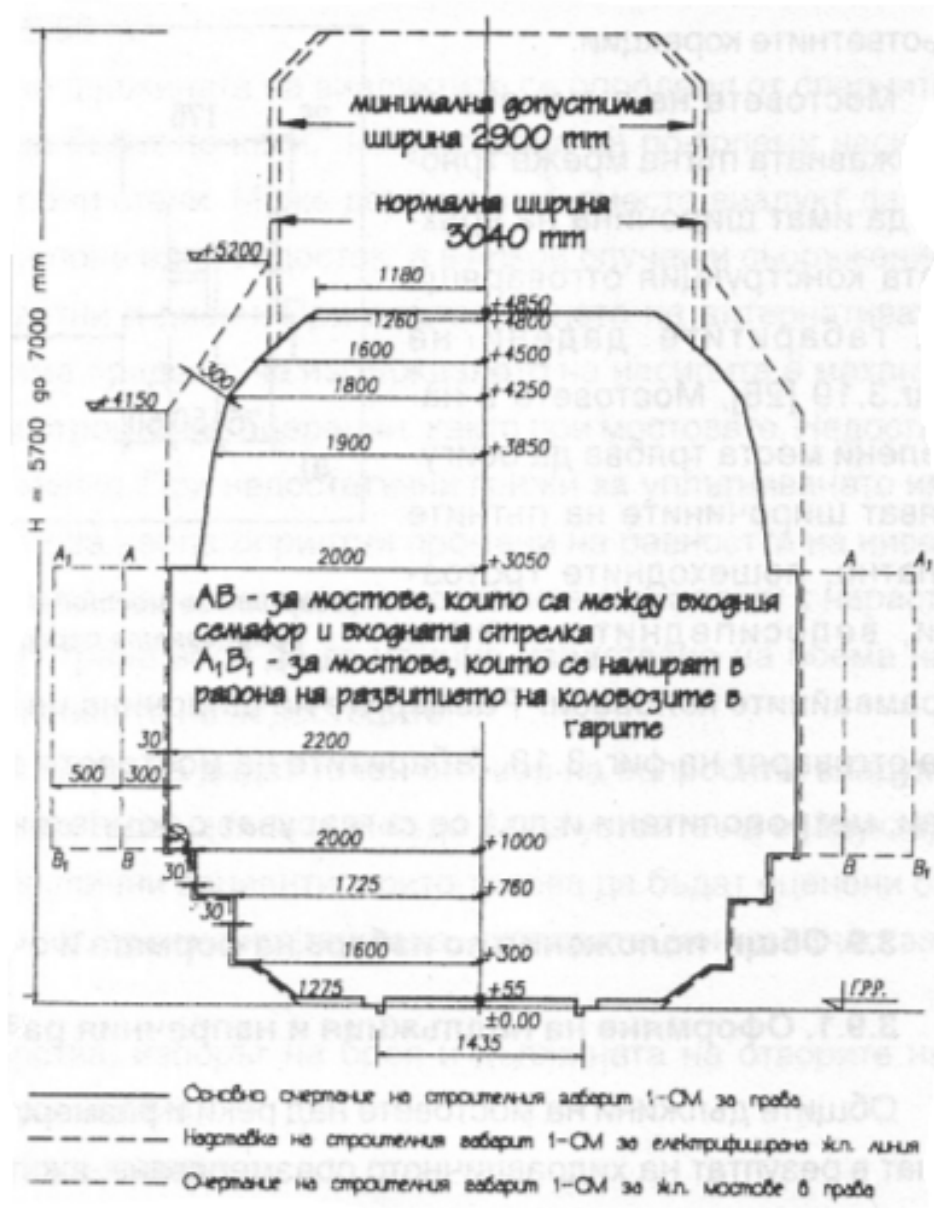


Тип	A35	A32,5	A29	A25,5	A20
Пътно платно (cm)	1450	1350	1150	1000	750
Разделителна ивица (cm)	350	300	350	300	200



**Фиг. 3.18. Габарити за мостове на автомагистрали и пътищатакогато предпазната ограда е с конзола (а) или без конзола (б)**

Габаритът на нормални ж.п. линии е показан на фиг. 3.18 [35]. За неелектрифицирани ж.п. линии се изисква светла височина на отворите на надлезите най-малко 5,55 m, а за електрифицирани 6,80 m (в гарови райони) и 6,50 m (на открит път). Разстоянието от оста на ж.п. коловоз до най-близката конструктивна част (устой, стълб) трябва да е не по-малко от 2,50 m (на открит път) и 3,00 m (в гарови райони). Габаритите на мостовете за други релсови пътища (теснолинейки, метрополитени и др.) се съгласуват с компетентните органи.



Фиг. 3.19. Габарит на нормални ж.п. линии

### 3.9. Общи положения по избора на формата и основните размери на мостовите

#### 3.9.1. Оформяне на надлъжния и напречния разрез на моста

Общите дължини на мостовите над реки и размерите на светлите им отвори се приемат в резултат на хидравличното оразмеряване, вж. т. 3.4.2.

За надлезите трябва да бъдат спазени габаритите дадени на фиг. 3.18 и 3.19. Стълбове може да се разполагат в разделителните ивици на пътища с две платна и върху тротоарите (но това за сметка на разширяването им). Стълбове разположени близо до бордюрите вредят на видимостта и сигурността на движение и затова е по-добре да се отдалечават от пътните платна. Поради това много често крайните отвори на надлезите са

по-големи от необходимите за осигуряване на габарита. Това от друга страна създава възможност за бъдещо разширение на пътя.

Стълбовете на надлези над гарови райони могат да се разполагат между коловозите, при условие, че минималното светло разстояние от стълба до оста на коловоза е 3,00 м. Това разстояние може да се наложи да бъде увеличено за удовлетворяване допълнителни изисквания на железниците.

За голяма част от естакадите и естакадните части няма ограничения за подмостовия габарит. При наличие в някои отвори на пътни платна, ж.п. коловози, или промишлени съоръжения, габаритите им трябва да отговарят на съответните изисквания. В много случаи под естакадните части впоследствие се оформят паркинги, издигат се стени и се оформят халета за различни цели, напр. както при надлезите “Захарна фабрика”, “Сердика” и “Дървеница” в София. Затова светлата височина под естакадните части не трябва да бъде по-малка от пешеходния габарит 2,50 m.

Местата на устоите и съответно дължината на виадуктите се определя от следните съображения. Виадуктите могат да бъдат по-къси, но за сметка на по-големи насипи зад устоите и евентуално и подпорни стени. Може дори изцяло вместо виадукт да се предвиди насип, под който ще има поне един водосток, а в някои случаи и съоръжение за преминаване на домашни животни и дивеч. При анализирането на алтернативата виадукт или насип, трябва да се има предвид, че изграждането на насипите е механизирено и при него липсват сложни строителни операции, както при мостовете. Недостатъците на високите насипи не са малко. При недостатъчни грижи за уплътняването им се създават условия за слягвания и за неблагоприятни промени на равността на нивелетата и на настилка. При високи насипи наклоните на откосите намаляват с нарастване на височината. Това от своя страна води до драстично нарастване на обема на земните маси. Увеличават се и дължините на водостоците.

Изтъкнатите обстоятелства не могат да дадат точен отговор на въпросите: виадукт или насип, или до каква височина да бъде насипа (т.е. къде да са устоите на виадукта). Затова трябва да се разработят различни варианти, които трябва да бъдат оценени от гледна точка на: строителна стойност, срок на изграждане, експлоатационни качества, необходимо поддържане и т.н.

Освен споменатите обстоятелства, изборът на броя и дължината на отворите на един мост зависи и от следните изисквания:

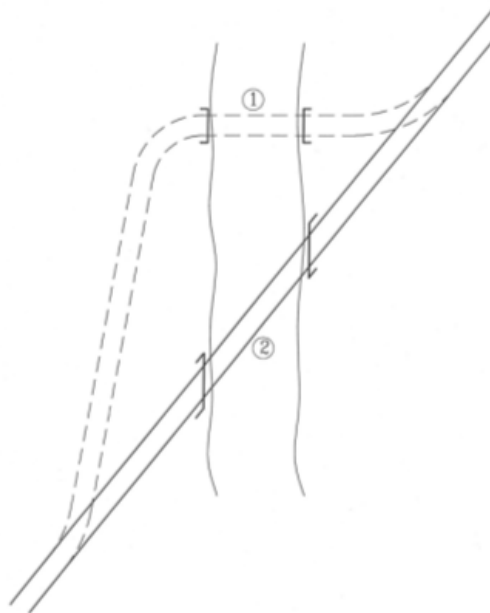
- възможност за техническо изпълнение;
- икономическа целесъобразност;
- естетически критерии.

В много случаи е невъзможно едновременно оптимално удовлетворяване на тези изисквания. Сполучливо решение може да се получава чрез разработването на няколко варианта и сравняването им.

### **3.9.2. Избор на формата на моста в план**

В миналото се е предпочитало мостовете да бъдат с правилни в план форми. Мостове в косота и в хоризонтална крива обикновено са се избягвали. Целта е била мостът да бъде с минимална дължина и възможно най-лесен за проектиране и строителство (вж. фиг. 3.20 а). Понастоящем изискванията за високи скорости налагат пътните трасета да пресичат препятствията косо, или мостовете да бъдат в хоризонтални криви (фиг. 3.20 б).



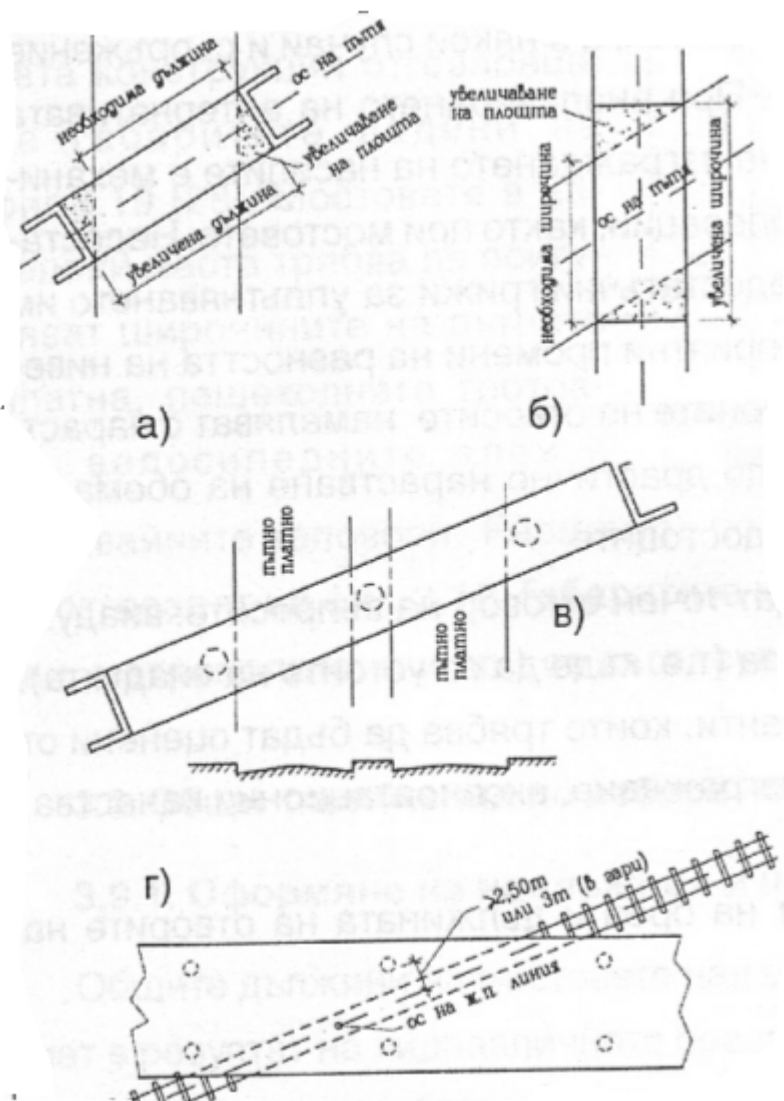


**Фиг. 3.20. Решения на премостването при косо пресичане**  
**(1) Нормален мост и изкривяване на пътя – остарял вариант**  
**(2) Кос мост – съвременен вариант**

Възможно е при косо пресичане мостът да бъде нормален. Това може да се постигне за сметка на увеличаване на площта на моста (фиг. 3.21 а, б). Друга възможност е като стълбове да се ползват колони с кръгло сечение (фиг. 3.21 в, г). В приложения Б и В са дадени различни начини на оформяне на устоите и решения на сложни в план мостове.

Много съвременни мостове са в хоризонтална крива. За предпочитане е тя бъде с постоянен радиус. Не са изключения случаите на мостове в сложни криви (преходни, с няколко радиуса). Има дори кръстовища на мостови конструкции (напр. Надлез “Родопи” в Пловдив в района на Сточна гара).

Понастоящем се започва обикновено с проектирането на трасето, а формата на моста често се подчинява на конфигурацията на пресичането на препятствието. Въпреки това, проектантите на пътя (железницата, улицата) трябва при възможност да не предлагат решения усложняващи формата на мостовете. Рационалното решение може да бъде резултат от съвместната работа на проектантите на пътя и на моста, от по-широкия им поглед върху цялостния транспортен проект и от желанието им за вникване в проблемите на колегите.



Фиг. 3.21. Нормални мостове при коси пресичания: а) увеличаване на дължината на моста; б) увеличаване на широчината на моста; в) подпиране на единични колони; г) ж.п. линия минаваща между колоните на надлез



Доскоро асфалтобетонът върху мостовете бе от същото качество като този върху земната основа. При това на много от мостовете асфалтобетонната настилка бързо получаваше повреди и разрушения. Използването на лят асфалт е подходящо за мостовете, но липсва у нас опит в това отношение.

Някои мостове се намират на пътища без настилка (в селскостопански и горски райони). В този случай върху моста е задължително поставянето на асфалтобетонна настилка с оглед запазването на хидроизолацията. Трябва да са асфалтирани и подходите към моста (с дължини по 20-30 m), за да може превозните средства да минават по моста с чисти колела и оттам да не се (износва бързо настилката върху моста).

Много мостове построени в миналото са с паважна настилка. Тя е тежка, полага се ръчно и пропуска вода. При ремонта на такива съоръжения обикновено се полага асфалтобетонна настилка. От естетични съображения на някои градски пешеходни мостове настилката е от паваж или тротоарни плочи. Понякога се ползват различни по форма и цветове плочи, блокчета или паветата.

Ролята на хидроизолацията е да не допусне вода до стоманобетонната конструкция. Водите от валежите са меки и предизвикват корозия на бетона, която се изразява в промяна на химическия състав на втвърдения цимент. Наличието на бели петна е сигурен белег за корозия. Кородираният бетон става по-порьозен, якостта му намалява и се създават условия за корозия на армировката. При зимното поддържане на пътищата се използват силно агресивни към бетона вещества (сол, луга). Хидроизолациите на мостовете са подложени освен това и на динамични вертикални и хоризонтални натоварвания от превозните средства. Поради изтъкнатите обстоятелства към материалите и детайлите на хидроизолациите на мостовете има повече изисквания, отколкото към тези на сградите.

Понастоящем у нас се предлагат разнообразни хидроизолационни материали, предимно вносни. Има много фирми, които доставят материали, а част от тях изпълняват и изолационните работи. Трудно е да бъде направено подробно описание на съвременните хидроизолационни материали. Компонентите, химическия състав и технологията на производството им обикновено са фирмена тайна. Поради това тук се дава само най-обща информация.

В мостовете се използват следните видове хидроизолации:

- листови (наричани още мембранни);
- мазани.

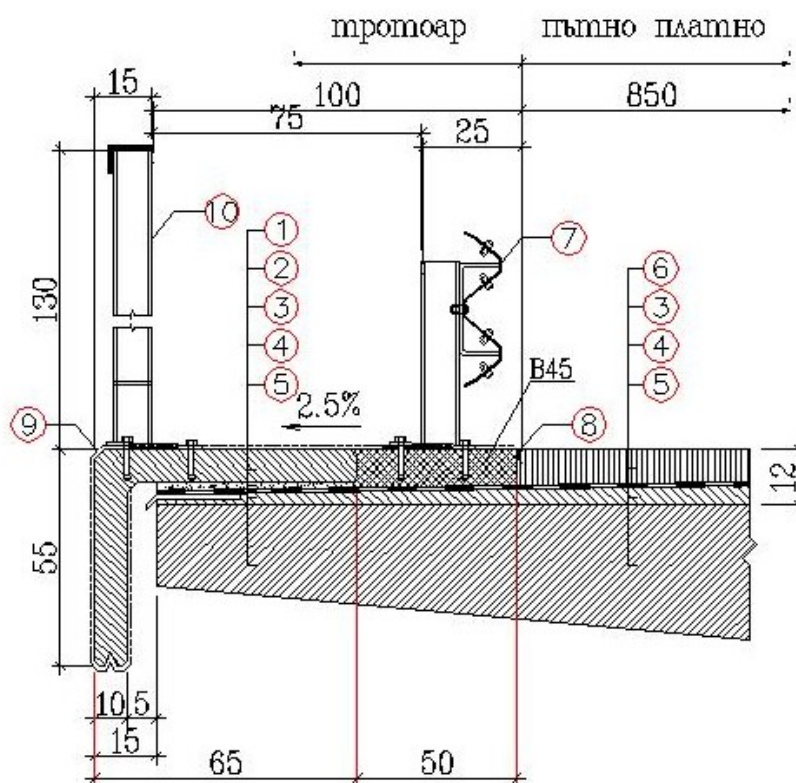
Листовите за хидроизолации обикновено са с дебелина 1-5 mm и се доставят на рула. Полагат се един или два пласта. В нашата практика са използвани са и трипластови изолации. Листовите може да се залепят върху основата и помежду си с битумна смес или специално лепило. Напоследък все по-често се прилага лерене с газова горелка - нагорещават се листовите и те сами се залепват (газо-пламъчно лепене). Основна грешка при изпълнението на листови изолации е оставянето на незалепени части (въздушни мехури), от които започва компрометирането на изолацията. Има листови с във формата на плочи с дебелина до 12 mm, всяка от които покрива 1- 2 m<sup>2</sup>.

Материалите за мазаните хидроизолации са течни (разтопени при висока температура, емулсии и т.н). Те се намазват върху повърхността подлежаща на изолиране. Преди втвърдяване на изолацията върху нея се полага негниеща тъкан (напр. руселин), имаща само армираща функция, т.е да осигури по-голяма опънна якост на хидроизолационния пласт след изсъхването на течния материал. Основен недостатък на тези изолации е трудността да се постигне равномерно намазване на цялата площ. Върху мазани изолации понякога се полага покриващ пласт листови. Мазаните изолации се прилагат и там, където не може да се положи листови изолации или трудно се гарантира

качественото ѝ изпълнение, напр. при отводниците, тротоари, фуги, тротоарни блокове, вж. фиг. 4.2.

Качеството на хидроизолационните материали са необходимо, но недостатъчно условие за добра изолация. От съществено значение е квалификацията на изпълнителите, строгото спазване на технологичната дисциплина и наличие на постоянен вътрешно фирмен контрол. Само периодичният надзор от контролните органи не би могъл да гарантира качеството.

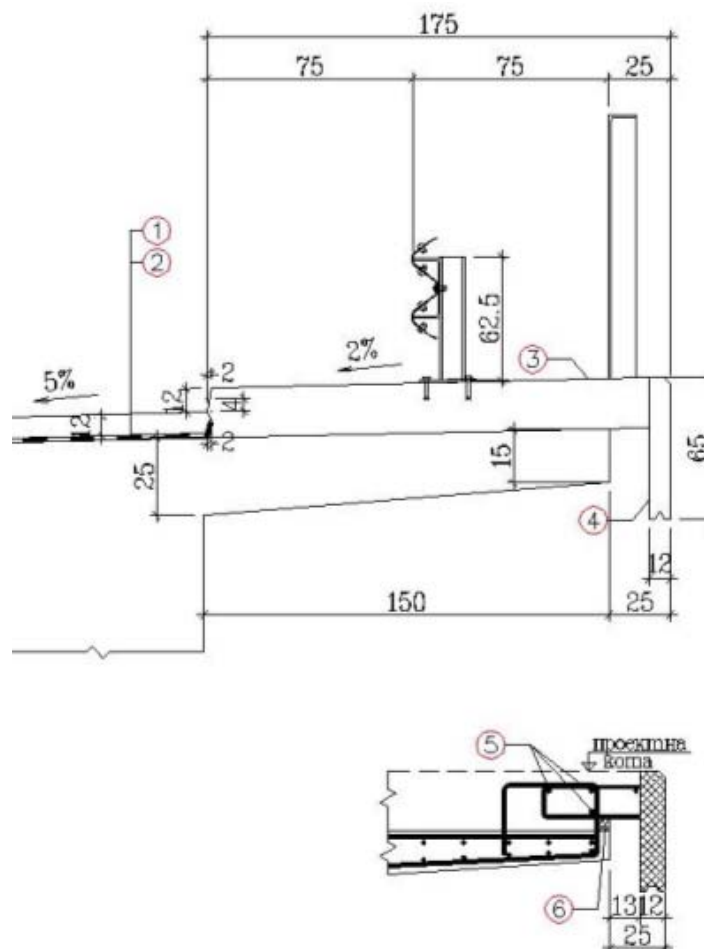
Според показания на фиг. 4.1 детайл, върху хидроизолацията се полага циментова замазка, армирана с мрежа ф5 с размер на клетките 15 см. Ролята ѝ е да предпази изолацията по време на полагане на асфалтобетона, както и при ремонт на настилната. При саниране на някои мостове е установено, че циментовата замазка е натрошена, което от своя страна поражда и повреди на настилната над нея. Поради тази причина ГУП в документа си [38] изисква изпълнения без предпазна замазка (фиг. 4.2). Критичен момент при това е полагането на асфалтобетона. Трябва да се внимава да не се повреди механично или термично хидроизолацията. Затова хидроизолацията трябва да издържа температура не по-ниска от 160 °С.



**Фиг. 4.2. Настилка, хидроизолация върху изравнителна замазка, тротоар със монтажнен Г-образен корниз. (1) монтажнен корниз; (2) подложна замазка; (3) хидроизолация; (4) изравнителна замазка; (5) конзолна плоча; (6) плътен асфалтобетон 2х5 см; (7) еластична ограда; (8) мастик; (9) антикорозионно покритие; (10) парапет**

Липсата на предпазната замазка изисква при ремонта на настилната задължително да се подменя и изолацията. С оглед избягването на този недостатък в чужбина се вземат необходимите мерки. Има двупластови хидроизолации, чиито горен пласт е във формата плочи от изкуствени материи. При ремонта се подновява само този пласт.

В случаите без предпазна замазка често се предписва по-голяма дебелина на асфалтобетонната настилка - 10-12 см (фиг. 4.2). По-важно е обаче не толкова дебелината на настилка, а нейните качества. За осигуряване на фугата между пътното платно и тротоара, в края на асфалтобетонната настилка се прави фуга запълнена с мастик (фуга-маса), вж. фиг. 4.2 и 4.3.



**Фиг. 4.3. Настилка, хидроизолация без замазка, тротоар с монтажен корниз.**  
(1) асфалтобетонна настилка; (2) хидроизолация; (3) монолитен блок;  
(4) корниз; (5) заварени съединения; (6) дървена подложка с мярка от място

Върху стоманобетонната конструкция може да се изпълни циментова замазка, с цел да се изравнят възможните грапавини на конструктивния бетон и да се оформи напречния наклон. В някои случаи помага за постигане на проектната нивелета (напр. при вертикална крива), както и за отстраняване на неточности при изпълнението.

Недостатъците при изпълнението на хидроизолациите и несвоевременното им подменяне може да доведе до сериозни повреди на стоманобетонната конструкция. В неблагоприятно положение е предимно пътната плоча. Тя е най-близо до агресивните агенти, а увреждането на част от дебелината ѝ може значително да намали носещата ѝ способност. Армировката на плочата е по-уязвима от тази на главните греди, понеже е с по-малки диаметри и е по-близо до пътното платно. Поради тези обстоятелства в [38] е поставено изискването дебелината на пътната плоча да не бъде по-малка от 16 cm, а армировката ѝ да има и необходимото бетонно покритие 3,0 cm, вместо 2 cm, както бе залегнало в [11]. Друга мерка за допълнителна защита са:



- ограничаване на съсъхвателните пукнатини в стоманобетонната плоча и замазките чрез напръскване на повърхността на пресния бетон (разтвор) с водно-парафинена емулсия;
- метализация (поцинковане) на армировката (засега не е прилагано у нас).
- повишаване на плътността на замазките, чрез добавка в състава им на хидролизиран колофон;

#### 4.1.2. Отводняване - надлъжни, напречни наклони и отводнителни

Дори и най-добре проектираната и изпълнена хидроизолация не представлява достатъчна гаранция за защитата на стоманобетонната конструкция. Попадналата върху пътното платно вода не трябва да се задържа, а по най-бързия начин да бъде осигурено оттичането ѝ. За целта са необходими наклони и отводнителни.

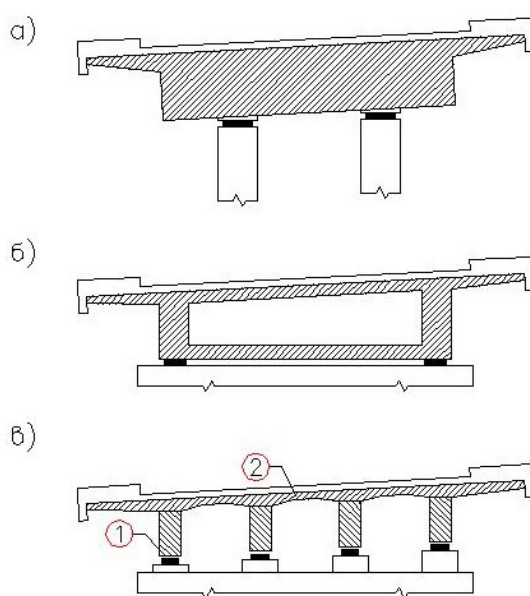
Напречните наклони могат да бъдат двустранни и се приемат не по-малки от 2%. С оглед възможните отклонения при изпълнението понастоящем у нас е приет минимален напречен наклон 2,5%. При автомагистрали и някои улици с две платна, всяко платно е с едностранен наклон. В хоризонтална крива наклонът на пътното платно е едностранен и в зависимост от радиуса достига до 6%.

Напречният наклон може да бъде постигнат чрез променлива дебелина на изравнителната замазка. При едностранни наклони и/или при големи широчини на пътното платно дебелината на този пласт нараства, което е свързано със съответно увеличен разход на материал и съответно с увеличаване на постоянния товар върху конструкцията. Този недостатък може да бъде отстранен чрез възможностите показани на фиг. 4.4.

При всяко от тези изпълнения има някои усложнения:

- на формата на връхната конструкция;
- нееднакво армиране на ребрата ѝ;
- различни коти на лагерите и съответно оформяне на горните части на опорите.

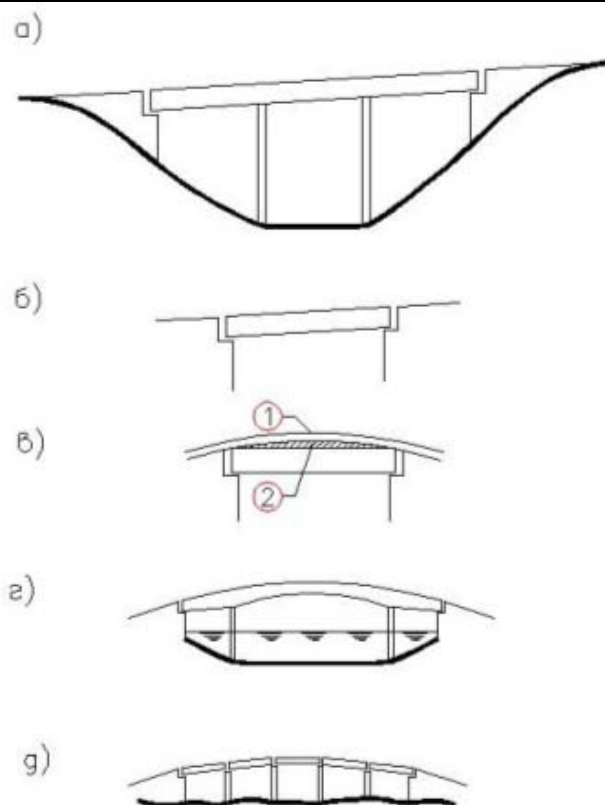
Всека от тези възможности е подходяща за определен вид конструкция и има своите предимства и недостатъци.



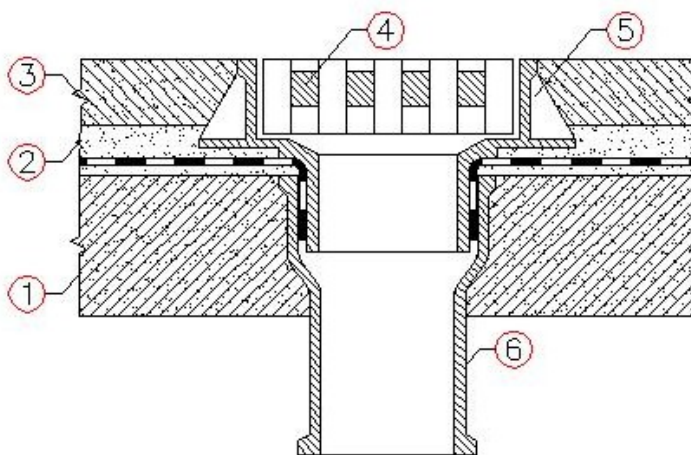
**Фиг. 4.4. Оформяне на надлъжния наклон чрез конструкцията; а) Наклоняване на връхната конструкция; б) Несиметрична връхна конструкция; в) Конструкция с еднакви греди подпрени на различни коти; (1) монтажни греди; (2) монолитна плоча**

При оформяне на напречния наклон чрез връхната конструкция е възможно дори да отпадне изравнителната замазка. Такива изпълнения има и у нас и те са възможни, ако при полагането и уплътняването на бетонната смес се гарантира достатъчна равност на горната повърхност на конструкцията (фиг. 4.3).

С оглед на отводняването, мостовите конструкции трябва да имат надлъжен наклон. В някои случаи наклон е продиктуван от нивелетата на пътя (фиг. 4.5 а). При едноотворни мостове отводняването в надлъжно направление може да се гарантира чрез надлъжен наклон или вертикална крива (фиг. 4.5 б,в). При мостове над големи водни препятствия нивелетата на пътя е във вертикална крива. Горната повърхност на връхната конструкция се очертава по тази крива (фиг. 4.5 г) или по хордите ѝ (фиг. 4.5 д).



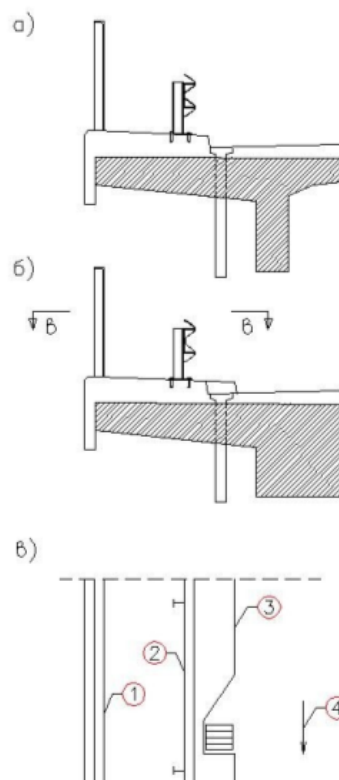
Фиг. 4.5. Оформяне на надлъжния наклон. (1) настилка (2) изравнителен пласт;



Фиг. 4.6. Детайл на отводнител: (1) стоманобетонна плоча; (2) замазка; (3) асфалтобетон; (4) решетка; (5) фуния; (6) тръба

На фиг. 4.6 е показан детайл на отводнител. Диаметърът на тръбата му е 150 мм. Повърхностната вода през решетката, фунията и тръбата изтича под моста. Водата попаднала върху хидроизолацията също се събира в отводнителя. При някои изпълнения в миналото бе считано за достатъчно долният край на тръбите на отводнителите да бъде на 10 – 20 см под пътната плоча. Понастоящем в [38] се изисква тръбите да завършват под долния ръб на конструкцията, с оглед повърхността ѝ да не се облива при вятър (фиг. 4.7 а).

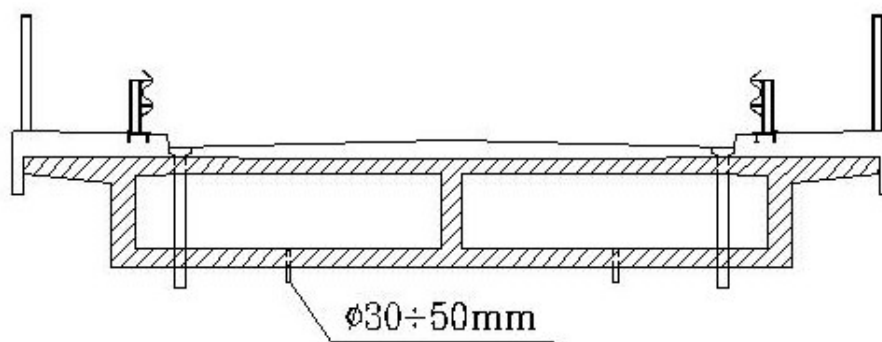
Отводниците се поставят най-често до бордюрите, фиг. 4.7 а). При мостове на автомагистрала и пътища извън населените места, отводниците могат да бъдат поставени в страничен джоб на тротоарния блок (фиг. 4.7 б, в). Има се предвид, че широчината между предпазната ограда и бордюра не се ползва от пешеходци, а само осигурява динамичния габарит. Надлъжното разстояние между отводниците се приема до 10 m, при наклони до 0,5% и до 25 m при наклони над 1%. Друго изискване е един отводнител да поема водата от не повече от 400 кв.м.



**Фиг. 4.7. Разположение на отводниците: а) до бордюра; б), в) в “джоб” на тротоара; (1) парапет; (2) еластична ограда; (3) бордюр; (4) надлъжен наклон**

При някои надлези и естакади тръбата на отводника продължава във тръбопровод отвеждащ водата в канализацията. По този начин се защитават минаващите под моста коли и пешеходци от струите вода изтичащи от отводниците.

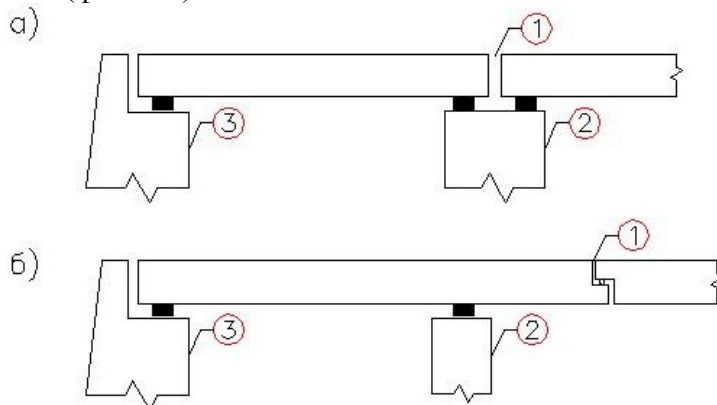
Отводници разположени над кухини на греди са с тръби, които пресичат горната и долната плоча (фиг. 4.8). Освен това случайно попаднала вода в кухините вода поради дефекти на хидроизолацията, трябва да бъде отведена чрез поставени в долната плоча метални или пластмасови тръби с диаметър 30-50 mm.



**Фиг. 4.8. Отводници на кутиеобразна греда**

#### 4.1.3. Преходни конструкции при дилатационни фуги

Броят и местата на дилатационните фуги зависят от статическата схема на връхната конструкция (фиг. 4.9).

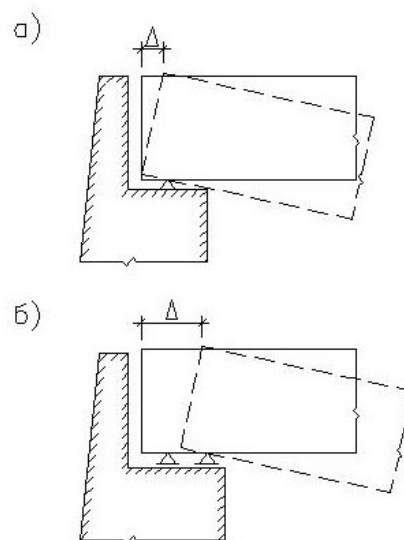


**Фиг. 4.9. Разположение на дилатационни фуги: а) Многоотворна проста греда; б) Герберова греда; (1) асфалтобетон; (2) смес за фуги – битум MBX80/25; (3) предпазна замазка; (3) насмолено въже ф20; (4) медна ламарина**

Преходните конструкции при фугите трябва да осигуряват:

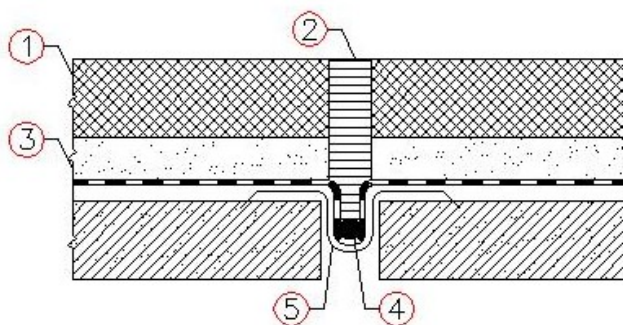
- водоплътност;
- равност на повърхността на настилната;
- свободно деформиране при взаимните премествания на съседните връхни конструкции, или на връхната конструкция спрямо устоя.

Преместванията във фугите се определят по методите на строителната механика и зависят от системата, коравината и лагеруването на връхната конструкция. По-подробна информация за движенията, които позволяват различните видове лагери има в гл. 10. Като пример на фиг. 4.10 а) е показано разтварянето на фугата до неподвижен лагер, а на 4.10 б) - до подвижен лагер.

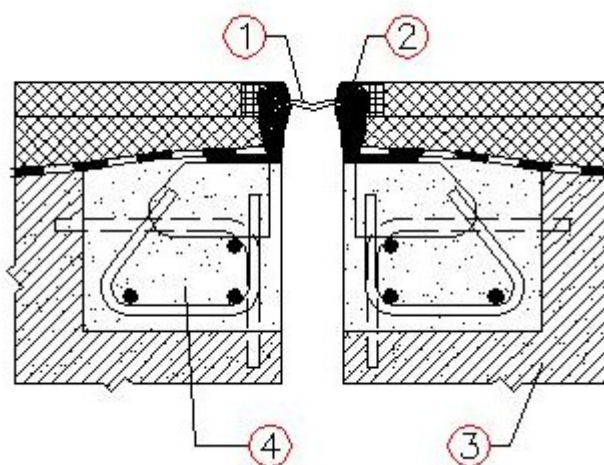


**Фиг. 4.10. Премествания във фугите: а) при неподвижен лагер; б) при подвижен лагер**

На фиг. 4.11 е показана фуга с медна ламарина, често прилагана у нас в миналото. Свиването и разтварянето предизвиква деформиране на медната ламарина и пълнежа над нея. За тази цел над фугата асфалтобетонът е прекъснат и на негово място има специална битумна смес. При полагането ѝ тя има пластични свойства, но с течение на времето става крехка и от движенията на фугата се получават пукнатини в пътната настилка. Поради това понастоящем такива изпълнения се избягват или по изключение се прилагат при конструкции с малки отвори, където преместванията са малки.



**Фиг. 4.11. Фуга с медна ламарина. (1) асфалтобетон; (2) смес за фуги – битум МВХ80/25; (3) предпазна замазка; (4) насмолено въже ф20; (5) медна ламарина**



**Фиг. 4.12. Преходна конструкция от стоманени и каучукови профили. (1) каучуков профил; (2) стоманен профил; (3) стоманобетонна конструкция; (4) бетон, излят след монтиране на фугата**

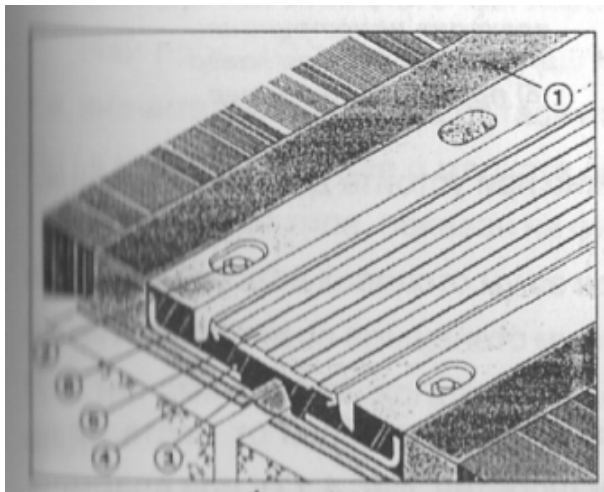
На фиг. 4.12 е показана преходна конструкция позволяваща премествания до 75 mm ( $\pm 37,5$  mm). Тя се състои от гумен профил захванат със стоманени части, които са заковани в стоманобетонните конструкции. От движенията във фугата се деформират каучуковите профили. С цел да бъде осигурена точност на положението на фугата, тя се монтира след бетонирането на съседните връхни конструкции. Фугата се фиксира по-разтворена или по-свита в зависимост от температурата на средата и съотв. на конструкцията. След това се излива бетон, който запълва предварително оставените изрези във връхните конструкции. След втвърдяването му, чакащата армировка от конструкциите и анкерните пръти на фугата остават здраво свързани с конструктивния бетон.

На фиг. 4.13 е показана друг вид преходна конструкция, при която преместванията се осигуряват от деформиране на каучуковия профил, в която фабрично са вградени алуминиеви ламарини – долната е гладка, а горната е оребрена с цел да не се хлъзгат автомобилите. Преходната конструкция е закована в стоманобетонните части чрез болтове, чиито гайки са разположени в гнезда.

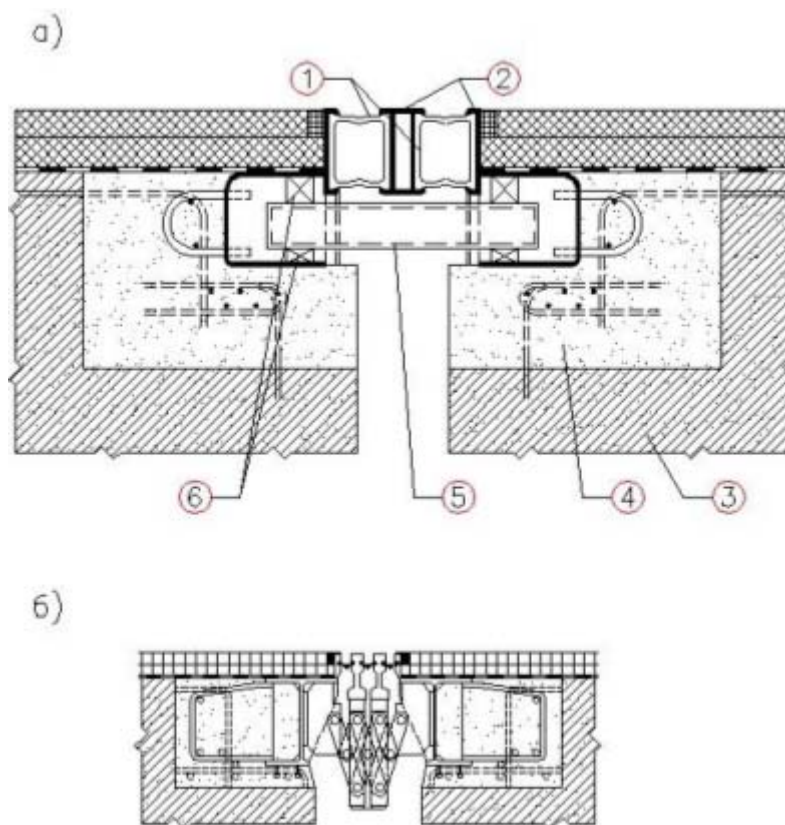
Когато преместванията са големи, преходните конструкции са с два или повече гумени профила (фиг. 4.14). В този случай е необходим елемент, който поема товара от колелото стъпило на фугата. На фиг. 4.14 а) е показано изпълнение, при което вътрешни



стоманени профили се носят от траверса подложена на огъване и подпряна на съседните върхни конструкции чрез подвижни лагери. Друг вид опорен елемент е така наречената “ножица”, фиг. 4.14 б).



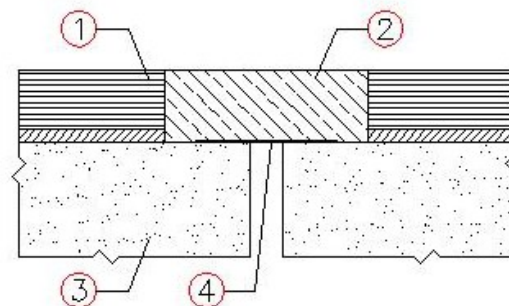
**Фиг. 4.13. Преходна конструкция от каучукови и алуминиеви профили. (1) епоксиден разтвор; (2) заковвящ болт; (3) ламарина; (4) каучук; (5) армиращ алуминиев профил с грапава повърхност; (6) вътрешен алуминиев профил**



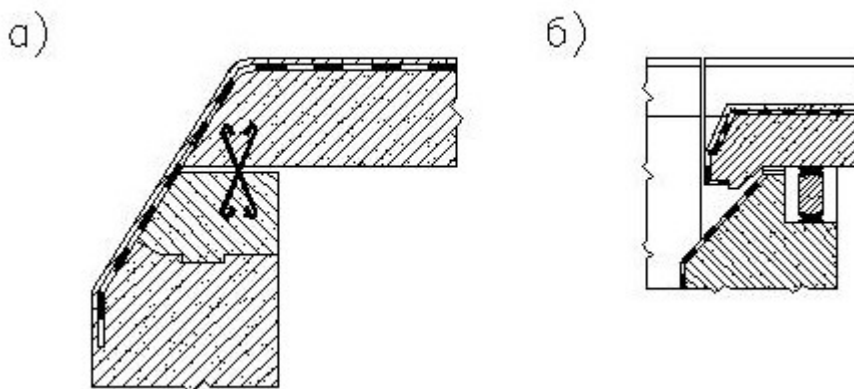
**Фиг. 4.14. Преходни конструкции за големи премествания**  
**а) с траверса; (1) каучукови профили; (2) стоманени профили; (3) стоманобетонна конструкция; (4) бетон, излят след монтиране на фугата; (5) стоманена траверса;**  
**б) с “ножица”**



Преместванията във фугите могат да бъдат осигурени и чрез асфалтобетон допускащ големи деформации фиг. 4.15. Свързващите му вещества са битуми модифицирани с пластификатори и полимери с цел да се получи необходимата еластичност. Едрият добавъчен материал е обикновено от базалтовата група. Такова изпълнение позволява премествания до 50 mm ( $\pm 25$  mm).



**Фиг. 4.15. Фуга покрита със специален асфалтобетон; (1) асфалтобетонна настилка; (2) деформируем асфалтобетон; (3) стоманобетонна конструкция; (4) метална плоча**



**Фиг. 4.16. Оформяне на края на върхна конструкция без преходна конструкция: а) при неподвижен лагер б) при подвижен лагер**

Преместванията в краищата на едноотворни мостове не са големи и в този случай е възможно при устоите да не се предвиждат преходни конструкции, вж. фиг. 4.16.

#### 4.1.4. Предпазни огради

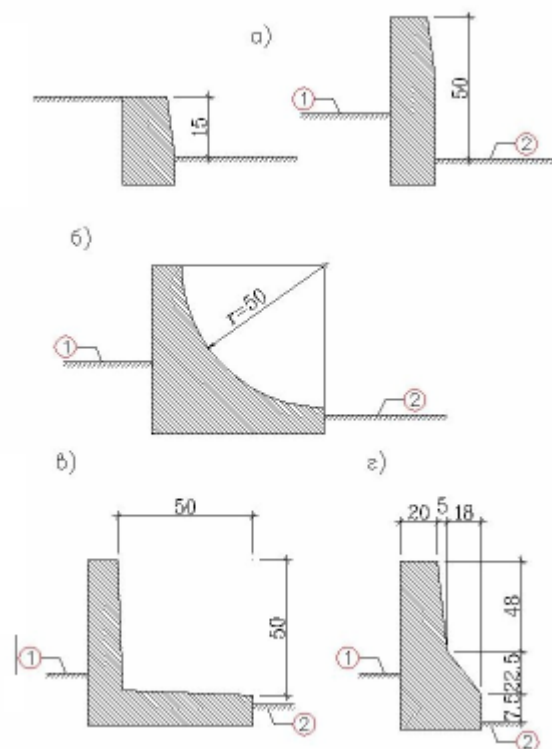
Предпазните огради служат да намалят риска от изпадане на автомобили от моста. Тези съоръжения могат да бъдат корави (от бетон или стоманобетон), вж. фиг. 4.17, или еластични (от стомана), вж. фиг. 4.1, 4.2, 4.3, 4.18. При отклоняване от пътното платно превозните средства налитат на предпазните съоръжения натоварвайки ги ударно. Силата на удара зависи от енергията на движещата се кола увеличаваща се с нарастването на масата ѝ и квадрата на скоростта. Тази енергия се погасява за сметка на деформации на корпуса на автомобила и на предпазното съоръжение. Бетонните и стоманобетонните предпазни огради почти не се деформират и енергията на удара се погасява само за сметка на изкривяването на колата. При стоманените огради допълнително демфериращо действие има тяхната деформация. Поради изтъкнатите обстоятелства силата на удара при тях е по-малка отколкото при коравите, при еднаква енергия на движещата се кола.

Най-простият тип корава предпазна ограда представлява бордюръ с височина 50 cm, т.е. значително по-голяма от тази на обикновените бордюри (15 cm). (фиг. 4.17 а). Недостатък на това решение е малката сигурност срещу преобръщане на бордюра.

Оградите от типа показан на фиг. 4.17 б) действуват по следния начин: При отклоняване на автомобила колелото му се изкачва по цилиндричната повърхнина и собственото му тегло действа за връщането му обратно. В София има няколко моста с такива огради. При тях има случаи, когато при по-голяма скорост автомобили са изхвърчали вън от моста.

Оградите с форма на обърнато Г се прилагат в някои страни: в Германия – от вида на фиг. 4.17 в), в САЩ - тип “Ню Джърси”, вж. фиг. 4.17 г). Защитното действие на последния се дължи на следното: Като първо препятствие за спиране на отклонения автомобил служи ръба "А", а следващото е ръба "В". Като крайна защита служи почти вертикалната стена поемаща удара.

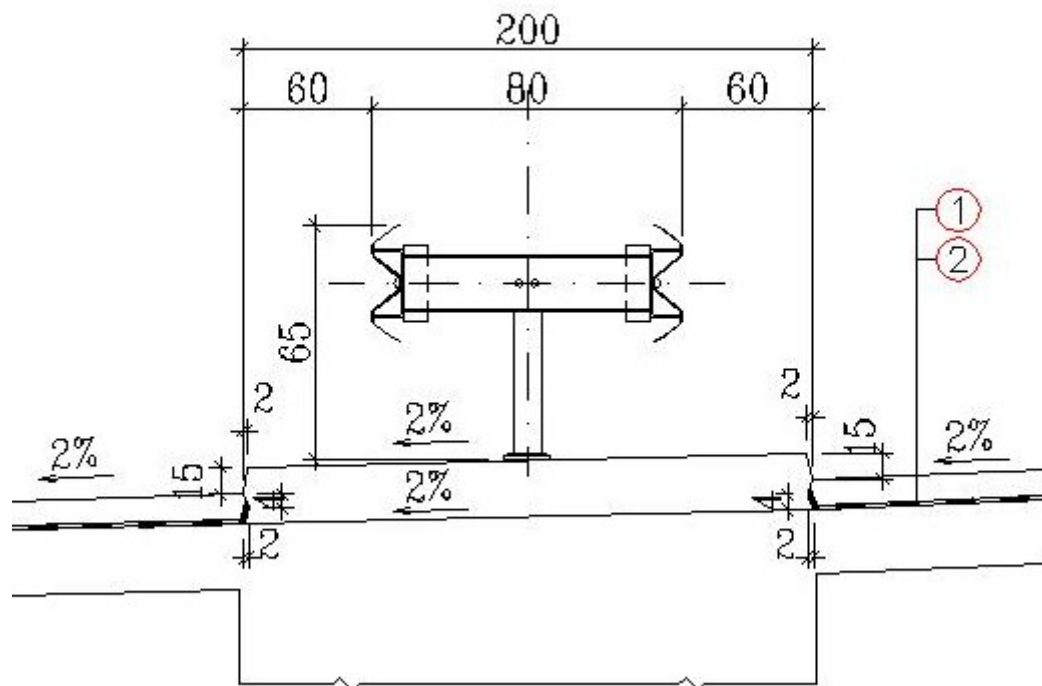
Строителната стойност на бетонните огради може да бъде по-ниска отколкото на еластичните. Повреди на бетонни огради (от удар, или от корозия дължаща се ползването на хлориди при зимното поддържане) налагат трудно изпълними ремонти.



**Фиг. 4.17. Корава предпазна ограда: а) нисък и висок бордюр; б) с цилиндрична повърхност; в) с Г-образен профил; г) тип “Ню Джърси**  
**(1) горен ръб на тротоара; (2) горен ръб на пътната настилка**

У нас по пътищата и улиците еластична предпазна ограда обикновено се монтира на опасни места: криви с малки радиуси, подпорни стени, високи насипи, мостове и водостоци. Основните ѝ части (фиг.4.1, 4.2 и 4.3) са стоманени: специален профил (шина) свързан с болтове за колонки (I 10). Колонките се заваряват за стоманени плочи, които са свързани с бетонния (или стоманобетонен) тротоарен блок. Закотвянето може да се осъществи чрез болтове поставени преди бетонирането. Има изпълнения (фиг. 4.2), при които във втвърдения бетон се правят гнезда с пробивна машина. В тях се налива епоксиден разтвор и се вмъкват болтовете.

Колонките на еластичните огради на мостовете са на разстояние не по-малко от 190 cm, а върху земното платно - на 380 cm. В напречен разрез еластичната ограда се разполага навътре от бордюра. Осигурява се разстояние не по-малко от 50 cm наречено *динамичен габарит*. На старите мостове първоначално не е била предвидена еластична ограда. На някои от тях, поради недостатъчна ширина на тротоара, допълнително монтирана еластична ограда е почти до бордюра. При такива изпълнения водачите карат колите си навътре в платното, като с това намаляват използваемата му ширина. В разделителните ивици се монтират двустранни еластични огради (фиг. 4.18), или две едностранни.

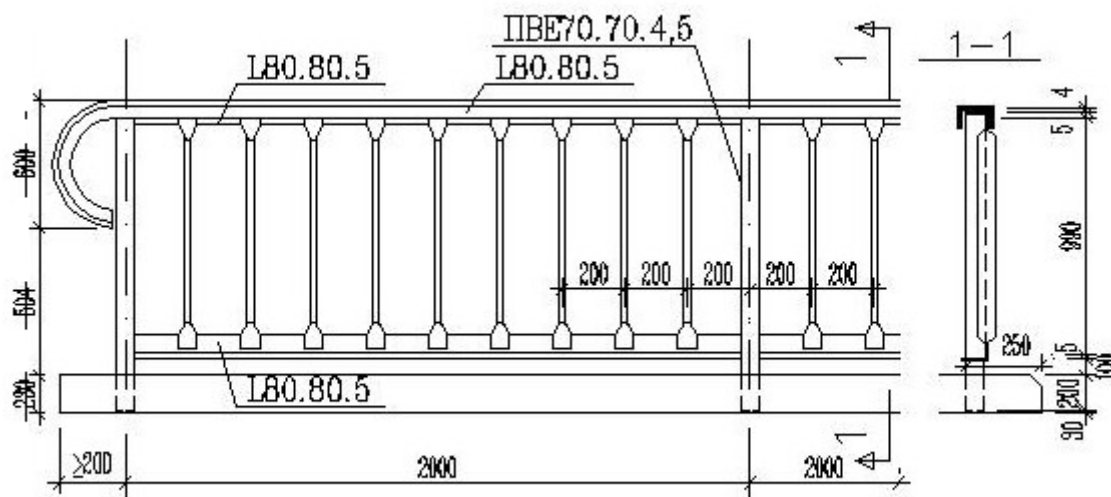


Фиг. 4.18. Двустранна еластична ограда в разделителна ивица  
(1) асфалтобетон; (2) хидроизолация

#### 4.1.5. Тротоари

Тротоари трябва да имат всички мостове, дори и тези на пътища извън населени места. В този случай тротоарът служи за минаване на служебни лица и случайни пешеходци. Тротоарите понастоящем се изпълняват обикновено от монолитен бетон, който трябва да бъде водонепропусклив, мразоустойчив и да не се изтрива от движещите се пешеходци (фиг.4.1). Това се постига, ако класът му е не по нисък от B25. Целесъобразно е също в състава му да има добавки за по-лесно постигане на желаните качества. При достатъчна водоплътност хидроизолацията може да бъде спряна до бордюра. За оформяне на корниза може да се използват монтажни елементи (фиг. 4.2 и 4.3). При необходимост в тротоара има цилиндрични кухни, оформени с ПВЦ тръби за електрически кабели или други инсталации (фиг. 4.1).

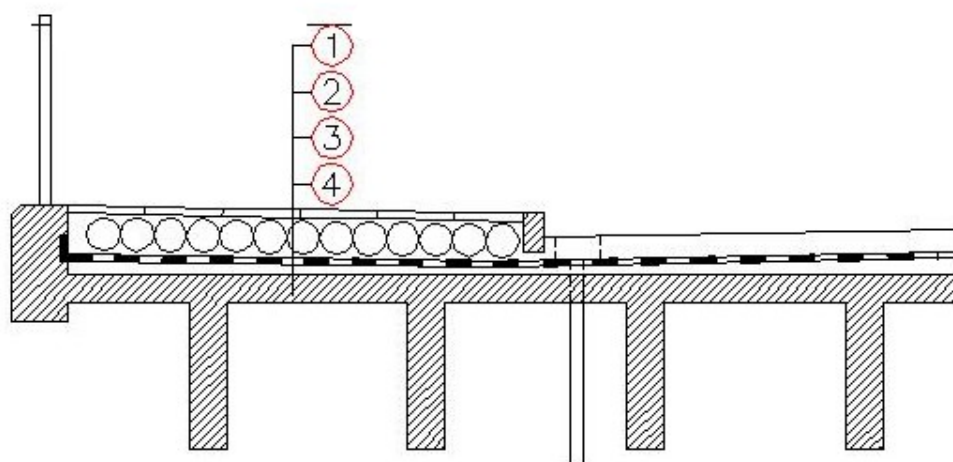
За мостове извън населените места обикновено върху тротоара е монтирана еластична ограда. Разстоянието между нея и парапета е обикновено 75 cm и по изключение 50 cm. На някои мостове има комбинация от парапет и еластична ограда (фиг.4.1). Понастоящем такива изпълнения се избягват дори и при мостове, където пешеходци минават рядко. На мостовете е добре да има две защитни линии: еластична ограда, която директно поема удара и парапет, който ще поеме вторичния по-слаб удар при разрушаване на еластичната ограда. Парапетите са с височина от 100 до 130 cm, като по-големите размери са за мостове над големи реки, високи виадукти и др. подобни. Парапетите обикновено са стоманени (фиг. 4.19). Парапети от други материали (чугун, бетон, стоманобетон, камък) се прилагат на някои градски мостове при наличие на специални изисквания за архитектурно оформяне.



Фиг. 4.19. Стоманен парапет на пътен мост

Стоманените парапети е най-добре да се закотвят към бетонните или стоманобетонни елементи по същия начин както еластичните огради, вж. фиг. 4.2 и 4.3. На фиг. 4.19 е показан друг детайл: в тротоарния блок са оставени гнезда, в които се монтират стойките след което се запълват с циментов разтвор. Това изпълнение има следните недостатъци: при удар върху парапета може да се изкърти бетонът на тротоарния блок; недоброто уплътняване на замонолитващия разтвор създава условия за проникване на вода.

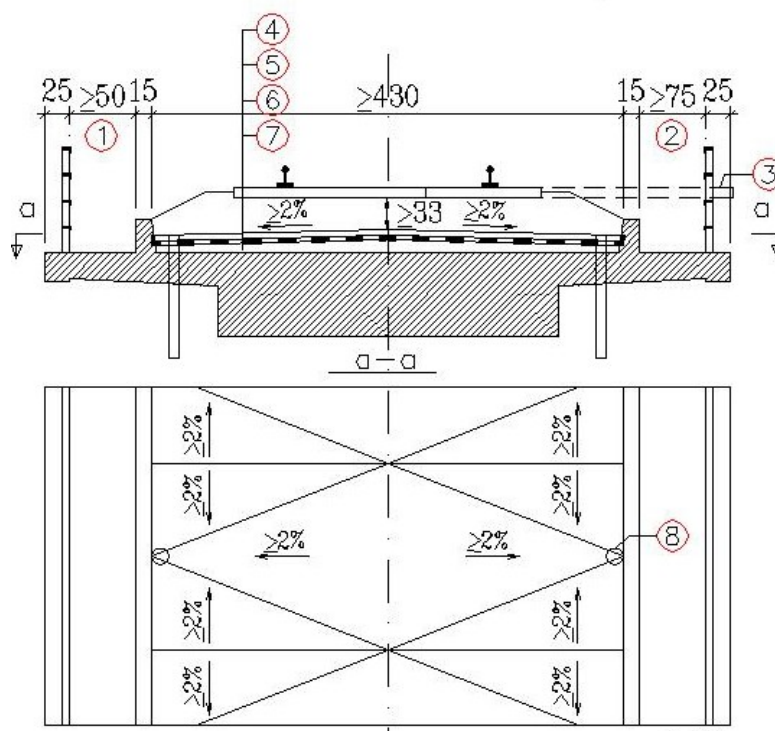
На фиг. 4.20 е показан широк тротоар на градски мост. Настилката му е от плочки, а под тях има ПВЦ тръби за електрически кабели. Цялата повърхност на моста, вкл. и на тротоарите е защитена с хидроизолация. На някои градски мостове се монтират стълбове за осветление и/или за контактна мрежа на трамвайни и тролейбусни линии. Тези стълбове предават на конструкцията значителни вертикални и хоризонтални сили. Затова детайлите на връзките им с моста трябва да бъдат съответно оразмерени и добре конструирани.



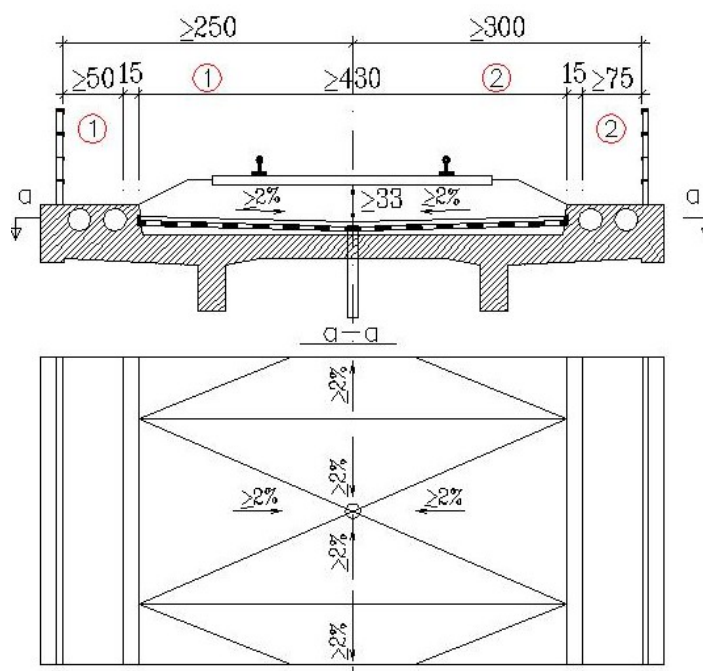
Фиг. 4.20. Тротоар на градски мост; (1) тротоарни плочи; (2) ПВЦ тръби между циментен разтвор; (3) хидроизолация; (4) изравнителна замазка

#### 4.1. Елементи на железопътни мостове

Горното строене на стоманобетонните ж.п. мостове е обикновено с баластово легло вж. фиг.4.21.



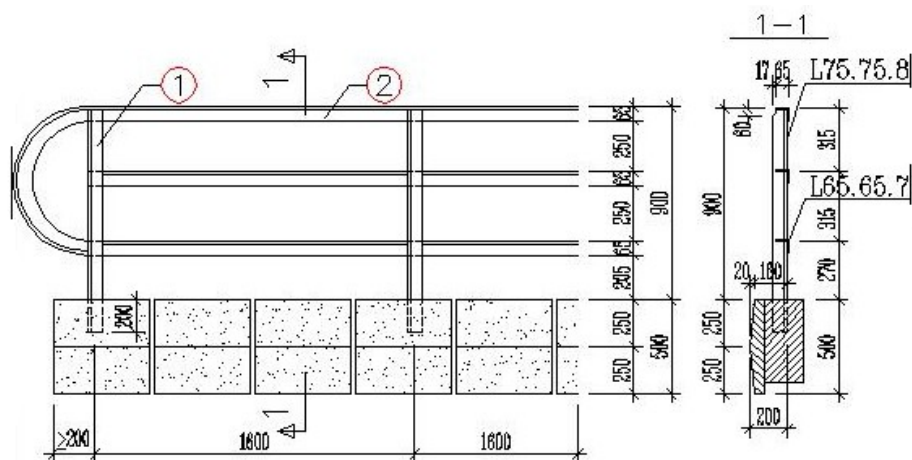
Фиг. 4.21. Плочен ж.п. мост с отводници в края; (1) тротоар извън гара; (2) тротоар в гара; (3) изваждане на траверса; (4) баласт; (5) предпазна замазка; (6) хидроизолация; (7) изравнителна замазка; (8) отводнител



Фиг. 4.22. Плочогредов ж.п. мост с отводници в средата; (1) тротоар извън гара; (2) тротоар в гара

За да може да се извършва механизиран ремонт на горното строене широчината на баластовото корито трябва да не бъде по-малка от 430 cm.

Парапетите на ж.п. мостовите трябва да позволяват хоризонталното изваждане на траверсите, вж.фиг. 4.21 и фиг. 4.23.



**Фиг. 4.23. Стоманен парапет на ж.п. мост**

Стоманобетонни мостове без баластово легло се изпълняват рядко. При тях релсите се полагат на конструкцията посредством специални еластични скрепления. При това се намалява постоянното натоварване с около 50 kN/m за сметка на липсващия баласт, а конструктивната височина може да бъде по-голяма. Това решение е неблагоприятно за експлоатацията – редуването на баластов път върху земното платно и безбаластов на съоръженията е в ущърб на комфорта на пътуването и създава трудности при механизирането поддържане на железния път.



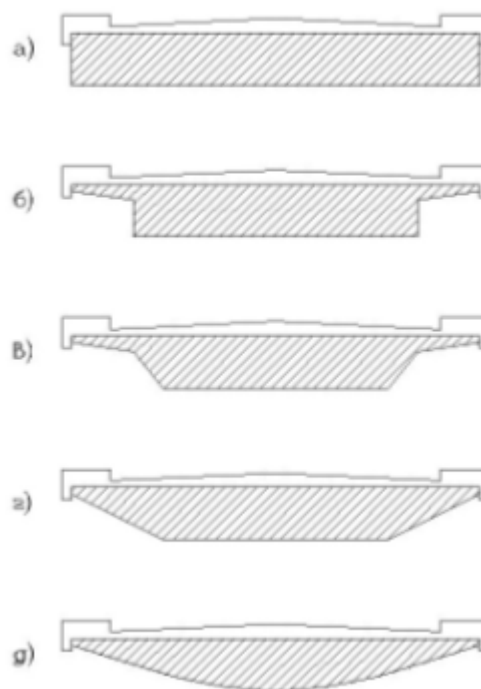
## Глава 5. ГРЕДОВИ И РАМКОВИ ВРЪХНИ КОНСТРУКЦИИ

### 5.1. Форми на напречното сечение на монолитни конструкции

#### 5.1.1. Плътни плочи

Плочата е елемент, чиято дебелина е значително по-малка от размерите ѝ в план. Основното натоварване е перпендикулярно на равнината ѝ. В ЕС 2 е прието е, че елемент, чиято ширина надвишава 5-кратната стойност на височината му се дефинира като *плоча* [67]. Този критерий е не само условен. При плочите напречното огъване не е за пренебрегване, докато при гредите контурът на сечението обикновено остава неформирiuем.

На фиг. 5.1 а) е показан напречен разрез на плътна плоча с постоянна дебелина. Този тип връхна конструкция има по-проста форма в сравнение с плочогредовите и тези с кухини. Нейното изпълнение може да се осъществи лесно с инвентарни кофражи. Бетонирането също не създава трудности.



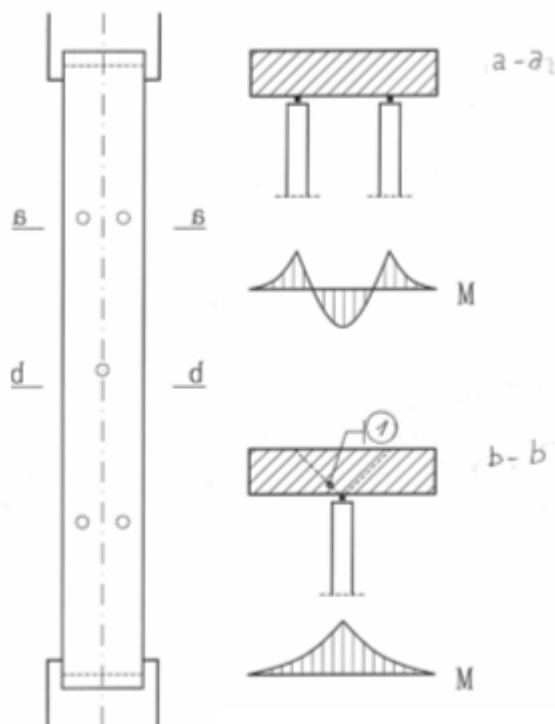
Фиг. 5.1. Напречни разрез на плочни мостове

Пътната плоча може да бъде прилагана при сложни ситуационни условия (косота, хоризонтална крива и др.). Подпирането на плочата може да се осъществи по линия (на редица от лагери върху устоите и/или стълбовете), или на единични колони. При това могат да се удовлетворят различни изисквания, свързани с габарита на премостваното препятствие (фиг. 5.2 и 3.21). Връхната конструкция може да стъпва на колоните посредством лагери (фиг. 5.2 разрез а-а) или връзката е корава (разрез б-б). При подпиране на колони трябва да се държи сметка за значителните огъващи моменти напречно на оста на моста, както и да бъдат удовлетворена проверката на продънване.

Голямата ширина на конструкцията не създава трудности при поемането на напречните сили. Разполагането на главната носеща армировка (обикновена или напрегаща) е обикновено в един ред (фиг. 5.3).

Конструктивната височина на едноотворните плочни конструкции от обикновен стоманобетон се приема  $1/15 - 1/18$  от дължината на статическия отвор. При непрекъснати греди и рамки тази височина е по-малка. Друг фактор за намаляване на конструктивната височина е да се приложи предварително напрегане, при което тя може да достигне до  $1/25$  от отвора. Малката дебелина на плочите ги прави предпочитани при надлези и в градски условия, където задигането на нивелетата е свързано с трудно вместиране в съществуващата

улична мрежа (при градски мостове) или увеличаване на прилежащите към моста насипи и оттам оскъпяване на проектното решение на надлеза.



**Фиг. 5.2. Възможности за подпиране на плочна върхна конструкция**  
**(1) повърхнина на продънване**

При нарастване на отворите бързо се увеличава момента от собствено тегло. За проста греда той е равен на:

$$(5.1) \quad M_g = gL^2/8 = b(h/L) \gamma L^3/8,$$

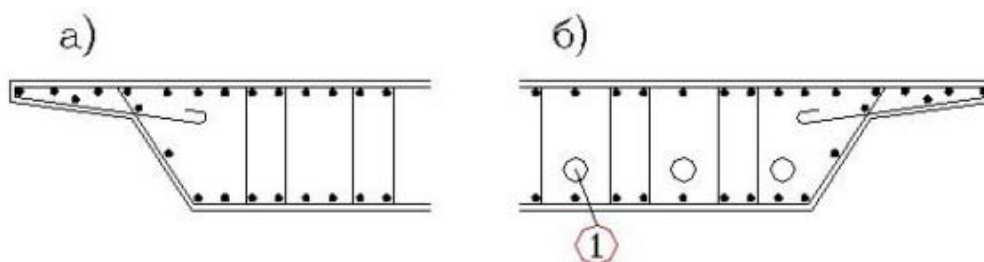
където

$$(5.2) \quad g = b \, h \gamma \, .$$

Понеже отношението  $h/L$  се движи в тесни граници, то моментът от собствено тегло ще нараства приблизително с третата степен на отвора. Поради тази причина плочни конструкции на един отвор от вида показан на фиг. 5 а) се прилагат обикновено за отвори не по-големи от 6 m (при обикновен стоманобетон) и до 10 m. (при предварително напрегнат бетон). За по-големи отвори се търсят начини за намаляване на собственото тегло на конструкцията. Това може да стане чрез оформянето на конзоли, носещи тротоарите или дори част от пътното платно - типове б) и в).

При плочите от фиг. 5.1 г) и д) конзоли липсват, но дебелина на плочата се променя от средата към краищата. По отношение на разхода на бетон те заемат средно положение между типове а) и б). Характерно за типове г) и д) е, че наблюдателят възприема илюзорно за височина на конструкцията само размера на корниза. Особено е положителен естетическият

ефект при криволинейна долна повърхност, но това се постига за сметка на усложнен кофраж.



**Фиг. 5.3 Армиране на плочи – напречни разрез: а) стоманобетонна; б) предварително напрегната (1) напрегаща арматура**

При неправилни в план плочни конструкции усилията се определят обикновено по метода на крайните елементи при приемане на ортогонална координатна система с оси  $x$  и  $y$ . Направленията на армировъчните пръти обикновено не съвпадат с осите  $x$ ,  $y$ . Най-малко армировка ще се получи, ако прътите са ориентирани по направленията на *главните моменти*  $M_I$  и  $M_{II}$ , изчислявани по формулата:

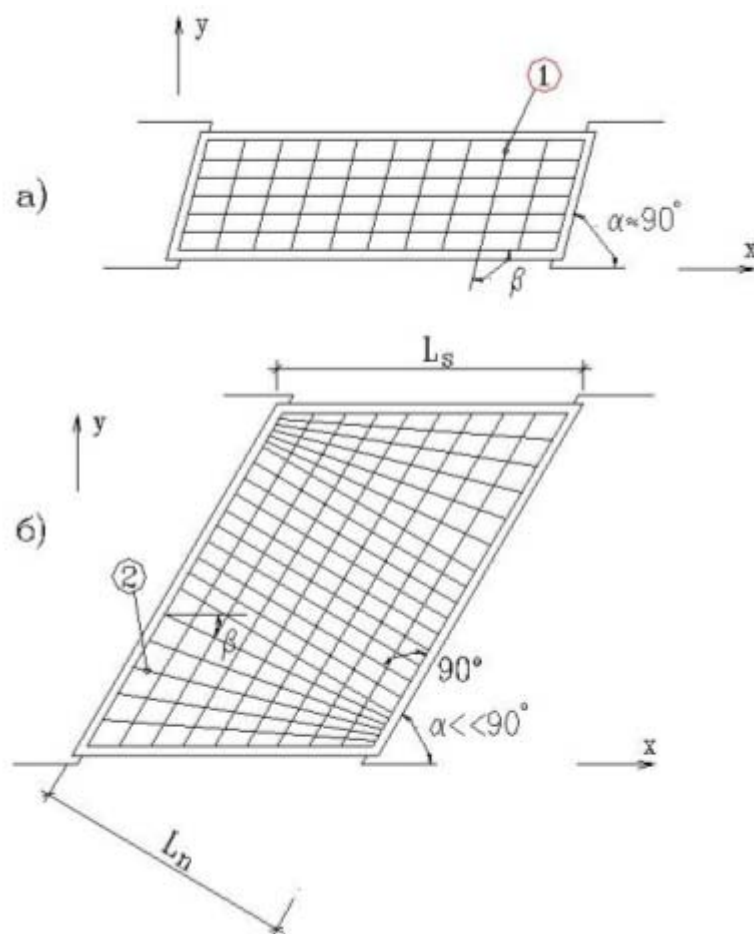
$$(5.3) \quad M_{I,II} = (M_x + M_y) / 2 \pm \sqrt{(M_x - M_y)^2 / 4 + M_{xy}^2}.$$

Посоката на главния  $M_I$  момент сключва с оста  $x$  ъгъл  $\theta$  получаван по формулата:

$$(5.4) \quad \operatorname{tg} 2\theta = 2M_{xy} / (M_x - M_y).$$

Практически е неосъществимо армировката да е точно по направленията на главните моменти, защото биха се получили криволинейни в план пръти. Сполучливо е решението, при което направленията на прътите се отклоняват от тези на главните моменти на ъгъл не по-голям от  $15^\circ$  (и по изключение до  $30^\circ$ ). За повече подробности по целесъобразното армиране вж. [42].

На фиг. 5.4 са показани два примера на армиране на коси плочи. Връхната конструкция от фиг. 5.4 а) е тясна, но дълга и с малка косота, т.е. острият ъгъл  $\alpha$  е почти прав. В този случай най-добре е армировъчните пръти да бъдат успоредни на ръбовете на плочата. В случая показан на фиг. 5.4 б) широчината на плочата и косотата са относително големи. Начинът на армиране може да се обоснове така: Във вътрешната част на плочата армировката е перпендикулярна на линията на подпиране. В тази зона плочата опростено може да се разглежда като съставена от тесни правоъгълни ивици с подпорно разстояние  $L_n$ . В крайните части ивиците ще бъдат с променлива широчина и с подпорно разстояние в границите от  $L_n$  до  $L_s$ . Поради това армировката при свободните краища ще бъде значително повече за единица широчина, отколкото в средната част. Ветрилообразното нареждане на армировката показва още, че при тъпите ъгли има концентриране на реакциите от ивиците в крайната зона. При острите ъгли реакциите са по-малки. Понякога в острите ъгли се получават опънни реакции при определено положение на подвижните товари, а дори и от постоянните. В тези случаи е необходимо да бъдат предвидени лагери поемащи и опън.



**Фиг.5.4. Примери за армиране на коси плочи**

**а) Тясна плоча с малка косота; б) Широка плоча с голяма косота.**

Поради сложното армиране и възможните опънни реакции, плочи с големи косоти (малки стойности на ъгъла  $\alpha$ ) е препоръчително при възможност да се избягват. На фиг. 3.21 са дадени примери на коси пресичания, при които мостът е нормален.

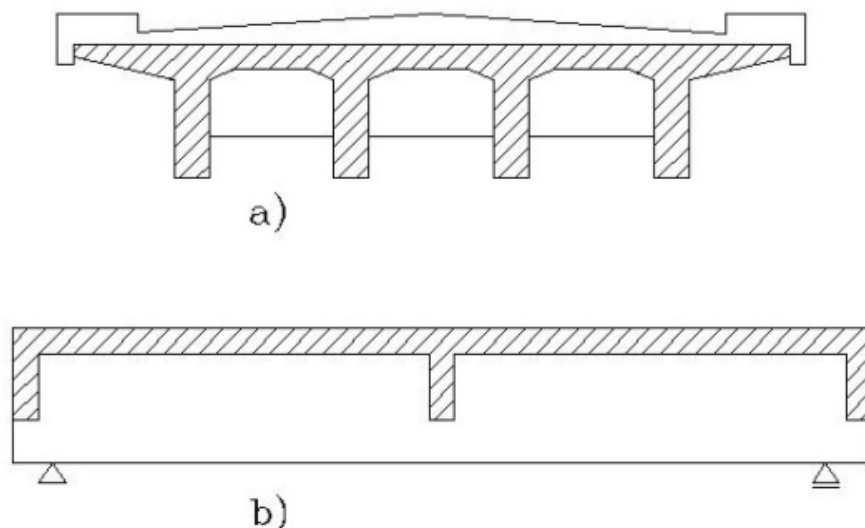
На фиг. 5.3 са показани разреза на плочи с обикновена и напрегаща армировка. При мостовите плочни връхни конструкции, дори и при едноотворните, се поставя горна армировка. Стремената обикновено се оказват достатъчни за поемането на напречните сили. Огънати пръти и кобилици са необходими понякога при подпиране върху единични колони за осигуряване срещу продънване.

### 5.1.2. Плочогреди

Плочогредата е типична форма на напречно сечение на стоманобетонните елементи. Най-често се прилагат плочогредови връхни конструкции с много ребра, вж фиг. 5.5. При приемането на основните размери на такава конструкцията се изхожда от следното:

Дебелината на плочата се избира с оглед да понесе усилията при огъването ѝ. Наличието на удебеления при подпорите ѝ (вуги) е благоприятно с оглед поемането на подпорните моменти, напречните сили, както и осигуряване на плавна връзка между плочата и реброто. Наклонът на вугите се приема обикновено не по-голям от 1:3. Ако по

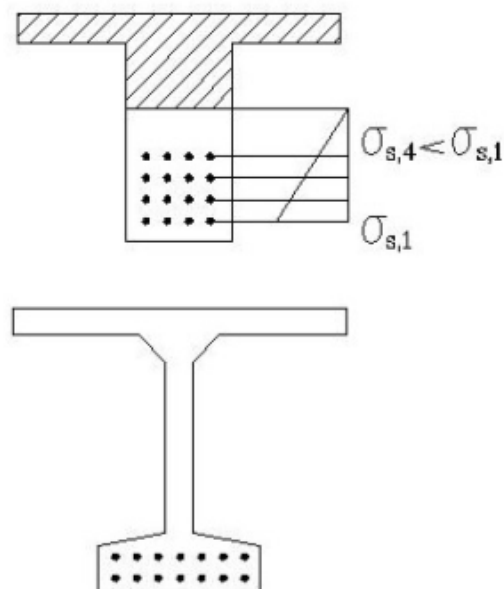
технологични или други съображения се приеме по-стръмна вута, то за изчислението се приема, че тя е с наклон 1:3. В т. 4.1.1 бе цитирано изискването на [38] за минимална дебелина на плочата 16 cm.



**Фиг. 5.5. Плочогредов мост: а) напречен разрез; б) надлъжен разрез**

Разстоянието между главните греди се избира по няколко съображения. Когато няма ограничения за конструктивната височина, рационалното разстояние между гредите при отвори 10-20 m е около 1,50 m, докато при отвори 40 m нараства на около 3,00 m. При търсене на по-малка конструктивна височина се съгъстват гредите.

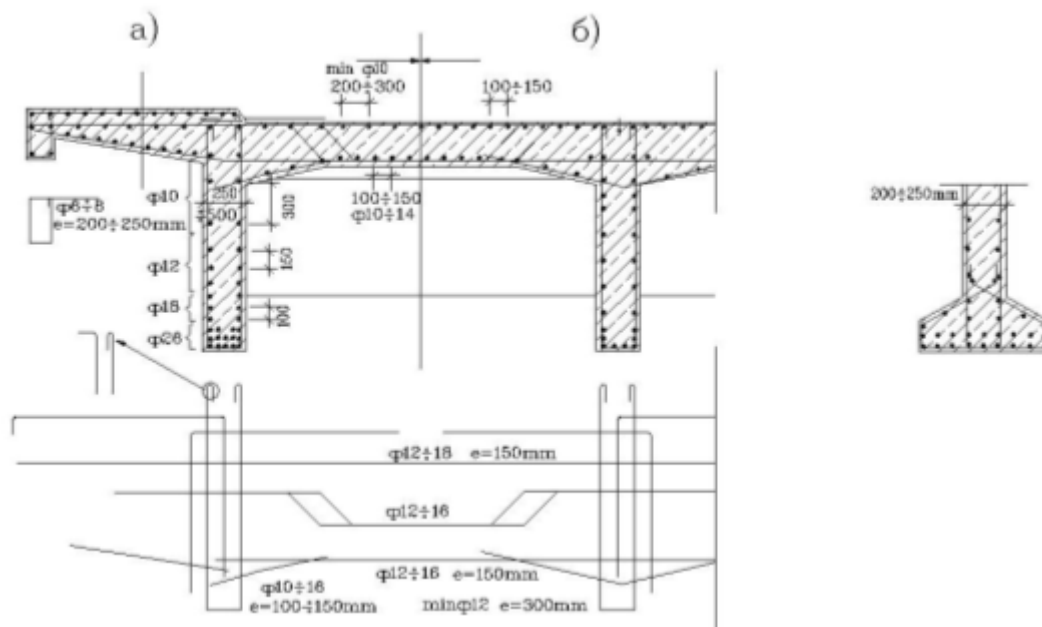
Дебелината на ребрата зависи от една страна от поемането на напречните сили, а от друга - от възможностите за разполагане на армировката - виж фиг. 5.6. Поради голямото подвижно натоварване, обикновено армировката на мостовите греди е от пръти, разположени в няколко реда. В горните редове армировката работи с по-ниско напрежение, отколкото в долните, поради което тя се използва непълноценно. За избягване на този недостатък може да се предвиди уширение в долния край на сечението. Долният пояс на сечението се избира с размери, съобразени с разполагането на надлъжната армировка (обикновена или напрегаща). Широчината на реброто трябва да бъде достатъчна за поемането на напречните сили, както и да позволява лесно полагане и уплътняване на бетонната смес.



**Фиг. 5.6. Напречни сечения на плочогреди**

При опорите широчината на реброто може да бъде увеличена заради по-големите стойности на напречните сили. Уширението на долния пояс е особено благоприятно при

предварително напрегнати конструкции за поемането на натиска при осъществяване на предварителното налягане



**Фиг. 5.7. Армировка на плочогредови конструкции – напречни разрези**

На фиг. 5.7 е показано примерно разполагане на армировката в напречния разрез на плочогреди. Горната армировка при подпорите трябва да бъде разположена така, че да има междини, осигуряващи полагането и уплътняването на бетонна смес в ребрата. Разполагането на част от опънната армировка в плочата има предимството, че се осигурява възможно най-голяма полезна височина на сечението. Освен това плочата в опънната зона трябва има достатъчно количество горна надлъжна армировка. В противен случай в тези зони на плочата могат да се разтворят пукнатини перпендикулярни на отвора на гредата.

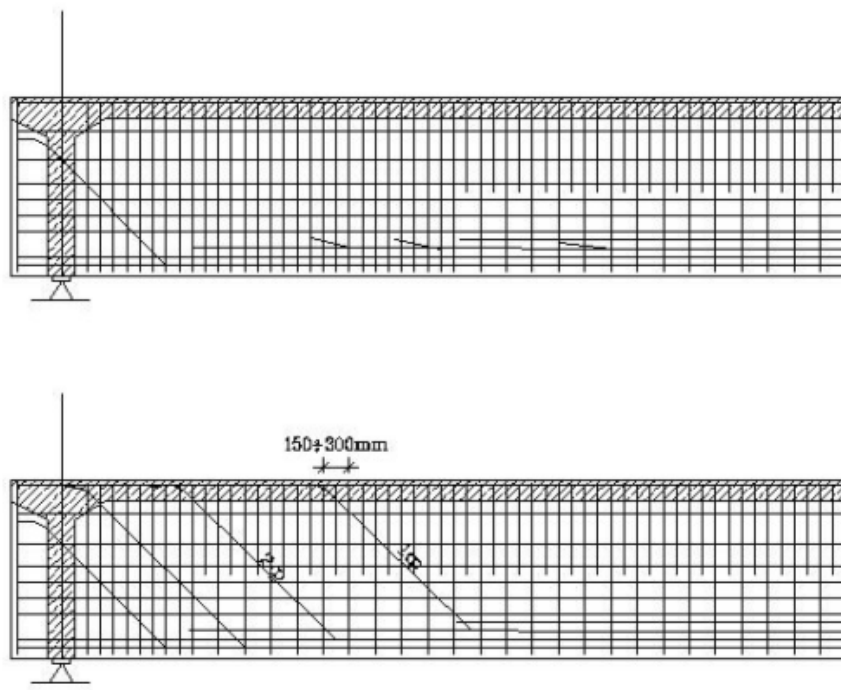
Плочите на плочогредовите конструкции обикновено се армират с прави и огънати пръти (фиг. 5.7). Армирането само с прави пръти е рационално при светли отвори на плочите до 2 m..

Целесъобразно е в главните греди да има огънати пръти, (фиг. 5.8 б), които ще могат да участват в поемането на напречните сили. Напоследък има тенденция да се армира само с прави пръти за по-лесно изпълнение. Прекъсването на част от прътите в полето и закотвянето им в опънната зона е неблагоприятно. Затова в [72] се препоръчва прътите закотвяни в опънната зона да бъдат огънати под малък ъгъл, фиг. 5.8 а).

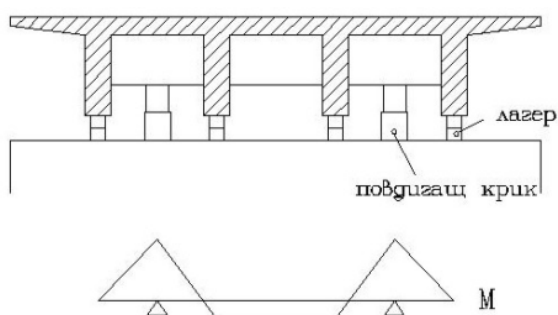
Плочогредовите конструкции обикновено са с напречни греди. Тези при подпорите укрепват пространствено връхната конструкция и създават благоприятни възможности за опирането на повдигащите крикове при евентуална подмяна на лагерите - виж фиг. 5.9. Вътрешните напречни греди осигуряват добро напречно разпределение на подвижните натоварвания. Ако плочогредата е без напречни греди, то главните греди под подвижните товари ще поемат почти изцяло подвижните натоварвания (фиг. 5.10 а). При наличие на напречни греди провисванията на отделните главни греди ще бъдат почти изравнени и усилията в най-тежко натоварените надлъжни греди ще бъдат по-малки отколкото, ако напречните греди липсват, (фиг. 5.10 б). Методики за пространствено изчисление на



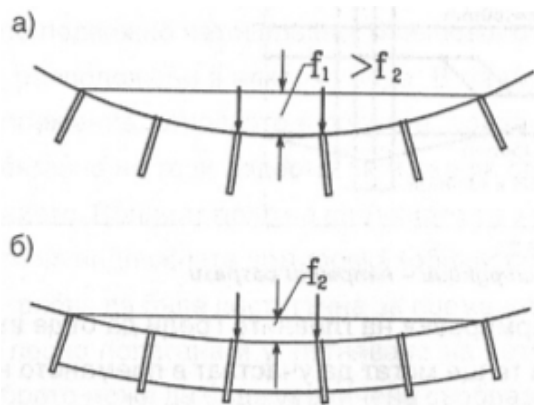
плочогредови връхни конструкции са изложени в гл. 6 и в [14, 32, 33, 73, 75]. Тук само ще бъде отбелязано, че една напречна греда в средата на полето е достатъчна да осигури добро напречно разпределение



**Фиг. 5.8. Армировка на главни греди:**  
а) без огънати пъти б) с огънати пъти

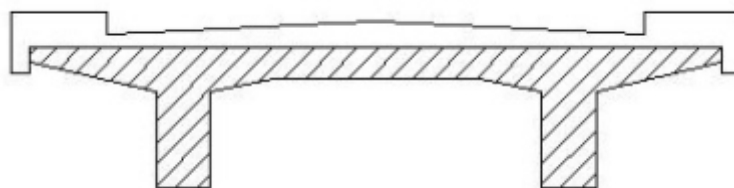


**Фиг. 5.9. Повдигане на конструкция при смяна на лагерите**



**Фиг. 5.10. Напречно огъване на плочогреди:**  
а) без напречни греди; б) с напречни греди

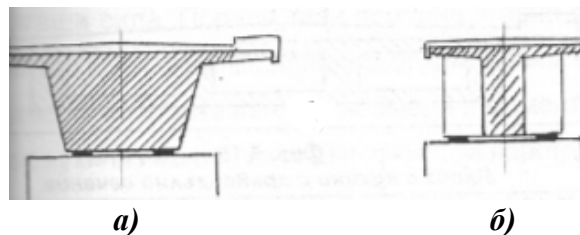
Прилагат се плочогреди и с две ребра, като широчината на връхната конструкция може да бъде до 15 m фиг. 5.11. При този вид напречно сечение липсват напречни греди, а главните греди се подпират на отделни колони. Това решение е съобразено със системата "поотворно бетониране с хоризонтални преместваеми кофражи" (виж т. 9.3).



**Фиг. 5.11. Плочогреда с две ребра**

Изпълняват се и плочогреди само с едно ребро (фиг. 5.12). По форма те приличат на сечението на плоча с конзоли.

Плочогредите с едро ребро имат следните особености: Бетонирането и армирането е много по-лесно в сравнение с традиционната плочогреда. Кофражните работи могат да бъдат рационализирани, ако размерите на напречното сечение се съобразят с тези на разполагаемите кофражни платна [70]. Недостатък на този вид напречно сечение е голямото количество бетон като тегло влияещо върху разрезните усилия. Освен това, проблем представляват мерките, които трябва да бъдат взети с цел избягване на вредното влияние на екзотермията на бетона. С оглед на тези недостатъци се препоръчва да се приема възможно най-голяма дължина на конзолите.



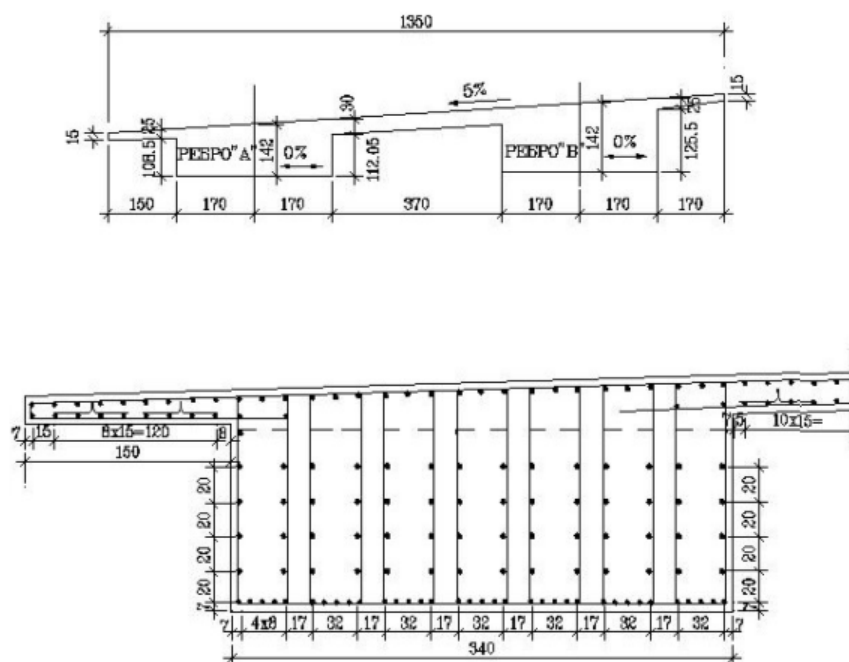
**Фиг. 5.12. Плочогреда с едно ребро**

**а) подпирание с лагери под надлъжната греда;**

**б) подпирание с лагери под напречна греда**

Плочогредите с едно ребро се изчисляват като греда подложена на огъване и усукване с недеформируем контур на напречното сечение. Усукващ момент се появява при ексцентрично положение на подвижните вертикални натоварвания. Усукването се предава на опорите чрез лагерите. С цел да не се получат опънни реакции, лагерите трябва са разположени на достатъчно разстояние в напречно направление, вж. фиг. 5.12.

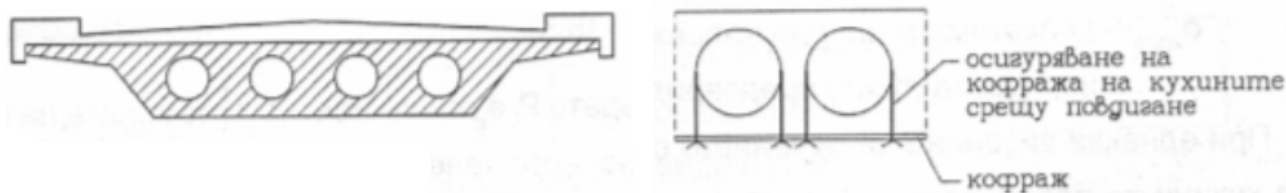
На фиг. 5.13 са показани напречни разрези на плочогреда със широки ребра. Примерът е от надлезите от Южния пътен възел на Велико Търново. Тази особена плочогреда позволява да се постигне сравнително малка конструктивна височина. За разглеждания случай най-малката ѝ стойност е около 1/17 от отвора, а системата е непрекъснатата греда. За междинни опори служат единични колони с кръгло сечение. Това решение е лесно приложимо при коси мостове.



**Фиг. 5.13. Плочогреда със широки ребра**

### 5.1.3. Връхни конструкции с кухни

Конструкцията с кухини се разделят условно на плочи с кухини (фиг. 5.14, 5.15) и кутиеобразните греди (греди с кухини), вж. фиг. 5.17. За разлика от плътните сечения от фиг. 5.1 и фиг. 5.12, при конструкциите с кухини по-трудно може да бъде дефинирана точно границата между греди и плочи. Разликата е основно в статическата им работа, вж. гл. 6 и [42].

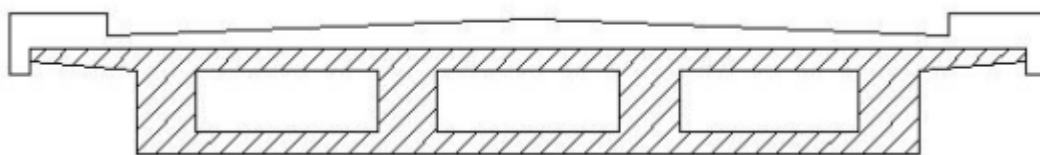


**Фиг. 5.14. Плоча с цилиндрични кухини**

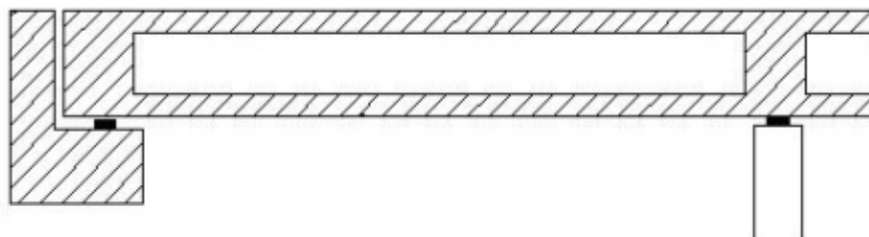
Напречните сечения с кухни са за предпочитане пред плочоградовите в случаите, когато има моменти с различни знаци. Това може да се дължи на статическата система на главната конструкция. Например при непрекъснати греди и рамки моментите в средите на полетата са положителни, докато тези при опорите - отрицателни.

Сеченията с кухини са подходящи за предварително напрегнатите конструкции (едноотворни и непрекъснати). Известно е, че в различните етапи на строителство и експлоатация в отделните разрези на връхната конструкция възникват моменти с различни знаци. Така при едноотворна конструкция в строително състояние (при прилагане на

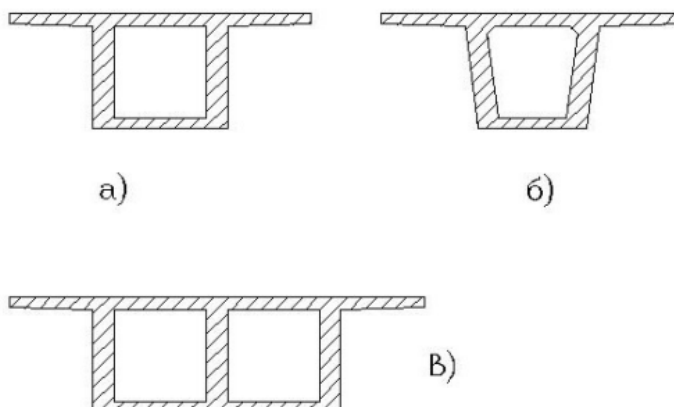
напрягащата сила), долният ръб е подложен на натиск. Поради това сечение с добре развит долен пояс се оказва по-целесъобразно отколкото плочогредово



**Фиг. 5.15. Плоча с кухини с правоъгълно сечение**



**Фиг. 5.16. Надлъжен разрез на плоча с кухини**



**Фиг. 5.17. Видове напречни разрези на кутиеобразни греди**

Сеченията с кухини са по-подходящи за предварително напрегнати конструкции не само в сравнение с плочогредовите, но и в сравнение с плътните. За доказателство ще бъде анализирана формулата за определяне на необходимата напрягаща сила.

$$(5.5) \quad \sigma = -P/A - P e_p / W + M / W \leq \sigma_{adm}$$

където  $P$ ,  $e_p$  са съответно големината на напрягащата сила и ексцентрицитетът ѝ;

$A$ ,  $W$  - площта на напречното сечение и съпротивителния му момент;

$M$  - моментът от външни натоварвания;

$\sigma_{adm}$  - допустимото опънно напрежение на бетона (приемано равно на нула, ако се осигурява декомпресия).

При еднаква височина на сечението съпротивителните моменти на сечение с или без кухини се различават незначително. Площта на напречното сечение на плоча с кухини е забележимо по-малка отколкото на плътната, което ще доведе и до по-малка напрягаща сила.

Поради тази причина в едно сечение с кухини ще има по-малко напрегаща армировка, отколкото в плътно, при същите външни размери и момент  $M$ . Сечението с кухини има по-голяма височина на ядрото си в сравнение с правоъгълното, което дава по-голяма свобода при разполагането на напрегащата армировка в различните разрези по дължина на гредата.

Плочите с кухини имат по-малко собственото тегло в сравнение с плътните. Обикновено дебелината на мостовите плочни конструкции рядко надвишава 1,00 m. При това височината на кухините ще бъде под 70 cm. Като се има предвид този размер, то е ясно, че кофражът за кухините трудно може да бъде изваден. Поради това за кофражи на кухините трябва да бъдат използвани такива материали, които не са скъпи.

Кухините на плочите често са с кръгло сечение. За кофрирането им могат да се използват тръби от ламаринена лента оформена по спирала и с връзка между витките на спиралата на фалц. Такива тръби се произвеждат у нас за вентилационни уредби, както и с по-малки диаметри за каналобразователи на конструкции напрегнати след бетонирането. Възможно е ползуването на кофражи от фазер или надуваеми гумени тела, които могат да бъдат изваждани след изпускане на въздуха.

Кофражите на кухините трябва да бъдат осигурени срещу повдигане (изплуване) при бетонирането и вибрирането, вж. фиг. 5.14.

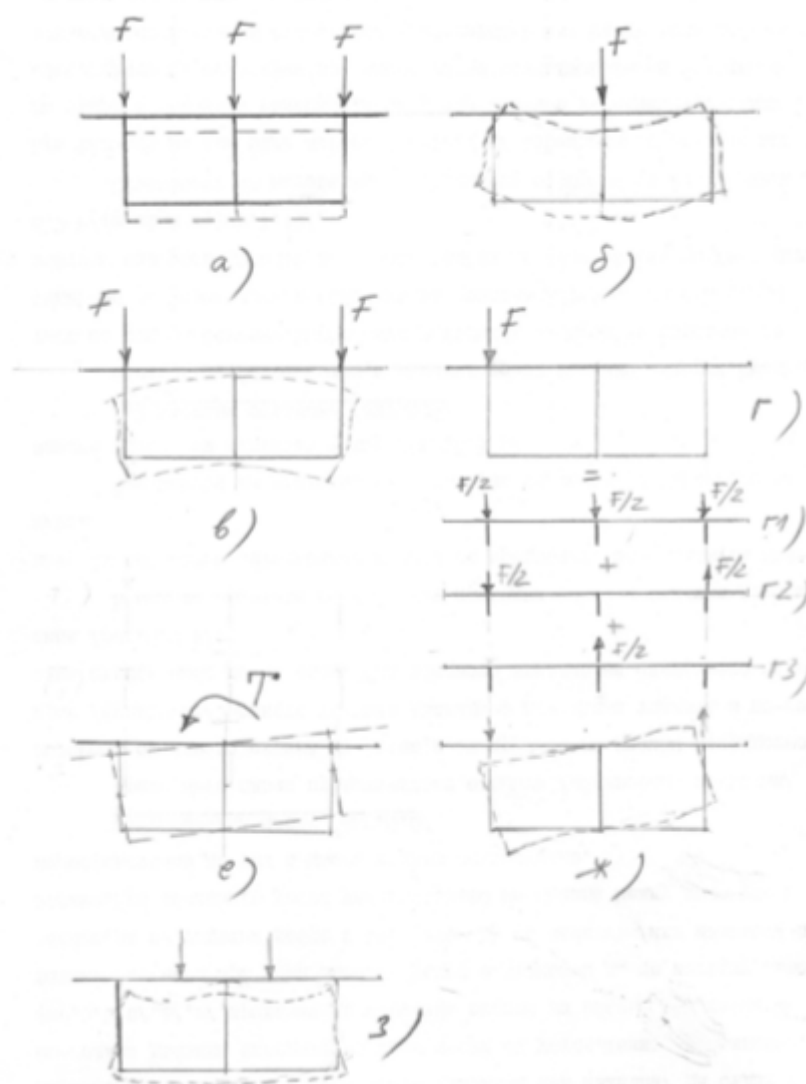
Плочата може да има кухини с правоъгълно сечение. Тогава нейното собствено тегло е по-малко, отколкото в случая на цилиндрични кухини. По-сложно е изпълнението на плочи с правоъгълни кухини. За намаляване на количеството на оставащия кофраж се препоръчва бетониране на етапи (долна плоча, ребра и горна плоча). Така е възможно да бъде изваден кофража на ребрата, а да бъде загубен само този за горната плоча.

В приопорните сечения обикновено плочите са плътни и така се оформят вътрешни напречни греди ("скрити ригели"), вж. фиг. 5.16. Те осигуряват пространствено укрепване на плочите при лагерите им и позволяват плочата с кухини да се подпира на отделни колони, вж. фиг. 5.2. При това скритият ригел получава значителни огъващи моменти в експлоатационно състояние. Плътната част на плочата при подпорите действа благоприятно и за поемането на напречните сили.

Кухините с размери, които не позволяват достъп по време на експлоатацията на мостовете, създават трудности при поддържането им – няма възможност да се установи наличие на проникнала вода, корозирал бетон и армировка. Във връзка с това в Германия има забрана за строителство на нови мостове от този тип.

За големи отвори се прилага изключително кутиеобразно сечение, понеже в този случай най-добре се ползват неговите предимства: статическа схема непрекъснатата греда или рамка, предварително напрегане, лесно кофриране и декофриране поради големите размери на кухините надвишаващи човешки ръст. Кутиите с правоъгълен контур са по-лесни за изпълнение. Наклонените външни стени на кутиите позволяват да се намалят дължините на конзолите, а по-малкия размер на долната основа на трапеца диктува съответно по-малка широчина на стълбовете. С увеличаване на броя на ребрата се намаляват огъващите моменти в горната плоча, а също профилът на кутията става по-малко деформируем. Поради големите размери на отворите, не съществуват трудности при ревизията на мостовете.

В някои мостове с големи отвори част от напрегащата армировка е без сцепление. Тя се разполага обикновено в кухините, но вън от бетонното сечение. Предимството в случая, че тя може да се донапряга в експлоатация за компенсиране на провисвания от пълзене. Външната напрегаща армировка се защитава със специални смазки или греси, а ако е корозирала, тя лесно може да бъде подменена.



**Фиг. 5.18. Схеми за деформирането на напречно сечение на кутиеобразна греда**

Плочите с кухини се огъват по двете направления, при което напречната коравина е по-малка от надлъжната. Статическата работа на кутиеобразните греди е обяснена чрез фиг. 5.18. На фиг. 5.18 а) трите ребра на конструкцията са натоварени с еднакви сили и в сеченията ѝ ще възникнат огъващи моменти и напречни сили. В случай б) при натоварване на средното ребро профилът на кутията ще се изкриви, т.е. ще се получи *дисторзия*. Подобно е положението и при в). Ако конструкцията е натоварена едностранно (схема г), то външното натоварване може да се разложи на г1) равностойно на а) обратно симетрично г2) и разтоварващо г3) подобно на б). Състояние г2) може да предизвика усукване, без изкривяване на сечението е) и/или дисторзия ж). При извънвъзлово разположение на товарите - схема з), елементите на кутията (плочи и ребра) са подложени на огъване. Повече подробности по изчисляването на конструкциите с кухини има в гл. 6 и [42]. Направените тук разглеждания са свързани с въпросите на формообразуването на кутията и армирането.

Огъването на конструкцията в надлъжно направление предизвиква нормални напрежения, които имат екстремни стойности в горната и долната плоча. В ребрата



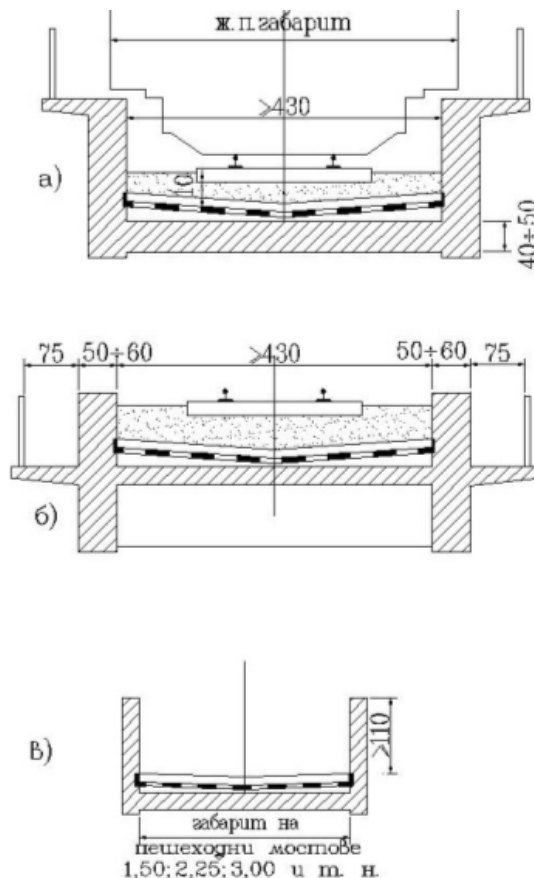
възникват тангенциални напрежения от напречна сила. Усукването предизвиква тангенциални напрежения в ребрата и плочите. Всичките части на сечението са подложени на напречно огъване от извънвъзловото натоварване - з), както и от дисторзията. Сложното напрегнато състояние трябва да се отчита при приемането на дебелините на стените на кутията и армирането им. Така напр. вертикалните пръти в ребрата работят като стремена за напречни сили и усукващи моменти, а също и като пръти поемащи моменти от напречното огъване.

#### 5.1.4. Гредови конструкции с път долу и посредата (коритообразни конструкции)

При гредите с път долу се постига най-малка конструктивна височина, фиг. 5.19 а), в). Сечението има формата на обърнато "П". У нас такива конструкции са изпълнявани предимно при ж.п. мостове. Разстоянието между главните греди се диктува от:

- изискването за минимална ширина на баластовото легло (430 cm);
- габарита на железниците, при минимална дебелина на баластовото легло по време на ремонт, приемана 10 cm под траверсите [35].

Характерно за този тип напречно сечение е, че отворът на плочата се диктува от мостовия габарит и нейната дебелина може да достигне до 50 cm. Олекотяване на конструкцията може да се постигне като се предвиди напречно оребвяване на плочата, но при това конструктивната височина се увеличава, фиг. 5.19 б).



Фиг. 5.19. Гредови конструкции с път долу и посредата:

а), б) жп мостове; в) пешеходен мост

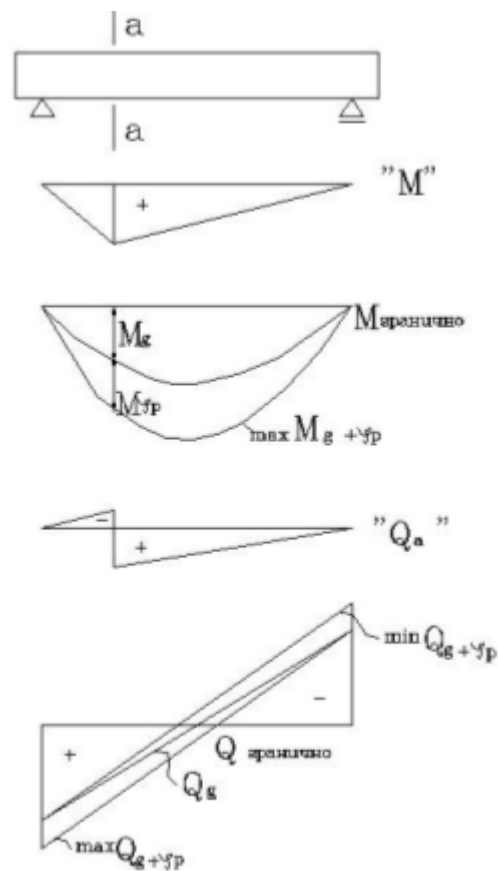
Коритообразни конструкции могат да се използват за пешеходни мостове, като гредите служат и за парапет, фиг. 5.19 в). У нас в миналото са изпълнявани пътни мостове с път долу, при ширина между ребрата 4 - 5 m и с тротоарни конзоли изнесени навън. При по-големи габарити (каквито са съвремените) плочата (гладка или оребрена) получава големи усилия, поради което тази конструкция за пътни мостове понастоящем не се прилага.

## 5.2. Особенности на различните изчислителни схеми

### 5.2.1. Прости греди, без и с конзоли

На фиг. 5.20 са показани диаграми на разрезните усилия и линии на влияние на проста греда. Характерно за тази статическа система е, че като статически определима, тя може да бъде прилагана при всякакви инженерно-геоложки условия, тъй като неравномерните слягвания на опорите на моста не предизвикват усилия във връхната конструкция. Друго предимство е, че простите греди лесно могат да се изпълняват като монолитни, понеже скелето без затруднение може да се мести последователно в отворите. Те се поддават на типизиране и поради това са много подходящи за сглобяемо изпълнение.

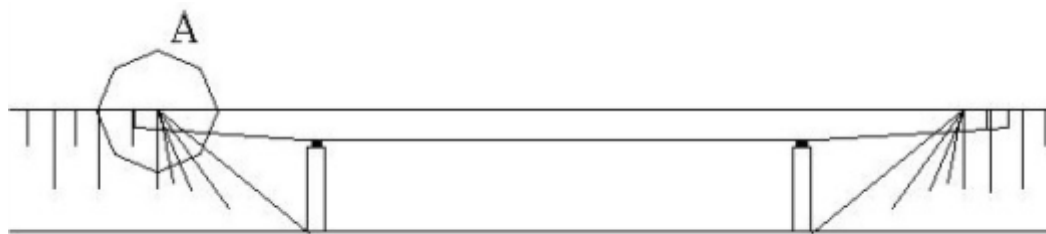
Ако бъде разгледан от една страна многоотворен мост система проста греда и непрекъсната (или герберова) от друга, то ще бъде установено: В простата греда има по-големи моменти в сравнение с другите гредови системи и съответно по-голяма конструктивна височина. Недостатък на многоотворните мостове система проста греда е наличието на голям брой фуги, които са слаби места на съоръжението. Ъглите в деформираната ос на съседните отвори предизвикват чупки в пътната настилка, които са нежелани от гледна точка на скоростта и сигурността на пътуването (фиг. 5.21). При сглобяемо изпълнение броят на фугите може да бъде намален чрез така наречената непрекъсната пътна плоча (виж т. 3.3.4).



Фиг. 5.20. Усилия в проста греда



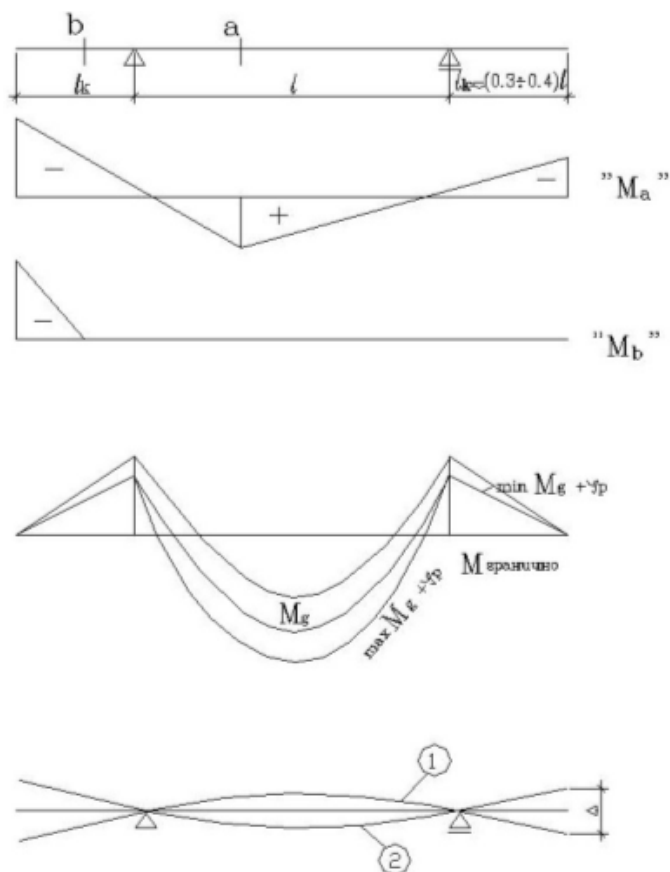
Фиг. 5.21. Ъгли на чупките при фугата между две прости греди



**Фиг.5.22. Изглед на мост система греда с конзоли**

При простите греди с конзоли (фиг. 5.22) е създадена възможност да бъдат редуцирани моментите в полето, за сметка на наличието на подпорни моменти. Това личи от граничната моментова диаграма, фиг. 5.23. С оглед на добро съотношение между стойностите на моментите в полето и при подпората дължината на конзолата се приема обикновено равна на 0,3 - 0,35 от тази на централния отвор. Ако конзолите са с плътно напречно сечение, то ще се получи голям момент в подпорите и съответно малък момент в полето. При това се постига много малка височина на сечението в средата на отвора, докато при опорите тя е значително по-голяма (фиг. 5.24). При такова оформяне, конзолната греда по външен вид прилича на свод.

Предимство на конзолната греда е, че липсват устои и крила, за сметка на наличието на насип в крайните отвори.



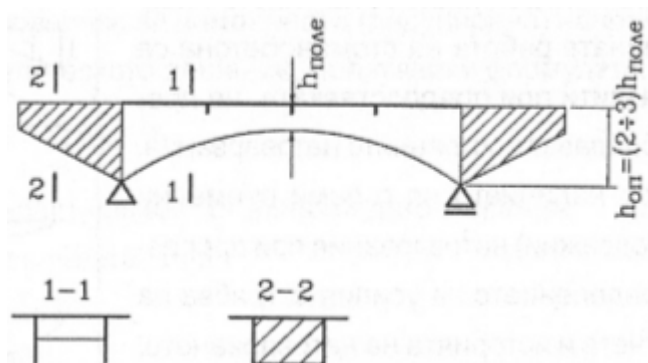
**Фиг.5.23. Особенности на статическата работа на греда с конзоли: а) линии на влияние; б) гранични моментови диаграми; в) деформирана ос на конструкцията при натоварване: (1) върху конзолите; (2) в полето**

По отношение на конструктивната височина и разхода на основните материали, конзолната греда има предимство пред гредата без конзоли, дължащо се на по-благоприятното разпределение на моментите.

Сериозен недостатък на конзолната греда е свързан с вертикалните премествания на краищата на конзолите. Освен това там слягва и насипа, поради което се получават неравности в пътната настилка. Това може до известна степен да бъде ограничено, ако бъдат поставени преходни плочи - виж фиг. 5.25.

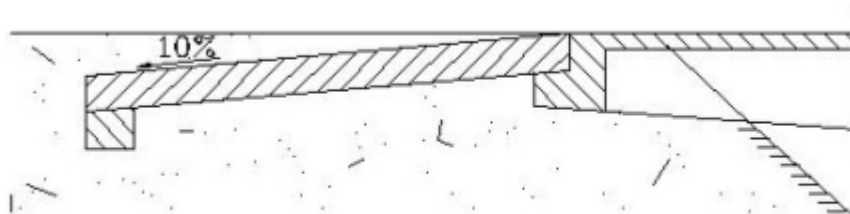
При мостове над реки съществува опасност от отмиване на насипа, поради което откосите трябва да бъдат защитени чрез облицоване. Не може с увереност да се твърди, че

тези мерки са ефективни. От друга страна провисванията на конзолите при връзките с насипа, дори и при наличието на преходни плочи не позволяват големи скорости на движение по моста. Поради изтъкнатите обстоятелства, греди с конзоли могат да се прилагат при надлези на пътища с ниска категория (където не се развиват големи скорости) пресичащи главни пътища или жп линии.



**Фиг.5.24. Греда със затежнени конзоли**

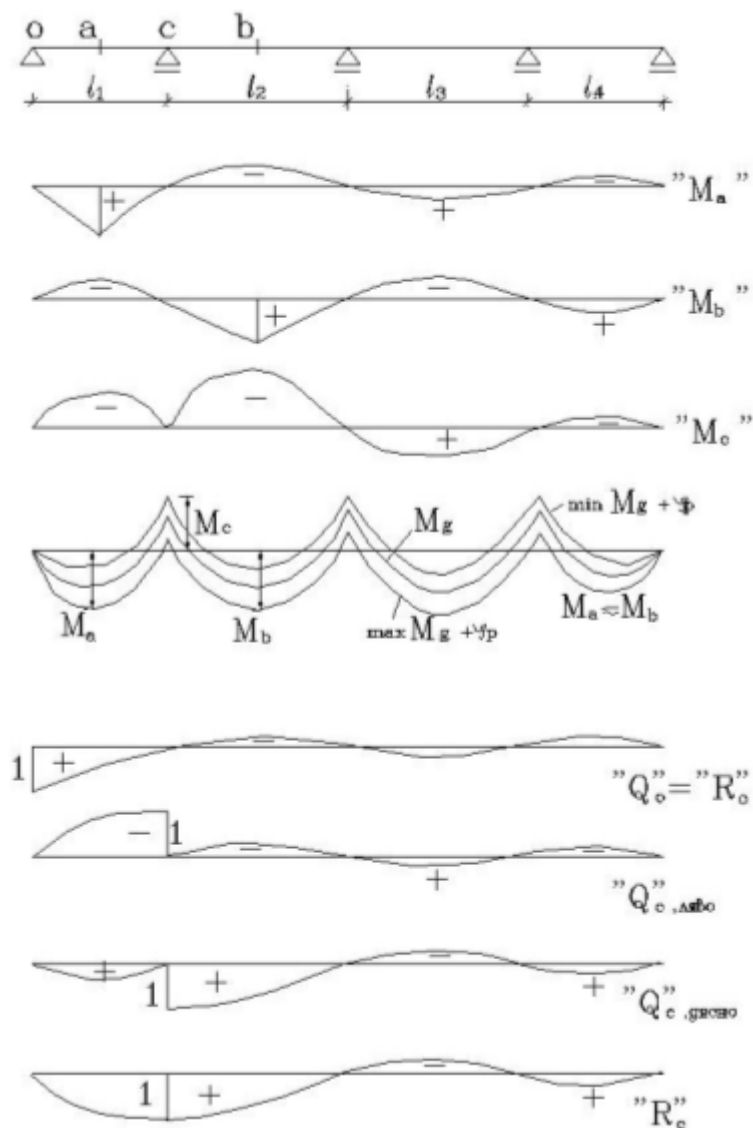
В конзолните греди се получават големи усилия при изследването им на земетръс поради действието на вертикални сеизмични сили в конзолите им. Поради това не се препоръчва прилагането на тази система в райони с висока степен на сеизмичност.



**Фиг. 5.25. Връзка между моста и насипа – детайл “А” от фиг. 5.22**

### 5.2.2. Непрекъснати греди и рамки

Особеностите на статическата работа на непрекъснатата греда са показани чрез характерни диаграми за разрезните усилия и линиите на влияние на фиг. 5.26. За разлика от някои статически неопределими стоманобетонни конструкции в сградите, при мостовите връхни конструкции изчисленията се провеждат при предпоставката, че системата работи като еластична. Изчислителни методи с отчитане на преразпределението на усилията дължащо се на еласто-пластичната работа на стоманобетона са развити при предпоставката, че преобладават постоянните натоварвания. При наличието на големи временни (подвижни) натоварвания при преразпределението на усилията трябва да отчете и историята на натоварването.



Фиг. 5.26. Линии на влияние и диаграми за усилията в непрекъсната греда

Изборът на местата на опорите на мост със система непрекъсната греда може да се диктува от особеностите на премостваното препятствие - например наличието на пътни платна, жп коловози, сгради, и др. При липса на такива обстоятелства, обикновено се търси изравняване на моментите в отделните полета. Това може да се постигне, ако вътрешните полета са 1,2 до 1,3 пъти по-дълги от крайните. При това обаче, моментите при подпорите се получават около 1,5 пъти по-големи от тези в полетата. При конструкции от обикновен стоманобетон трябва да бъде взето под внимание, че за сечението при опората натискава зона е в реброто, което създава затруднения, вж. фиг. 5.27, разрез а-а и в-в.

Поставянето на натискава армировка при опорите е неефективно и затова обикновено се търси подходящ избор на формата и размерите на сечението. Целесъобразно оформяне на върхната конструкция се постига, ако конструктивната височина при опорите е по-голяма от тази в полетата, т.е. гредата да бъде с праволинейни или криволинейни вертикални вути, виж фиг. 5.27. При статическото решение на греди с вути трябва да се отчете промяната на инерционния момент по дължина на отвора.

При наличието на вертикални вути по-лесно се поемат напречните сили. В този случай помага натисковата сила в бетона, която е наклонена под ъгъл  $\alpha$ , равен на наклона на вутата. В такъв случай сечението се проверява за намалената (редуцирана) напречна сила  $Q_{red}$ , вместо за получената от статическото решение, ползвайки формулата:

$$(5.6) \quad Q_{red} = Q - M \operatorname{tg} \alpha / h_0 ,$$

където:

$Q, M$  - напречна сила (съотв. огъващ момент) от външни натоварвания;

$Q_{red}$  - редуцирана стойност на напречната сила;

$\alpha$  - ъгъл на наклона на вутата;

$h_0$  – полезна височина на сечението.

Тъй като  $M$  и  $Q$  не са получени от едно положение на подвижния товар, се препоръчва  $M$  да се пресмята по формулата:

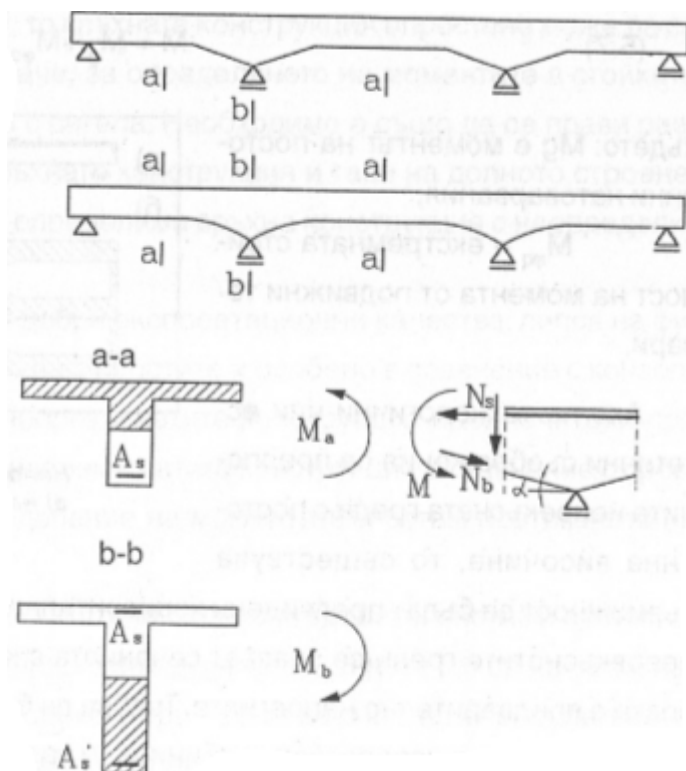
$$(5.7) \quad M = M_g + M_{pq} / 2 ,$$

където:  $M_g$  - моментът на постоянни натоварвания;

$M_{pq}$  - екстремната стойност на момента от подвижни товари.

Ако по технологични или естетични съображения се предпочита непрекъснатата греда с постоянна височина, то съществува възможност да бъдат предвидени хоризонтални вути (фиг. 5.28). Много благоприятни за непрекъснатите греди се оказват сеченията и особено когато главната армировка е предварително напрегната. Трябва да бъде отбелязано още, че при мостовите с големи отвори се използват комбинирано различни способы за поемане на моментите в приопорните сечения: сечения с кухни, вертикални и хоризонтални вути и натискова армировка.

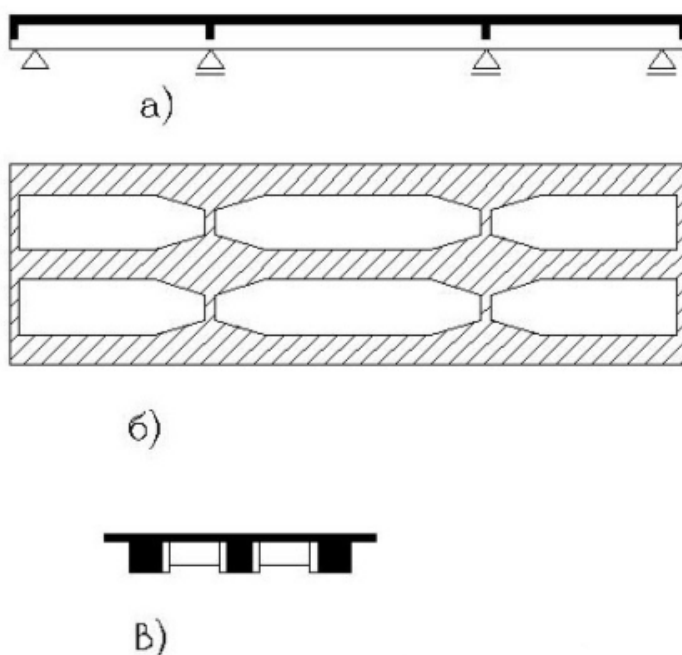
Препоръчаното отношение между дължините на вътрешните и крайните отвори (1,2 – 1,3) не бива да се счита като догма. Изпълнявани са непрекъснати греди с къси засипани отвори (фиг. 5.29). По външен вид такива непрекъснати греди приличат на прости греди с конзоли. При непрекъснати греди с къси крайни полета вътрешният отвор работи приблизително като запъната в двата края греда. От подвижните натоварвания разположени в средния отвор възникват отрицателни подпорни реакции в лагерите, а при много къси



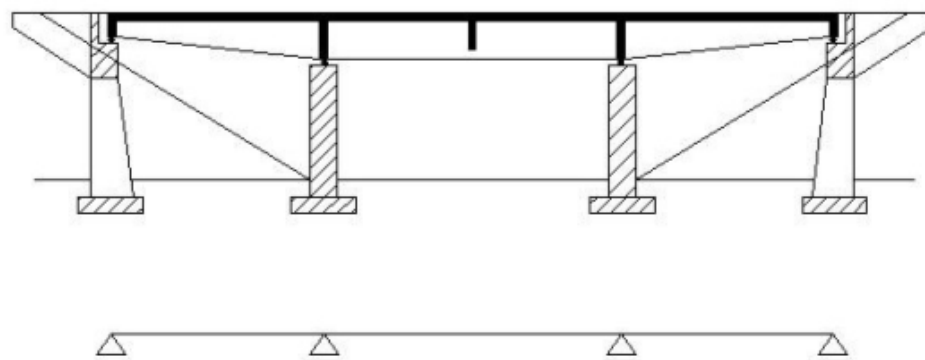
Фиг. 5.27. Непрекъснатата греда с вертикални вути



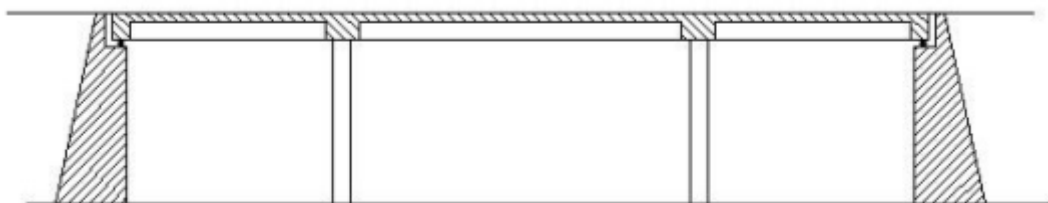
крайни отвори и от постоянни натоврания. В такива случаи лагерите на устоите трябва да могат да поемат и отрицателна реакция.



**Фиг. 5.28. Непрекъсната греда с хоризонтални вути**



**Фиг.5.29. Непрекъсната греда с къси засипани крайни отвори**



**Фиг. 5.29 а. Рамка с вертикални стойки**

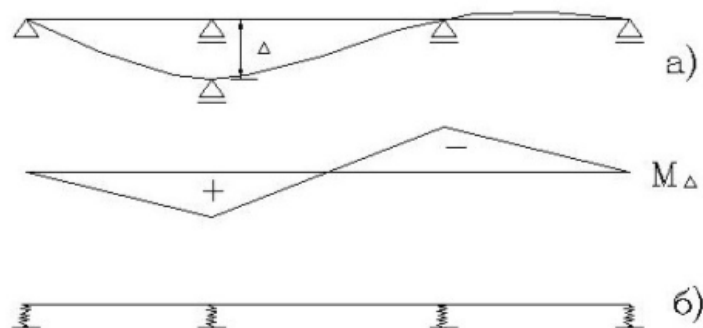
В някои случаи стълбовете са кораво свързани със върхната конструкция и нейната изчислителна схема е рамка. Ако коравините на стойките на рамките  $EJ/L^2$  са много по-малки в сравнение с коравината на ригела  $EJ/L^2$ , то върхната конструкция опростено може да се изчислява като непрекъсната греда. Обаче, за определянето на моментите в стойките трябва да се отчита коравата им връзка с ригела. Необходимо е също да се прави разлика и между статическата схема на върхната конструкция и тази на долното строене. Възможен е случая дори на статически определяема върхна конструкция с неопределимо долно строене, вж. т. 11.4 и [16].

Непрекъснатите греди и рамки имат добри експлоатационни качества: липса на фуги и по-малка деформируемост в сравнение с простите и особено в сравнение с конзолните и герберовите греди. Това прави непрекъснатите конструкции предпочитани при скоростни пътища. Друго предимство на непрекъснатите конструкции в сравнение с простите греди е по-благоприятното разпределение на моментите и оттам постигането на по-малка конструктивна височина.

В непрекъснатите греди, като външно статически неопределими системи се появяват допълнителни усилия при неравномерни слягвания на отделните им опори. В миналото непрекъснати греди са строени предимно при неслегдаеми или слабослегдаеми почви: скали, чакъли. Напоследък отчитайки добрите им експлоатационни качества, непрекъснати греди се изпълняват и при по-слаби почви, като се предвиждат специални фундирания: с пилоти, кладенци и др.

От съществено значение е отчитането на деформируемостта на земната основа. В миналото по експертна оценка се приемаха относителните слягвания на фундаментите  $\Delta$ , които се задаваха като принудени премествания на опорите - виж фиг. 5.30 а).

Понастоящем обикновено земната основа се моделира с еластични опори - фиг. 5.30 б). За определяне на пружинните константи трябва да се изходи от зависимостта натоварване-слягване при избрани предварително размери на фундаментите и приблизително известен диапазон на изменение на опорните реакции. За да бъде конструкцията достатъчно осигурена е необходимо да се извършат някои изчисления с различни стойности на деформационния модул на съответния вид почва в интервала на възможните му отклонения. С компютърна програми и чрез няколко варианта на входните данни може да се получи сравнително достоверна картина за възможното поведение на конструкцията при деформации на земната основа.

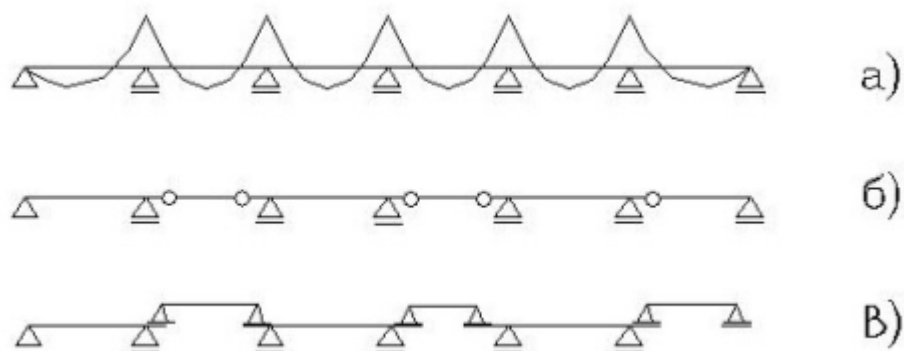


**Фиг. 5.30. Изчислителни модели за отчитане на поддаването на опорите**

В съвременната строителна практика са намерили приложение различни системи за изграждане на мостове, чиито връхни конструкции са непрекъснати греди или рамки - виж гл. 9. Характерното за тези системи е, че в строително състояние конструкциите работят по особени, поетапно изменящи се статически схеми. Поради това усилията от собствено тегло в такива системи се различават от тези в непрекъснатата гредата изпълнена едноетапно върху скеле.

### 5.2.3. Герберови греди

Герберовата гредата е многоотворна статически определима конструкция. Тя може да бъде разглеждана като "получена" от непрекъснатата гредата чрез поставянето на стави в нулевите точки на моментовата диаграма от постоянни натоварвания - виж фиг. 5.31 а), б). Герберовата гредата може да бъде представена и като съчетание от конзолни и окачени греди - фиг. 5.31 в).



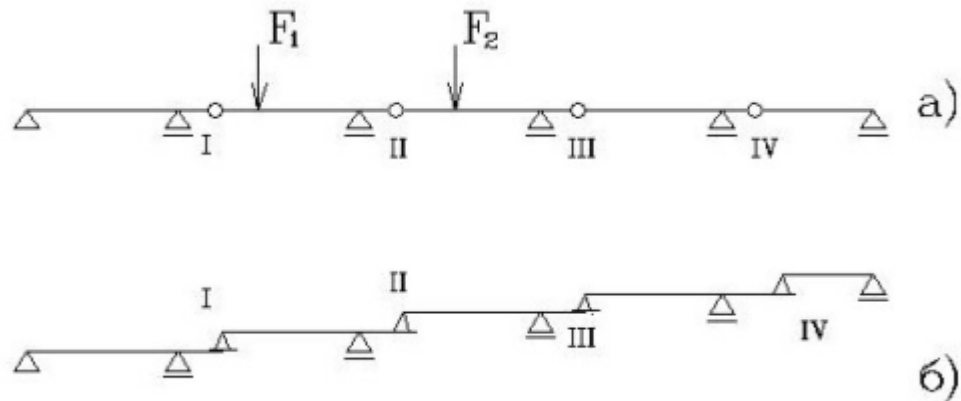
**Фиг. 5.31. Герберова гредата. а)  $M$ - диаграма на непрекъснатата гредата от постоянни натоварвания; б) герберова гредата, чиито стави отговарят на  $M=0$  в непрекъснатата гредата; в) герберова гредата представена като система от конзолни окачени греди.**

Броят на ставите в една герберова гредата трябва да бъде равен на вътрешните опори. При това конструкцията като цяло и отделните ѝ части трябва да бъдат геометрично и мигновено неизменяеми. Поради това в едно поле не може да има повече от две стави.

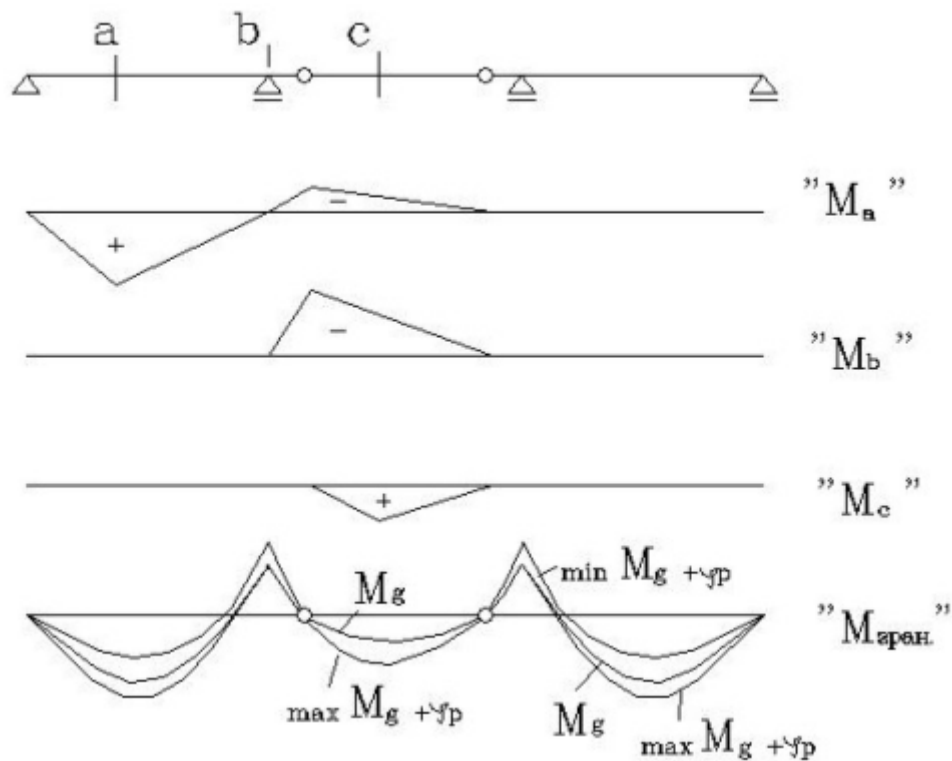
Един вариант на герберова гредата е показан на фиг. 5.32. Тази система има само една конзолна гредата и последователно навързани греди. При тази конструкция в ставите могат да се появяват променливи по знак реакции. Така от сила  $F_1$  става I е натисната, а от действието на  $F_2$  - опъната. Това изисква натисково-опънен лагер в разглежданата става, който се характеризира със сложна конструкция. Друг недостатък на тази конструкция е, че при авария на първото поле се събаря цялата конструкция. Поради изтъкнатите причини показаната на фиг. 5.32 герберова система не се прилага при мостовете.

Статическите особености на герберовата гредата са показани чрез примера на фиг. 5.33. Граничната моментова диаграма на герберовата гредата е близка до тази на непрекъснатата гредата, при положение че двете конструкции имат еднакво разположение на опорите. Изхождайки от подобие в диаграмите на граничните стойности на разрезните усилия, то и конструктивното оформяне на герберовите греди следва в основни линии принципите

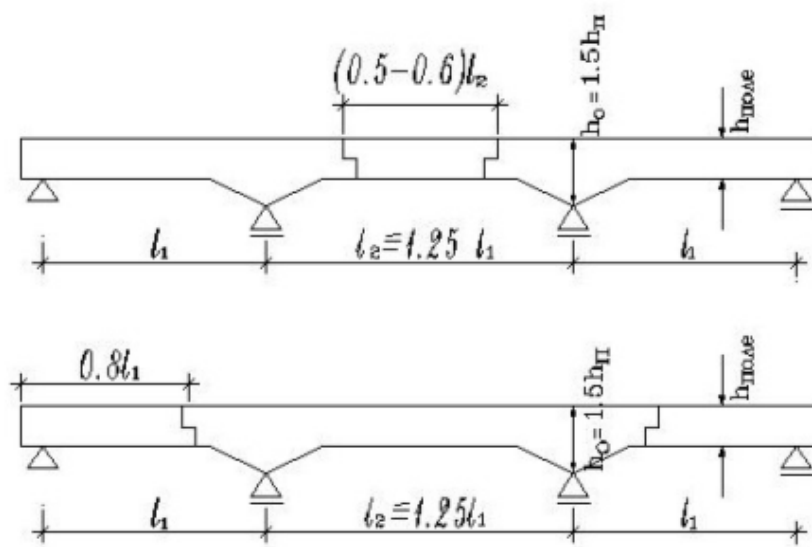
изложени за непрекъснатите греди. Така с цел да се изравнят моментите в отделните полета, съотношението на дължините на вътрешните към крайните отвори трябва да бъде от 1,2 до 1,3 (фиг. 5. 34). Освен това отворът на окачената греда, когато тя е във вътрешно поле трябва да бъде от 0,5 до 0,6 от дължината на съответния отвор или 0,8 - когато окачената греда е в крайно поле. За герберовите греди (също като за непрекъснатите) са подходящи вертикални и/или хоризонтални вути, както и сечения с кухини.



Фиг.5.32. Герберова греда с по една става в поле – неудачно решение



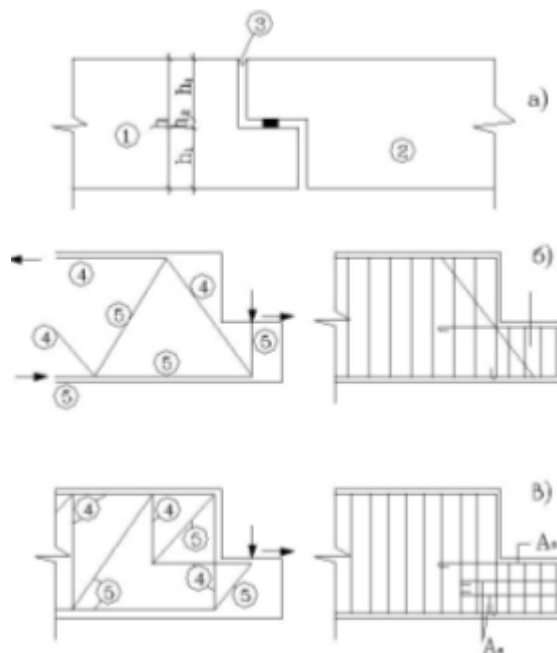
Фиг. 5.33. Линии на влияние за  $M$  и гранична  $M$ -диаграма на герберова греда



**Фиг. 5.34. Препоръчителни отношения на размерите на герберови греди**

Специфичен детайл за този вид конструкция е герберовата става - фиг. 5.35. Височината на герберовия зъб се получава по-малка от половината на височината на гредата. При това е за предпочитане да се избират лагери с възможно по-малка височина.

Герберовият зъб (фиг. 5.35) представлява къса конзола. За оразмеряването на армировката ѝ в [67] се препоръчва да се ползват модели основани на фермовата аналогия. В миналото герберовите зъби са се армирали с прави, огънати пръти и стремени (фиг. 5.35 б). Много от изпълнените по този начин стави имат гъсто разположена армировка, вследствие на което бетонът в зъбите е недобре уплътнен. Затова напоследък, за простота, се предпочита армирането с прави пръти и стремени, но тогава се налага поставянето на надлъжна армировка разположена равномерно по височина на конзолата. Нейното количество трябва да бъде не по-малко от 1/3 от надлъжната опънна армировка (фиг. 5.35 в).



**Фиг. 5.35. Герберова става**  
**а) Елементи на ставата: (1) конзолна гредата; (2) окачена гредата; (3) преходна конструкция при фугата. б) Фермов модел и армиране с прави и огънати пръти: (4) опънен прът; (5) натисков прът. в) Фермов модел и армиране само с прави пръти**

Предимство на герберовата гредата е, че в нея не възникват усилия от неравномерни поддавания на основите, понеже е статически определима система. Затова е приложима при всякакви почви. Недостатък е наличието на стави, чието армиране е сложно и те

представяват уязвими места в моста. При дефекти на хидроизолацията, в дилатационната фуга се създават условия за корозия на герберовите зъби, което може да доведе до постепенното им разрушаване. Конзолите и ставите са причина за чупки в огънатата ос на конструкцията (и съотв. в настилката), създаващи неблагоприятни условия за движещите се превозни средства. Герберовите греди не се препоръчват за сеизмични райони, вж. т. 12.9. Поради изтъкнатите експлоатационни недостатъци тази система понастоящем рядко се прилага.

### 5.3. Сглобяемо строителство на мостове и възможности за разчленяване на връхните конструкции

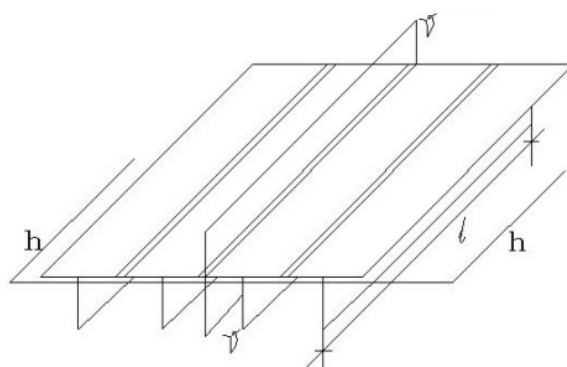
Обикновено сглобяемостроителството е свързано с разчленяване на връхната конструкция на монтажни елементи, чиито размери и тегла се избират с оглед на производството, транспорта и монтажа им. Прилагат се следните начини на разчленяване:

а) С надлъжни вертикални равнини (фиг. 5.36-в). В този случай монтажните елементи са греди покриващи един отвор.

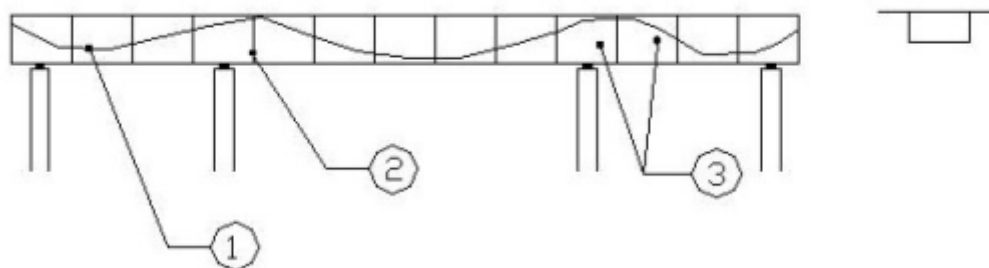
б) С надлъжни хоризонтални равнини - виж фиг. 5.36-в, а също фиг. 5.42.

в) С напречни равнини се оформят елементи, наричани *сегменти*, вж. напр. конструкциите изпълнявани по системата конзолен монтаж, разгледани в т. 9.3 а също и примера от фиг. 5.37.

г) Различни комбинации от начините а) – в).



**Фиг. 5.36. Разчленяване на връхна конструкция с: надлъжни вертикални равнини (v); с хоризонтални равнини (h).**



**Фиг. 5.37. Разчленяване с напречни равнини: (1) напрегаща армировка; (2) напречна фуга; (3) сегменти**

В гл. 2 са споменати случаи на производство и монтаж на цели връхни конструкции (т.е. без разчленяване). Такива изпълнения не са масова практика и трябва да се разглеждат като изключения.

Свързването на монтажните елементи може да се извърши с:



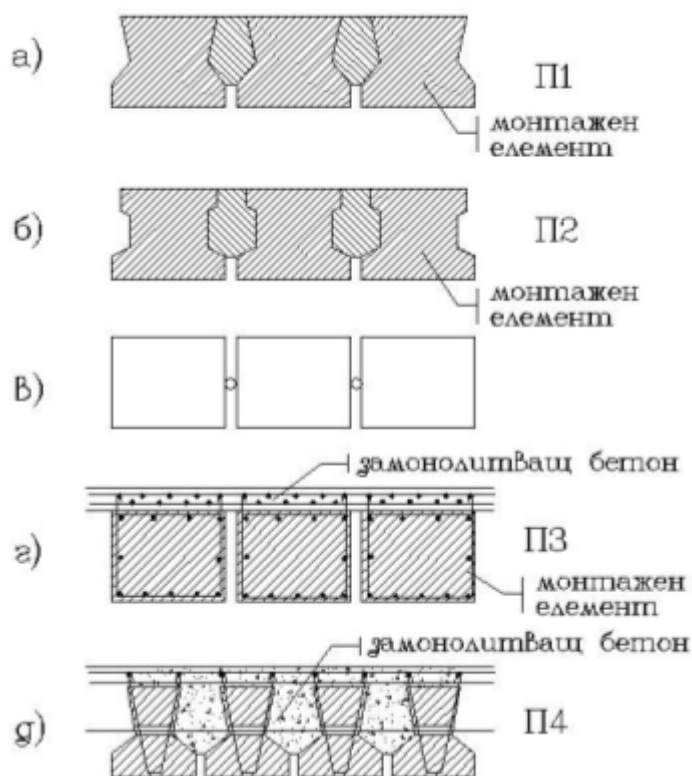
- бетон;
- стоманобетон;
- предварително налягане.

По-долу са дадени примери на различни по вид и материал връзки. Не се разглеждат детайли на стоманени вбетонирвани части и свързването им със заварки болтове и др., тъй като такива изпълнения са рядкост за нашата практика. Недостатък на стоманените части и връзки е опасността от корозията на метала, когато не са покритити с бетон и са на недостъпни за боядисване места, напр. под настилната и хидроизолацията.

## 5.4. Форми на напречното сечение на сглобяими и сглобяемо-монолитни връхни конструкции

### 5.4.1. Плътни плочи

На фиг. 5.38 са показани различни решения на плочи от готови елементи.



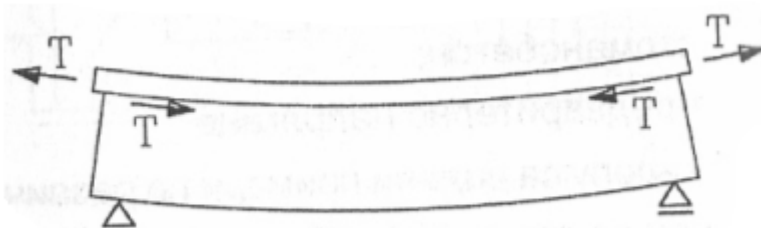
**Фиг. 5.38. Напречни разрез на сглобяеми плочни конструкции: а), б) с дюбелни връзки; в) изчислителна схема на конструкциите от типове "а" и "б"; в), г) конструкции, свързани с монолитен стоманобетон**

При конструкциите от фиг. 5.38 а) ,б) страничните повърхности на елементите са така оформени, че след монтирането им между тях се образуват жлебове, които в последствие се запълват с неармиран бетон. Тази връзка действа като дюбел и е в състояние да предава предимно напречни сили, поради което действа като несвършена става. Статическата система на тази конструкция се нарича "ставен гредови ред", фиг. 5.38 в). Методика за решението ѝ е изложена в [44]. Характерно за дюбелните връзки е, че след циклично

натоварване и разтоварване предизвикващо завъртвания с различна посока се получава изтриване на бетона в дюбелите между монолитния бетон и монтажните елементи, което води до влошаване на напречното разпределение на подвижните товари.

Този недостатък може да бъде избегнат, ако връзката между елементите се осъществява посредством замонолитваща плоча, вж. фиг. 5.38 д).

В този случай при огъването между монтажните елементи и монолитния бетон се явяват надлъжни хлъзгащи сили (фиг. 5.39), които се поемат от свързващите стремени поз. 1. Предимство на конструкцията от фиг. 5.38 г) е и простата форма на елементите (с правоъгълно сечение). В случая конструкцията работи като "безставен гредови ред", чието изчисление може да се проведе, като се ползва [44].



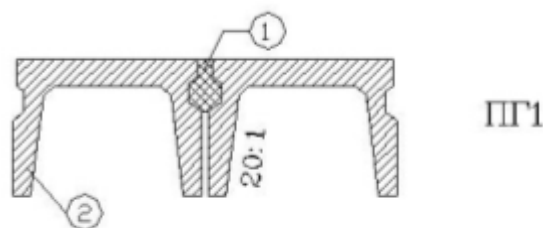
**Фиг. 5.39. Хлъзгане при огъване между монтажен елемент и монолитна плоча**

На фиг. 5.38 д) е показана конструкция от монтажни греди с обърнато "Т" сечение и замонолитващ бетон. Конструкцията работи в случая като "ортотропна плоча", чието изчисление може да се извърши ползувайки [14] или [75]. За поемането на моментите, огъващи напречно конструкцията, служат армировките поз. 1 и 2. Долната от тях се прекарва през специално оставени през известно разстояние отвори.

#### 5.4.2. Плочогреди

Сглобяемите плочогреди могат да бъдат изпълнени от П-образни елементи (фиг. 5.40). Връзката между тях е от неармиран бетон (дюбелна) и нейните особености са разгледани в т. 5.4.1. Формата на тези монтажни елементи е съобразена с технологията на производството им. За да може да се изважда лесно вътрешния кофраж, вътрешните страни на ребрата трябва да са с наклон не по-малък от 20:1.

Конструкцията с П-образни елементи има недостатъка, че разчленяването с надлъжни фуги през ребрата на плочогредовото сечение, често е свързано с по-голямо количество стремени в сравнение с другите типове.



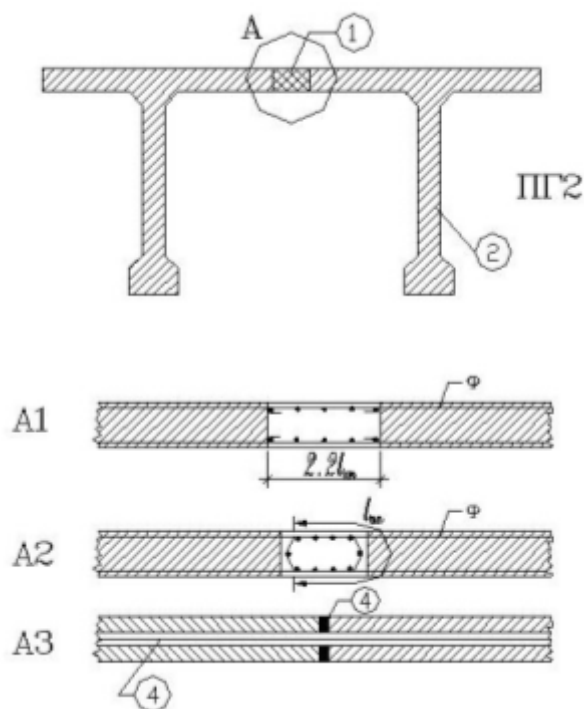
**Фиг. 5.40. Сглобяеми конструкции от П-елементи; (1) замонолитващ бетон; (2) монтажни елементи**

Липсата на добре развит долен пояс е свързано с:

- малко място за разполагане на главната носеща армировка (обикновена или напрегаща)
- големи натискови напрежения в строително състояние при предварително напрегнати елементи.

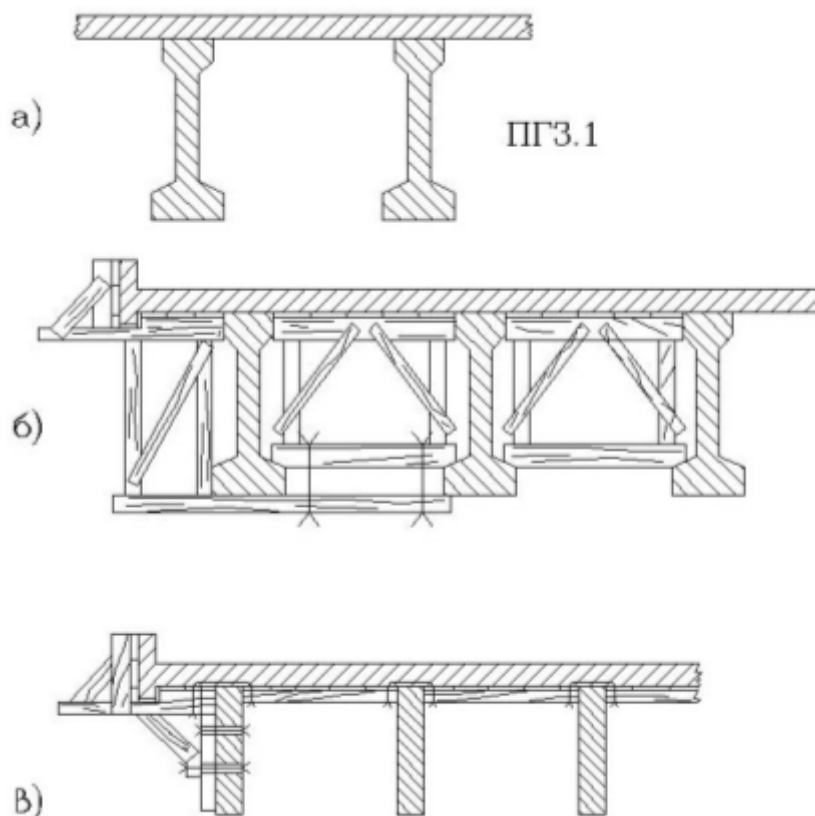
Поради изтъкнатите особености П-образните елементи са рационални за малки отвори. У нас те се ползват за отвори от 6 до 10 m.

Разчленяването на плочогредовата конструкция с фуги в средите на полетата на плочата е свързано с прилагането на Т-образни елементи, вж фиг. 5.41. В този случай връзката между елементите съвпада с мястото на максималния момент в плочата и свързването може да бъде изпълнено по различни начини. Детайл А1 предполага пълно снаждане на цялата носеща армировка и затова изисква най-голяма дължина в сравнение с другите варианти, вж. т. 6.5.3.1 от [16]. Връзката с петлици (детайл А2) създава възможност за по-малка широчина на замонолитващите ивици благодарение на по-малката дължина на снаждане в сравнение с А1. При свързването чрез предварително напрегане (детайл А3) е необходимо да се уплътни само фугата с циментов или епоксиден разтвор.

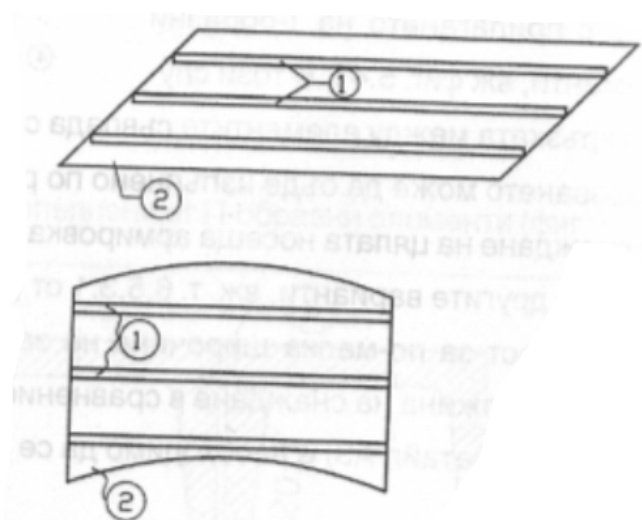


**Фиг. 5.41. Сглобяеми конструкции от Т-елементи; а) напречен разрез - (1) замонолитващ бетон, (2) монтажна греда; б) детайл А: А1 – снаждана чрез разминаване; А2 – връзка с петлици; А3 – напречно напрегане на плочата – (1) циментен или епоксиден разтвор; (2) напрегаща армировка в каналаобразователи**

На фиг. 5.42 а) е показана конструкция от монтажни греди и монолитна плоча, т.е. разчленяването с хоризонтални надлъжни фуги между ребрата и плочата. За изливането е необходим кофраж, който може да бъде подпрян на долните пояси на гредите (фиг. 5.42 б), или окачен на горните пояси (5.42 в).



**Фиг. 5.42. Конструкция от двойно Т – греди с монолитна плоча**  
 а) напречен разрез; б) кофраж подпрян на долните пояси на гредите;  
 в) кофраж окачен на горните пояси на гредите



**Фиг.5.43. Сглобяемо- монолитни конструкции със сложни в план форми;**  
 (1) монтажни греди; (2) монолитна плоча  
 (2)

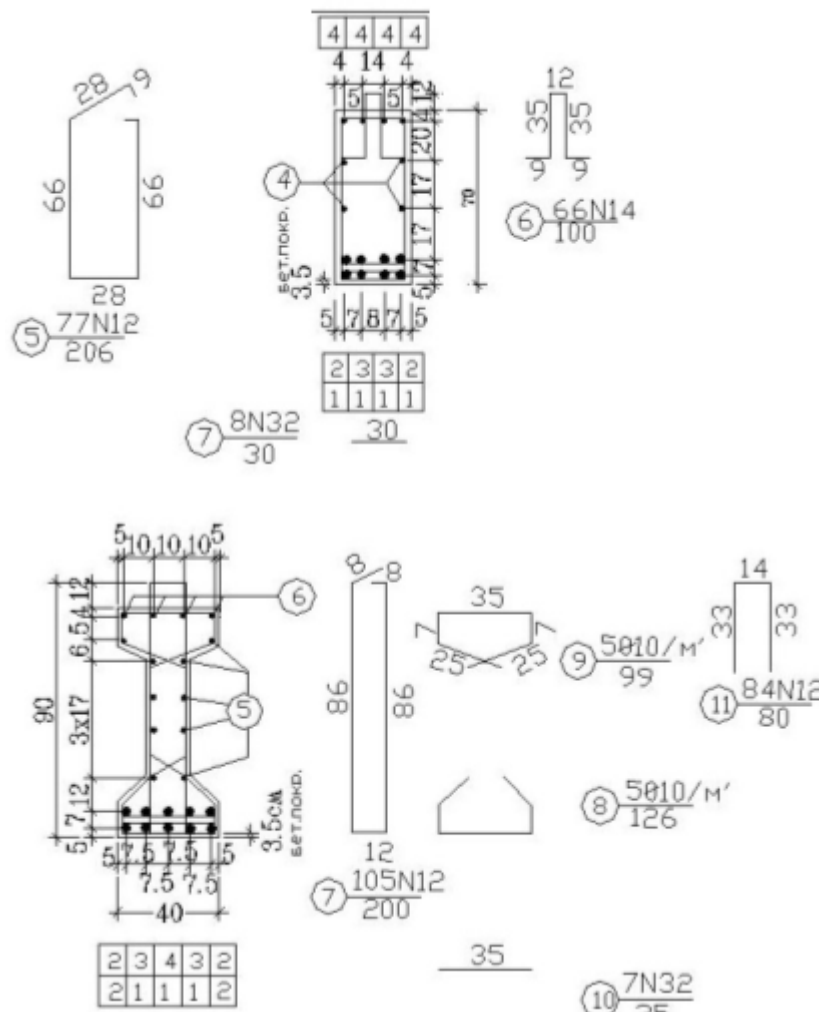
Особеното при изчисляването на гредите на този тип конструкция е свързан с двуетапното изпълнение - в строително състояние усилията от собствено тегло на гредата и

от плочата се поемат само от монтажния елемент. В експлоатационно състояние цялото сечение поема усилията от теглото на настилката и другите неконструктивни елементи и от подвижните натоварвания, за подробности виж [16].

Монолитното изпълнение на плочата изискващо големи количества кофраж представлява недостатък на този вид връхна конструкция. Нейни предимство са:

- възможност без затруднение да бъде прилагана при сложни в план мостове (фиг. 5.43);
- по-малко монтажно тегло в сравнение с елементите с Т и П сечение; това ограничение е от особена важност с оглед съобразяване с възможностите на средствата за транспорт и монтаж

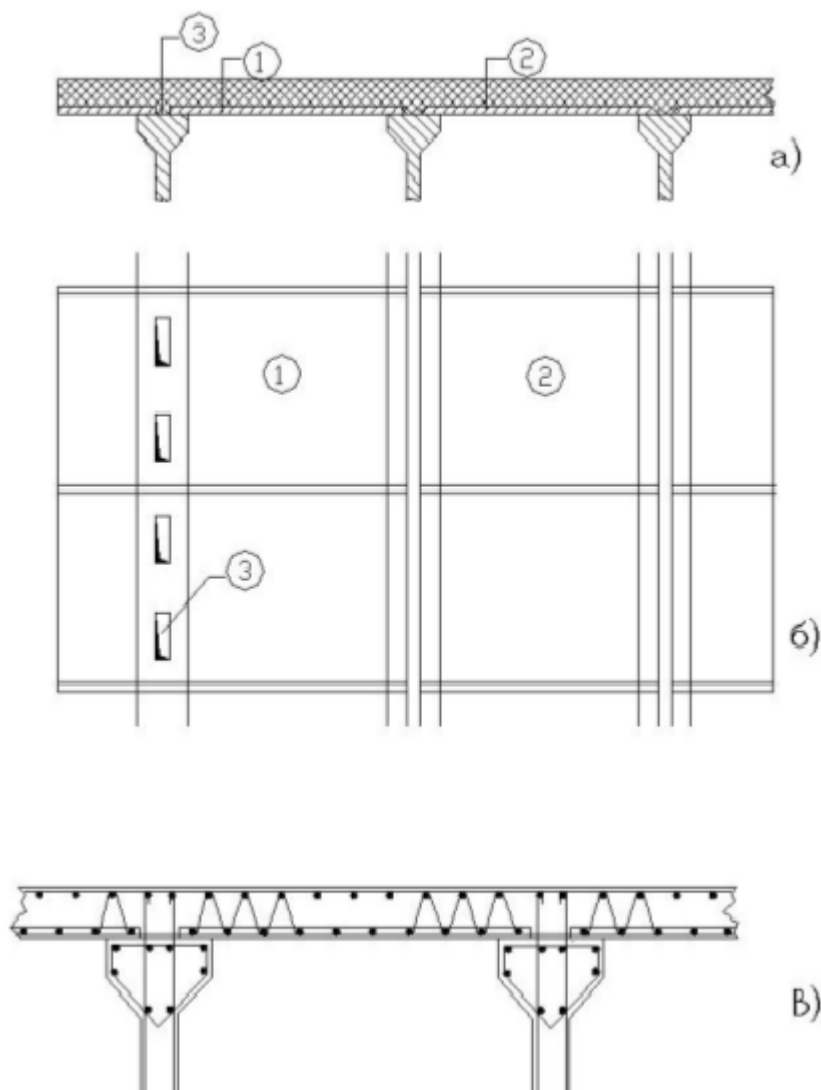
У нас са изпълнени много мостове с монтажни греди и замонолитваща плоча. Прилагани са типови проекти за едноотворни конструкции с дължина от 12 m до 24 m, вж. фиг. 5.44.



**Фиг. 5.44. Напречни разреза на монтажни греди по типов проект:**  
**а) с правоъгълно сечение; б) с двойно Т- сечение**

На фиг. 5.45 е показано решение, при което около 1/3 от дебелината на плочата представлява монтажен елемент наричан *предплоча*, а над нея има монолитен бетон. Долната армировка на плочата е в предплочата. При това изпълнение плочата работи в два етапа. В първия статическата схема е проста греда, а натоварването е от собственото тегло на

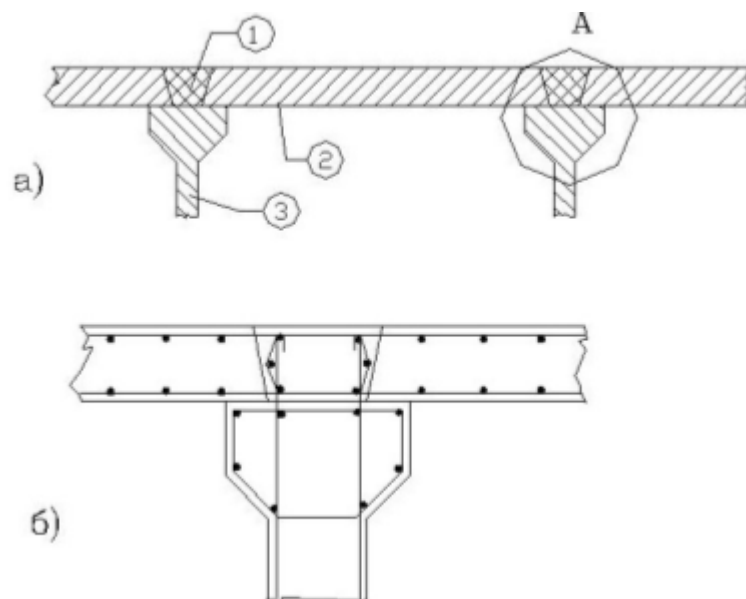
предплочата и замонолитващ бетон. Полезната височина на сечението се мери от центъра на армировката до горния ръб на предплочата. Във втория етап плочата работи като статически неопределима система, като натоварванията са от настилката и превозните средства. За определянето на усилията вж. гл.6. В този етап се взима пълната височина на плочата. Между двата пласта (сглобяем и монолитен) възникват хлъзгащи сили, които се поемат с гребеновидна армировка стърчаща над предплочата. Връзката между гредата и плочата се осъществява чрез стърчащите части на стремената. При конзолни предплочи, стърчащите стремена от крайната главна греда влизат в така начените *прозорци* на предплочата.



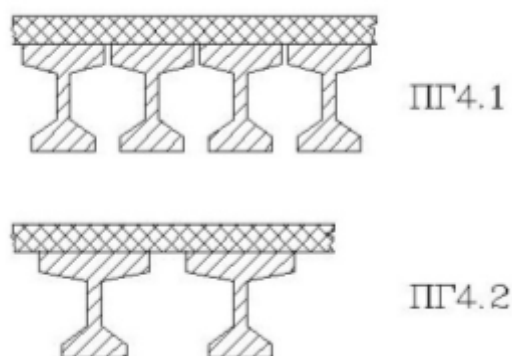
**Фиг. 5.45. Предплочи замонолитени с бетон; а) напречен разрез - (1) предплата с конзола; (2) двустранно подпряна предплата; (3) отвор за армировката за връзка; б) план; в) армиравка**

Конструкцията от фиг. 5.46 е с готови елементи, оформящи пълната дебелина на плочата. Такава система е прилагана у нас при изграждане на някои виадукти с дължина на гредите 39 m и осово разстояние между тях 3,50 m. Плочните елементи са с размери 300/300/20 cm. Слаб детайл на това изпълнение е взела "В", където се събират чакащите армировъчни пръти от 3 елемента - 2 плочни и един гредов. Монтирането на плочи с

квадратна форма изисква повишено внимание за доброто им опирание върху главните греди. За целта обикновено се подлага циментов разтвор. И при това решение конзолата и крайното поле на плочата се покриват с конзолни елементи с прозорци, вж. план а-а от фиг. 5.45



**Фиг. 5.46. Връхна конструкция от два вида елементи: греди и плочи;**  
**а) напречен разрез: (1) замонолитващ бетон; (2) монтажна плоча; (3) готова греда;**  
**б) детайл А**

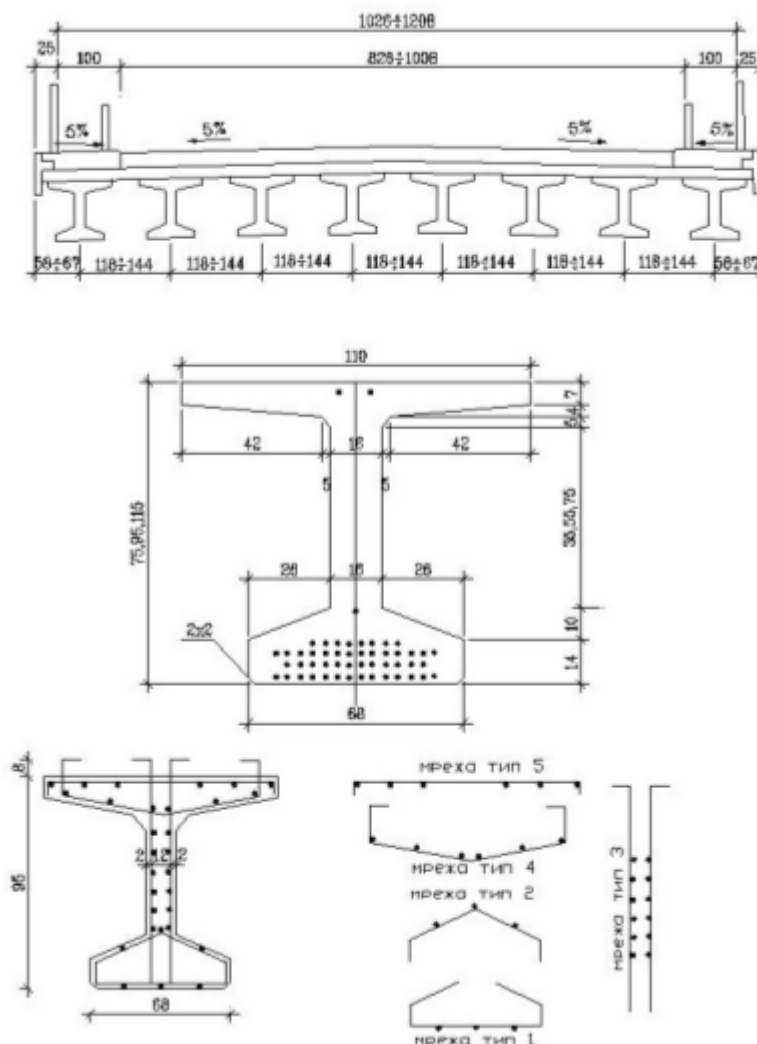


**Фиг. 5.47. Сглобяема конструкция от Т-греди със широк горен пояс и монолитна плоча**

Сглобяемо-монолитните конструкции от фиг. 5.42 - 5.46 изискват кофраж за плочата или прилагане на два типа монтажни елементи (гредови и плочни), различаващи се значително по тегло и изискващи обикновено две монтажни средства - съответно за главните греди и за плочите. Този недостатък е избягнат при системата от Т-греди със замонолитваща плоча отгоре им, вж фиг. 5.47. При допирание на горните пояси на гредите необходимостта от кофраж изцяло отпада, както е при типовете проекти прилагани в Унгария (фиг. 5.47 а). У нас се прилагат конструкции от вида показан на фиг. 5.47 б). Разработена е номенклатура греди ГТ с дължини на връхните конструкции от 12 до 28 m. Използват се греди с три типоразмера различаващи се само по височината си, съответно 75, 95 и 115 cm. С цел да



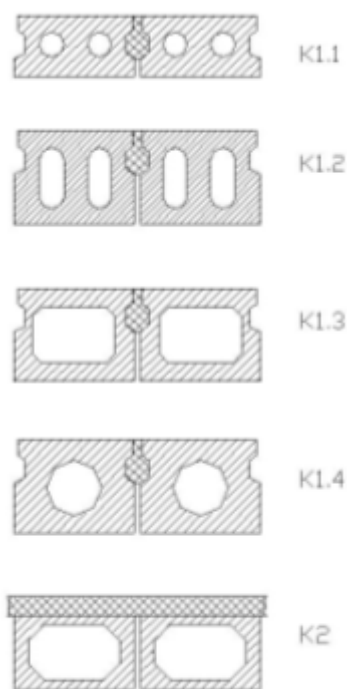
бъдат обхванати голям брой широчини на мостовите при ползуване на греди с еднаква широчина на горния пояс равна на 110 см., монтажните елементи се разполагат така, че остава да бъдат кофрирани ивици с широчина от 8 до 34 см, вж. фиг. 5.48.



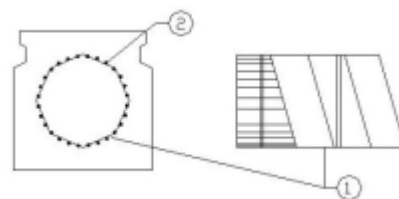
Фиг. 5.48. Типова сглобяема конструкция с T-греди прилагана у нас

### 5.4.3. Върхни конструкции с кухни

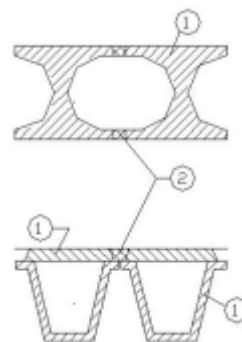
При сглобяемите конструкции са прилагани конструкции с кухни, фиг. 5.49. Елементите от фиг. 5.49 а) – г) се свързват с бетонни неармирани дюбели, подобно на плътните плочни елементи. Конструкцията от фиг. 5.49 д) е с допълнително излята плоча. Различието между отделните типове е във формата на кухините. Съществен проблем при производството на тези елементи е кофрирането на кухините им. За целта могат да се ползват ламаринени или бетонни тръби, които остават. При кухни с правоъгълно или овално сечение могат да се прилагат кофражи от фазер, велпапе с прегради (подобно на кашоните за буркани и бутилки), т.е. от материали които са евтини и лесно се обработват. Друга възможност е за вътрешен кофраж да служат предварително напрегнати телове обвити с непромокаема материя (полиетилен) и укрепени през около 2 m с диафрагми - виж фиг. 5.50. Като извлекаеми кофражи могат да се ползват и надуваеми гумени тела.



**Фиг. 5.49. Конструкции от монтажни елементи с кухини**



**Фиг. 5.50. Котфраж за кухня от напрегнати телове и непромокаема обвивка**



**Фиг. 5.51. Конструкции с кухни от елементи с отворен профил**

У нас има изпълнени няколко моста с кухи греди. Те не намериха широко приложение, понеже не бе отработена технологията на производството на елементите.

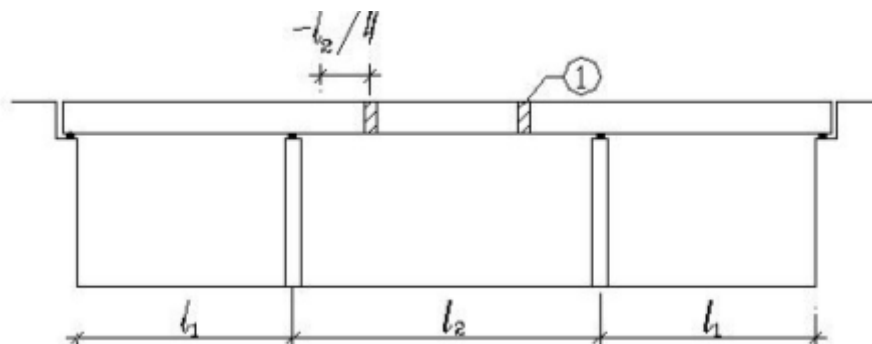
Трудното кофриране на кухините може да бъде избегнато, ако монтажните елементи са с коритообразна форма и се свързват с монолитна или сглобяема плоча, вж. фиг. 5.51 б). Друга възможност е използване на двойно Т-греди, които се свързват чрез замонолитване в долния и горния пояс, вж. фиг. 5.51 а).

## 5.5. Сглобяеми непрекъснати греди и рамки

Сглобяемостроителството е най-лесно приложимо при системата проста греда. Напоследък обаче, все по-често се изпълняват сглобяеми непрекъснати греди и рамки. От статическа гледна точка, най-благоприятно би било снаждането да се извърши в местата, където моментите са приблизително равни на нула, т.е. около четвъртината на съответния отвор (фиг. 5.52). По подобен начин е изпълнена централната конструкция на надлез "Родопи" в Пловдив (при Сточна гара) със статически отвор 43,65 m и конструктивна височина 1,35 cm. При това е постигнато най-малкото у нас отношение на конструктивната височина към отвора равно на 1/32. Там са използвани монтажни елементи напрегнати преди бетонирането. След замонолитването им е извършено налягане в предварително оставени каналобразователи. Подобни решения са рядкост поради сравнително сложното им изпълнение.

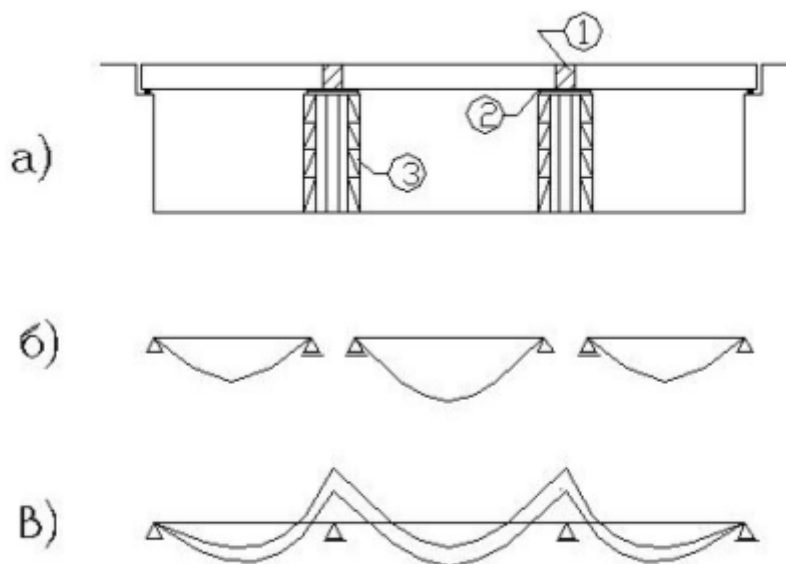
По-разпространеното решение е със снаждане при опората (фиг. 5.53) и то е намерило приложение у нас при изпълнение на редица надлези. Характерно за тази конструкция е, че тя работи като проста греда в строително-монтажно състояние (фиг. 5.53 а), при което

действува само собственото ѝ тегло и теглото на замонолитващата плоча (при двуетапно изпълнение). За натоварванията от настилка и превозни средства, системата е непрекъсната греда или рамка.



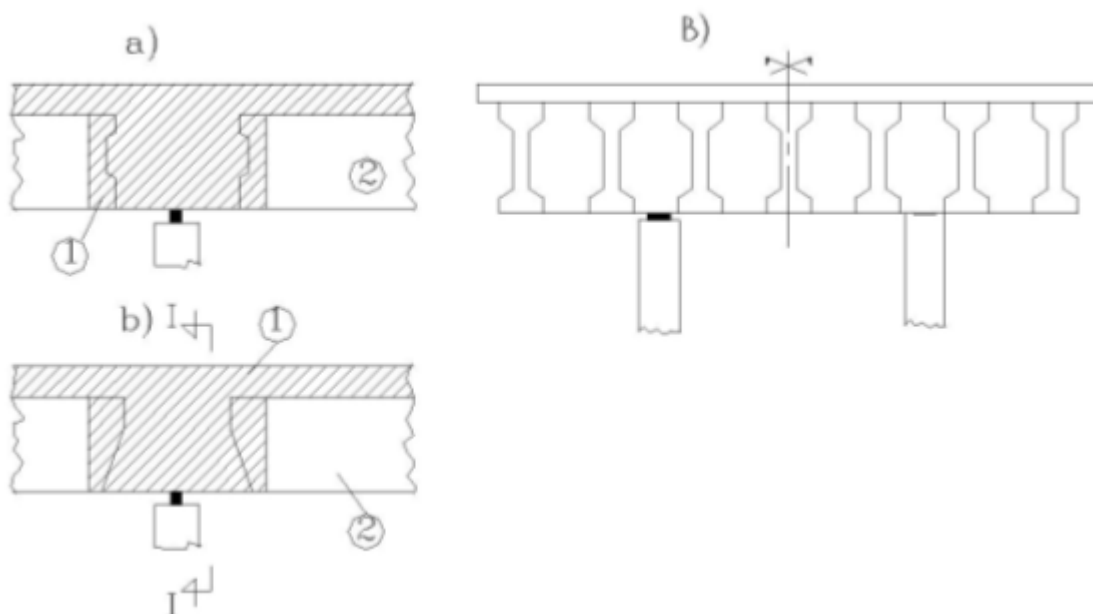
**Фиг. 5.52. Непрекъсната конструкция от греди снабдени при нулевите точки на  $M$ -диаграмата; (1) замонолитване**

На фиг. 5.54 е даден детайл за замонолитването при опората, където се снаждат монтажните греди. Освен това замонолитващият бетон оформя така наречените *скрити ригели*, които са вметени в конструктивната височина на главните греди. Благодарение на тези ригели подпирането може да бъде на единични колонии. Ако връзката между ригела и колоните е ставна (фиг. 5.54 в), връхната конструкция действа като гредоскара. При коравя връзка системата е пространствена рамка (фиг. 5.54 г). Броят и разположението на колоните в напречно направление е свързан с използването на подмостовото пространство. Освен това дължините на отворите и на конзолите на скрития ригел трябва да бъдат приети с оглед разрезните усилия и поемането им.



**Фиг. 5.53. Непрекъсната конструкция от греди снабдени при опорите; а) схема; (1) замонолитване; (2) кофраж (3) скеле; б) моменти от собствено тегло в строително състояние; в) моменти от настилка и подвижне натоварвания при експлоатация**

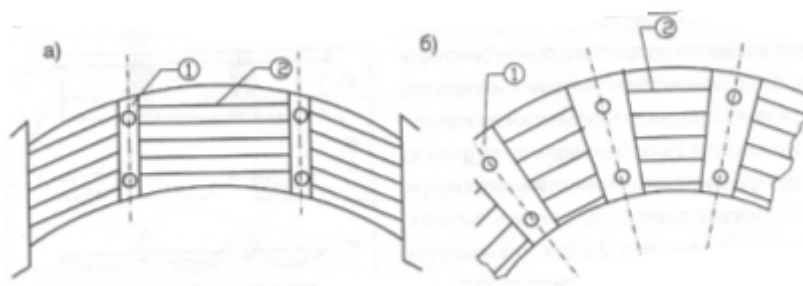
Връзката между монтажната греда и замонолитвания бетон трябва да е оформена по начин, който осигурява поемането на напречните сили в работната фуга (фиг. 5.54 и 5.56).



**Фиг. 5.54. Детайли на замонолитването (скрит ригел);**

- а) налъжен разрез при греди с връзани чела; (1) монолитен бетон; (2) монтажна греда;**  
**б) надлъжен разрез – греди с наклонени чела; в) напречен разрез – ставна връзка на ригела с колоните; г) напречен разрез – корава връзка на ригела с колоните**

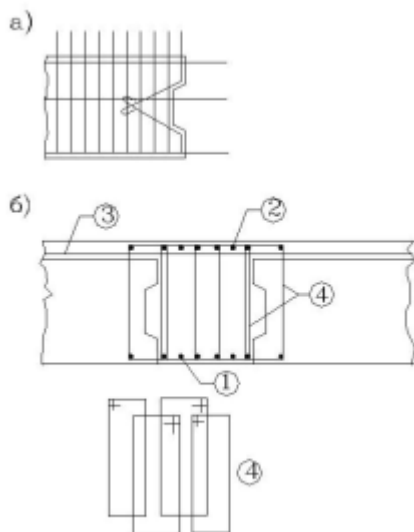
При мостове в крива непрекъснатите греди и рамки могат да се изградят от монтажни елементи с еднаква дължина (фиг. 5.55). Съществува възможност ригелите да бъдат с еднаква ширина (фиг. 5.55 а), при което всеки отвор е с различен ъгъл на косотата. Друго решение е с трапецовидни в план ригели (фиг. 5.55 б).



**Фиг.5.55. Сглобяеми непрекъснати конструкции в хоризонтална крива:**

- а) с успоредно разположени ригели; (1) ригел; (2) оси на монтажните греди**  
**б) с радиално разположени ригели**

На фиг. 5.56 е показан начин на армиране на ригела при опората. Характерно за този елемент е, че се кръстосва надлъжната армировка на главните греди с тази на напречния ригел. В примера стремената са решени като обхващащи армировката на ригела.



**Фиг.5.56. Армиране на замонолитващия бетон (ригела);**

**а) армировка в челото на греда;**

**б) армировка на ригела;**

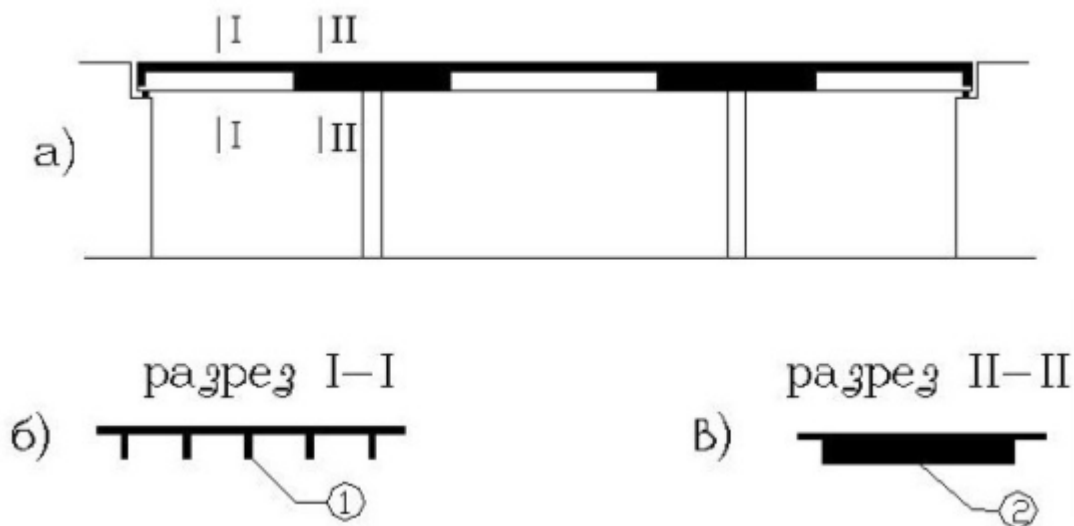
**(1), (2) надлъжни пръти в ригела;**

**(3) надлъжни пръти за покриване на отрицателните моменти в главната греда;**

**(4) стремена за ригела**

Сглобяемите непрекъснати греди и рамки със снаждане при стълбовете се прилагат обикновено при неголеми височини на стълбовете, поради необходимостта от скелето за подпиране на гредите

В някои мостове замолитващата зона обхваща значителна част от дължината на отвора (фиг. 5.57). В такъв случай напречното сечение в средата на полетата (при монтажните елементи) е плочогреда, а в зоните при опорите – монолитна плътна плоча. Обемът на монолитния бетон е значителен, но предимството е, че връзката между монтажните елементи и монолитната плоча може да бъде близко до нулевите точки на моментовата диаграма (в четвъртините на отвора).



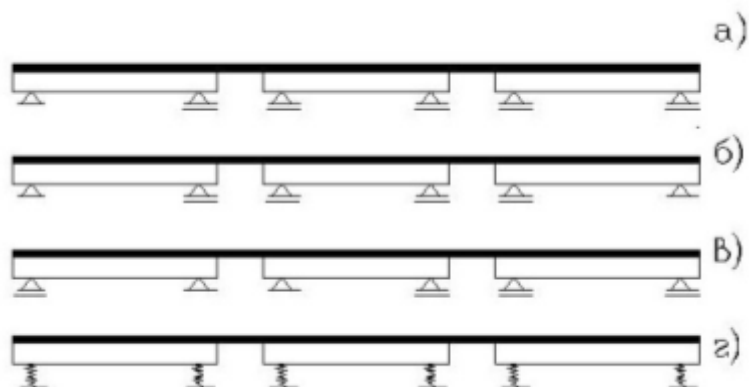
**Фиг. 5.57. Сглобяемо- монолитна непрекъсната конструкция**

**а) надлъжен разрез; б) разрез I-I; в) разрез II-II;**

**(1) монтажни греди; (2) монолитен бетон**

## 5.6. Върхни конструкции с непрекаската пътна плоча (температурно-ненепрекъснати конструкции)

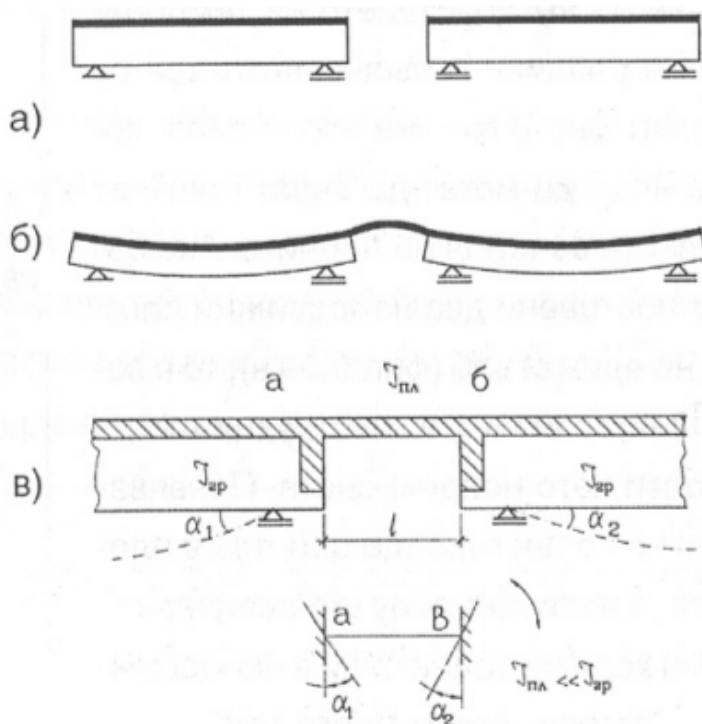
Разгледаните в т. 5.5 сглобяеми статически неопределими конструкции имат голямо количество монолитно изпълнявани части, при което се губят част от предимствата на сглобяемостроителството.



Фиг.5.58. Температурно-ненепрекъснати конструкции – различни варианти на подпиране

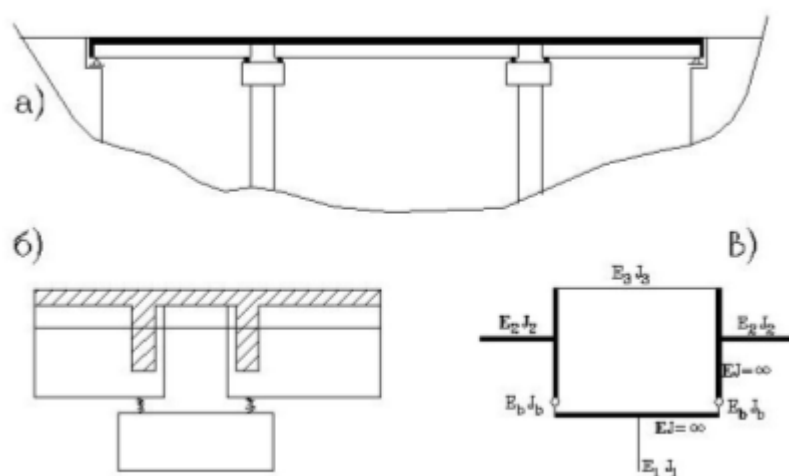
Друга възможност за осъществяване на връзка между отворите покрити със монтажни греди е дадена на фиг. 5.58, при която непрекъснатата е само пътна плоча.

Принципът на действие на непрекъснатата плоча е показан на фиг. 5.58. Обикновено коравината на плочата е значително по-малка от тази на главните греди, които свързва и тя може да бъде приета като запъната в тях. Завъртанията на главните греди при подпорите ще предизвикат моменти в плочата, изчислявани по формулите дадени на фигурата. Явно е, че колкото е по-малка дебелината на плочата и по-голям отворът ѝ, толкова тези моменти ще бъдат по-малки. Обикновено тяхната стойност е такава, че те са пренебрежимо малки в сравнение с усилията в главните греди разглеждани като свободно подпирани. Следователно непрекъснатата пътна плоча играе ролята на стоманобетонна дилатационна фуга



Фиг. 5.59. Принцип на действие на непрекъснатата плоча: а) строително състояние; б) експлоатационно състояние; в) огъване на плочата

За да могат главните греди и в експлоатационно състояние да работят като прости, то температурно непрекъснатата конструкция обикновено се подpira само на един неподвижен лагер, а останалите са подвижни (фиг. 5.59 а). При наличието на няколко неподвижни лагера (фиг. 5.59 б,в) вследствие на въздействието на температурни разлики и съсъхването ще се появят много големи осови сили, които няма да могат да бъдат поети от малките сечения на плочите. Ако бъдат поставени два неподвижни лагера на един стълб (фиг. 5.59 в), то в зоната на тази опора конструкцията ще работи като непрекъсната. Появяващият се опън горе ще действа в плочата, а натискът долу ще създава големи хоризонтални сили в неподвижните лагери, които много трудно ще бъдат поети. Възможно е ползуването на еластомерни лагери (фиг. 5.59 г). Изчислителен модел за системата състояща се от стълбове, еластомерни лагери, главни греди и непрекъсната плоча е даден на фиг. 5.60. Привеждането на еластомерните лагери към огъваеми пръти е дадено в т. 11.4.



**Фиг. 5.60. Мост с еластомерни лагери и непрекъснатата плоча**  
 а) изглед; б) детайл; в) изчислителен модел на връзката между стълба и гредите

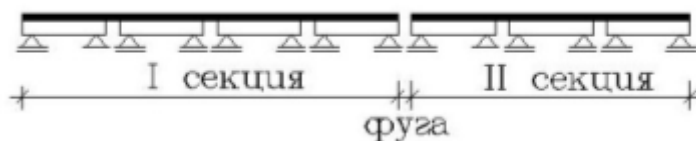
Непрекъснатата пътна плоча е подложена на огъване комбинирано с осови сили предизвикани от хоризонталните натоварвания и въздействия (спирателни сили, температурни промени, съсъхване и пълзене), и зависещи от начина на подpirане на конструкцията. Така при конструкцията от фиг. 5.59 а) осовите сили ще зависят от силите на триене в подвижните лагери и от разпределението на хоризонталните спирателни сили по дължина на конструкцията. Във връзка с това при по-дълги мостове температурната непрекъснатост се осъществява на отделни секции разделени с дилатационни фуги (фиг. 5.61). Обикновено броят на отворите в една секция не надвишава 5.

Дадената на фиг. 5.58 в) изчислителна схема е опростена и служи да обясни идеята. Тя не отчита коректно някои особености, като различните коравини при ребрата (надлъжните греди) и плочата между тях. За по-точно изследване вж. т. 6.3.3.

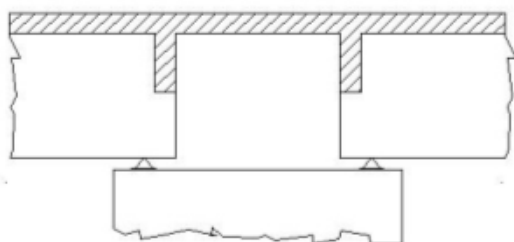
Огъващите моменти в свързващата плоча зависят в голяма степен от съотношението между коравините на отделните елементи. Поради това, от съществено значение е дължината на свързващата плоча. При виадукти, чиито главни греди се монтират с кран-ферма, разстоянието между челата на гредите обикновено се приема не по-малко от 150 cm, с оглед разполагането на опорите на монтажната ферма (фиг. 5.62). При стълбове с ригели, чието сечение е "обърнато Т" е също възможно да се изпълни непрекъснатата плоча, но тя трябва да



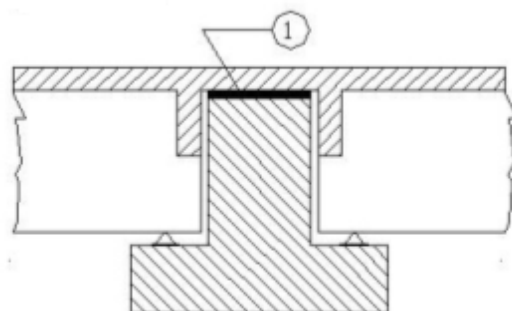
се изолира от ригела чрез стиропор, няколко пласта хидроизолационна мушама или други подобни (фиг. 5.63).



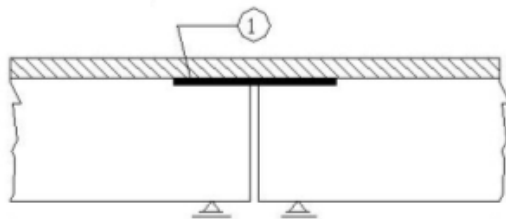
**Фиг. 5.61. Температурно непрекъсната конструкция разделена с фуга на две секции**



**Фиг. 5.62. Свързваща плоча при виадукт, чиите греди са монтирани с кран-ферма**



**Фиг. 5.63. Непрекъсната плоча при ригел със сечение обърнато "Т"; (1) изолиращ материал**



**Фиг. 5.64. Непрекъсната плоча при тясна фуга; (1) изолиращ материал**

Когато по конструктивни или технологични причини не се налага оставянето на достатъчно разстояние между челата на свързващите греди, то необходимата дължина на свързващата плоча може да се получи чрез изолиране на плочата от гредите, вж. фиг. 5.64.

При изчисляването и конструирането на свързващата плоча трябва да се има предвид, че тя е подложена на огъване и от подвижните товари стъпили върху нея.

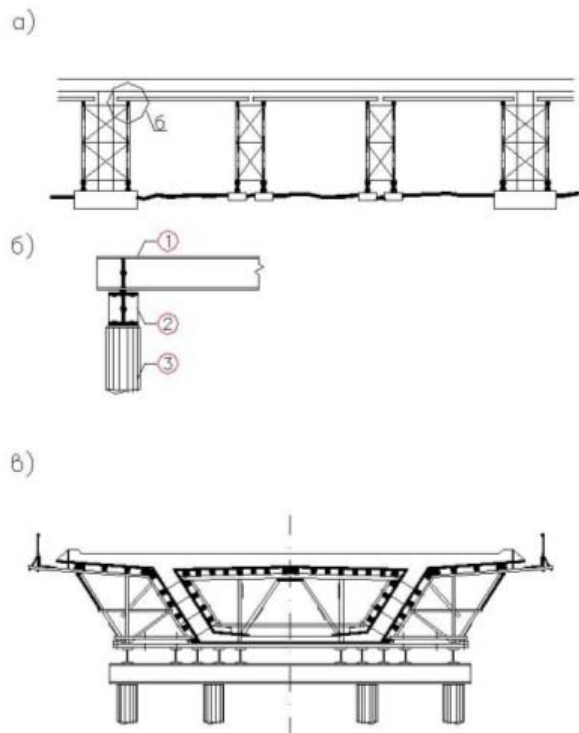
В заключение ще бъде отбелязано, че свързването на простите монтажни греди с непрекъсната плоча дава съществено предимство за условията на пътуване чрез намаляване на броя на дилатационните фуги. Осъществяването на този вид връзка е просто, но плочата е в сложно напругнато състояние, което трябва да бъде изследвано при възможно най-точно отчитане на действителната работа на конструкцията.

## 9. СИСТЕМИ ЗА ИЗГРАЖДАНЕ НА ВРЪХНИ КОНСТРУКЦИИ НА ГРЕДОВИ И РАМКОВИ МОСТОВЕ

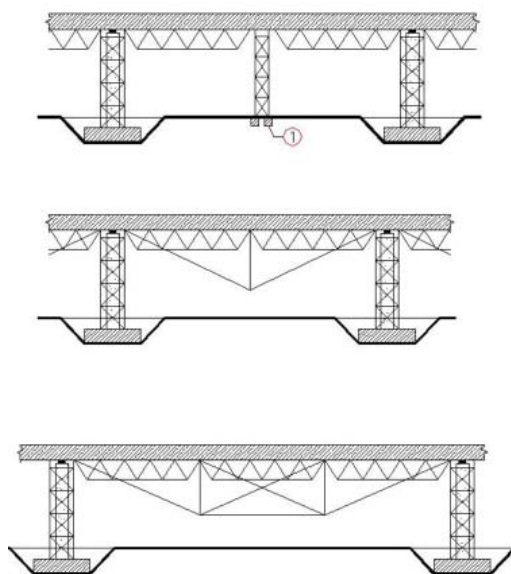
### 9.1. Изграждане на монолитни конструкции на стационарни скелета

В миналото за кофражи и скелета на стоманобетонни мостове са използвали дърво – предимно бичени греди, талпи и дъски, а за вертикалните елементи – фасонирани или обли греди. След свалянето на кофража голяма част от дървения материал е бил негоден за следваща употреба. Сега за скелета се използват предимно стоманени елементи и по изключение дървени. На фиг. 9.1 е показано скеле от стоманени I- греди, подпрени на обли греди.

Съвременната тенденция е да се прилагат такива елементи, които лесно се монтират и многократно се употребяват. За кофражи у нас се ползва предимно водоустойчив шперплат, укрепен с дървени греди или стоманени профили. В чужбина се произвеждат хоризонтални елементи за скелета, които се състоят от отделни модули, които се наставят и се оформят ферми с различни дължини (фиг. 9.2). При по-големи отвори фермите допълнително се усилват с въжена, оформени по полигон.



Фиг. 9.1. Скеле от стоманени I-греди и дървени подпори; а) надлъжен разрез; б) детайл Б; в) напречен разрез (1) надлъжна греда; (2) напречна I-греда; (3) обла дървена подпора



Фиг. 9.2. Скелета от стоманени ферми и кули (1) кавалет (фундамент на скеле)

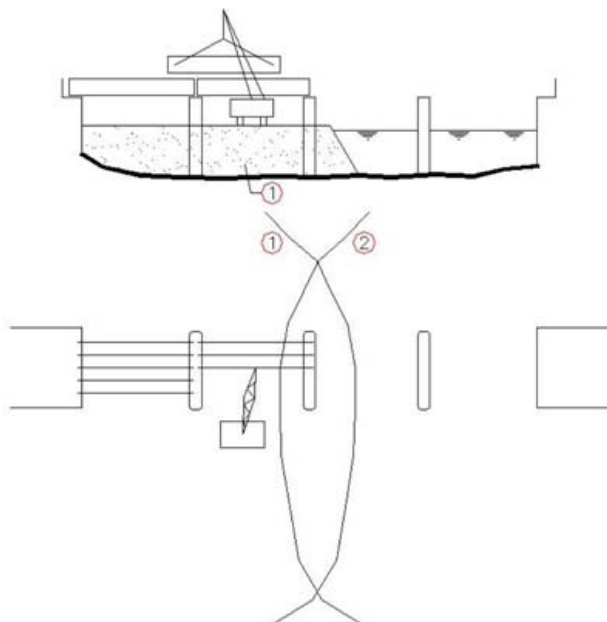
Вертикалните елементи най-често са стандартни от стомана, които след сглобяването им се оформят като кули с различни височини. Такова съоръжение е например произвежданото у нас *тежко подпорно скеле* с носимоспособност 250 kN. Кулите му са с осигурена пространствена устойчивост и те са подпират на монолитни или сглобяеми фундаменти (наричани *кавалети*) или на дървена скара.

## 9.2. Монтаж на сглобяеми конструкции

### 9.2.1. Монтаж с авто- и багер-кранове

Голяма част от връхните конструкции на мостовете, построени през последните десетилетия са сглобяеми. При надлези и естакади обикновено теренът е равен, а височината на мостовете позволява ползването на авто- и багер кранове.

Този начин на монтаж е прилаган и при много мостове над реки. Леките в България са с твърде непостоянен воден режим. Това позволява част от речното корито да бъде засипано и елементите на връхната конструкция да се монтират от терена (фиг. 9.3). Поетапното отбиване на реката е благоприятно за изпълнението на фундизирането и опорите.



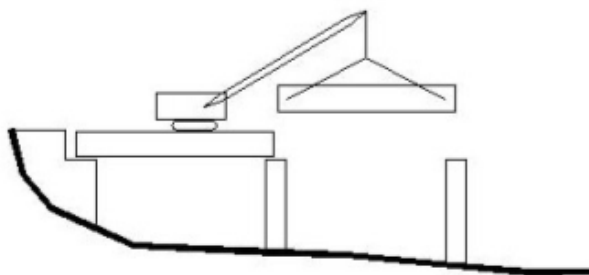
**Фиг. 9.3. Монтиране на главни греди на мост над река;  
(1) насип за монтаж – I етап; (2) насип за монтаж – II етап**

Друга възможност е монтажът да се извършва от готовите отвори (фиг. 9.4). За целта е необходимо:

- отворите, в които се разполага кранът, трябва да бъдат със замонолитени конструкции;
- връхната конструкция следва да се провери за натоварването от кран в работно състояние, при което е възможно да се получат по-големи усилия, отколкото от подвижните състави в експлоатация.

Монтажът от готовата конструкция се извършва с по-полегата стрела на крана, отколкото ако той е застанал отдолу. Съответно товароподемността му е по-малка. Поради изтъкнатите обстоятелства такъв монтаж се извършва рядко.

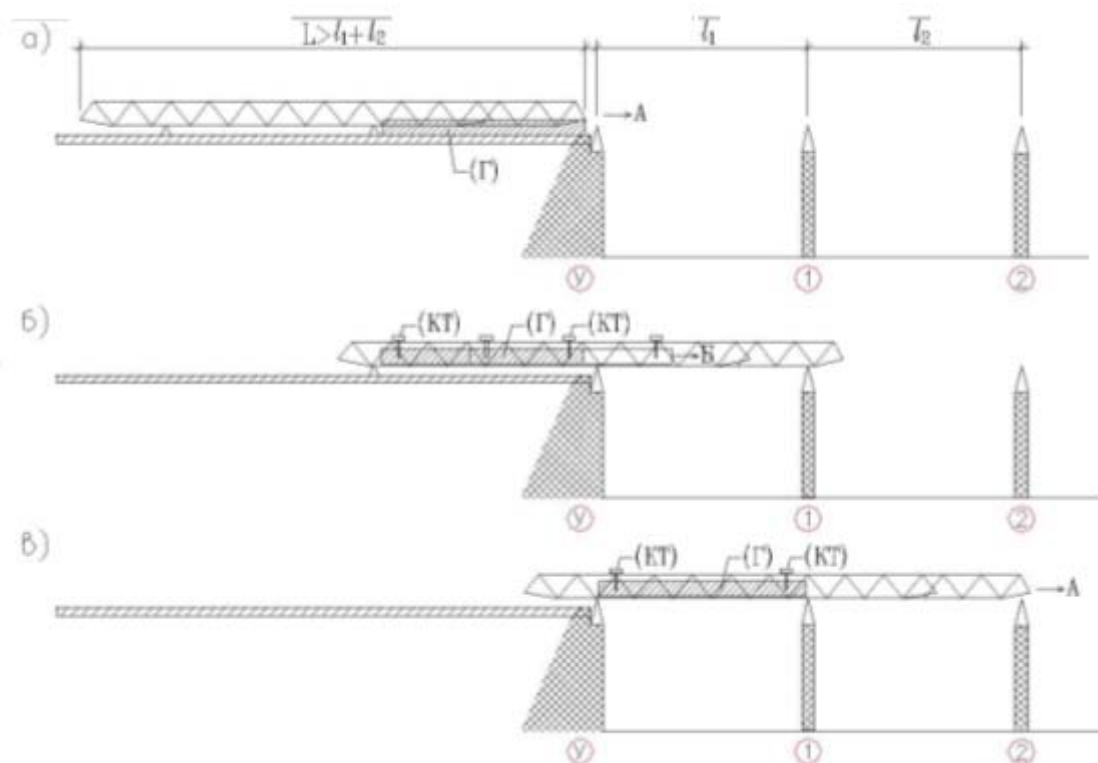
При надлези над ж.п. линии, монтажът на елементите може да се извършва с кранове на ж.п. ход.



**Фиг. 9.4. Монтаж от завършен отвор на моста**

### 9.2.2. Монтаж с кран-ферма

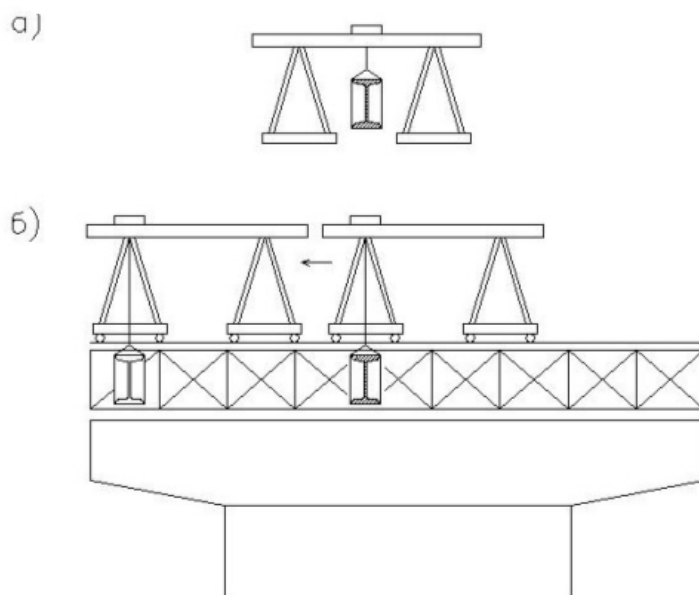
У нас елементите на сглобяемите гредови виадукти са монтирани с така наречените *кран-ферми* (фиг. 9.5 – 9.7).



**Фиг. 9.5. Движения в надлъжно направление на монтажната кран ферма:**  
 а) преместване на фермата към стълб (1), при неподвижно положение на монтираната греда спрямо устоя; б) преместване на греда (Г) в първия отвор, при неподвижно положение на фермата; КТ – количка за надлъжно придвижване с телфер; в) преместване на фермата към стълб (2), при неподвижно положение на монтираната греда спрямо устоя

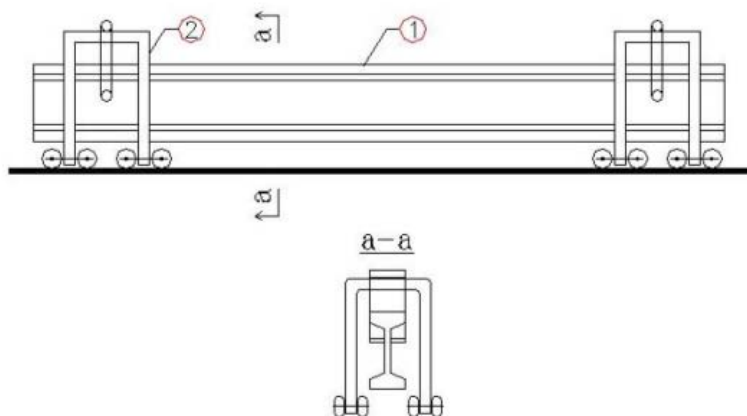
Кран-фермата се състои от стоманена прътова конструкция и механична част за хоризонтално придвижване и повдигане. С оглед да не се преобърне, фермата трябва да е с дължина по-голяма от тази на два отвора на моста. Греда в първия отвор се монтира в следната последователност: кран-фермата се придвижва в надлъжна посока, докато

единият ѝ край стъпи на първия стълб, а другите две опори са при устоя и в задния ѝ край (фиг. 9.5 а). При това гредата остава неподвижна спрямо устоя. След това, при неподвижна ферма гредата се придвижва в първия отвор (фиг. 9.5 б). Фермата се състои от две прътови конструкции, а монтираните греди са окачени между тях на телферната греда (фиг. 9.6 а). За монтиране на греди във втория отвор гредата виси в отвор и е неподвижна спрямо опорите на моста, а фермата се придвижва до подпирането ѝ на стълб (2). Следва надлъжно преместване на гредата при неподвижна ферма.



**Фиг. 9.6. Напречни разрези на кран-ферма с греда при придвижването ѝ в:**  
**а) надлъжно направление; б) напречно направление**

За да могат да бъдат установени гредите на местата си, кран-фермата се премества напречно с ръчна лебедка. За целта се ползват напречни релсови пътища, монтирани върху стоманена конструкция, разположена на всяка опора на моста. Поради това между челата на гредите от два съседни отвора трябва да има разстояние 1,5 m. Крайните главни греди се монтират по следния начин. Надлъжно се премества в съответния отвор монтирана греда и се отпуска на временно положение върху опорите на моста. После гредата се окачва под едната от прътовите конструкции на фермата и тя се придвижва напречно направление до проектното положение на гредата, виж. фиг. 9.6 б).



**Фиг. 9.7. Транспорт на монтажна греда (1) с портални кранове (2)**

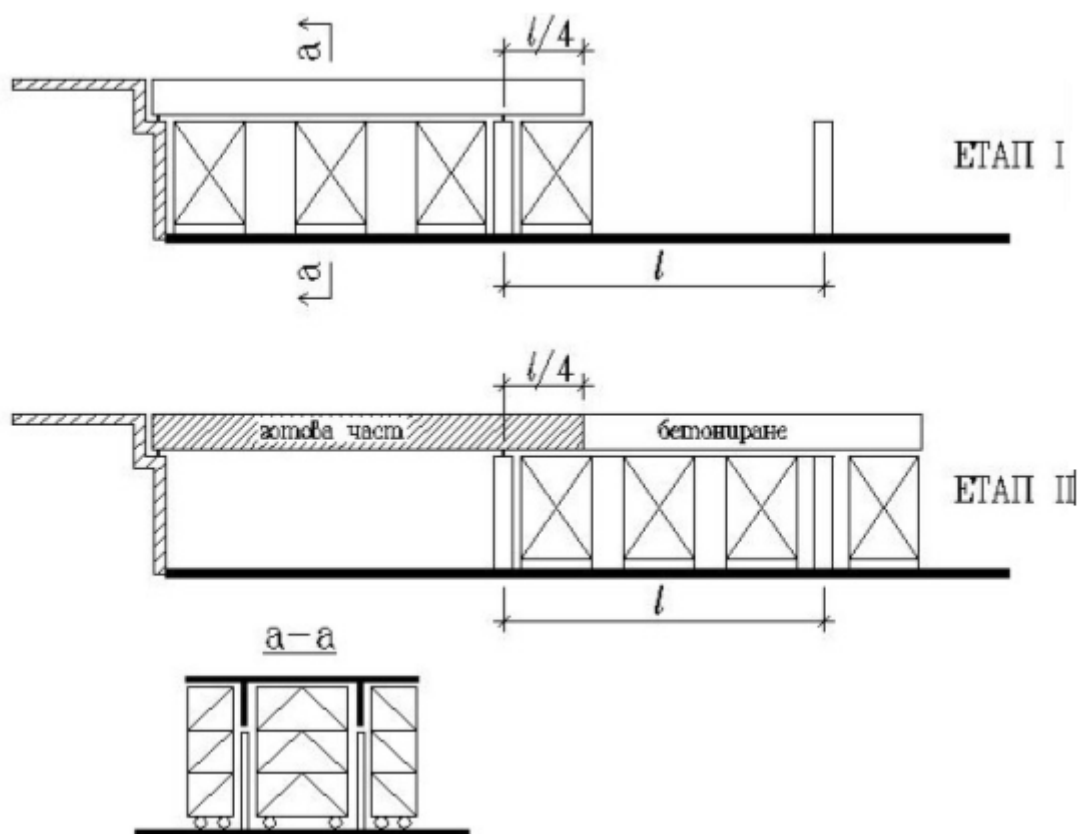
В нашата практика първоначално се ползваха кран-ферми “Сичет” и “Аспем”, произведени в Италия и с възможности за монтаж на греди с маса до 120 t и дължина до 40 m. В последствие у нас бяха произведени металните конструкции на кран-ферми с приблизително същите параметри. За виадуктите “Бебреш” и “Коренишки дол” в България бе проектирана ферма за монтаж на греди с маса до 220 t и дължина до 60 m. Металните ѝ конструкции бяха произведени у нас, а механичната ѝ част е италианска.

При монтаж с кран-ферма елементите се произвеждат зад устоя. Придвижването на гредите по площадката може да бъде осъществено с кран-фермата. По рационално е тя да се ползва по предназначението с, а гредите по площадката да се транспортират с друго средство, като показаните на фиг. 9.7 карелони (портални кранове на пневматичен ход).

### 9.3. Потворно изграждане

#### 9.3.1. Поотворно бетониране на скелета, подпирени на терена

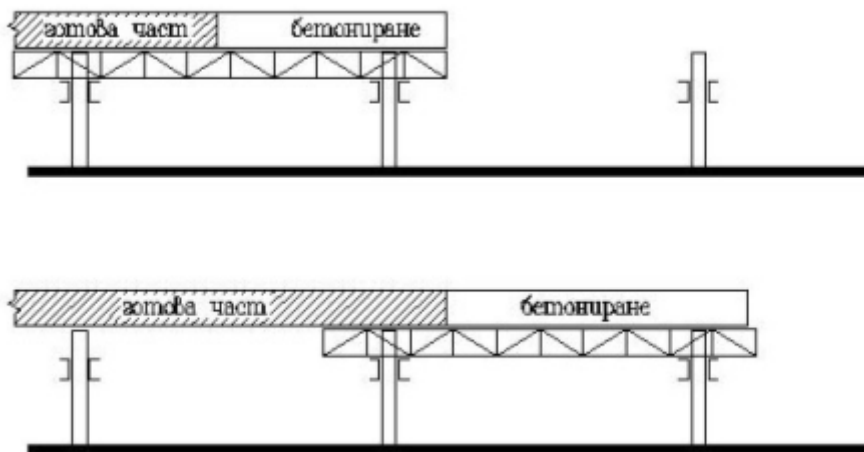
Поотворното бетониране е система за изграждане на непрекъснати греди на части с дължина приблизително равна на един отвор (фиг. 9.8 и 9.9). Снаждането обикновено се извършва в местата, където моменти са почти нулеви, т.е. приблизително в четвъртината на отвора.



Фиг. 9.8. Поотворно бетониране на скеле, подпряно на терена

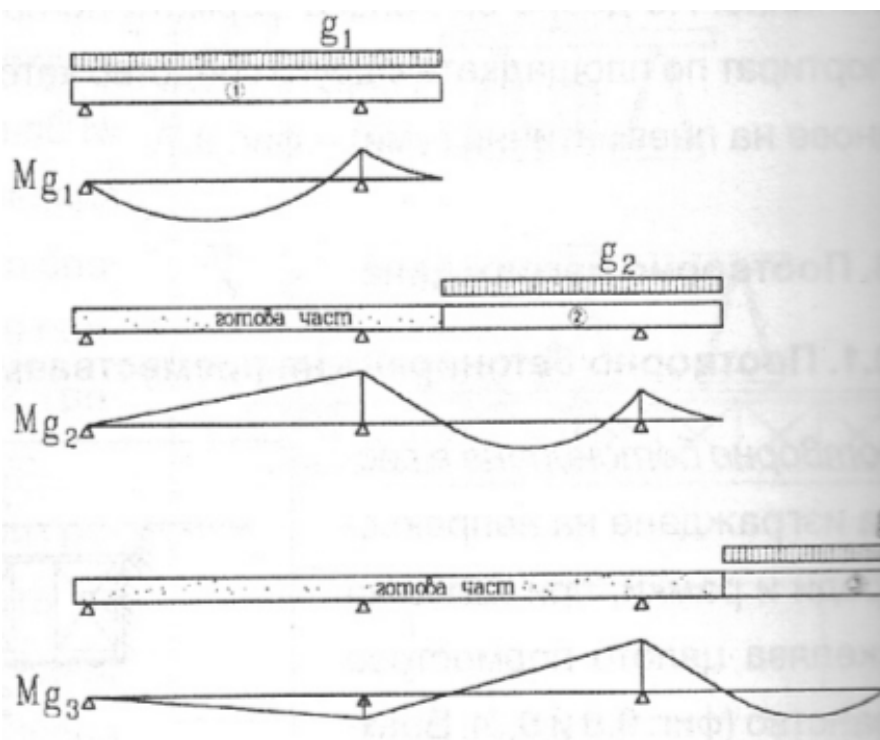
При показания на фиг. 9.8.пример се ползва скеле, подпряно на терена. В първия етап се изгражда крайния отвор и една четвърт от следващия. След набирането на

достатъчна якост се напъга готовата част. Следва преместване на кофража и скелето в съседния отвор. Преди заскеляването на третия отвор се извършва свързването на първите две части посредством предварително напъгане. Недостатък на този начин на изграждане е, че е необходимо доста време за монтиране и демонтиране на скелето в отделните отвори, както и голямото количество фундаменти (кавалети) за скелето.



Фиг. 9.9. Поотворно бетониране на скеле подпряно на стълбовете

По рационално е ползването на подвижни скелета, подпирани на стълбовете (фиг. 9.9). Такива съоръжения са снабдени с механични средства за сравнително лесно и бързо придвижване на скелето от един отвор в друг и нагаждането му към особености на конструкцията (вертикални и/или хоризонтални криви, надлъжни и напречни наклони). С оглед на удобство при преместване на скелето, удачно за случая е плочогредово сечение на връхната конструкция без напречни греди.



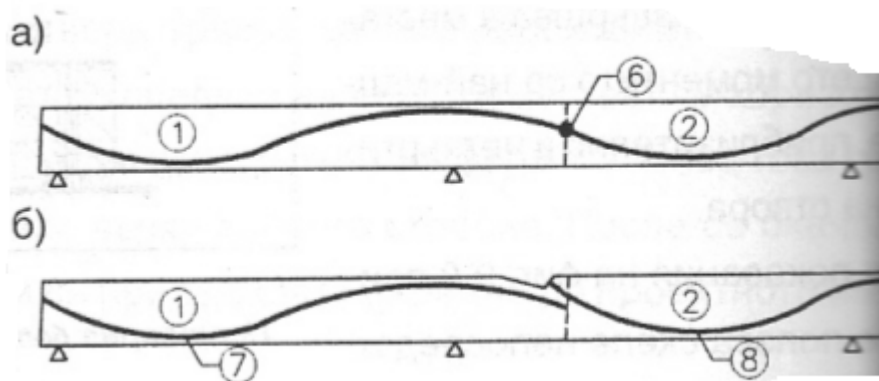
Фиг. 9.10. Моменти от собствено тегло в отделните етапи на изграждане



Поотворно бетонираните конструкции имат различни изчислителни схеми в отделните етапи на изграждане (фиг. 9.10). Усилията от собствено тегло и от предварително налягане в завършената конструкция се получават от суперпониране на усилията, съответни на отделните етапи на изграждане (напр. чрез събиране на моментните диаграми от фиг. 9.10).

В работните фуги трябва да се осигури за всички състояния (строителни и експлоатационни) декомпресия, т.е. липса на опънни напрежения. Налягащата армировка може да се наставя във фугите чрез снаждащи приспособления (фиг. 9.11 а). Друга възможност е част от кабелите да бъдат закотвени в частта, бетонирана в предишния етап (фиг. 9.11 б).

Поотворното бетониране на инвентарни преместваеми скелета засега не е намерило приложение в нашата практика.

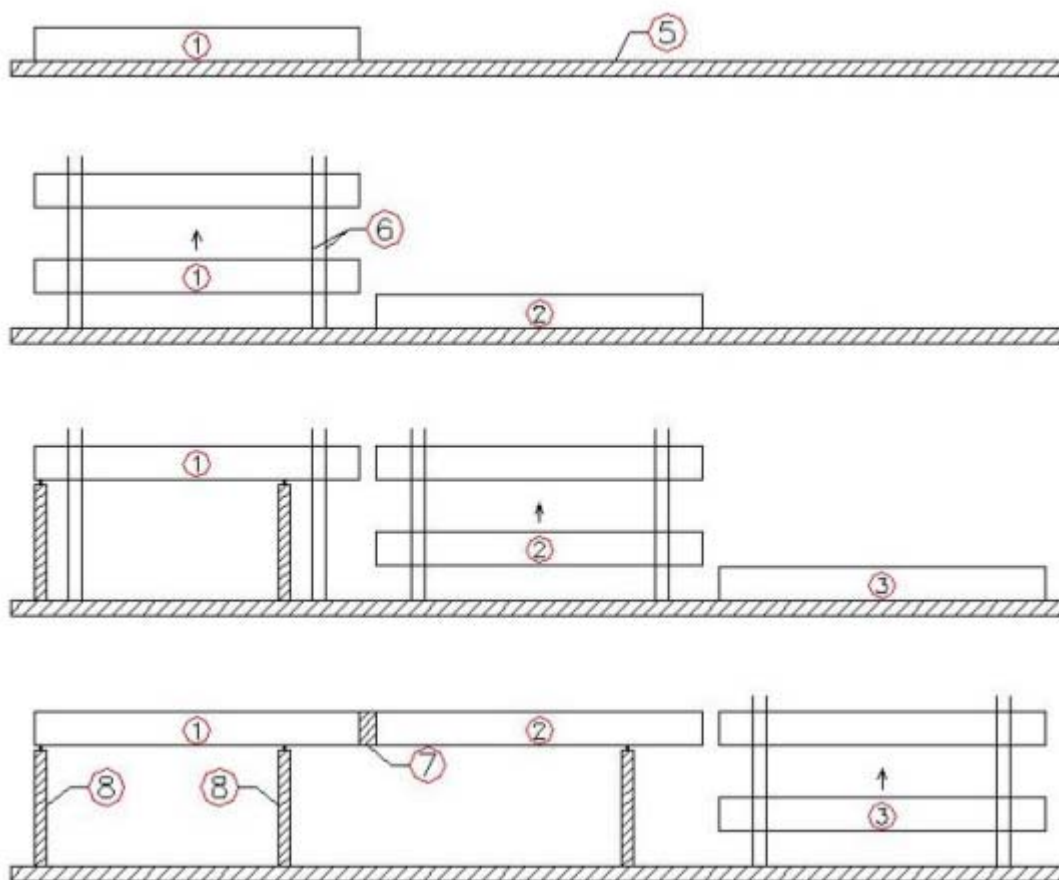


**Фиг. 9.11. Конструиране на налягащата армировка чрез: а) снаждане в работните фуги б) закотвяне в излятата преди част; (1), (2) - етапи на бетониране; (6) - снаждащо приспособление; (7) - кабели, налягани след бетонирането на част (1); (8) –кабели, налягани след бетонирането на част (2)**

### 9.3.2. Поотворно изграждане с повдигане

В София са построени 4 моста по оригинална българска система за поотворно изграждане (фиг. 9.12). Частите на връхната конструкция се изливат на терена върху подравнена площадка с бетонна настилка. След като бетонът на единичната част (елемент) е достигнал необходимата якост се извършва предварително налягане. После готовата част се повдига чрез механизация, подобна на тази за системата *пакетно-повдигани плочи* (прилагана дълги години у нас при строеж на сгради). Опорите на повдигащата инсталация задържат елемента на кота, малко по-висока от проектната. След това се изпълняват монолитно стоманобетонните стълбове. Техните фундаменти, както и тези на повдигащата инсталация се изграждат преди бетонната настилка. Повдигнатият елемент се спуска, така че да легне на лагерите, разположени на постоянните опори. След това повдигащата инсталация се премества на друга част на моста. В следващите етапи се изпълняват по същия начин останалите елементи. Когато два съседни елемента са установени на проектното им ниво, те се свързват чрез изливане на замонолитващ блок, чиито кофраж е окачен на съседните готови части на конструкцията. Впоследствие се извършва предварително налягане за връзка между този блок и съседните елементи.

Недостатък на тази система е немалкото количество бетон за настилка и за фундаментите на опорите на повдигащите конструкции.



**Фиг. 9.12. Поотворно бетониране с повдигане; (1), (2), (3) части от върхната конструкция; (5) бетонна настилка; (6) опори на повдигащата инсталация; (7) замонолинтване; (8) постоянни опори (стълбове)**

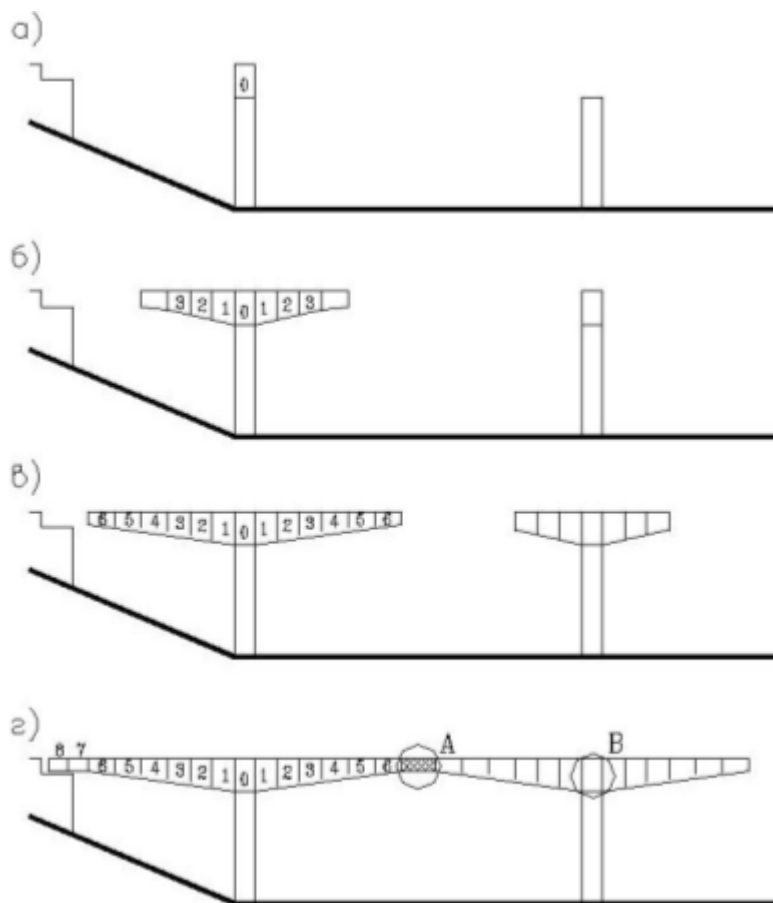
## 9.4. Конзолно изграждане

Конзолното изграждане (фиг. 9.13) се прилага в два варианта:

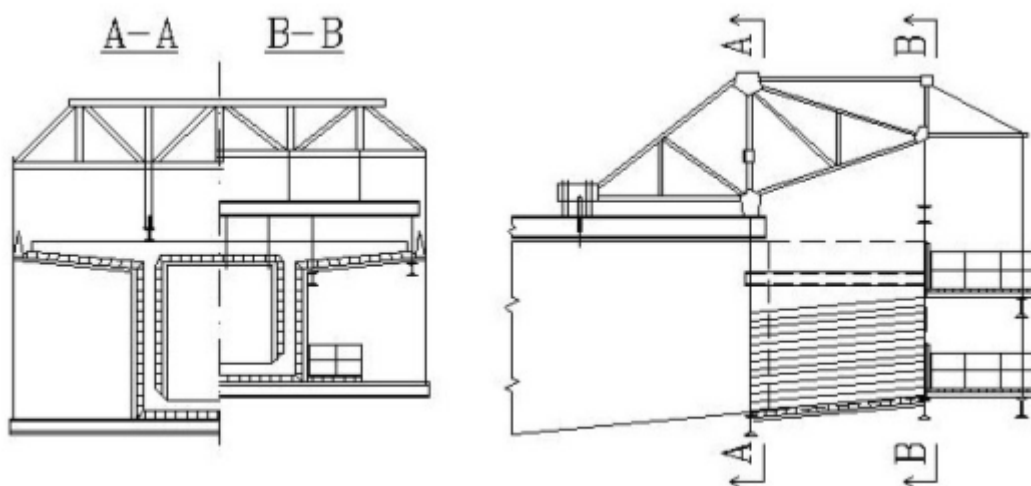
- монолитен (конзолно бетониране) – фиг. 9.14;
- сглобяем (конзолен монтаж) – фиг. 9.15.

Последователността на изпълнението на строителните работи при конзолното изграждане е следната: започва се със стълбовете и устоите на моста (фиг. 9.13 а). Като продължение на стълба се надгражда елемент “0” (“чукова глава”). От двете страни на стълба във всеки етап се добавя една двойка части, наричани *сегменти*. При конзолното бетониране сегментите представляват монолитно изливани блокове, а при конзолния монтаж – готови елементи. Всяка двойка сегменти (носеци еднакъв номер) се свързва помежду си и с изградената преди част чрез напрегаща армировка (фиг. 9.16). При симетрично изграждане на конструкцията се получават двустранни конзоли, наречени *птички*. Стълбовете и фундаментите при това са подложени на центричен натиск. В някои случаи конзолите, запънати в един стълб, са с различни дължини, при което трябва да се вземат подходящи мерки, напр. временни подпори, укрепване с наклонени въжета и др. Сегментите най-често са с дължини от 2 до 4 m. Напречното

сечение на връхната конструкция обикновено е кутиеобразно и може да бъде съставено от една или повече греди с кухни.



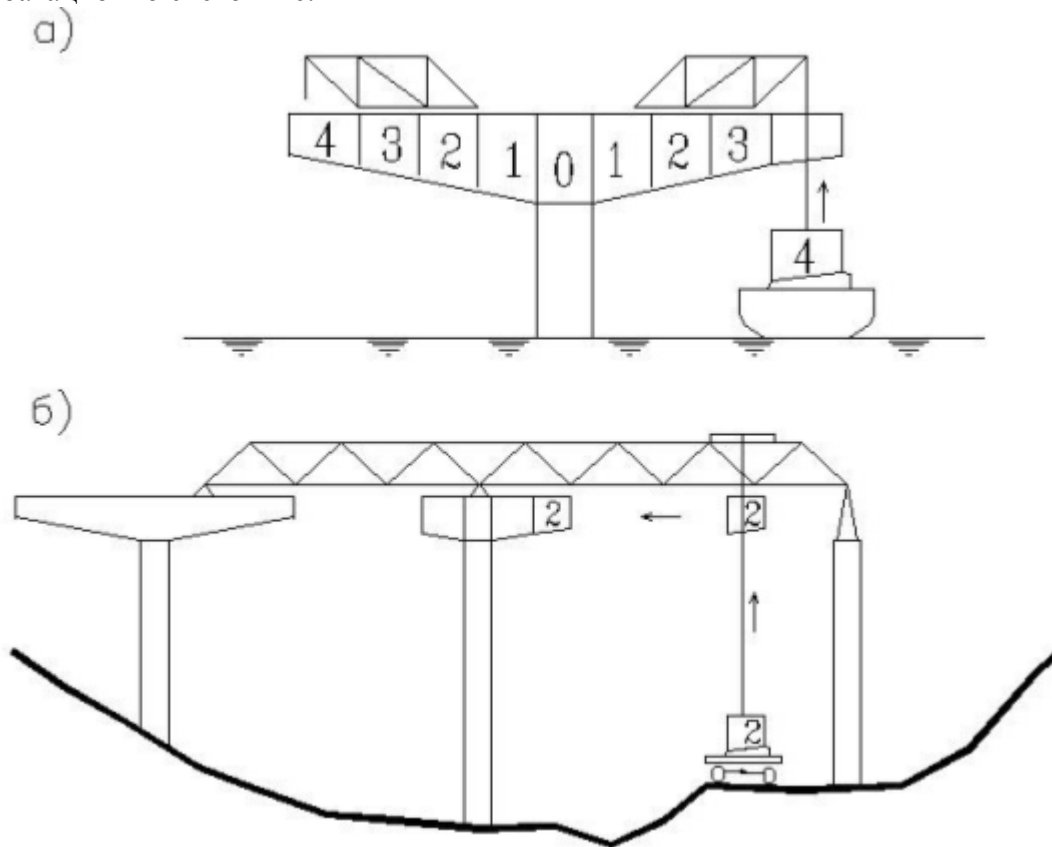
Фиг. 9.13. Принцип на конзолното изграждане



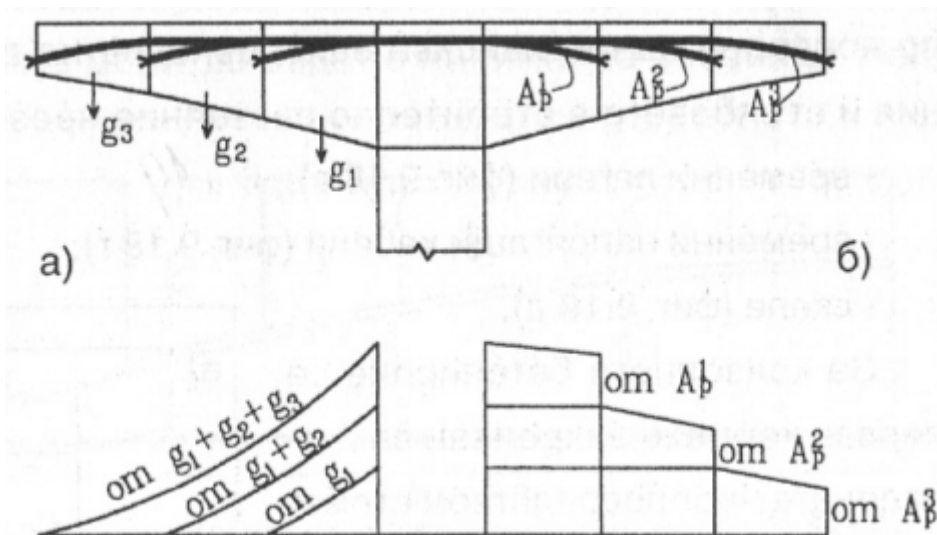
Фиг. 9.14. Конзолно бетониране (фрагмент)

Характерно за конзолното изграждане е постепенното нарастване на отрицателните моменти при увеличаване на дължините на конзолите (фиг. 9.16). Поетапното напъгане на групи напъгащи снопове, необходими за задържане на всяка

двойка сегменти благоприятства за поемане на усилията в строително и в експлоатационно състояние.



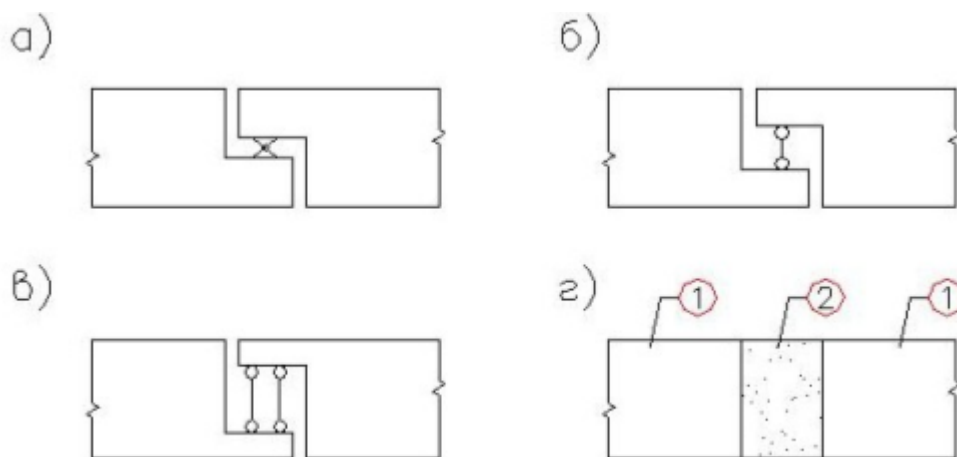
Фиг. 9.15. Конзолен монтаж: а) на мост над плавателен път б) на виадукт



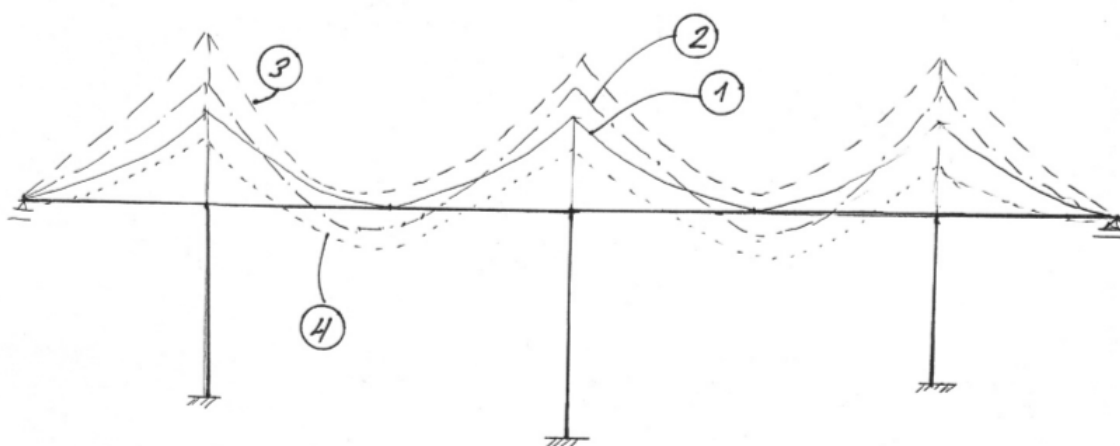
Фиг. 9.16. Напрягаща армировка и моменти в строително състояние:  
а) от собствено тегло; б) от предварително напрягане

Съседните конзоли се свързват по начините, показани на фиг. 9.17. Ставната връзка с неподвижен или подвижен лагер (фиг. 9.17 а, б) се осъществява най-лесно. Неин недостатък е, че в конструкцията е създадено неблагоприятно напрегнато състояние, понеже в нея се появяват само отрицателни моменти. Освен това ставите са

причина за чупки в огъвателната линия. Наличието на N-апарат (фиг. 9.17 а) осигурява предаване на огъващи моменти от една конзола на съседната и дава възможност за хоризонтални премествания. При построените напоследък мостове обикновено се прилага коравото свързване (замонолитване) на съседните конзоли (фиг. 9.17 г). За да могат да бъдат поети положителните моменти в експлоатационно състояние (след свързването на конзолите), се ползва долна напрегаща армировка, разположена в предварително оставени канали



**Фиг. 9.17. Начин на свързване на конструкцията – детайл “А” от фиг. 9.13**  
 а) с неподвижен лагер; б) с подвижен лагер; в) с N-апарат; г) корава връзка  
 (1) краен сегмент; (2) замонолитване



**Фиг. 9.18. Моментови диаграми в конзолно изграждана конструкция от:**  
 (1) собствено тегло в строително състояние; (2) постоянни натоварвания в експлоатационно състояние; (3) постоянни и подвижни натоварвания в експлоатационно състояние – минимални стойности; (4) също – максимални стойности

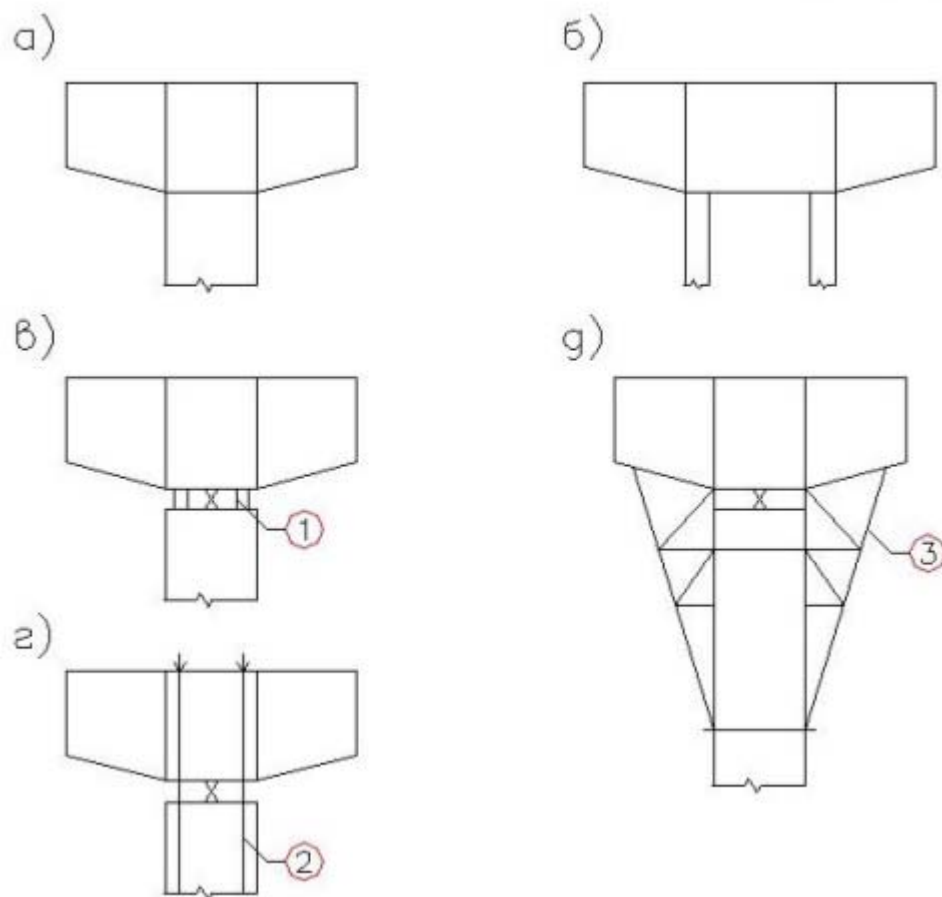
При уравновесения конзолен строеж в стълбовете неминуемо се явяват огъващи моменти в строително състояние, които се дължат на неизбежното изпреварване на бетонирането (или монтирането) на един от сегментите в двойката. Освен това стълбовете са подложени на хоризонтални въздействия (вятър, земетръс и др.) Поради това е абсолютно необходимо връзката между връхната конструкция и стълба в

строително състояние да бъде корава. При рамкови конструкции такава връзка е налице както в строително, така и в експлоатационно състояние (фиг. 9.19 а, б). Изграждането на непрекъснати греди по конзолен начин изисква закоравяване на връзката между върхната конструкция и стълбовете в строително състояние чрез:

- временни лагери (фиг. 9.19 в);
- временна напрегаща армировка (фиг. 9.19 г);
- скеле (9.19 д).

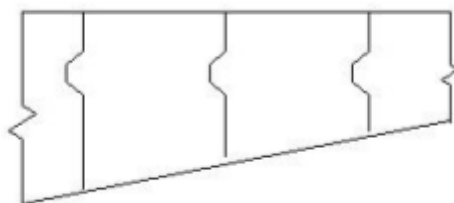
За конзолното бетониране се ползва кофраж, закрепван за изградената част посредством стоманена конструкция, наричана още инсталация за конзолно бетониране (фиг. 9.14). За изпълнението на следващия сегмент инсталацията с кофража се премества, след като бетонът е набрал необходимата якост и е извършено предварително напрегане на двойката бетонирани сегменти. За намаляване на времето на втвърдяване на бетона могат да се прилагат ускоряващи добавки, а също подгряване на бетона с пара или електрически ток.

Конзолното монтиране може да се осъществи чрез конзолни кранове, преместващи елементите предимно вертикално (фиг. 9.15 а). Такъв монтаж е възможен при мостове над реки или други водни площи и превозване на готовите елементи с плавателни съдове. При виадукти (фиг. 9.15 б) се ползват кран-ферми, служещи за вертикално повдигане и надлъжно преместване на сегментите.

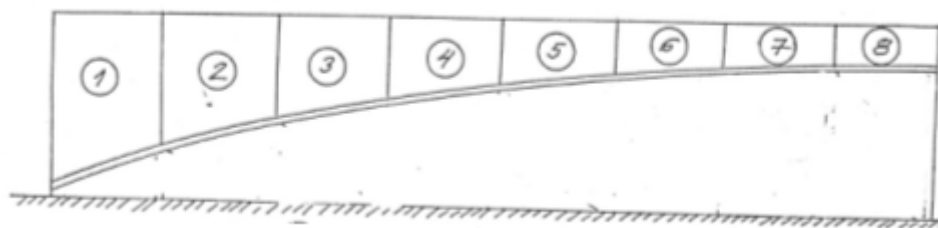


**Фиг. 9.19. Връзки между стълб и върхна конструкция в строително състояние – детайл “В” от фиг. 9.13: а) корава връзка със стълба; б) корава връзка с двойка колони; в) с временни лагери (1); г) с временна напрегаща армировка (2); д) със скеле**

Връзката между монтажните елементи най-често се извършва, като фугите между тях се намазват с епоксиден разтвор. За по-сигурно поемане на напречните сили челата на блоковете са назъбени (фиг. 9.20). За по-точното напасване на блоковете при монтажа им се прилага следната технология: На производствената площадка всичките елементи на една конзола се изливат в общ кофраж в същата последователност, в която впоследствие ще бъдат монтирани. Челото на завършения сегмент служи за кофраж на следващия (фиг. 9.21). По този начин фугите между блоковете могат да бъдат с минимална дебелина. Ползуването на епоксиден разтвор за уплътняването им позволява след едно денонощие да бъде извършено предварително напъгане и след това да се пристъпи към монтирането на следващата двойка сегменти.



**Фиг. 9.20. Оформяне на фугите между монтажните сегменти**



**Фиг. 9.21. Производство на монтажни сегменти (1) – (8) върху стационарно дъно**

Големите конзоли в строително състояние обуславят и съответни стойности на вертикалните премествания на краищата на конзолите, дължащи се на еластични и пластични деформации. Преместванията от собствено тегло (провисвания) са насочени надолу, а от предварително напъгане – нагоре. При отчитане на линейните и нелинейните деформационни свойства на стоманобетона могат да се получат премествания с положителни или отрицателни стойности. От съществено значение за гарантиране проектното ниво на горната повърхност на конструкцията е точното изчисляване и контролиране на деформираната ос по време на строителството. При това трябва да се имат предвид следните фактори:

а) Дори и при строг контрол на спазване на рецептите за бетона, трудно може да се постигне еднакъв модул на еластичност в отделните сегменти.

б) Нееднородността влияе в по-голяма степен на величините, характеризиращи съсъхването и пълзенето.

в) Скоростта на изграждане на отделните конзоли, както и времето до сключването им, са от съществено значение за величините на провисванията от реологичните процеси.

Несигурността при определянето на деформациите, и преди всичко на пластичните, е по-голяма при конзолното бетониране, където по необходимост бетонът се натоварва в ранна възраст. За постигането на необходимата точност при определянето на деформираната ос има специализирани компютърни програми, отчитащи промените във времето на характеристиките, обуславящи еластичните и



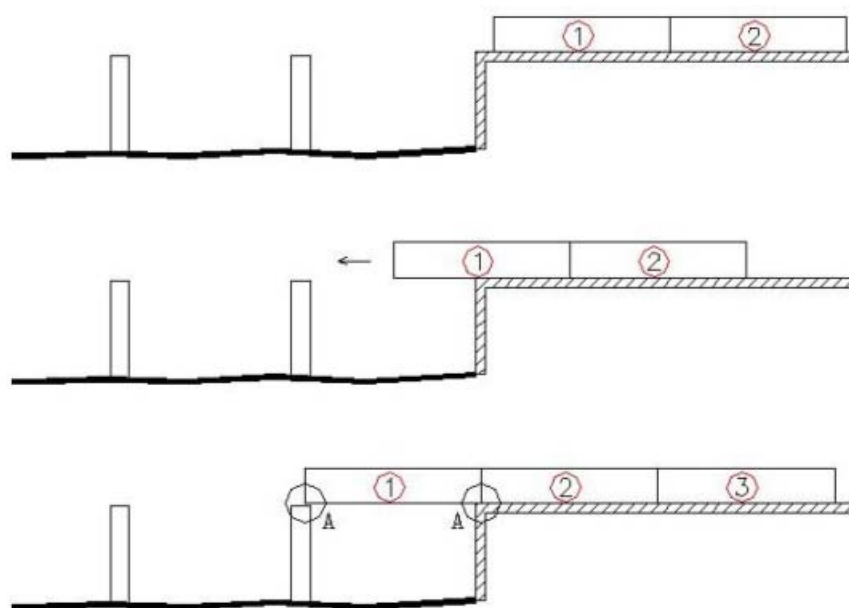
пластичните деформации. Едновременно с нарастването на конзолите, освен изчисления, се измерват и провисванията. При констатирани различия между изчисления и измерените стойности се вземат решения за мерки, чрез които да се минимизират отклоненията от проектната ос, напр. чрез напрегаща сила, различна от предварително приетата, вкл. чрез напрегане на допълнителни снопове в предварително предвидени резервни каналаобразователи.

При конзолното бетониране съществуват трудности за установяването на кофража в положение, благоприятно за намаляване на отклоненията. При конзолното монтиране промяна в геометрията може да се постигне чрез клиновидни фуги, т.е. с оглед насочване на конзолата нагоре фугата трябва да бъде по-дебела отдолу, а за насочване надолу – обратно. Клиновидните фуги се постигат чрез нанасяне на различен брой пластове *стъкломат*, залепван на челата с епоксидно лепило.

По системата “конзолно бетониране” са изпълнени най-големите отвори на гредови и рамкови стоманобетонни мостове, виж глава 2. Трябва да се има предвид, че при големи отвори забавените (пластични) деформации са причина за увеличаване на провисванията и период от няколко години след въвеждане на моста в експлоатация. За отстраняването на този дефект при някои мостове след време се упражнява допълнително предварително напрегане, с цел отстраняване на недопустимите провисвания. Обикновено се прилага външно предварително напрегане, без сцепление с бетона, но с антикорозионна защита от грес или смазка. Такъв вид предварително напрегане позволява при необходимост донапрегане след времето, или замяна на корозирала напрегаща армировка.

## 9.5. Тактово изтласкване

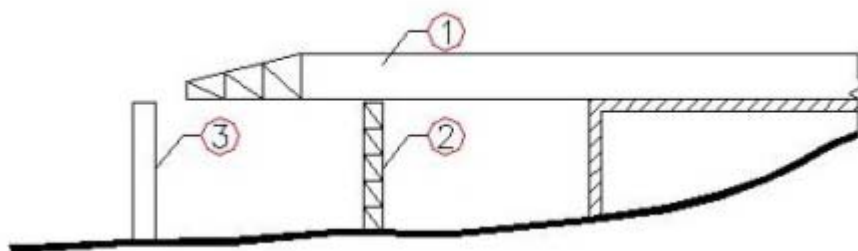
При системата тактово изтласкване строителната площадка е разположена зад единия устой (фиг. 9.22). На нея се бетонират последователно отделните части на конструкцията, които се свързват чрез предварително напрегане. Посредством система от устойства за повдигане и изтласкване, конструкцията се премества в хоризонтална посока, като покрива последователно отворите на моста.



Фиг. 9.22. Принцип на тактовото изтласкване

Изпълнението на отделните части се прекъсва по време на изтласкването. Дължината на готовата част от конструкцията, разположена зад устоя трябва да е достатъчна, за осигуряване на конструкцията срещу преобръщане, т.е. тя трябва да бъде по-дълга от първия отвор на моста.

Съществен недостатък на тази система е наличието на големи моменти, при дължина на конзолата равна на отвора, или непосредствено преди стъпването на конструкцията на стълба. Тези моменти могат да бъдат намалени чрез стоманена конструкция, наречена *аванбек* (фиг. 9.23), която е със значително по-малко тегло отколкото на стоманобетонна конструкция със същата дължина. Поставянето на временни опори намалява изчислителните отвари в строително състояние, което също се оказва в много случаи рационално.



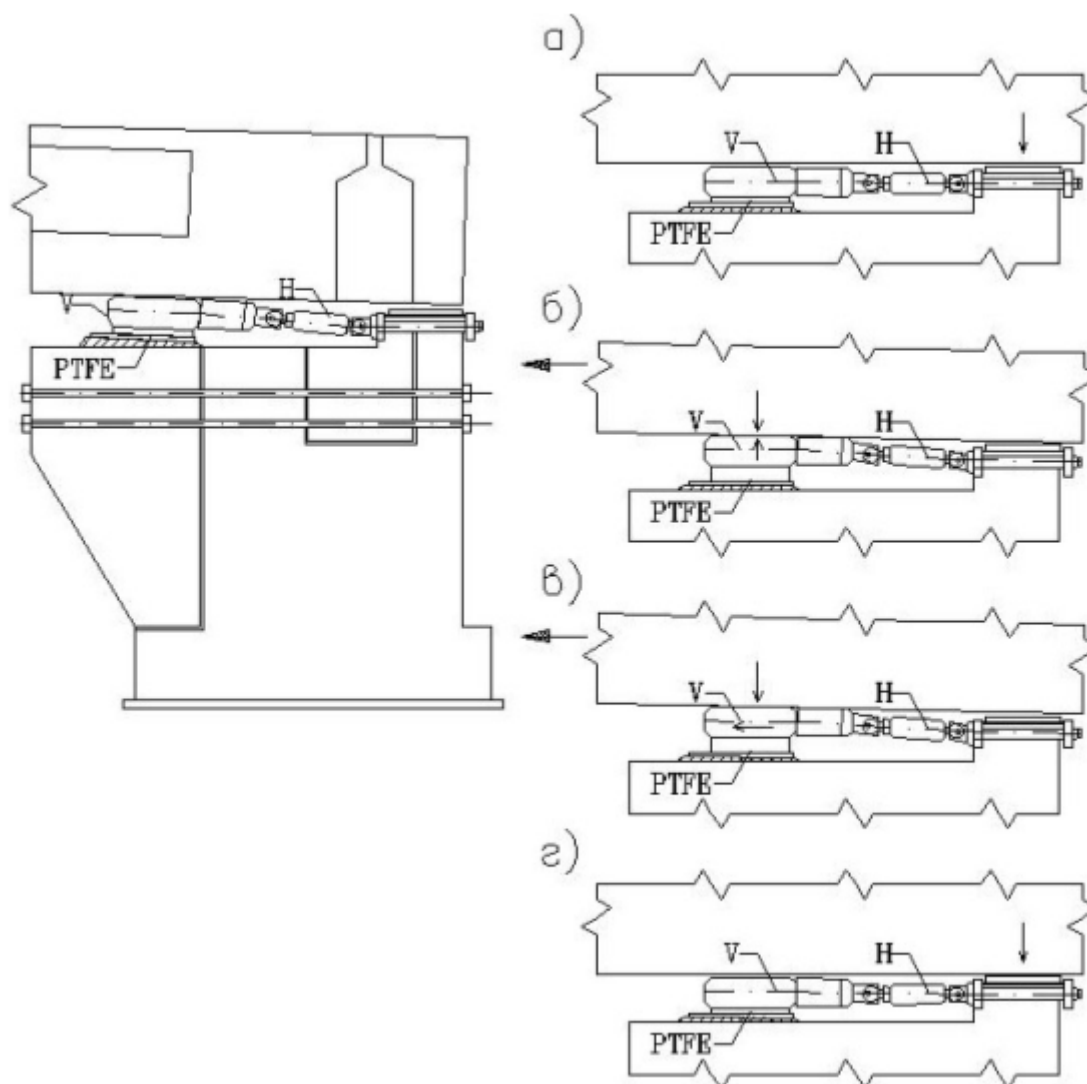
**Фиг. 9.23. Използване на помощни съоръжения при тактово изтласкване:**  
(1) аванбек; (2) временна опора; (3) постоянна опора (стълб)

Въпреки споменатите мерки, не може да бъде елиминиран основния недостатък на тази строителна система. Всяко сечение при изтласкването преминава от средата на полето до опората, при което моментите в него се променят както по стойност така и по знак. Поради това в строително състояние е целесъобразно да се осигури във всички сечения напрегаща сила с почти нулев ексцентрицитет. В експлоатационно състояние системата е непрекъснатата греда, при което очертанието на напрегащата армировка трябва да следва приблизително формата на моментовата диаграма. Тези противоречиви изисквания за напрегащата армировка могат да бъдат удовлетворени по един от следните начини:

а) За строително състояние се предвижда временна напрегаща армировка, разположена центрично и вън от сечението (без сцепление с бетона). При установяване на конструкцията на окончателното ѝ място последователно се напрегат сноповете за експлоатационно състояние, като едновременно с това поетапно се отпускат и отстранява временната напрегаща армировка.

б) Преди изтласкването се напрегат част от напрегащата армировка, необходима за експлоатационно състояние. Наред с това чрез временни снопове, имащи необходимия ексцентрицитет се постига центрично предварително напрегане, т.е. резултатната от силата от постоянните и временните снопове трябва да бъде приблизително в центъра на тежестта на сечението.

Технологичните съоръжения, необходими за тази система са: хидравлични крикове за повдигане и хоризонтално преместване, фиг. 9.24. За да има най-малко триене се използват подвижни лагери с хлъзгащи повърхности поли-тетра-флуор етилен, съкратено PTFE и неръждаема стомана. Коефициентът на триене между тези две повърхности е много малък, около 0,02-0,05, което гарантира възможно най-малка изтласкваща сила. Лагери с такива хлъзгащи повърхности се използват и като постоянни опорни устройства на мостове, вж. т. 10.6.



**Фиг. 9.24. Действие на механизмите за тактово изтласкване:**  
***V*** – преса за повдигане и спускане; ***H*** – преса за хоризонтално изтласкване;  
***PTFE*** – хлъзгащи повърхности с малко триене  
**а)** връщане на пресата ***H*** в изходно положение; **б)** повдигане с преса ***V***;  
**в)** активиране на пресата ***H*** и преместване по хлъзгащите повърхности;  
**г)** отпускане на преса ***V***.

## 11. БЕТОННИ И СТОМАНОБЕТОННИ ОПОРИ НА ГРЕДОВИ МОСТОВЕ

### 11.1. Общи положения

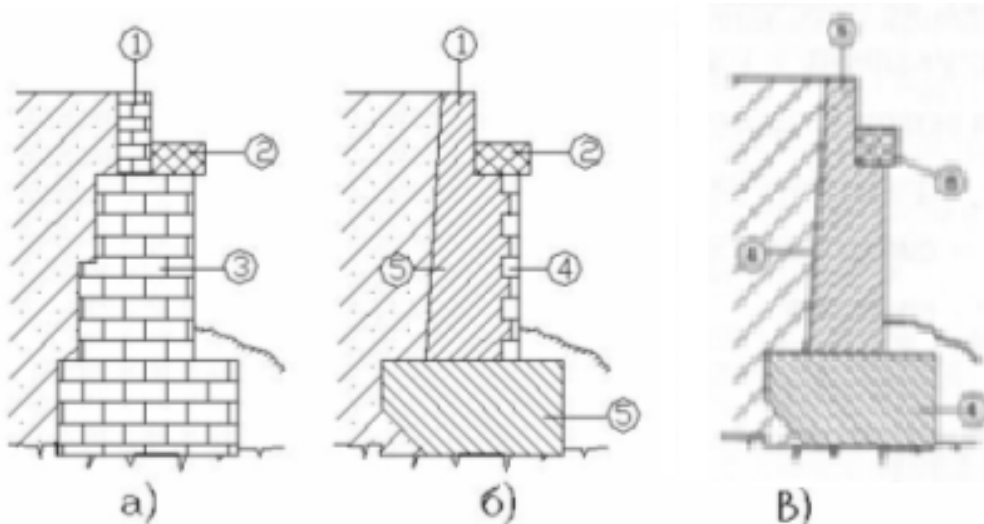
За разлика от връхните конструкции, опорите са в голяма степен зависими от местните условия: топографски, хидроложки, инженерно-геоложки. Типови решения за устои и стълбове могат да се прилагат в редки случаи, напр. при надлези. Обикновено обемът на строителните работи, срокът за изпълнението и стойността 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

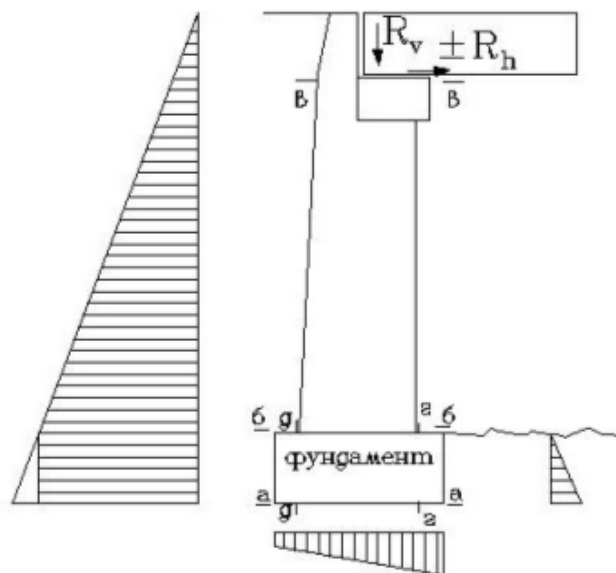
Масивните устои имат най-простата форма в сравнение с останалите. В миналото устоите са се изпълнявали от каменна зидария, фиг.11.1 а). Има устои от лицева каменна зидария служеща за кофраж, а вътрешността им е от бутобетон, фиг. 11.1 б). Лицевата зидария представлява сигурна защита срещу удари от плаващи 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.

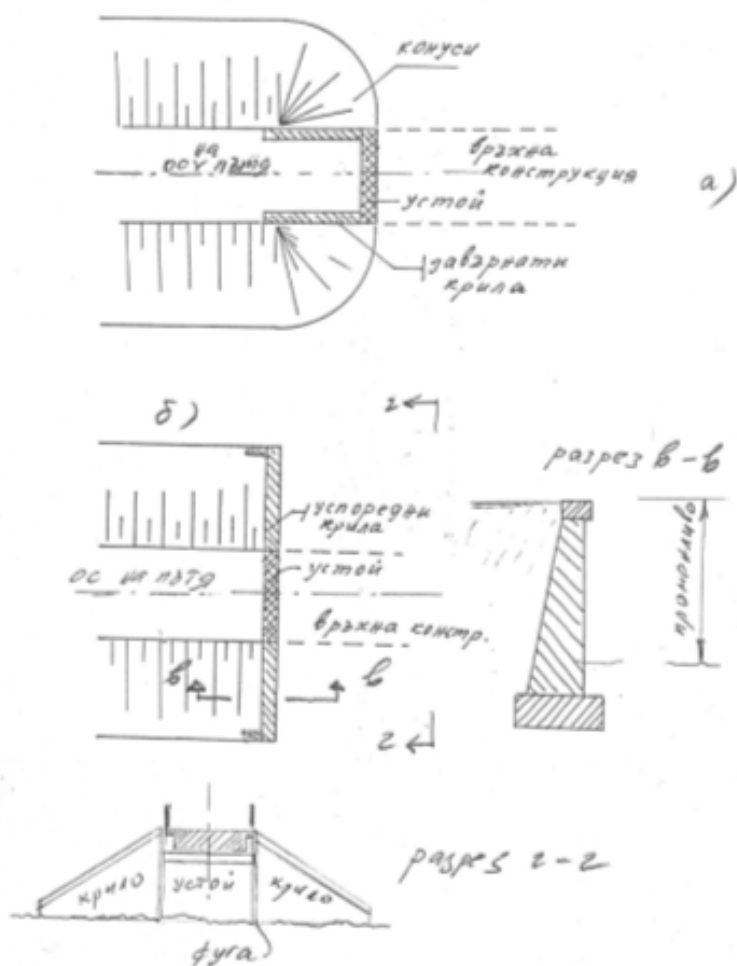
### 11.2.2. Крила на устои

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.

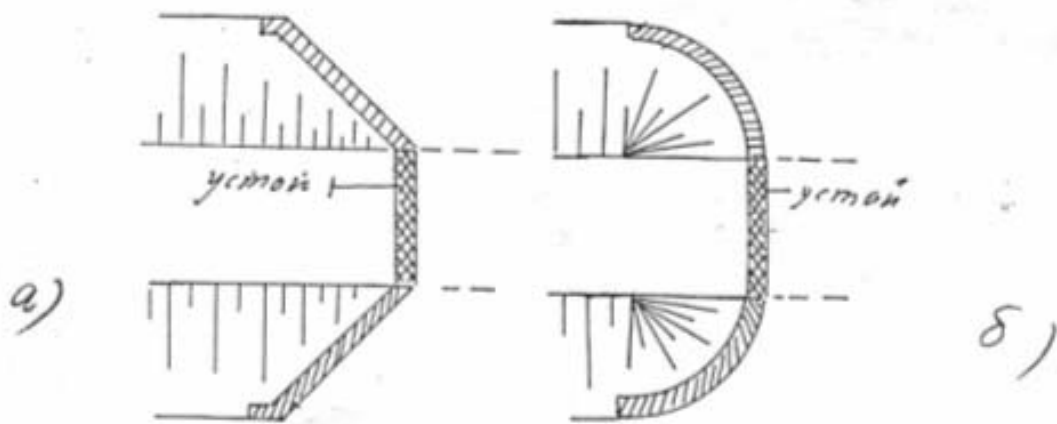
Успоредните крила (фиг. 11.3 б) следват направлението на препятствието. Най-икономично решение се получава, ако крилата са с променлива височина, вж. фиг. 11.3 разрез г-г. При мостове над реки такива крила могат да бъдат с постоянна височина. При тяхното удължаване те изпълняват ролята на подпорни стени 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.

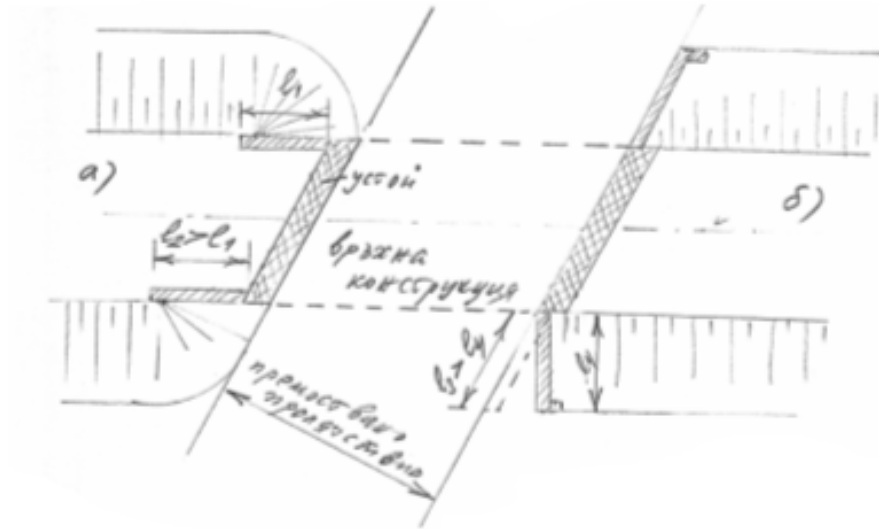
Примери за оформяне на крила са дадени в Приложения Б и В.



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

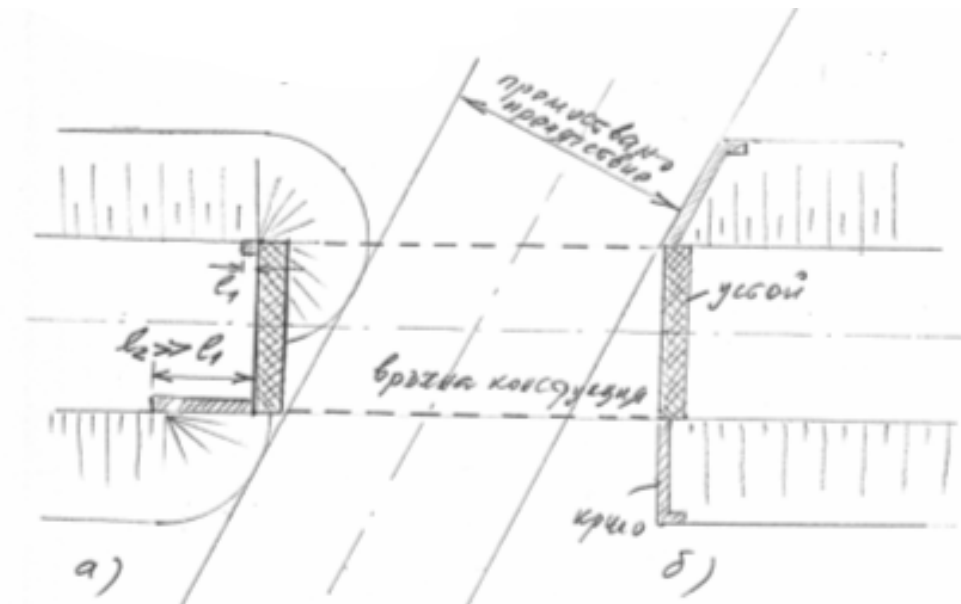


Фиг. 11.4. Крила на устои: а) Полузавърнати б) Оформени по крива



**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

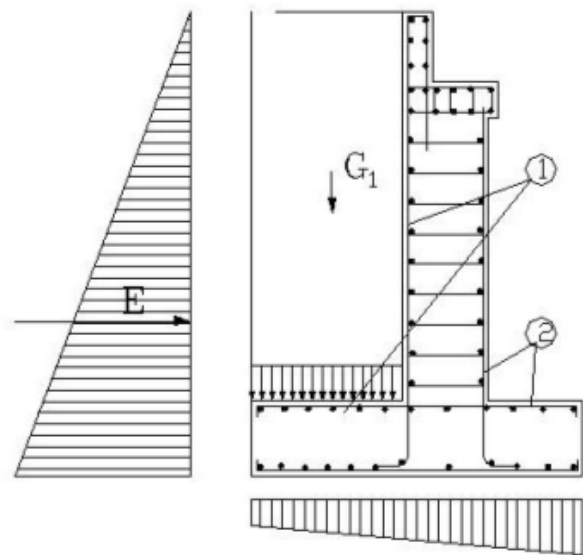


**Фиг. 11.6. Крила на нормален мост при косо пресичане**

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

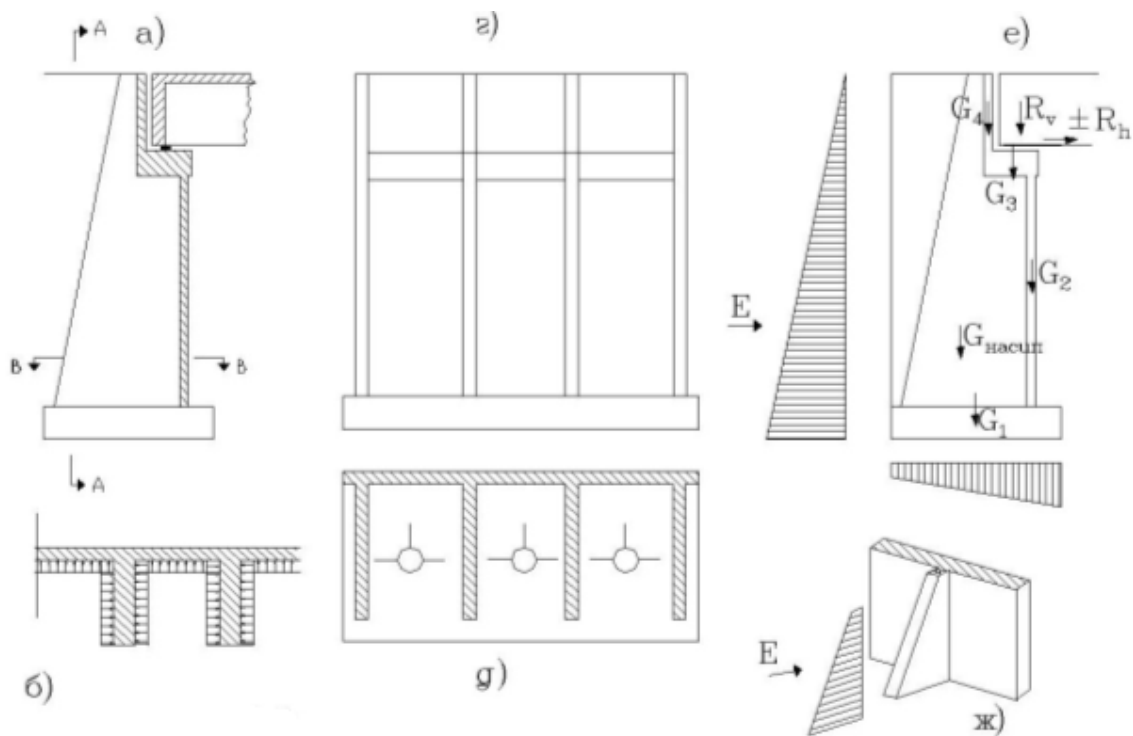
Ребрестият устой (фиг.11.8) представлява съчетание от плоски части. При изследване на основната фуга ребрестият устой работи по същия начин както устоя от фиг. 11.7, т.е. благоприятно действа теглото на насипа в клетките между ребрата. По-сложно е изчислението и конструирането на частите му. Огъването 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 подпирани 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.

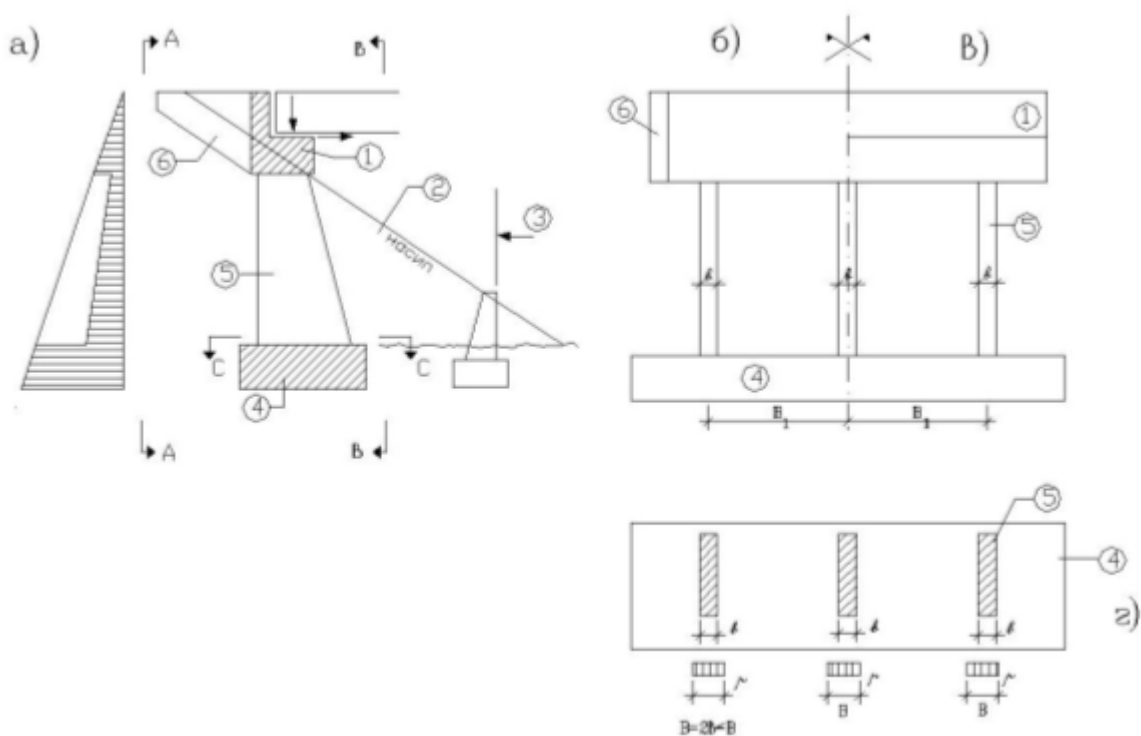
Обсипаният устой (фиг. 11.9) се състои от фундамент, колони разположени в насипа и ригел на който са разположени лагерите. Крилата са къси, имат трапецовидна форма и са закачени конзолно на ригела. Предимство е, че липсва челна стена, но за сметка на това връхната конструкция е по-дълга от необходимата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

Обсипаният устой е подложен на сравнително малки хоризонтални натоварвания, понеже земният масив натиска само тесни вертикални ивици с размер приеман равен на двойната ширина 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

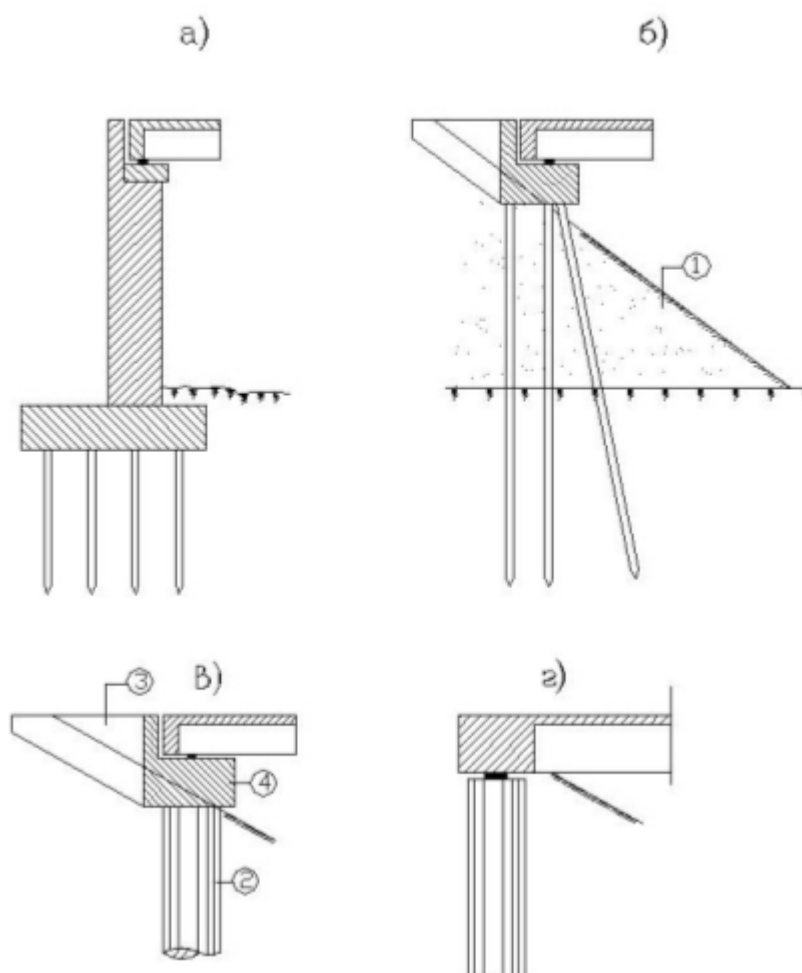


Фиг. 11.9. Обсипан устой: а) надлъжен разрез по оста на моста; б) разрез А-А; в) разрез В-В; (1) ригел; (2) насип; (3) възможно бъдещо разширение на габарита; (4) фундамент; (5) колони; (6) конзолни крила

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 рестверк; б) със забивни пилоти висок рестверк; в) с изливни пилоти, директно подпирajući върхната конструкция; г) с изливни пилоти, директно подпирajući 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

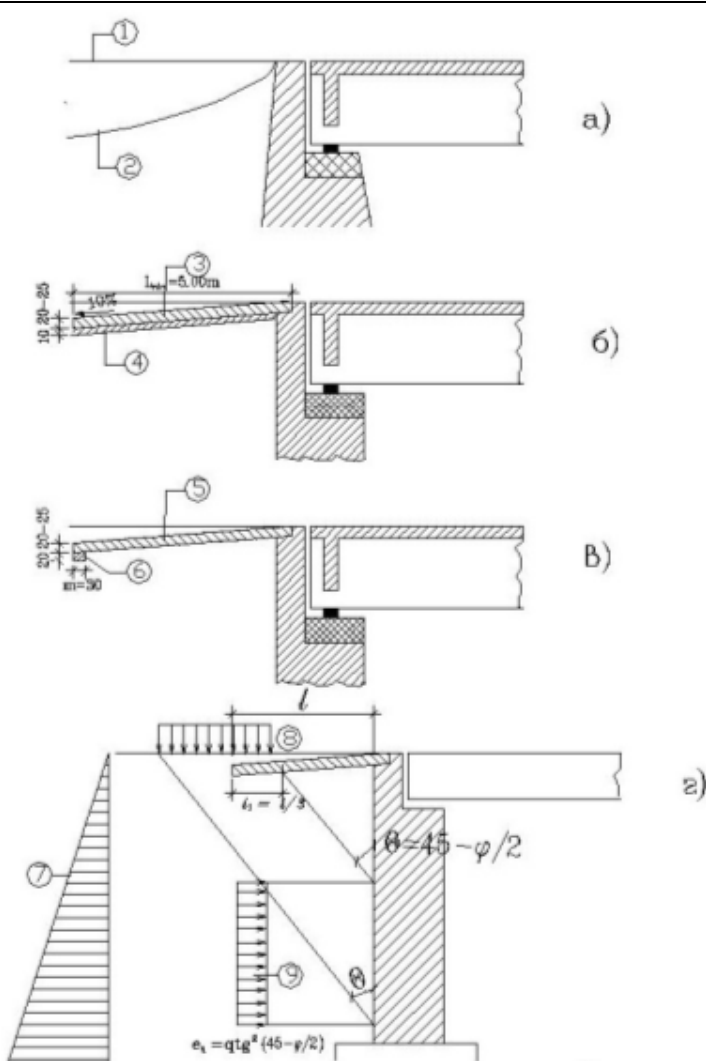
първо да се изпълни насипа, да се уплътни добре и след това да се набиват (или изливат) пилотите. По такъв начин се избягва един недостатък на обсипните устои - трудното уплътняване на насипа между колоните и непосредствено до тях. Пилотните устои от фиг. 11.10 б,в,г могат да бъдат прилагани и в случаите,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

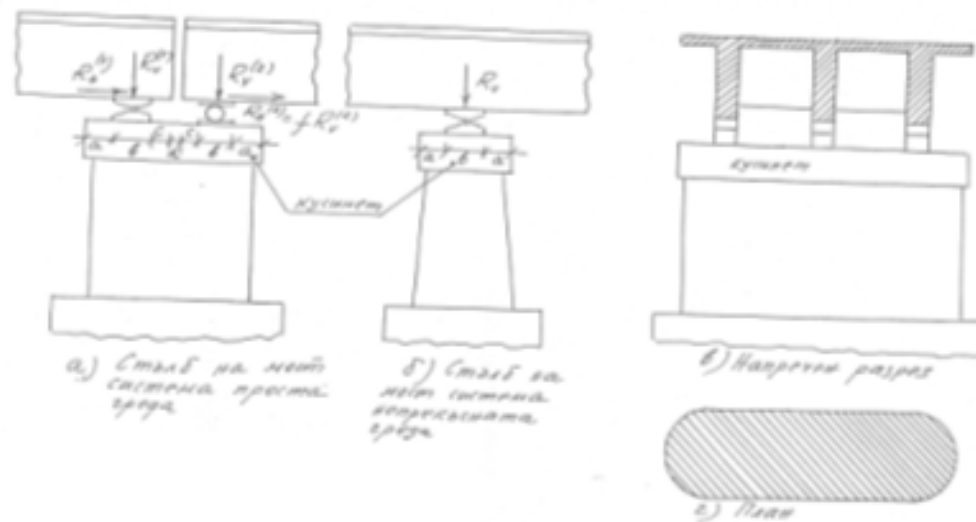


**Фиг. 11.11. Преходни плочи:** а) устой без преходна плоча (1) проектна повърхност на настилка; (2) повърхност на настилка след слягане; б) монолитна преходна плоча (3) върху подложен бетон (4); в) сглобяема преходна плоча (5), подпряна на монолитен праг (6); г) схема за определяне на земния натиск; (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).



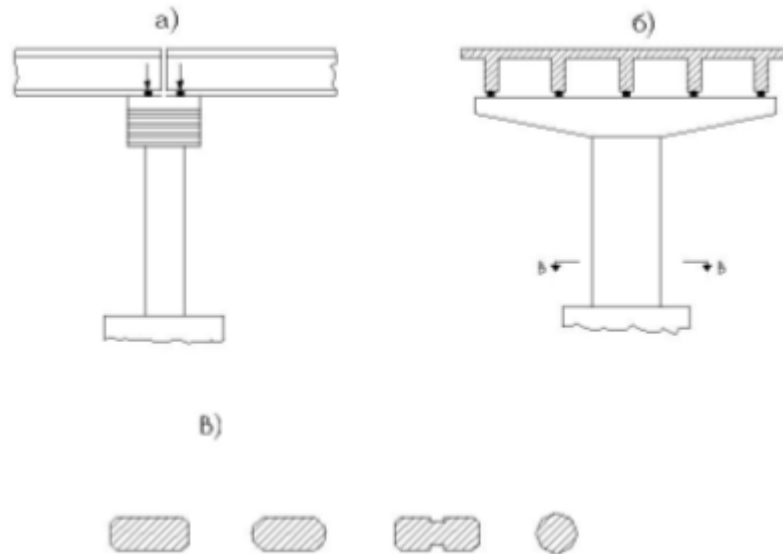
**Фиг.11.12. Масивни стълбове: а) при фуга (напр. на многоотворна проста греда); б) при междина подпора на непрекъсната греда; в) напречен разрез; г) хоризонтален разрез**

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.

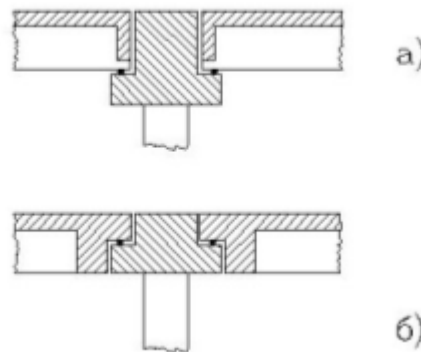
### 11.3.2. Рамкови стълбове

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**

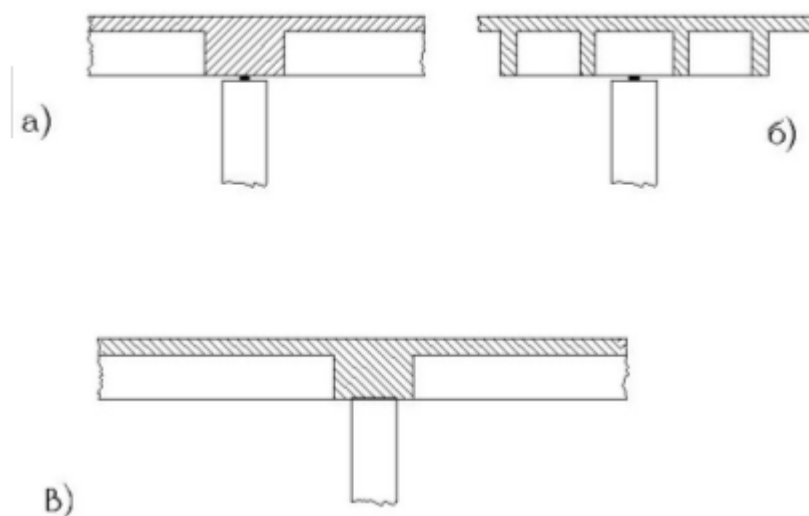
С увеличаване на широчината на моста нараства и височината на конзолната греда. В такъв случай може да се окаже целесъобразно предварителното напрягане на тази греда.



**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

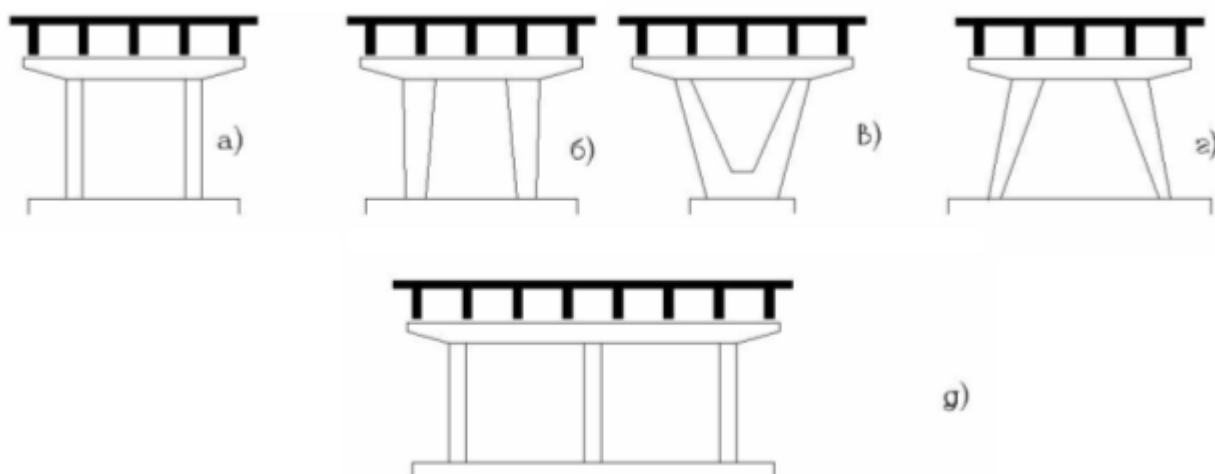
естетична гледна точка. Неблагоприятно е наличието на две фуги при всеки стълб. Друг недостатък е, че в ригела с обърнато Т-сечение се появяват по-големи усукващи моменти в сравнение с този с правоъгълно сечение. Това се дължи на по-голямото разстояние от осите на лагерите до оста на ригела. Поемането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



Фиг. 11.15. “Скрити” ригели:

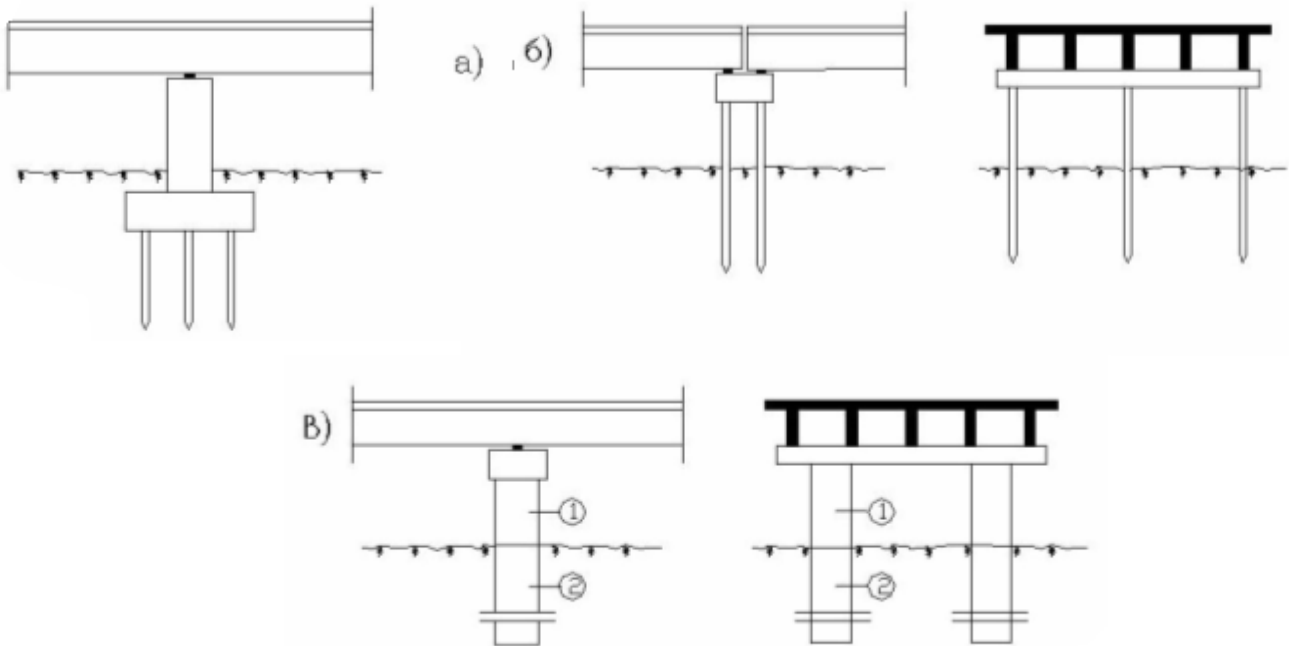
а) надлъжен разрез при ставна връзка с колоните; б) надлъжен разрез при ставна връзка с колоните; в) напречен разрез при корава връзка с колоните

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 върхната конструкция. Подобно решение се прилага и при рамкови мостове, т.е. при корава връзка между върхната конструкция и колоните (фиг. 11.15 б).



Фиг. 11.16. Рамкови стълбове

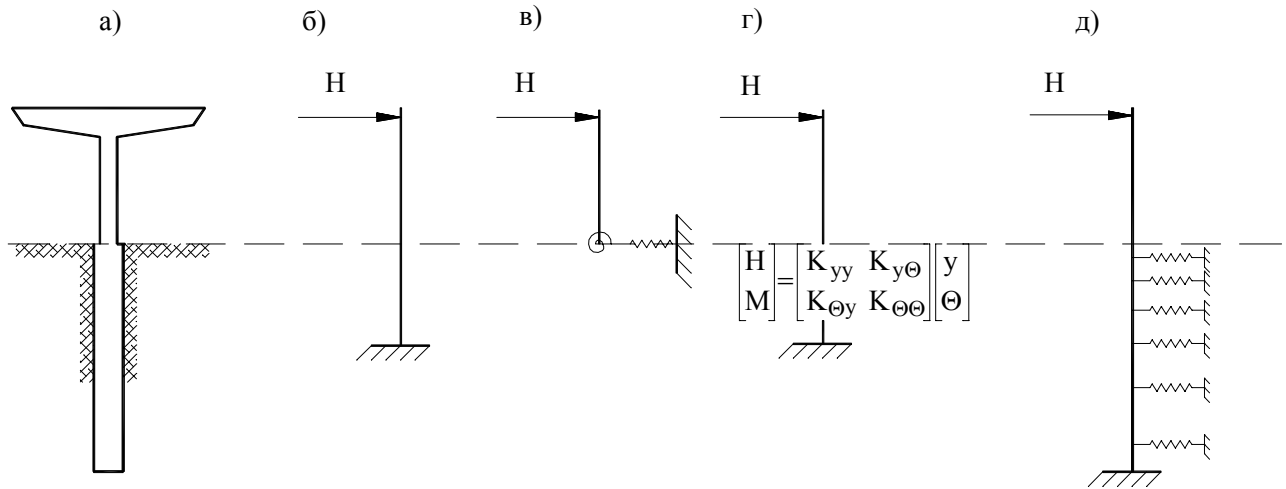
На фиг. 11.16 са изобразени няколко вида рамкови стълбове. Броят на колоните, дължините на полетата и конзолите на рамките обикновено се съобразяват с най-доброто разпределение на моментите в равнината на рамката. Формата и размерите на тези стълбове могат да бъдат избрани и по естетически съображения. 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  $6+8d$  ( $d$  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.

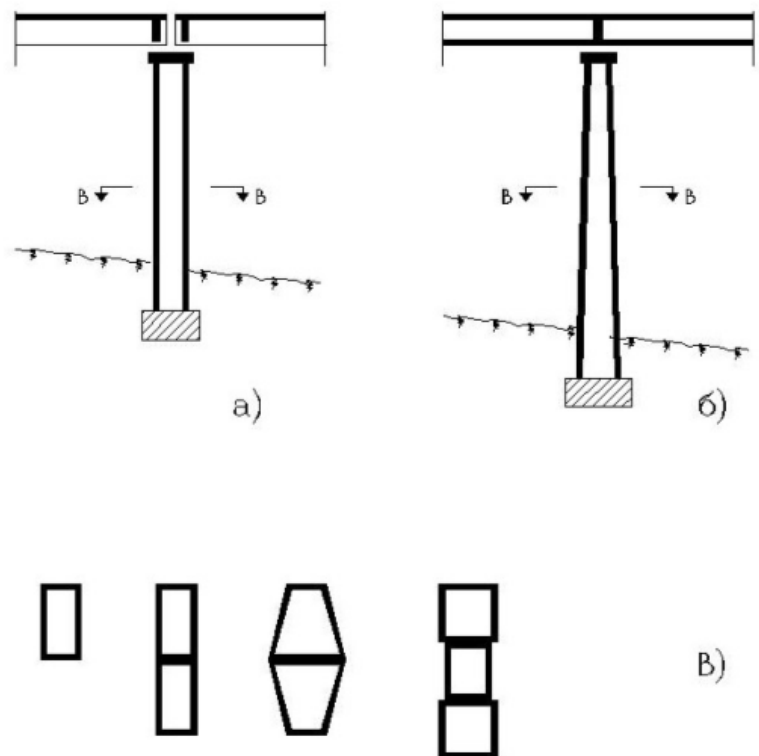


**Фиг. 11.18. Изчислителни модели на взаимодействието между пилотите и почвата**  
 а) действителна система; б) приемане на приведена дължина на конзолата; в) въвеждане на две пружини (ротационна и линейна); г) по теорията за еластичното полу-пространство – с матрица на коравината; д) въвеждане на много 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 "Бебреш" по Автомагистрала "Хемус"), а световния рекорд на стълб на гредов мост е на мост "Европа" при Инсбрук (Австрия) с височина 200 m.

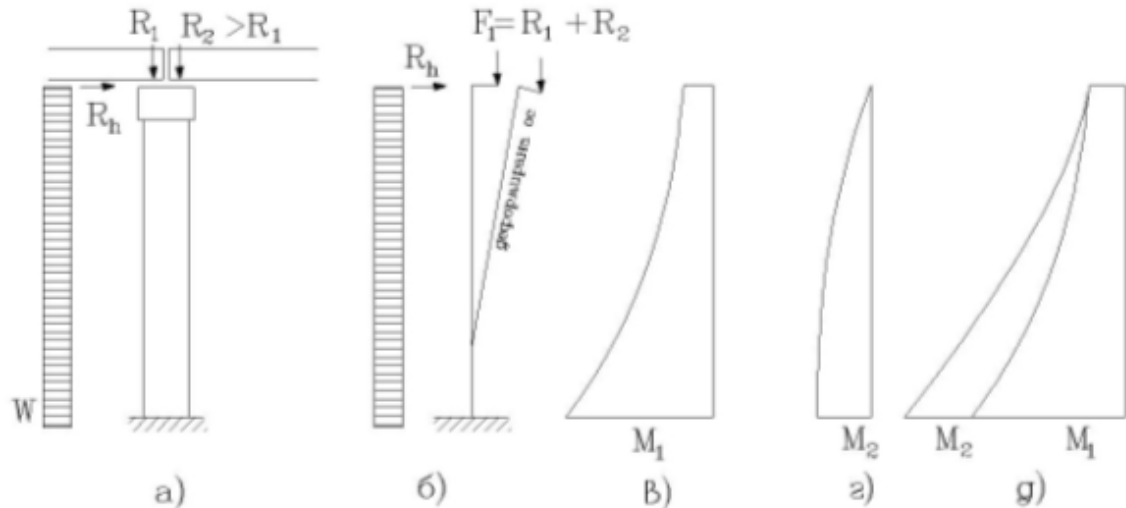
Като се имат предвид тези височини, то стълбовете на виадуктите могат да бъдат оприличени на други конструкции с подобни размери като комини и телевизионни кули. За разлика от последните, чиито вертикални натоварвания са само от собственото им тегло, стълбовете на виадуктите носят връхните конструкции.



**Фиг. 11.19. Стълбове на виадукти**



Стълбовете са натоварени със значителни хоризонтални сили от вятър, земетръс и хоризонтални реакции от върхната 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**

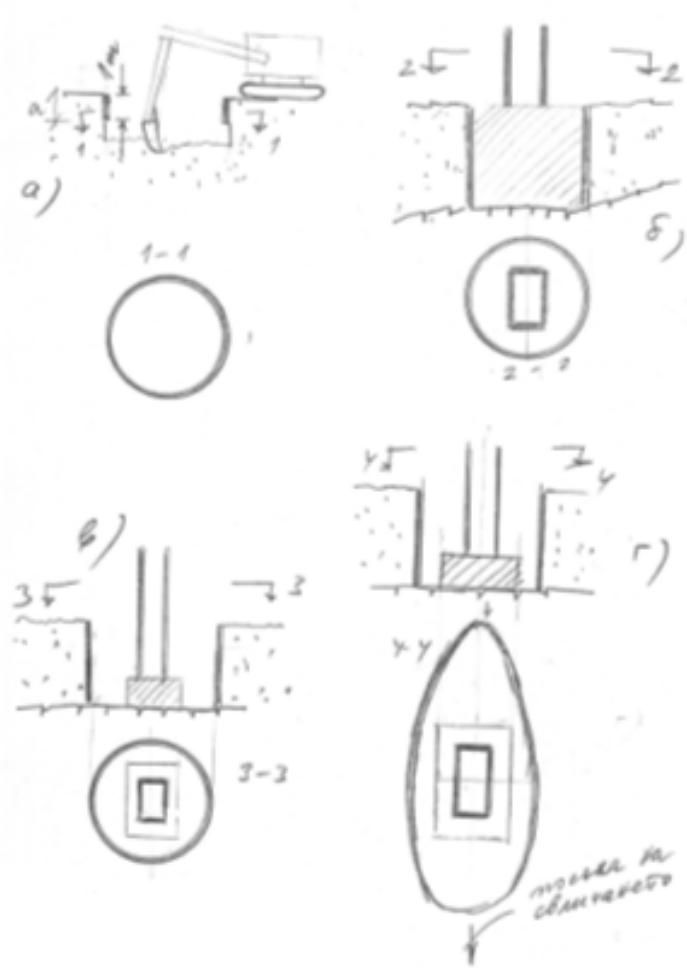
За изясняване на тези понятия на фиг. 11.20 е показан един конзолен стълб, в който се получават моменти от: хоризонталните сили във върха му, от ексцентрично приложени вертикални сили, както и от разпределени натоварвания по височината му (напр. от вятър). Тези моменти са определени в недеформираната 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 (съсхвање 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.

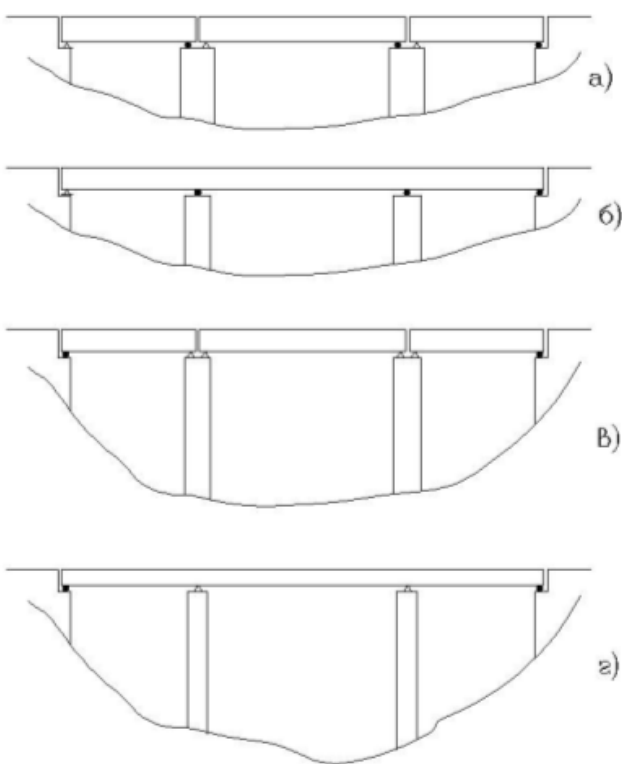


**Фиг. 11.21. Специални фундирания на стълбове**  
**а) изкопаване на кладенец; б) фундамент запълващ**  
**кладенеца; в) цилиндричен кладенец, като защитна**  
**черупка в потенциално свлачище; г) също, но с**  
**обтекаема в план форма**

#### 11.4. Връзка между коравината на опорите и лагерирането

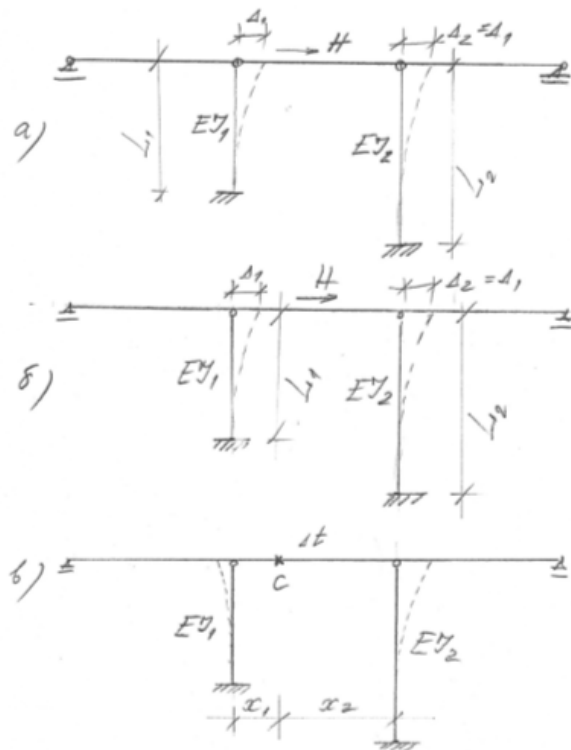
На фиг. 11.22 а) е показана многоотворна конструкция от прости греди, всяка от които е подпряна на неподвижен и подвижен лагер, а на фиг. 11.22 б) непрекъснатата греда с един неподвижен и останалите подвижни лагери. В двата случая коравината на опорите е голяма и поради това лагерите трябва да осигуряват 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;  $\Delta$  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:

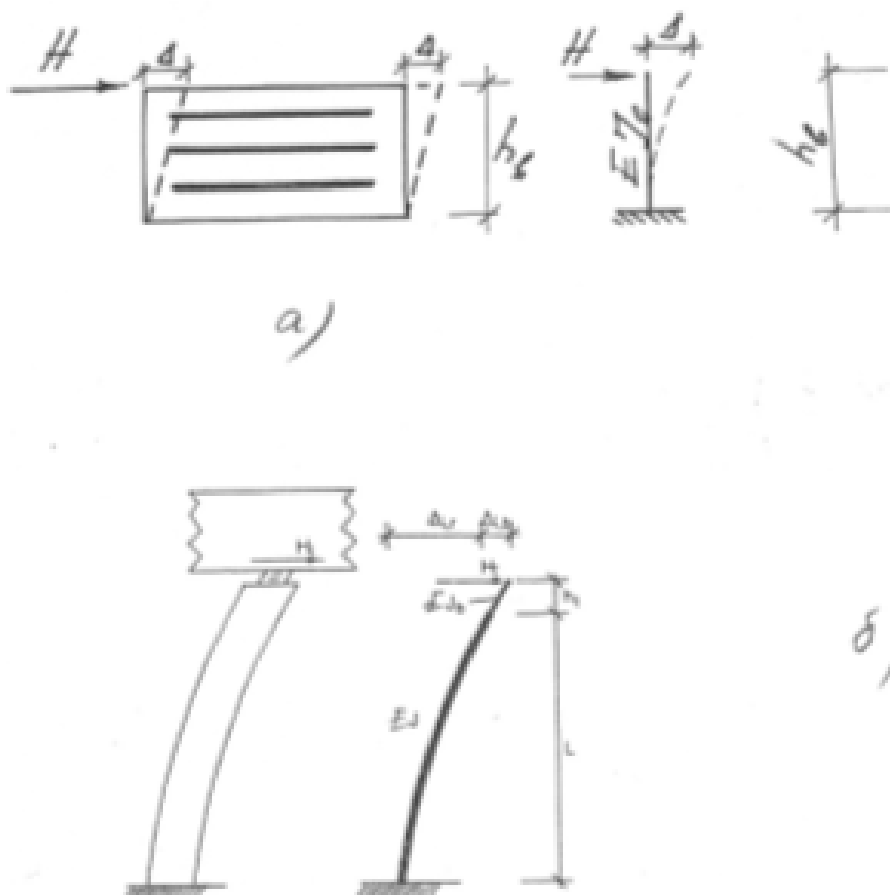
$$(11.3) EJ_b = (nGA) h_b^3 / (3h_c)$$

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].



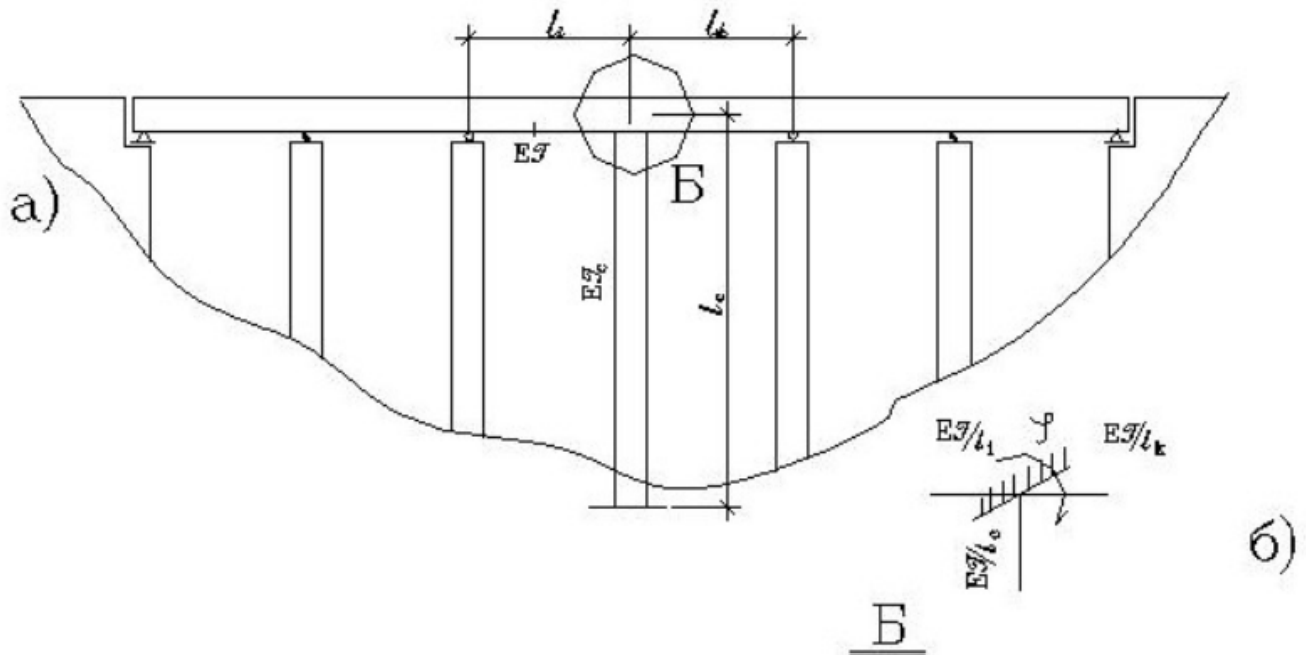
**Фиг. 11.24. Изчислителни схеми на стълб с еластомерни лагери:**

**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  $\varphi$  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 фундаменти, вж. напр. фиг. 11.18



Фиг. 11.25. Пример за лагеруване на многоотворен мост

## Глава 12. ПРОТИВОЗЕМЕТРЪСНО ОСИГУРЯВАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИ МОСТОВЕ

### 12.1. РАЗЛИЧИЯ МЕЖДУ ОБИКНОВЕНИТЕ СГРАДИ И МОСТОВЕТЕ ПО ПРОТИВОЗЕМЕТРЪСНОТО ИМ ОСИГУРЯВАНЕ

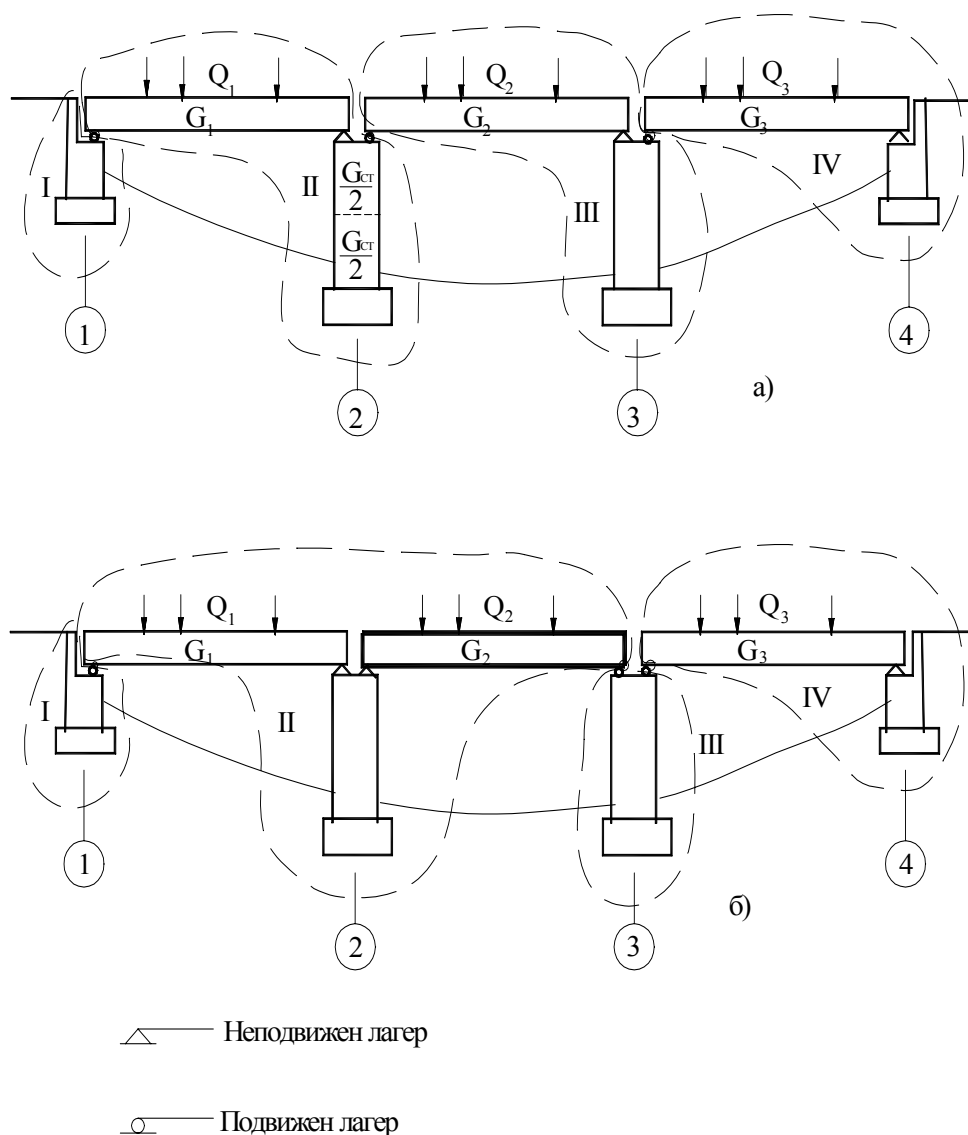
За да се подчертае спецификата на реагирането на мостовите при земетръс в табл. 12.1 те са сравнени със сградите. Към понятието *обикновени сгради* са причислени преобладаващият брой сгради, служещи за жилища и офиси.

Таблица 12.1. Реагирането при земетръс на обикновени сгради и мостове

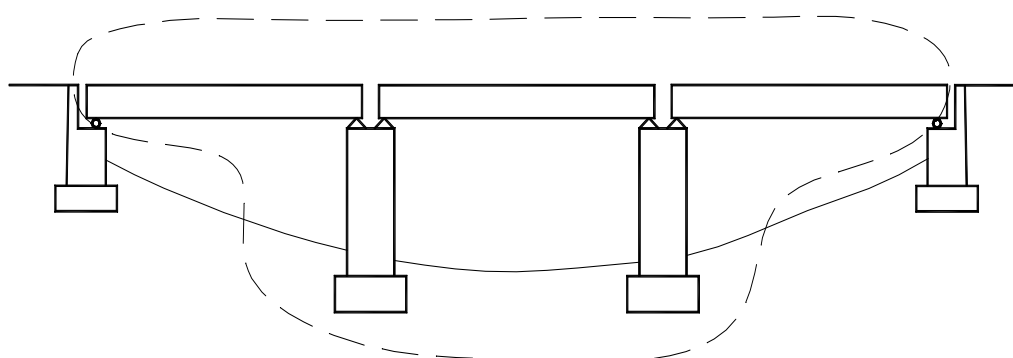
Обикновени сгради	Мостове
Наличието на голям брой преградни стени е благоприятно за разполагането на вертикални носещи елементи, поемащи усилията от сеизмично въздействие.	Вертикални носещи елементи са стълбовете и устоите. Техният брой е относително малък, а местата им често са в зависимост от премостването препятствие.
Хоризонталните елементи обикновено са стоманобетонни и дължините на отворите им рядко надвишават 5-6 m.	Отворите на мостовите имат дължина десетки, а понякога и стотици метри. За отвори над 15-20 m се прилагат най-често предварително напрегнати конструкции.
Конструкциите поемащи хоризонталното натоварване са най-често стоманобетонни стени и по-рядко рамки с корави възли. Поведението на конструкциите в двете взаимноперпендикулярни направления по принцип не се различава.	Наличието на лагери и стави дава съществено отражение върху динамичното реагиране. Коренно различни са изчислителните модели за земетръс действащ надлъжно и съответно напречно на оста на моста.
Формата на сградите в план в повечето случаи е правоъгълна или състояща се от правоъгълни части.	Не са редки случаите на мостове с косота, в хоризонтална крива или с други сложни в план форми.
Фундаментите обикновено са на еднаква кота и на един вид строителна почва. Често сградите са с обща фундаментна плоча или скара.	Фундаментите често са на различни коти, а понякога и на различни видове земни пластове. Сеизмичната сила се влияе и от масата на водата около стълбовете.
Размерите на сградите в план обикновено са по-малки от дължините на сеизмичните вълни.	Дължините на мостовите, а понякога и дължините на отворите им са съизмерими с дължините на сеизмичните вълни.
Масите на конструкциите обикновено се приемат на нивата на междуетажните конструкции.	Преобладаващата част от масата е на едно ниво (на връхната конструкция).

### 12.2. РАЗДЕЛЯНЕ НА МОСТОВИТЕ КОНСТРУКЦИИ НА ТРЕПТЯЩИ ЕДИНИЦИ

Лагерите и ставите позволяват или ограничават преместванията (линейни и/или ъглови завъртания) по определени направления. Отделни части на моста, разделени с дилатационни фуги, формират *трептящи единици*, които при динамичното изследване опростено могат да се разглеждат като самостоятелно реагиращи (фиг. 12.1) , вж. също [83]. Обаче не всяка дилатационна фуга е граница между две трептящи единици (фиг.12.1 б).



Фиг. 12.1. Формиране на трептящи единици – статически определима система



Фиг. 12.2. Формиране на трептящи единици – статически неопределима система

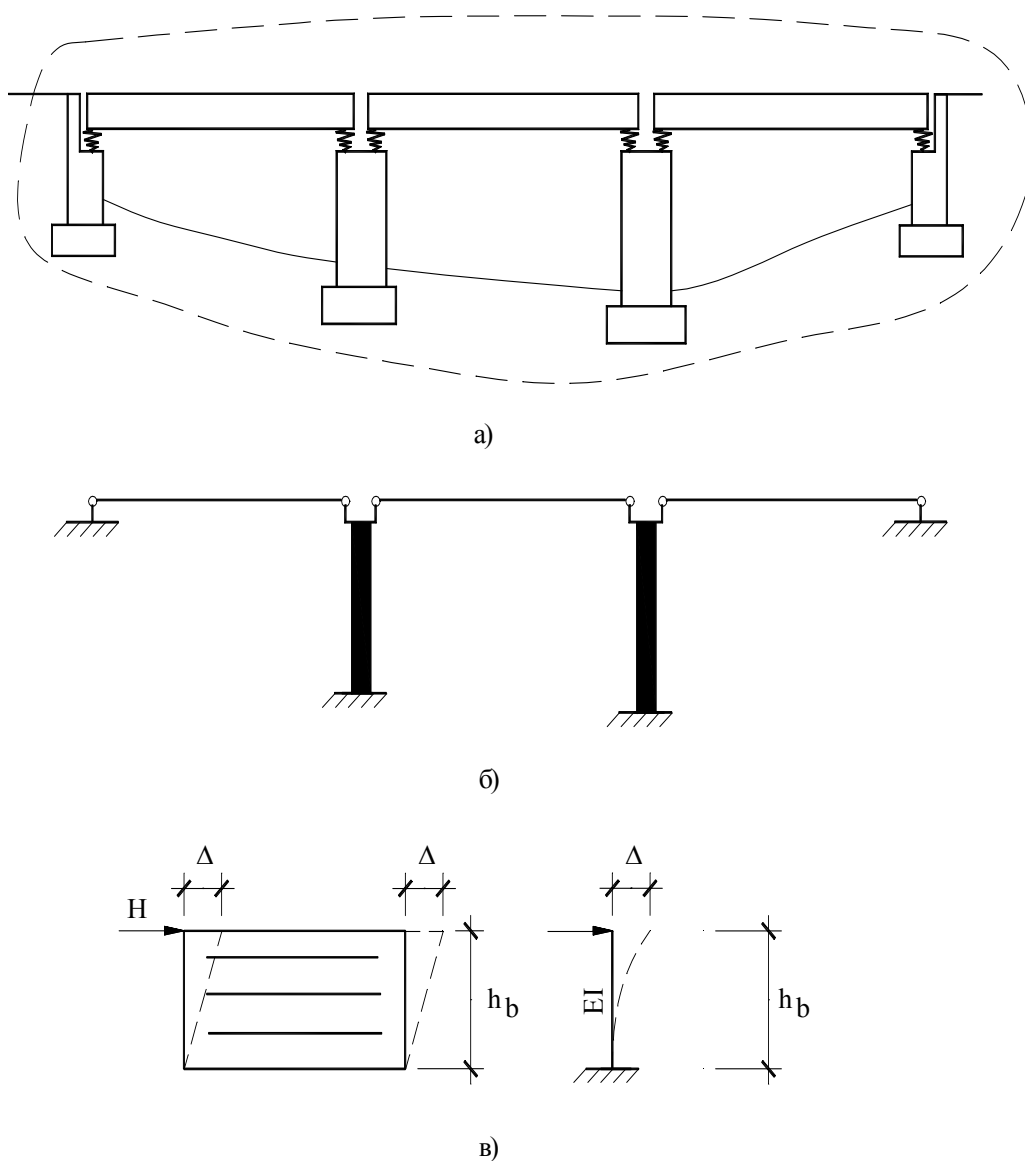
При промяна на разположението на различните видове лагери в дадена конструкция се променя и формирането на трептящите единици (фиг. 12.1 а, б). Това се отразява на

динамичното реагиране на всяка опора на моста, представено чрез припадащите ѝ се маси, периодите на собствените трептения и големините на сеизмичните сили.

В много случаи между отделните трептящи единици могат да се предават вертикални сили. Напр. за конструкцията от фиг. 12.1 а, стълб № 2 (принадлежащ към трептяща единица II) поема реакциите и от втория отвор, който обаче принадлежи към трептяща единица III.

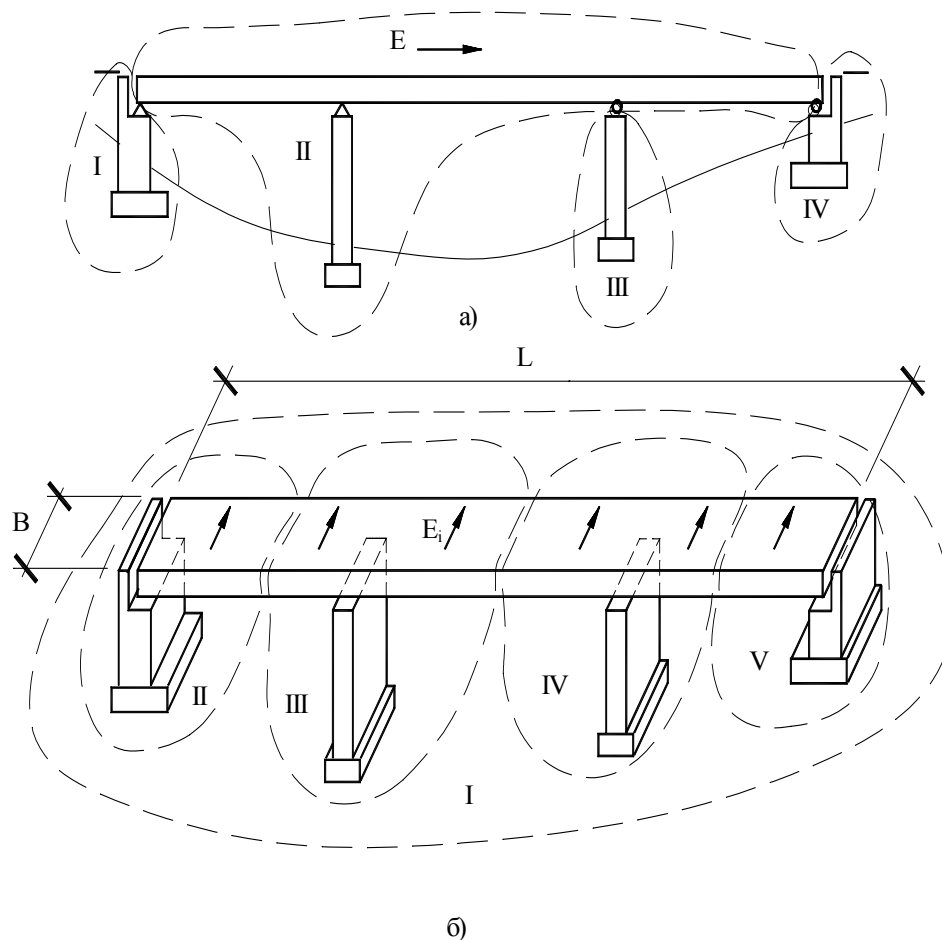
На фиг. 12.3 е дадена същата върхна конструкция като тази от фиг. 12.1, но с *еластомерни лагери*, чиято подвижност се ограничава от еластичните им свойства. Поради това, цялата мостова конструкция формира единствена трептяща единица. Всеки еластомерен лагер може да бъде приведен към прът подложен на огъване, чиято коравина се определя по формула (11.3).

Трептящите единици за сеизмично изследване в надлъжно направление могат да се различават от тези за напречно направление, вж. фиг. 12.4. Това се дължи на факта, че често лагерите имат различни ограничения на преместванията по двете направления.



**Фиг. 12.3. Формиране на трептящи единици – мост с еластомерни лагери:**  
**а) действителна система; б) изчислителен модел**





Фиг. 12.4. Формиране на трептящи единици за земетръд, действащи: а) надлъжно; б) напречно

### 12.3. ЕЛАСТИЧНИ СИСТЕМИ С ЕДНА СТЕПЕН НА СВОБОДА (ЕДНОТОННИ ОСЦИЛАТОРИ)

Някои мостови опори, като напр. стълбове № 2 и № 3 от фиг. 12.1 а, б могат да се разглеждат като динамични системи с една степен на свобода (фиг.12.5). Масата, от която се определя периода на свободните трептения отговаря на тази на връхните конструкции, които се подпират на изследвания стълб чрез неподвижни лагери. Условно може да се приеме, че половината от масата на стълба е също приложена в горния му край. В случаите, при които масата на съответния стълб е съществена, системата трябва да се разглежда с много степени на свобода. Напр. според [69, 82] това е необходимо, ако масата на стълба надвишава 20% от тази на съответната част от връхната конструкция.

Според Нормите [30] сеизмичната сила  $E_{ik}$  се определя по формулата:

$$(12.1) \quad E_{ik} = c R K_c \beta_{ik} \eta_{ik} Q_k ,$$

където

$c$  – коефициент на значимост, имащ стойност 1,5 за мостове, които са от голямо значение за транспортната система на страната или 1,0 за останалите;

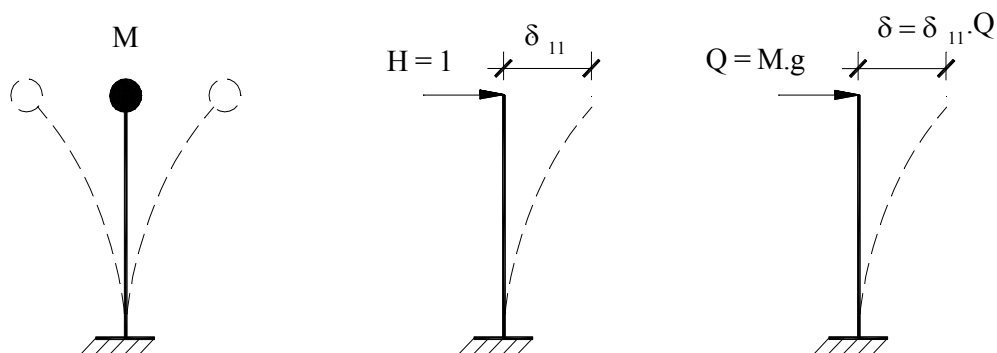
$R$  – коефициент на реагиране, имащ стойност 0,25 за всички типове мостове;

$K_c$  – отношение на сеизмичното ускорение към земното и зависещо от сеизмичния район (VII, VIII и IX степен);

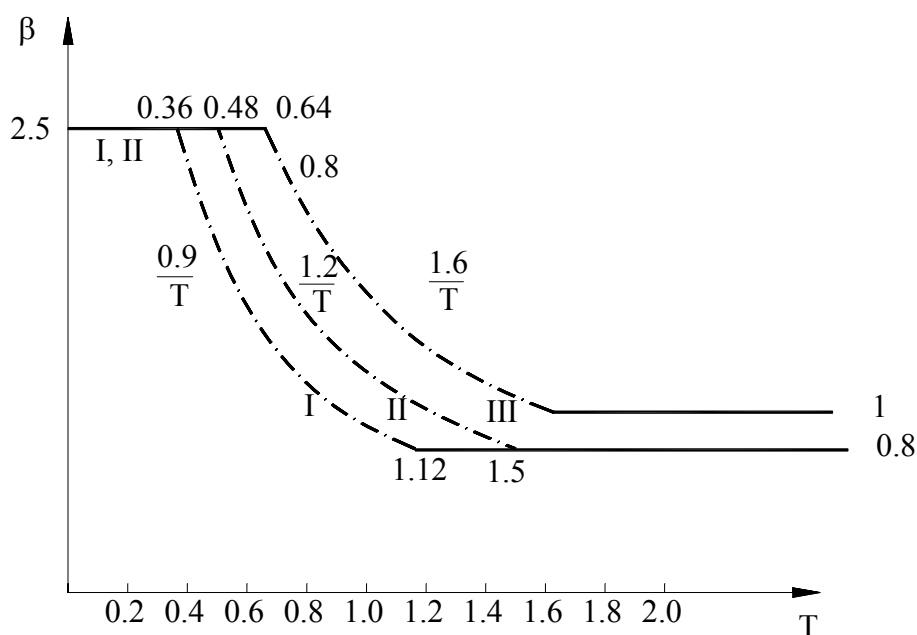
$\beta_i$  – динамичен коефициент, зависещ от периода  $T$  вж. фиг. 12.6;

$\eta_{ik}$  – коефициент на разпределение на изчислителното сеизмично натоварване съответстващо на  $i$ -тата форма на свободните трептения на конструкцията в точка  $k$ ; за системи с една степен на свобода  $\eta_{ik}=1$ ;

$Q_k$  – частта от теглото на съоръжението приложена в точка  $k$ .



Фиг. 12.5. Система с една степен на свобода (еднотонен осцилатор)



Фиг. 12.6. Зависимост между периода  $T$  и коефициента  $\beta_i$

Периодът на свободните трептения  $T$  за конзолата от фиг. 12.5 се определя по следните формули от строителната динамика:

$$(12.2) \quad T = 2\pi\sqrt{M/K} = 2\pi\sqrt{\delta/g} = 2,01\sqrt{\delta} \quad ;$$

$$(12.3) \quad M = Q_k / g \quad ;$$

$$(12.4) \quad K = 1/\delta_{11} \quad ,$$

където

$M$  е масата в горния край на разглеждания конзолен стълб;

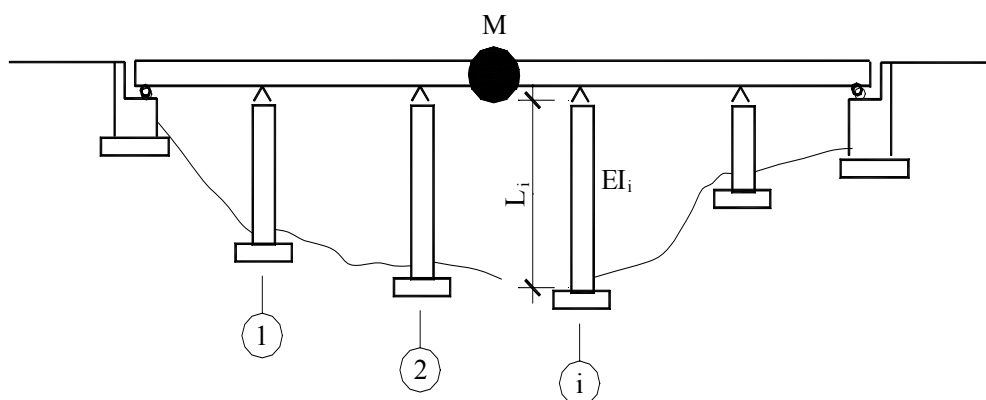
$K = 3EJ/L^3$  - еластичната коравина на стълба;

$Q_k$  – теглото съответно на масата  $M$ ;

$g$  - земното ускорение;

$\delta$  - хоризонтално преместване на върха на конзолата от теглото  $Q_k$ , приложено в хоризонтална посока;

$\delta_{II}$  - хоризонтално преместване на върха на конзолата от единична хоризонтална сила.



**Фиг. 12.7. Статически неопределима конструкция, разглеждана като динамична система с една степен на свобода**

Някои статически неопределими конструкции също могат да бъдат разглеждани като динамични системи с една степен на свобода, напр. при изследването на конструкцията от фиг. 12.7 за земетръс в надлъжно направление съгласно с EC8-2 [9]. Това приемане е оправдано в случаите, когато сумата от масите на стълбовете не надвишава 20% от масата на върхната конструкция и мостът е нормален и в права. Тогава периодът на свободните трептения  $T$  се определя по формулата:

$$(12.5) \quad T = 2\pi\sqrt{M/K} \quad ;$$

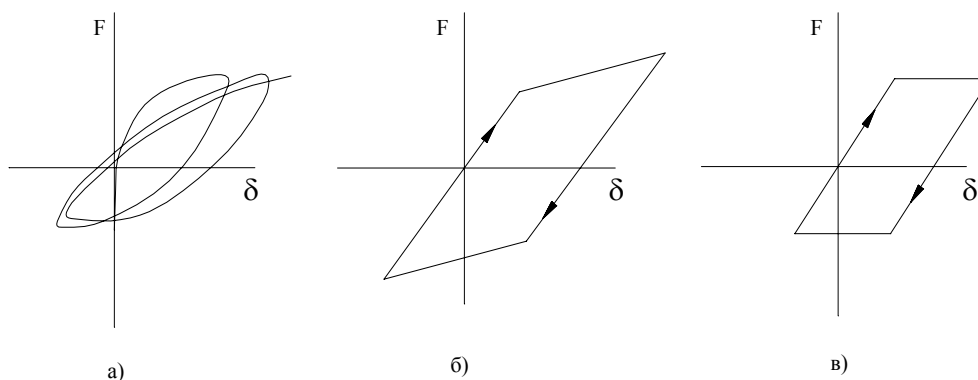
където  $M$  е масата на цялата върхна конструкция плюс половината от масите на стълбовете;

$$(12.6) \quad K = \sum K_i = \sum K_i = \sum \left( 3EI_i / L_i^3 \right) - \text{сумата от еластичните коравини на всички стълбове.}$$

## 12.4. ОТЧИТАНЕ НА НЕЛИНЕЙНИТЕ СВОЙСТВА НА МАТЕРИАЛИТЕ

Стоманобетонните елементи работят като физически нелинейни поради:

- образуване на нормални и коси пукнатини;
- пластични деформации на бетона;
- провлачане на армировката.



**Фиг. 12.8. Хистерезисни примки: а) действителни; б), в) опростени**

Тези фактори обуславят намаляване (*деградация*) на коравината на стоманобетонните елементи, увеличаване на периодите на свободните трептения, разсейване (*дисипация*) на енергия и оттам намаляване на сеизмичните сили.

Освен това земетръсното въздействие е знакопроменливо, при което зависимостите между силата и преместването се представят чрез така наречените *хистерезисни примки* (фиг. 12.8). Понеже разтоварването не следва линията на натоварването, налице е *поглъщане* (*дисипация*) на енергия.

Най-простият начин за отчитане на нелинейните свойства на стоманобетона е чрез предписани в съответните норми коефициенти, намаляващи сеизмичните сили, получени в еластична система. Във формула (12.1) от българските Норми [30]  $R$  е *коефициент на реагиране* (като *множител* на сеизмичната сила) и неговите стойности са по-малки от единица. За всички видове елементи на мостовете е дадена единствената стойност  $R=0,25$ , докато за сградите има различни стойности на  $R$ , в зависимост от вида на елемента или конструкцията. В табл. 2 от [30], съдържаща стойностите на коефициента на реагиране, могат да се открият недостатъци. Напр. за високи съоръжения като кули се дава  $R=0,35$ . Някои стълбове на виадукти по размери и стройност са като кулите и за тях е нормално да се приеме  $R=0,35$ , но от формалното тълкуване на Нормите следва  $R=0,25$ .

В други чужди предписания се предписват *коефициенти на поведение*, които за разлика от българските Норми са *делители* на сеизмичната сила, т.е. коефициентът на поведение по смисъл представлява реципрочната стойност на коефициента на реагиране. Обикновено за коефициентите на поведение се дават по няколко стойности за различни случаи. Така напр. [81], от САЩ коефициента на поведение за различни елементи има стойности 2,3 или 5 (което отговаря на  $R=0,5$ ,  $0,33$  и  $0,2$ ). Най-малката стойност 2 се отнася за масивни стълбове-стени, а най-голямата - за статически неопределими системи с гъвкави стълбове.

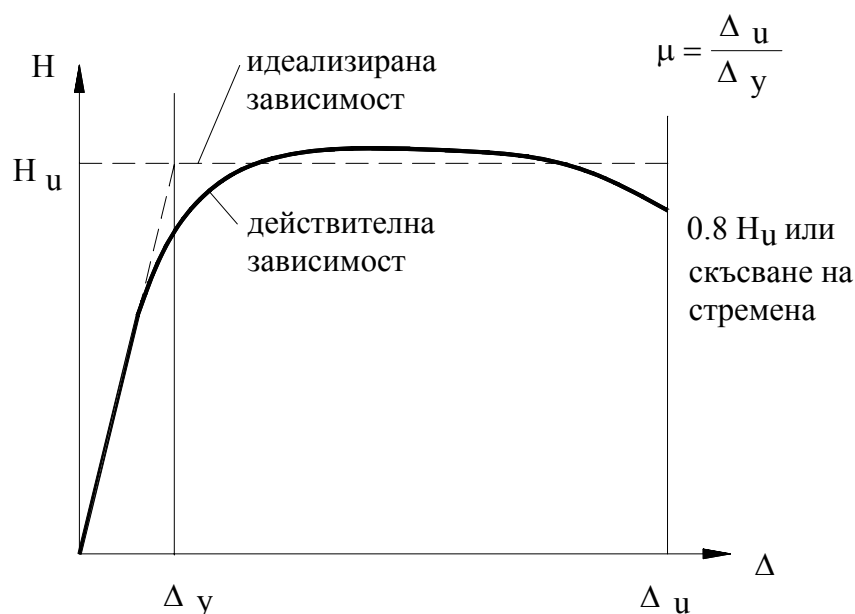
Според някои съвременни чуждестранни норми или препоръки [69, 82, 83] мостовете се изследват за сеизмично въздействие като физически нелинейни. Допускат се повреди или дори местни разрушения в някои зони, като се отчита също:

- значимостта на моста за транспортната система;
- възможността за извършване на ремонтни работи след земетресение (в някои случаи дори и без прекъсване на движението по моста);
- степента на надеждност и свързаните с нея разходи за строителство и за евентуалните ремонти.

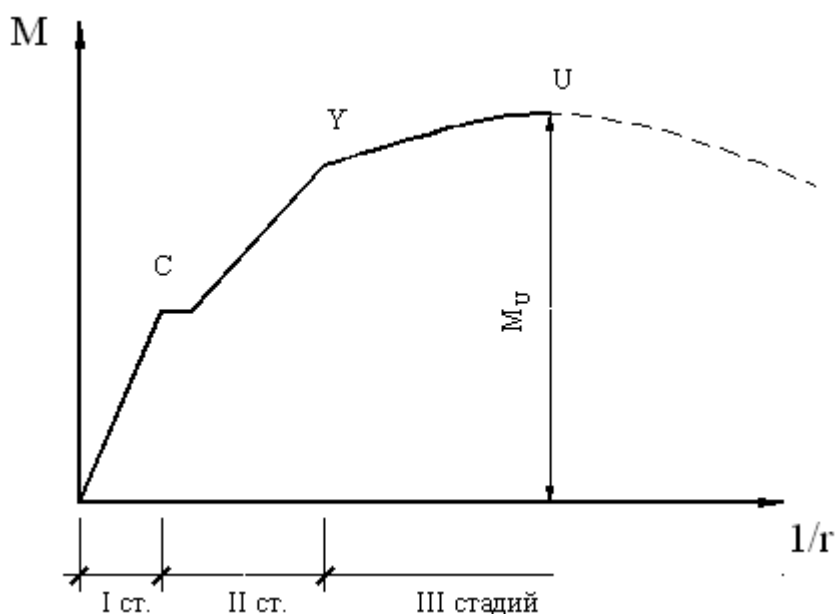
В българските Норми [30] няма коментар за причината за намаляването на сеизмичната сила чрез коефициент на реагиране. За разлика от тях, в EC8-2 [69] е специално указано, че редуцията на сеизмичното въздействие е обусловена от образуването на пластични стави. Основни изисквания са, че пластичните стави могат да се образуват само статически неопределими системи.

Ставите трябва да бъдат в места, които са удобни за ревизия и евентуален ремонт след земетръс. Не се допускат пластични стави в устоите, понеже те са много корави и разрушаването в тях е крехко. Върхните конструкции също трябва да работят без пластични стави понеже техният ремонт е затруднен поради ограничения достъп в мостовите отвори, а при предварително напрегнати конструкции е и усложнен. Поради изтъкнатите причини, пластични стави според [69] може да се допускат само в стълбовете.

Образуването на пластични стави се основава на билинейна зависимост между хоризонталната сила и преместването (фиг. 12.9), или между момента и кривината, фиг. 12.10.. Максималната кривина отговаря на достигането на граничните деформации в опънатата армировка или бетона. За тези ограничения виж [17, 68].



Фиг. 12.9. Зависимост между хоризонталната сила и преместването

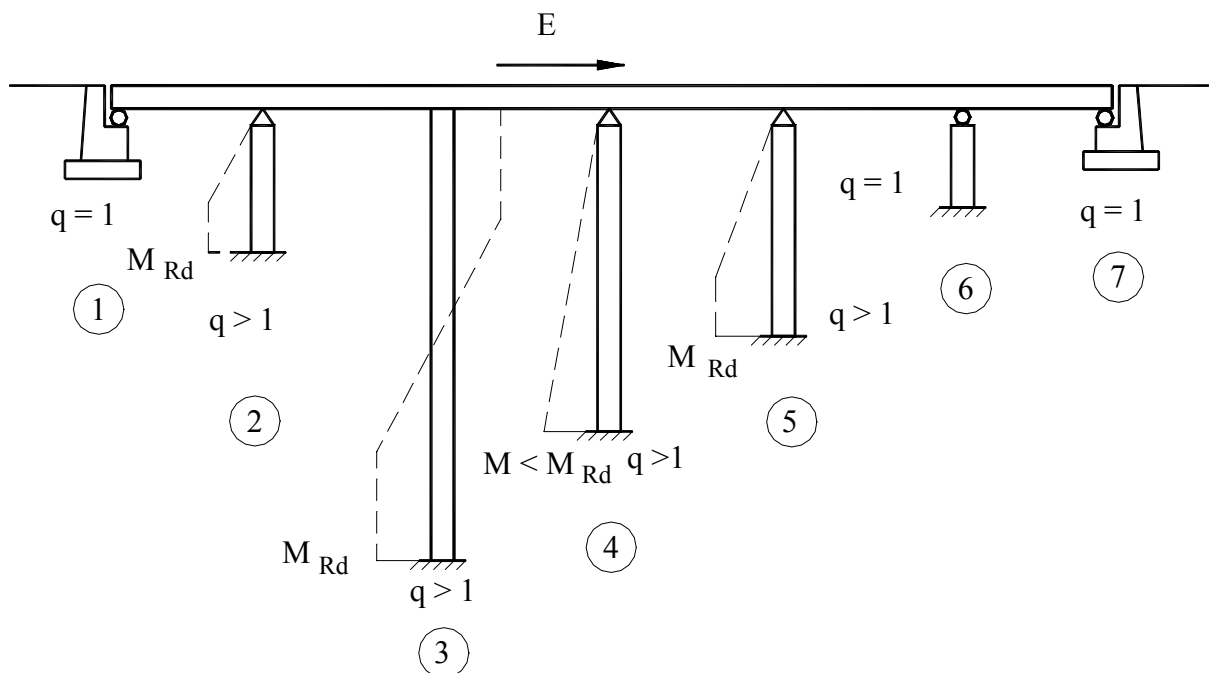


Фиг. 12.10. Зависимост между момента и кривината

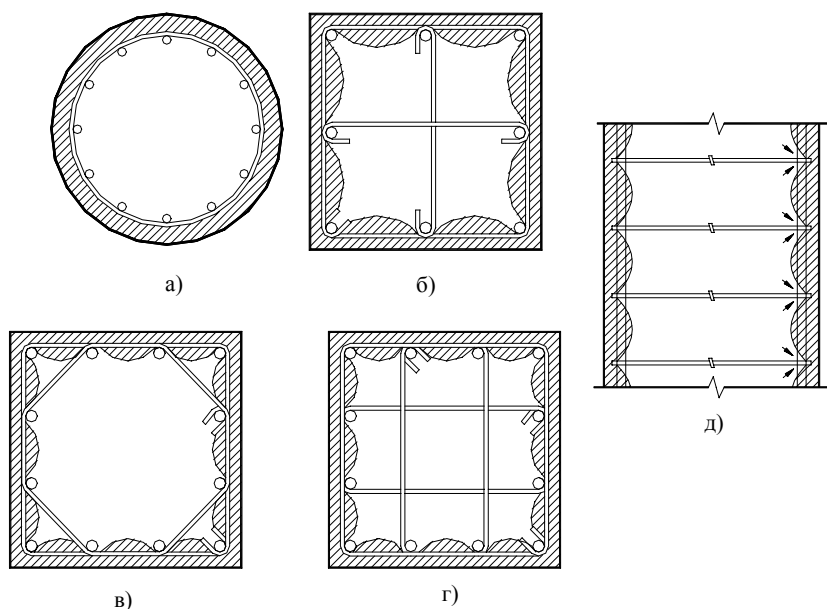
На фиг. 12.11 е даден пример за образуване на пластични стави. Връхната конструкция заедно със стълбове № 2, 3, 4, 5 образуват една трептяща единица, в която пластични стави ще се образуват в най-тежко натоварените сечения на един или повече стълбове. Местата на пластичните стави могат да бъдат избрани от проектанта посредством така нареченото *капацитивно проектиране*. За целта определени сечения се оразмеряват с по-ниски коефициенти на сигурност за материалите.

За конструкцията от фиг. 12.11 първо ще се образуват пластични стави в най-коравите стълбове. Ако всички стълбове са с еднакво напречно сечение и количество армировка, то първо ще се пластифицират ниските стълбове. За коравината е от съществено значение и вида на връзката с връхната конструкция. Напр. стълб № 3 е кораво свързан в горния и долния си

край и поради това е два пъти по-корав от стълб със същата височина, но с неподвижен лагер върху него.



Фиг. 12.11. Пример за образуване на пластични стави в статически неопределима система.

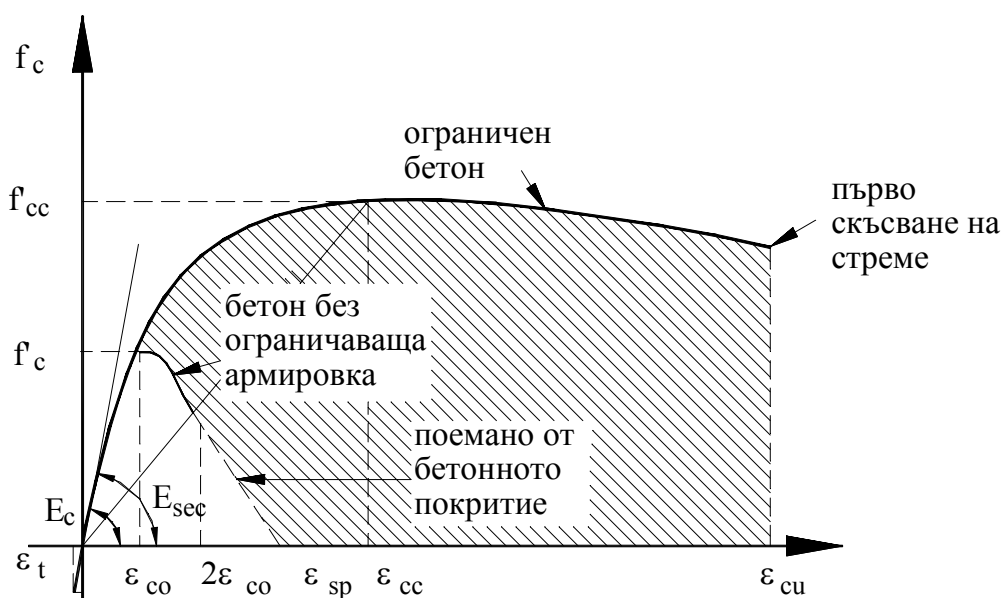


Фиг. 12.12. Напречно армиране за получаване на ограничен бетон:  
а) спирално армиране; б), в), г) напречно армиране със стремена; д) вертикален разрез през колона.

Необходимо е, зоната на пластичната става да бъде с *ограничен бетон (confined concrete)*, т.е. напречната му армировка да бъде специално оразмерена и конструирана с цел да се намали поасоновия ефект (напречното разширяване при натиск). Ограничаващата напречна армировка при колони с кръгло сечение обикновено е спирала, а при правоъгълно - стремена, с 2 или повече среза, а понякога към тях са добавени допълнителни връзки (есове) - фиг. 12.12.

Трябва да се спазват определени правила за минималното количество стремена и разстоянието между отделните им клонове [69, 81].

Ограничаващата армировка служи да намали значително напречните деформации на ядрото, оградено от стремена, и тогава то може да поема по-големи нормални сили, вж. фиг. 12.13. Максималната деформация на ограничени бетон  $\epsilon_{cu}$  зависи от скъсването на напречната армировка. Напречната армировка в пластичните стави трябва да осигури достатъчна носеща способност за поемане на нормалните сили (комбинирани със съответните стойности на огъващите моменти) и да предпази надлъжната армировка от изкълчване.



Фиг. 12.13. Зависимости напрежения-деформации за ограничен и обикновено армиран бетон.

## 12.5. ЕЛАСТИЧНИ СИСТЕМИ С МНОГО СТЕПЕНИ НА СВОБОДА

Голям брой мостови конструкции трябва да се изследват като системи с много степени на свобода. За изчисление, основано на българските Норми [30], трябва да се ползват динамичните коефициенти  $\beta_{ik}$ , отговарящи на периодите  $T$  за съответната форма. Максималните стойности на усилията и преместванията не се явяват едновременно. Затова има начини за комбинирането им основани на вероятностен принцип. В [30] се дава следната формула:

$$(12.7) S_{\max} = \sqrt{S_i},$$

където  $S_i$  е усилието (или преместването) получено от  $i$ -тата форма.

$S_{\max}$  - оразмерителното усилие.

Формула (12.7) има следния недостатък: При нецентричен натиск (който е основен за вертикалните елементи) не винаги меродавното състояние съответства на максимален огъващ момент и максимална натискава сила.

Обикновено конструкциите имат пространствени форми на трептене, дължащи се както на характера на сеизмичното въздействие, така и на свойствата на конструкциите. За опростяване може да се приеме, че сеизмичното въздействие е приложено поотделно надлъжно

и напречно на оста на моста. Вертикално сеизмично въздействие според българските Норми [30] се отчита за мостове с отвори над 18 m, и се приема, че е равно на 50% от хоризонталното. Комбинирането на усилията от сеизмично въздействие приложено по трите направления  $x$ ,  $y$ ,  $z$  може да се извърши по формулата:

$$(12.8) \quad S_{\max} = \sqrt{S_x^2 + S_y^2 + S_z^2} ,$$

където  $S_{\max}$  е максималното усилие (преместване), а  $S_x$ ,  $S_y$ ,  $S_z$  са съответните усилия (премествания) при сеизмично въздействие съответно по оста  $x$ ,  $y$ ,  $z$ .

Установено е, че от съществено значение са не само големината и посоката на сеизмичните ускорения, но и промяната им по време, вкл. и затихването на трептенията на почвата. Тези фактори могат да бъдат отчетени чрез използването на акселерограми, представящи изменението на ускоренията по време на земетресението. За целта са необходими записите от поне 3 реални земетресения, или изкуствено генерирани акселерограми.

## 12.6. ВЛИЯНИЕ НА ДЕФОРМАЦИИТЕ НА ЛАГЕРИТЕ И ФУНДАМЕНТИТЕ

Еластомерните лагери увеличават хоризонталните премествания на връхните конструкции. Фундаментите, които не са върху скала, слягват, а при нецентрично натовряване се и завъртат. Ако се приеме, че тези премествания са еластични, то за динамичното решение на системата могат да се въведат в основите пружинни константи, които да се определят по методите на земната механика.

По-малката коравина на стълбовете получена при отчитане на деформативността на земната основа и на лагерите ще способства за увеличаване на периодите на свободните трептения и намаляване на сеизмичните сили. При това се увеличават преместванията, които трябва да бъдат съобразени с оглед затварянето на дилатационните фуги, изчерпването на хода на лагерите, предотвратяването на изпадане на връхни конструкции от опорите и др.

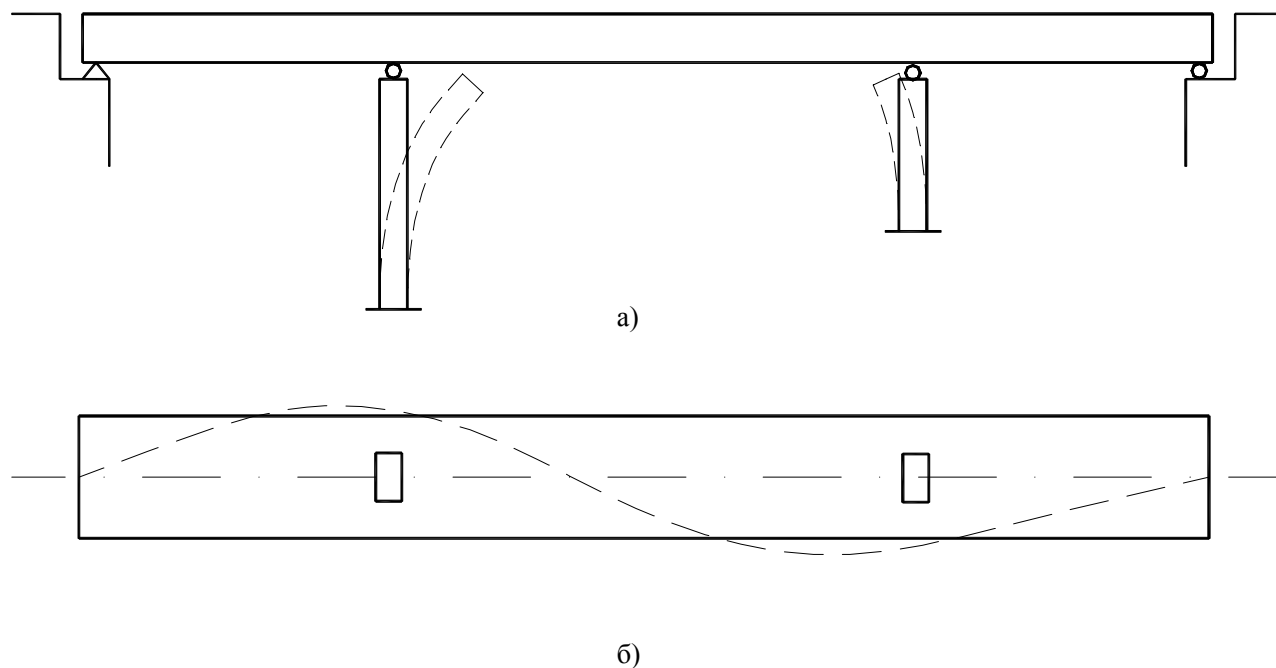
## 12.7. АСИНХРОННО ТРЕПТЕНЕ НА ОПОРИТЕ

В някои случаи дължината на сеизмичната вълна може да бъде съизмерима с тази на моста или на отделните му отвори. В такъв случай има опасност съседни стълбове да трептят в различни посоки (асинхронно), както в напречно, така и в надлъжно направление (фиг. 12.14). Асинхронното трептене често е по-неблагоприятно от синхронното. То се проявява при мостове с голяма обща дължина или с големи единични отвори, както и при съществено различаващи се геоложки условия под съседни фундаменти, напр. скала и поддаваема почва.

В българските Норми [30] не се третира този ефект и затова може да се препоръча напр. ЕС8-2 [69], където се указва кои мостове трябва да се изследват за асинхронно трептене.

Конструктите се изследват за асинхронно трептене чрез подходяща компютърна програма, напр. ANSYS, както и спомената в [48, 49].

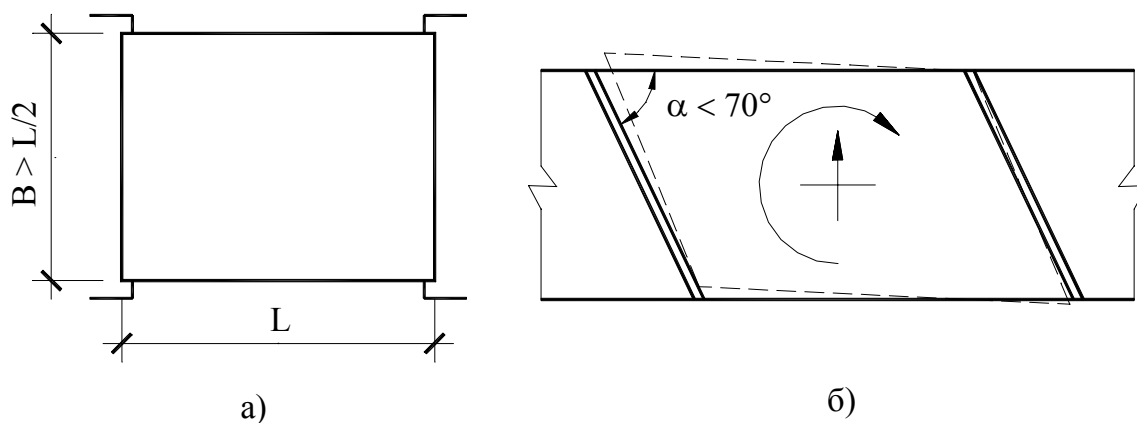




**Фиг. 12.14. Асинхронно трептене на стълбове: а) в надлъжно направление; б) в напречно направление**

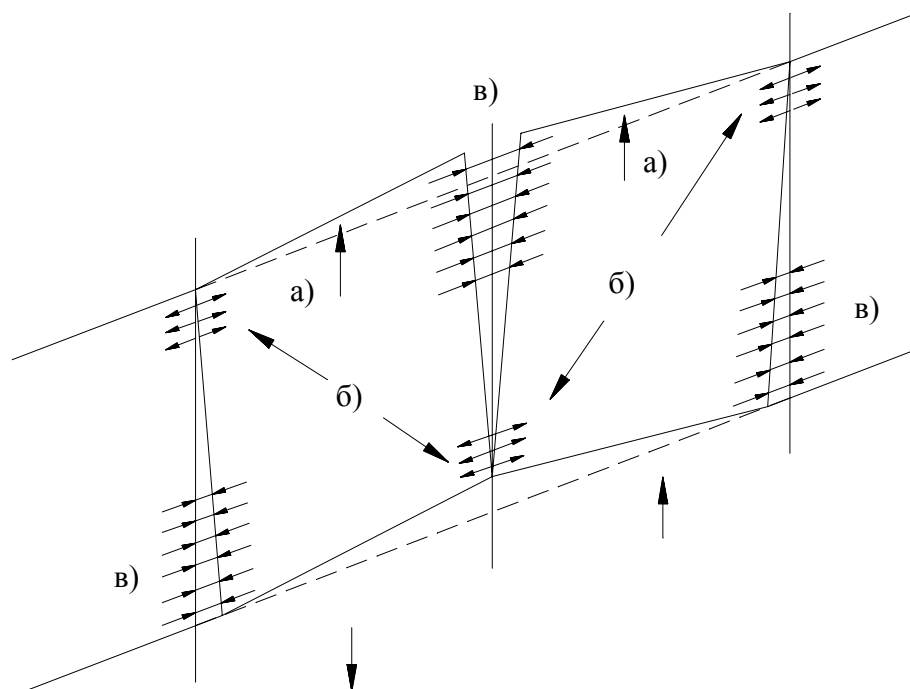
## 12.8. УСУКВАЩ (ТОРЗИОНЕН) ЕФЕКТ

Усукващият ефект се изразява в хоризонтално завъртане на връхната конструкция (фиг. 12.15). Обикновено той трябва да бъде отчетен при мостове, чиито ширина е от същия порядък както дължината им, а също и при неправилни в план мостове, напр. с голяма косота ЕС8-2 [69].



**Фиг. 12.15. Случаи, при които се проявява усукващия ефект: а) широк мост; б) кос мост**

При усукването опорите са подложени на кос нецентричен натиск и усукване. В многоотворните мостове усукването предизвиква отваряне на дилатационните фуги в някои участъци и затварянето им в други, както и натиск във връхните конструкции по диагонално направление (фиг. 12.16).



**Фиг. 12.16. Усукващ ефект при многоотворен кос мост: а) инерционна сила; б) натиснат диагонал; в) опън, който намалява от деформацията на преходната конструкция на фугата**

## 12.9. ОСИГУРЯВАНЕ НА ГРЕДОВИТЕ ВРЪХНИ КОНСТРУКЦИИ СРЕЩУ ИЗПАДАНЕ ОТ ОПОРИТЕ ИМ

За да се предотврати изпадането на връхните конструкции от опорите им трябва да се осигурят достатъчни размери на подлагерните площадки. Според българските Норми [30] разстоянието  $L$  (cm) (фиг. 12.17) трябва да бъде не малко от определеното по формулата:

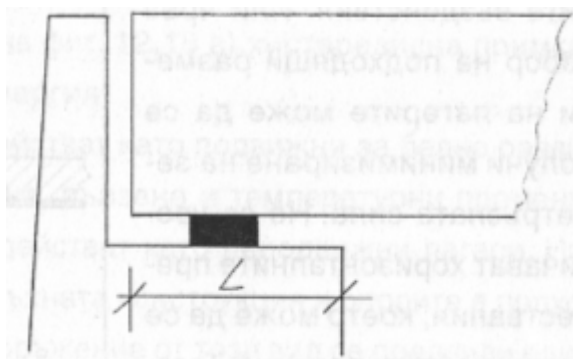
$$(12.9) L = a + 0,17L_0 + 0,7 H ,$$

където

$a=15$  cm, за отвори до 30 m или 25 cm за отвори над 30 m;

$L_0$  – статическият отвор (m);

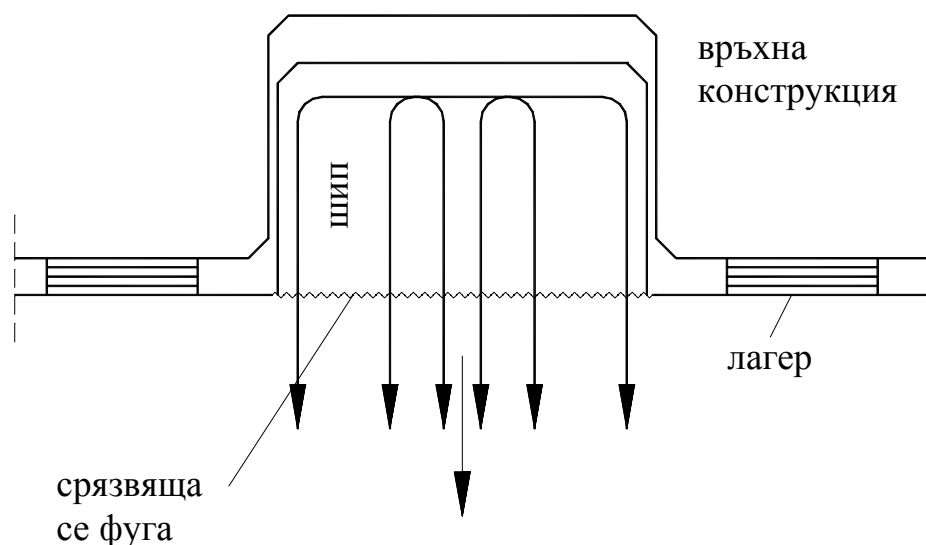
$H$  – средна височина на опорите (m).



**Фиг. 12.17. Минимално разстояние  $L$  за осигуряване срещу изпадане от устой**

Изпадането от опорите може да бъде предотвратено и чрез конструктивни мерки, напр. чрез показания на фиг. 12.16 специално оформен зъб на стълб. Зъбът освен това действа и като

буфер. В експлоатационно състояние той ще бъде в пасивно състояние. При земетръсно въздействие зъбът ще бъде подложен на удар. Срязването в работната фуга дава в резултат гасене на енергия.



Фиг. 12.18. Зъб на стълб

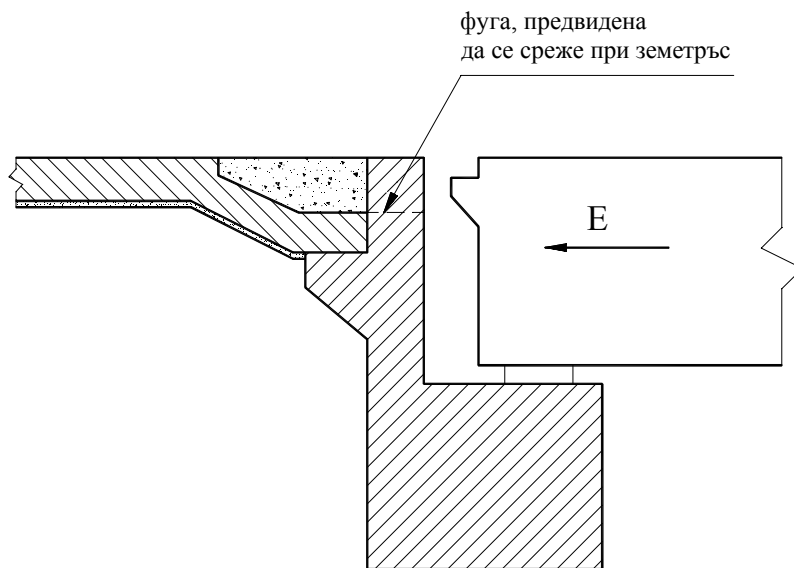
## 12.10. СЕИЗМОИЗОЛАЦИЯ НА МОСТОВЕ И СПЕЦИАЛНИ УСТРОЙСТВА

Сеизмичните сили зависят не само геотектонските явления, но и от характеристиките на конструкциите. Един от начините за намаляване на сеизмичните сили е чрез допускането на пластични стави. Друга възможност е чрез *виброизолация*. Благоприятно обстоятелство при мостовете е, че преобладаващата маса е на едно ниво – на връхната конструкция. Една група сеизмоизолиращи устройства спомагат за намаляване на инерционната сила, а друга - директно поглъщат енергията. Благоприятно място за разполагането на сеизмоизолиращи устройства е именно връзката между връхната конструкция и опорите.

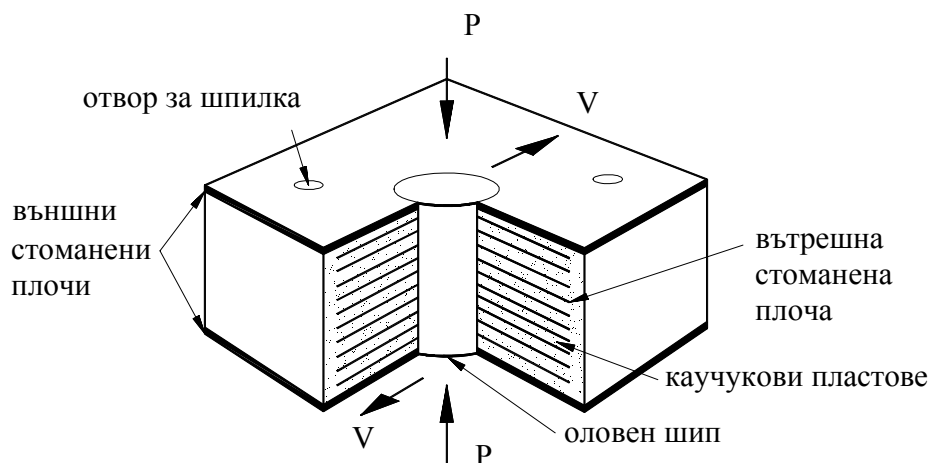
Обикновените еластомерни лагери могат да изпълняват ролята на сеизмоизолатори В т. 12.6 бе споменато, че деформативността на лагерите води към увеличаване на периодите на собствени трептения и оттам към намаляване на сеизмичните въздействия. Или чрез избор на подходящи размери на лагерите може да се получи минимизиране на земетръсната сила Но се увеличават хоризонталните премествания, което може да се окаже неблагоприятно. Тогава може да се предвидят специални буфери. Устройство от този тип е зъбът на стълб от фиг. 12.18. Друг подобен детайл е показаното на фиг. 12.19 специално оформяне на гардбаластовата стена. Широчината на дилатационната фуга трябва да е достатъчна да позволява преместванията в експлоатационно състояние (от температурни промени, съсъхване, пълзене, вятър, хоризонтални сили от превозните средства). При земетръс, поради по-големите премествания, конзолата в края на връхната конструкция удря гардбаластовата стена, откъсвайки специално оформения ѝ горен край. Енергията погълната при разрушаването на тази част дава в резултат намаляване на сеизмичното въздействие. Ремонтът след земетръс може да се извърши без особени затруднения.

Друга възможност е ползването на специални лагери. На фиг. 12.20. е показан лагер, който за разлика от обикновения еластомерен има допълнително в центъра си оловен шип, а на горната и долната му повърхности – стоманени плочи. За такъв лагер диаграмата сила – преместване има вида на диаграмата от фиг. 12.8 б. В експлоатационно състояние оловото

работи в еластичен стадий, т.е. по стръмната наклонена линия. При земетръсно въздействие се получава показаната хистерезисна примка, при което се гаси (дисипира) сеизмичната енергия.



Фиг. 12.19. Специално оформяне на устой



Фиг. 12.20 Еластомерен лагер с оловен шип

Напоследък се прилагат и лагери, които действат като подвижни за бавно развиващите се принудени деформации от съсъхване, пълзене и температурни промени. При динамично натоварване, тези устоява действат като неподвижни лагери. Използването на такъв начин на връзка между връхната конструкция и опорите е подходящ за дълги многоотворни мостове. Ако на съоръжение от този вид се предвиди един неподвижен лагер, а останалите с подвижност само за принудените деформации, то ще се получи следната картина: В експлоатационно състояние стълбовете със специални лагери ще се натоварват с надлъжни хоризонтални сили само от триене. При земетръсно въздействие всички стълбове ще се включат за поемане на надлъжното земетръсно въздействие.

Трудно е тук да бъдат описани подробно специалните лагери и другите сеизмоизолиращи устройства. По тези въпроси понастоящем се работи много в редица страни. Използват се различни конструкции по вид, материали и начин на действие. При това освен механични части, някои от тях имат и хидравлични системи. Специалните лагери и устройства

се оказват особено подходящи за повишаване на сеизмичната осигуреност на съществуващи мостове. Вграждането на такива части е несравнимо по-просто, отколкото усилването на стоманобетонните елементи на долното строене на мостовете.

Сеизмоизолираните конструкции биват два вида:

а) напълно изолирани, при които долното строене на моста работи изцяло в еластичен стадий;

б) частично изолирани, т.е. с допускане на пластични стави в стълбовете.

Напълно изолираните конструкции имат предимството, че напълно изключват повредите при изчислителното земетръсно въздействие. При частичната сеизмоизолация разходите за специалните устройства са по-малки.

## 12.11. ИЗБОР НА СИСТЕМИТЕ НА МОСТОВЕТЕ В СЕИЗМИЧНИ РАЙОНИ

Местата на мостовете се обуславят от пътното или градоустройственото решение. Но трябва да се имат предвид и геоложките условия. Затова съоръжения в тектонски разломи трябва да се избягват.

Противоземтръсното осигуряване на мостовете може да се окаже трудно и скъпо, ако е избрана нецелесъобразна система. За предпочитане са статически неопределимите греди и рамки, при които може да се разчита на преразпределение на усилията. На второ място са простите греди; те нямат допълнителен ресурс при отказ на една от опорите им. Конзолните и герберовите греди са твърде неподходящи. Наличието на конзоли е свързано с форми на вертикално трептене, обуславящи значителни вертикални натоварвания на връхните конструкции. Сводовите и дъговите мостове са приложими при наличието на скална основа и възможно ниско разполагане на петите на сводовете (дъгите).

Рамковите стълбове на мостове в район с IX степен на сеизмичност трябва да имат общи фундаменти, ако почвата е нескална.

От съществено значение е целесъобразното приемане на размерите на стоманобетонните опори, обуславящи техните коравини. Трябва да се отчита и поддаваемостта дължаща се на лагерите. Затова приемането на вида и разположение на лагерите, буферите и другите устройства трябва да се решава съвместно с избора на конструктивната система. Необходимо е да се отчита и влиянието на земната основа. Конструкциите фундирани на деформиращи се почви получават сравнително по-големи сеизмични сили, отколкото тези, чиито основи са на твърди почви. От друга страна поддаваемостта на фундирането способства за намаляването на общата коравина на системата фундаменти – стълбове – лагери – връхна конструкция.

По-деформируемите конструкции се характеризират с по-големи периоди на свободни трептения и съответно по-малки стойности на коефициента  $\beta$ , обуславящи редуцирането сеизмичните сили. Но това е съпроводено с увеличаването на хоризонталните премествания, при което може да се достигне до:

- затваряне на дилатационни фуги и изменение на изчислителния модел;
- изчерпване на хода на лагерите или изпадане на връхни конструкции;
- трудно отстраними повреди в крайните зони на връхните конструкции и в горните краища на опорите.

***В заключение целесъобразният избор на системата на моста може да даде по-сигурно и по-икономично решение, отколкото при неудачно избрана система, но за която са положени големи грижи за точното ѝ изследване и съответното конструиране на детайлите ѝ.***

## Л И Т Е Р А Т У Р А към глави 1 – 12

1. Александров , А. В. , “ Метод перемещений для расчета плитно- балочных конструкций “ Сборник трудов МИМТа “Строительная механика “ под ред. проф. А. Ф. Смирнова, вып.174 Москва Трансжелодориздат –1963 г. /19/
2. Банков, Б., Ю. Павлова. Метод на крайните елементи в строителната механика, УАСГ, 1999 г.
3. БДС 1050-52. Натоварвания временни вертикални за изчисляване на пътни съоръжения, София 1952 г.
4. БДС 1050-64. Товари подвижни за изчисляване на пътни мостове, София, 1964 г.
5. БДС 1050-76. Товари подвижни за изчисляване на пътни мостове, София, 1976 г.
6. БДС 1050-89 (СТ на СИБ 5496-86) Натоварвания подвижни за изчисляване на пътни мостове, София 1989 г.
7. Бончев И. Масивни мостове. “Техника” София 1977 г. /6/
8. Варвак ,П. М. , Рябов , А. Ф. и др.Справочник по теории упругости, Киев , 1971 г./
9. Върбанов Хр. Теория на еластичността, “Техника” София 1965 г.
10. Власов, В. З. Тонкостенные пространственные системы, “Гостстройиздат”, Москва, 1958 г.
11. Временен правилник за проектиране на бетонни и стоманобетонни пътни мостове. “Техника”, София 1973 г. /2/ /7/
12. Временна инструкция за проектиране и изпълнение на хидроизолации на стоманобетонни пътни мостове, ГУП, София 1976 г.
13. Власов, В. З. Тонкостенные пространственные системы, “Гостстройиздат”, Москва, 1958
14. Донченко, В. Г. Пространственный расчет балочных автодорожных мостов, Москва, 1953 г.
15. Драголов ,А. Л.. Статическо изследване на тънкостенни мостови конструкции посредством аналитичен метод на крайните ивици. Хабилизационен труд за получаване на научното звание *старши научен сътрудник II степен*, София 1984 г.
16. Иванчев, И. Проектиране на стоманобетонни мостове УАСГ, София, 1998 г.
17. Иванчев, И., Р. Ганчева, А. Георгиев и др. Проектиране на стоманобетонни конструкции според европейските норми , УАСГ, София 1998 г.
18. Иванчев, И., К. Топуров, Д. Димитров и др. Противоземетръсно осигуряване на мостовете в България (състояние и перспективи) “Строительство” 2 /99 г.
19. Иванчев, И. Сравнение на подвижните натоварвания приети за проектиране на пътни мостове у нас, с тези в проектонормите на Европейската общност “Пътища” 4/93 г.
20. Иванчев, И. Нормени натоварвания за ж.п. мостове, предложени от УИС и сравнение с приетите у нас. IX международна научно-приложна конференция “Съвременни технологии в транспортното строителство”, Варна 1991 г.
21. Кончковский , З. Плиты, Статические расчеты /превод от полски/, Москва , Стройиздат ,1984 г.
22. Крыльцов, Е. И., О. А. Попов, И. С. Файнштейн. Современные железобетонные мосты Москва Транспорт 1971 г.
23. Леонгардт, Ф. Предварительно напряженный железобетон /превод от немски/, Москва, 1983 /15/
24. Методические рекомендации по проектированию и строительству температурно – неразрезных пролетных строений мостов на автомобильных дорогах; Москва 1977 г.
25. Минев, М., И. Иванчев, К. Топуров, М. Дечев, Д. Димитров. Стоманобетонни мостове-ръководство за курсово проектиране, ВИАС, София 1991 г. /11/
26. Минев М., М. Сафронов. Инженерни съоръжения и конструкции. София 1998 г.
27. Норми за проектиране на пътни железопътни мостове и водостоци. Част I, II и III. КТСУ и Министерство на транспорта, София 1989 г.
28. Норми за проектиране на пътища от републиканската пътна мрежа. ГУП при МРРБ, 2000 г.

29. Норми за проектиране на бетонни и стоманобетонни конструкции, Издателски център “Строителство и архитектура”, София, 1988 г.
30. Норми за проектиране на сгради и съоръжения в сеизмични райони, Издателски център “Строителство и архитектура”, София, 1987 г..
31. Памукчиев, Сп. Стоманобетонни конструкции – част I (общ курс), Техника, София, 1990 г.
32. Поливанов, Н. И. Железобетонные мосты на автомобильных дорогах, Москва 1956 г.
33. Поливанов, Н. И. и др. Справочник инженера дорожника-проектирование мостов и труб. Москва 1964 г.
34. Поппетров П. Масивни мостове, “Наука и изкуство” София 1953 г.
35. Предписания за натоварвания, строителен габарит и основни конструктивни изисквания за проектиране на ж.п. мостове и водостоци, Техника, София, 1966 г.
36. СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы. Госстрой СССР, Москва, 1984 г.
37. Технические условия проектирования мостов, Москва 1947.
38. Техническо разпореждане № 94-00-05 от 1998 г. на ГУП на МРРБ.
39. Тодоров, Г. Статическо изследване на тънкостенни пространствени системи с криволинейна ос и променлива дебелина на сеченията, Дисертация за к.т.н, София 1985 г.
40. Топуров, К. Стоманобетонни мостови плочи в крива. Дисертационен труд за получаване на научната степен кандидат на техническите науки, София, 1985 г.
41. Топуров, К. Определяне на работната ширина при еднопосочно армирани мостови плочи изпълнявани с предплочи. “Пътища”, 12/86 г.
42. Топуров, К., И. Иванчев. Стоманобетонни мостове – Лекции: Плочки и кутиеобразни връхни конструкции. Противоземетръсно осигуряване на мостове, София, 2000 г.
43. Улицкий, Б. Е. Пространственные расчеты балочных мостов, “Автотрансиздат”, Москва 1962 г.
44. Улицкий, Б. Пространственный расчет бездиафрагменных пролетных строений мостов. Москва 1963 г.
45. Улицкий, Б. Е. и др. Пространственные расчеты мостов /с използване на ЕЦВМ/ “Транспорт”, Москва, 1967 г.
46. Хазан, И. А., М. Б. Фельдман, М. Е. Нарашк М. Е.: Продолная подвижка неразрезных пролетных строений /зарубежный опыт/. Обзорная информация, Москва, 1973 г.
47. Фельдман М. Б., И. А. Хазан, В. Л. Яструбинский. Продольно подвигаемые железобетонные пролетные строения ; Москва “Транспорт” 1978 г.
48. Ценов, Л. Сеизмично осигуряване на мостови конструкции, “Транспорт” 7/89 г.
49. Янев, Н., Ат. Драголов, Хр. Митев. Опит от сеизмично изследване на три големи мостови съоръжения у нас. Сборник доклади от IX международна научно приложна конференция “Съвременни технологии в транспортното строителство”. Варна 1991.
50. Эггерт Х., Ю. Гроте, В. Каушке. Опорные части в строительстве (превод от немски). Москва 1978 г.
51. Bridges on the Danube. CD Catalogue, 3-rd International Conference “Bridges over the Danube”, Regensburg, 1998.
52. Broarnas rekordbok. Skanskas bildarkiv 1992.
53. Budownictwo betonowe. Tom XIV, Mosty, Arkady, Warszawa, 1973.
54. BS 5400 Steel, concrete and composite bridges. British Standard Institution. 1978.
55. BS 8110 1997 – Structure use of Concrete.
56. Calgaro, J. A., G. Sedlacek. EC1. Traffic Loads in Road Bridges, Conference IABSE, Davos 1992.
57. Code for the use of rubber bearing for rail bridges. UIC Code 772-2, 1989.
58. Cheung Y., K.; The Finite strip Method in the Analysis of Elastic Plates with two simply supported Ends “ Proc. Inst. Civil Engineers, May 1968.
59. Cheung Y., K.; “ Folded Plate Structures in Finite Strip Method – Journal of the Structural

- Division ASCE, Vol. 95 NSTI , Ppaper 6985 , Dec 1969 p.p. 2963-2979.
60. Cope, R.J. Concrete Bridge Engineering (Performance and Advances). Elsevier Applied Science Publishers. Essex England .1978
  61. DIN 1075. Betonbruecken.
  62. DIN 4227 – Spannbeton, Berlin, Beuth, 1979.
  63. Encyclopaedia Britannica, CD, 1998
  64. ENV 1991 –1. Eurocode 1, Part 1: Basis of Design, CEN, 1993.
  65. ENV 1991 –1. Eurocode 1, Part 2-1: Densities, self-weight and imposed loads; Part 2-4: Wind loads; Part 2-5: Thermal actions; Part 2-6: Actions during executions, CEN, 1995.
  66. ENV 1991 –1. Eurocode 1, Part 3: Traffic Loads of Bridges, CEN, 1995.
  67. EN 1992 – 1 (1-st draft). Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 1: General rules and rules for building. CEN 1999.
  68. ENV 1992 – 2 Eurocode 2: Design of concrete structures, Part 2: Concrete bridges. CEN, 1995
  69. ENV 1998–2 Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 2: Bridges, CEN, 1994.
  70. Langrock, J., J. Schuchardt, W. Verch. Betonbrueckenbau-Berlin 1979.
  71. Lee, D. J. Bridge Bearings and Expansion Joints. London. E & FN Spon. 1994.
  72. Leonhardt, F. Vorlesungen ueber Massivbau.VI Teil. Grundlagen des Massivbrueckenbaues. Berlin 1979.
  73. Leonhardt F., W. Andrae. Die Vereifachte Tragerrostberechnung. Julius Hoffmann, Stuttgart – 1950./
  74. Lin, T. Y., Ned H. Burns. Design of Prestressed Concrete Structures, Sohn Wiley & Sons inc. 1981. /14/
  75. Majduch, D., L. Bohla. Betonove mosty. Bratislava 1983.
  76. Penelis, G. G., A. G. Kappos. Earthquake-resistant Structures. London. E & FN Spon, 1996.
  77. Priestley, M. J. N., E. Seibe, G. M. Calvi. Seismic Design and Retrofit of Bridges. John Wiley & Sons. New York, 1996.
  78. Priestley, M. J. N., R. Park. Strenght and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading. ACI Strutural Journal – Jan.-Feb. 1987.
  79. Rockey K. C. M Sc. And e. t. “Development in Bridge Design and Construction “, Crosby Lockwood & Son LTD 26 old Brompton Road , London SW7. /10/
  80. Rudolph Szilard. Theory and Analysis of Plates. Classical and Numerical Methods 1974. /9/
  81. Seismic Design Guidelines for Highway Bridges. Applied Technology Council. Berkeley, California, 1981.
  82. Seismic Design of Bridges. Bulletin of the New Zeland National Society for Earthquake Engineering. Vol. 13, No 3, September 1980.
  83. Specification for Highway Bridges. Part V: Seismic Design. Japan Road Association.Tokio, 1993.
  84. Spindel, J. E., M. A. Tschumi. EC1. Traffic Loads on Bridges – Rail Traffic Loads, Conference IABSE, Davos 1992.
  85. UIC leaflet 702-0. Loading diagram to be taken into consideration of rail carrying structures on lines used by international services (2<sup>nd</sup> edition 1974)
  86. Zvara, J. Betonove mosty-cast 1b. Bratislava 1985.



## **Глава 13. ДЪЛГОТРАЙНОСТ И ПОДДЪРЖАНЕ НА СТОМАНОБЕТОННИТЕ МОСТОВЕ В БЪЛГАРИЯ**

### **13.1. Общи положения**

Всички продукти на производствената дейност изменят своите първоначални качества по време на тяхното използване. Мостовите при експлоатацията им също се износват или получават повреди, дължащи се на:

- 1) Корозия на материалите свързана с условията на средата.
- 2) Особени аварийни въздействия, напр. от удари на превозни средства.
- 3) Природни явления: наводнения, силни ветрове, земетръс и т. н.
- 4) Геоложки явления: свлачища, срутища, тектонски движения
- 5) Износване на някои материали от комбинираното действие от движението на возилата и условията на средата - предимно пътни и тротоарни настилки, хидроизолации.
- 6) Движение на превозни средства по-тежки от предвидените.
- 7) Военни действия или терористични актове.

Условията от т 1), 2), 3) и 4) обикновено са отчетени при проектирането и изпълнението. Но неблагоприятни последствия има в случаите на:

- недостатъци и грешки при извършването на хидроложките и инженерно-геоложките проучвания.
- неспазване на нормите за проектиране или грешки и пропуски в проектите;
- допуснати отклонения от проектите при изпълнението, или ако материалите не отговарят на изискванията;
- недостатъчен или неефективен контрол при проектирането и изпълнението;
- несъвършенства в нормативните документи за проектиране, изпълнение и контрол.

Наличността на повече една причини обикновено води до по-бързото износване на мостовите, а в някои случаи и до тежки повреди и разрушения.

Поддържането на мостовите у нас и особено на стоманобетонните не отговаря на съвременната практика. Напоследък има някои положителни тенденции, но все още има доста да се работи в това направление. Поради това в настоящия доклад е отразен не само националният опит, а в голяма степен утвърдените традиции на други страни.

### **13.2. Причини за дефекти и повреди в бетонни и стоманобетонни конструкции**

#### **13.2.1. Общи положения**

Дървото е строителният материал с най-малка дълготрайност следвано от стоманата, стоманобетона, неармирания бетон и каменната зидария.

На основата на тази градация, в книгите от средата на 20 век се твърди, че стоманобетонните конструкции изискват незначителни или малки грижи за поддържането им. Отбелязва се още, че с течение на времето нараства якостта на

бетона. Тези твърдения не бива да се абсолютизират. Наистина стоманените конструкции са по-уязвими към корозия, но редовното им боядисване може да гарантира една задоволителна дълготрайност. За пример може да се посочат стоманените мостове по ж.п. линиите у нас, които са със средна възраст около век.

Еуфорията присъща на първата половина на 20-ти век за “вечността” на стоманобетона е вече отминала. Съвременното схващане за дълготрайността на този материал е свързано с добро познаване на свойствата му при различни условия на средата. Следва да бъде отбелязано също, че възстановяването и усиляването на стоманобетонни елементи е по-трудно осъществимо отколкото при стоманените. Едно от направленията на съвременната наука и практика е защитата, възстановяването и усиляването на стоманобетонни елементи. Конструкциите на мостовете обикновено са изложени на по-сурови условия, отколкото тези на сградите. Във връзка с това изучаването на причините за корозията и средствата за усиляване и възстановяване на конструкциите, в много случаи са свързани с поддържането на мостовете.

### 13.2.2. Корозия на бетона и армировката

При химическото взаимодействие на цимента с водата се получава вещество с алкална реакция. Армировката намираща се в такава среда е сигурно защитена от корозия, а при леко ръждясалите пръти е налице редукция (очистване от ръждата). Под действието на въглеродния диоксид (въгледвуокис) бетонът карбонизира и бетонното покритие престава да служи като химическа защита. При това се създава условия за корозия на армировката.

Наличието на вода (напр. вследствие на течове от повредена хидроизолация) води до ускоряване на корозията. При образуването на ръждата се увеличава нейния обем и като резултат се получава отлепване на бетонното покритие.

Хлоридите от противообледенителните средства, широко ползвани за зимното поддържане на пътищата, са агресивни към бетона и в по-голяма степен към армировката. Морската вода и хлоридите във въздуха по крайбрежието също създават условия за корозия.

Неблагоприятното действие на тези фактори дава забележими отпечатьци върху много от експлоатираните у нас мостове. Корозирали бетонни и стоманобетонни елементи често има при дилатационните фуги и най-вече поради несполучливи детайли на преходните им конструкции или поради несвоевременното им подновяване. Дефектите на хидроизолациите и особено при отводнителите и бордюрите също създават условия за дефектиране на конструкциите.

У нас в продължение на дълги години се ползваха отводнители, чиито тръби едвам се подаваха от пътните плочи. Течащата през тях вода при наличие на вятър облива страничните повърхности на връхните конструкции. Особено неблагоприятно е действието ѝ през зимния сезон, когато в нея са разтворени хлориди от противообледенителните средства.

### **13.2.3. Пукнатини и деформации на стоманобетонни мостови конструкции**

Пукнатините са присъщи на стоманобетонните елементи. Независимо от наличието на армировка, поради ниската опънна якост на бетона и съвместимостта между деформациите на стоманата и бетона се появяват пукнатини. Недопускането на пукнатини е възможно само при предварително напрегнати или при натиснати елементи. Установено е, че ограничаването на широчината на разтварянето на пукнатините (обикновено до 0,2 мм) гарантира достатъчна дълготрайност на стоманобетонните конструкции. Освен пукнатините, резултат на напрегнатото състояние (или наречени още силови пукнатини), напукването може да бъде предизвикано от физико-химичните процеси при втвърдяването на бетона като екзотермията и съсъхването. Този вид пукнатини могат да не бъдат допуснати, ако се предприемат подходящи технологични мерки, ориентирани към спецификата на конструкцията и елементите ѝ.

Ограничаването на разтварянето на силовите пукнатини се гарантира чрез подходящи изчислителни процедури и конструктивни мерки. От значение е и качеството на изпълнението, вкл. изискванията към материалите.

Пукнатините намаляват коравината на стоманобетонните елементи и това води до увеличаване на деформациите. И ако наличието на широко разтворени пукнатини влияе неблагоприятно на дълготрайността, то по мостове със силно провиснали връхни конструкции не може да се достигне проектната скорост по пътя.

Отбелязването на тези обстоятелства не бива да се счита само като припомняне на азбучни истини. Фактът, че у нас има напукани мостови елементи е доказателство сериозността на проблема. Дори на няколко моста се наложи подмяната на връхните конструкции.

### **13.2.4. Повреди от удари на превозни средства**

При преминаването под надлезите на автомобили или ж.п. състави с по-голяма височина от габарита на съоръжението се получават удари върху връхните конструкции и повреди най-вече в краищата им, (фиг. 13.1 а). Подобни са случаите при движението на автокранове, чиято стрела се люлее, или при недостатъчно укрепени товари.

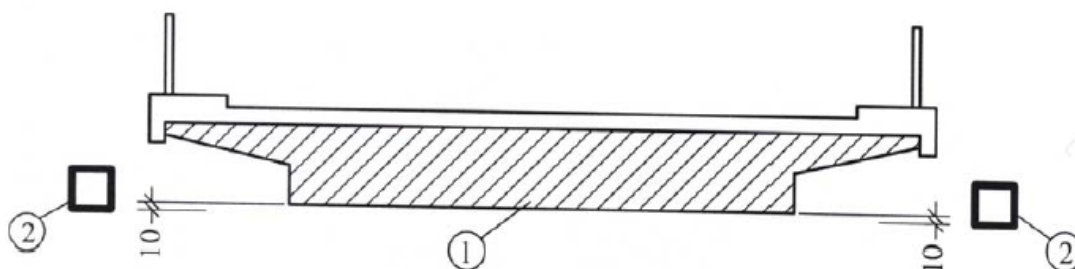
В последната редакция на Нормите за проектиране на пътища са предписани габарити под мостовете, съобразени със съвременните изисквания. Но дори и при надлези, чиито габаритът отговаря на нормите, могат да се получат повреди от удари, причинени от недисциплинирани водачи.

Наличието на габаритни рамки, чиято светла височина е по-малка от тази на съседната мостова конструкция, може до известна степен да ограничи преминаването на извънгабаритни возила, (фиг. 13.1 б) Но такива рамки, сигурно поемащи ударите от превозни средства със значителни маси и движещи се с големи скорости, биха се отличавали с тежко конструктивно решение. При повреда или разрушаване на габаритните рамки не трябва да се забавя техния ремонт или подмяна. Също така наред със строителните дейности не трябва да се пренебрегват

и мерките от страна на органите регулиращи движението, за ограничаване движението на извънгабаритни състави



а)



б)

**Фиг. 13.1. а) Стоманобетонна греда, повредена от удар; б) Стоманена рамка (2) за предпазване от удар на върхна конструкция**

Даден е и един друг пример. Превозно средство движещо се по дъгов мост е ударя масивния парапет, фиг. 13.2. Парапетът обикновено принадлежи към неносещите части. Но в случай от удара са се получили повреди по челната стена на плътната надсводова конструкция, фиг. 13.3, което изисква съответните грижи за усилването на съоръжението.



**Фиг. 13.2. Повреден от удар масивен парапет на дъгов мост при Бойчиновци**



**Фиг. 13.3. Пукнатини по челната стена на дъгов мост при Бойчиновци  
– следствие от удара върху парапета му**



Стълбовете и устоите могат също да бъдат подложени на удари от превозни средства. В съответствие с нормативните ни документи и за разлика от връхните конструкции, опорите на мостовете трябва да бъдат проверявани за сили от удари на превозни средства. Наред с това наличието на пътни направляващи устройства е благоприятно с оглед намаляването на величините на тези въздействия

### 13.2.5. Повреди по лагери

На много стоманобетонни мостове, строени в миналото, са монтирани стоманени лагери. Значителна част от лагерите са ръждясали и увеличеното триене между техните елементи прогресивно влошава функционирането им. Тук се намесва и един друг фактор – за разлика от стоманените мостове, при които защитата от корозия е очевидно необходима, то стоманените лагери на стоманобетонните мостове се оказват “скрити” от погледа на органите на поддържането.



**Фиг.13.4. Силно деформиран оловен лагер**

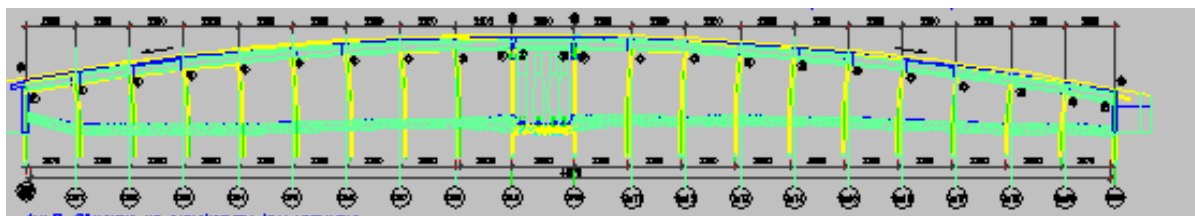
Прилагането на олово за стави в масивните мостове започва при сводовите конструкции преди около век. В последствие тяхното приложение се разпространява и при други системи. При строените във втората половина на 20 век у нас гредови и рамкови мостове често се прилагаха оловни лагери и стави, понеже тяхната цена тогава бе значително по-ниска от тази на други типове съвременни лагери. От 60-те години започнаха да излизат в чужбина публикации [4,5], в които се отбелязва, че нормалните напрежения и особено големия брой

завъртания в противоположни посоки водят до сплескване на лагерите и до влошаване на тяхната работа. И ако при сводовите мостове несъвършенството на ставите не дава съществено отражение на усилията в системата, то при гредовите и рамковите конструкции, повредите могат да бъдат сериозни и да наложат усиление на съоръженията [6].

При ремонта на някои съоръжения, като виадуктите на км. 37+400 и 38+200 по АМ "Тракия" и надлеза над ж.п. линия на км 305+614 по пътя Димитровград-Хасково бяха подменени гредовите им връхни конструкции. Констатирано бе, че оловните лагери са силно сплескани и са получили неправилна форма [2], фиг. 13.4.

Интересно е да бъде отбелязан и такъв факт – в книгата си [1] издадена през 1977 г. проф. Бончев е написал: "Оловните плочки се прилагат за не особено отговорни обекти, защото световната практика показва, че оловните плочки, изложени на открито, след дългогодишно действие и движение в лагерите се сплескват и разширяват. Освен това под действието на влага се развиват химични реакции, които разлагат оловото и дори го разрушават".

Това предупреждение не повлия на продължаващото прилагане и в следващите години на оловни стави. Като доказателство ще бъде посочен Надлеза над гара Стамболийски, построен през 1980 г. Той се състои от три секции разделени с дилатационни фуги, фиг. 13.5. Естакадните части, намиращи се в наклон са подпрени на цилиндрични колони-пилоти посредством оловни стави. През 2001 год. бе констатирано свличане на естакадите към устоите вследствие на влошаване на работата на оловните стави. Бяха взети спешни мерки за временно подпиране, а в последствие бе извършен генерален ремонт [3]. Някои елементи от него са разгледани по-долу.



Фиг. 13.5. Обща схема на Надлез над гара Стамболийски

### 13.2.6. Корозия на армировка напрегната след бетонирането

За някои мостове с армировка напрегната след бетонирането е констатирано, че имат недостатъчно добре инжектирани канали. Например във връхните конструкции на надлеза "Хумни дол" в Перник (който е първият предварително напрегнат ж.п. мост у нас) имаше недостатъчно инжектирани канали. Това наложи ремонт включващ изпълнение на елемент от обикновен стоманобетон в кухините на предварително напрегнатата греда [7].

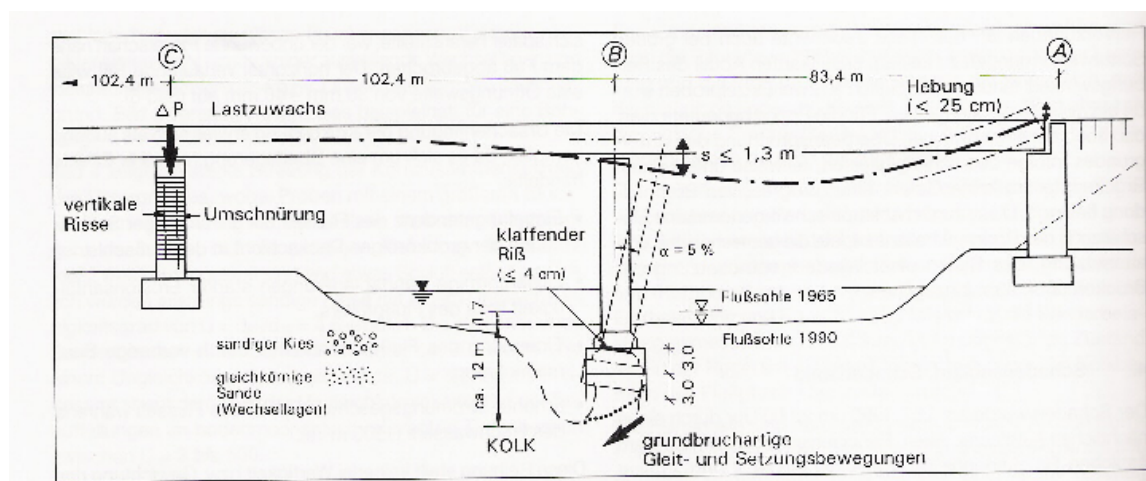
Данни за недостатъчно инжектирани канали има за други конструкции като тези на Надлез "Захарна фабрика", мостове в Русе и Пазарджик.

### 13.2.7 Повреди от речни течения

Подравянето на дъното на реки може да доведе до слягане, наклоняване или дори обръщане на стълбове и устои. Избягването на тези повреди може да се предотврати чрез коректно извършени хидравлични изчисления и/или чрез предвиждането на съоръжения за регулиране на речния отток. Извършването на изкопи в речните корита в близост до мостовите може да доведе до изменение на режима на реката и съответно до нежелани премествания на мостовите опори.



Фиг. 13.6. Мост над р. Янтра при с. Горна Студена – Русенско



Фиг. 13.7. Мост в Австрия с наклонен от подравяне стълб

Като пример може да се посочи обръщането на един от стълбовете на ж.п. моста при гара Катунца преди около 40 год., предизвикано от изменение на руслото на реката вследствие на нерегламентиран добив на добавъчни материали.



Затова трябва да не се допуска произволно преоформяне на речните корита в близост с мостовете.

На фиг. 13.6 е показан мост над р. Янтра при с. Долна Студена, Русенско, разрушен поради подравяне на фундаменти.

Подобни аварии са регистрирани и в чужбина. На фиг. 13.7 е показан моста над р. Ин при Куфщайн, Австрия. От подравянето на речното дъно стълб В е получил наклон от 5%, а котата на подлагерната му площадка се е понижила с над 1,3 m. При фугата до устой А върхната конструкция се е повдигнала с около 25 cm. Тези повреди са наложили незабавно спиране на движението а за отстраняването им е изпълнен сложен ремонт [8].



**Фиг.13.8. Гредов мост с недостатъчен светъл отвор за пропускане на водите**

Дефекти и аварии на мостовете могат да бъдат в резултат на неточно определено водно количество или на грешки при хидравличното оразмеряване. На фиг. 13.8 е показан гредов мост със затлачен светъл отвор по време на пълноводие и с повреди по мостовото платно.

#### **13.2.8. Изводи във връзка с повредите и дефектите на стоманобетонните мостове**

Редно е да бъде отбелязано, че в последните години при проектирането все повече се държи сметка за дълготрайността на стоманобетонните мостове.

Повишиха се изискванията към минималните класове бетон и бетонните покрития на армировката, наложиха се изменения при оформянето на хидроизолационния пакет (напр. отпадането на изравнителната и предпазната замазка). По сполучливо се решават някои детайли. В много случаи е налице повишаване на изискванията при изпълнението и контрола. Но за поддържането на мостовете има още какво да се желае. Важни са въпросите на организацията, формата на документацията за мостовете и редовното ѝ водене. Без да се пренебрегват тези дейности, ще бъде отбелязано, че в настоящият доклад са разгледани само техническите аспекти.

Ще бъде споменато, че обследването и ремонтите по мостовете често се съвместяват с рехабилитацията на пътищата, извършвана главно с цел подобряване на качествата на настилките. Но не винаги повредите и износването на настилките и на мостовите конструкции в даден участък са в еднаква степен. Известно е също, че обществеността много се вълнува от неравните настилки, ограничаващи комфорта на пътуването, но не подозира неблагоприятните обстоятелства свързани с дефектите и износването на мостовете.

### **13.3. Съвременни способности за възстановяване и усилване и бетонни и стоманобетонни елементи на мостове - национален опит и възможност за прилагане световните постижения**

#### **13.3.1. Класификация на ремонтните работи**

Ремонтни работи по стоманобетонни елементи и/или конструкции на мостове се налагат в случаите, при които:

- съществуват опасения за сигурността на моста;
- експлоатацията е затруднена;
- налице са условия, влияещи сериозно на дълготрайността.

Различават се следните видове ремонтни работи:

- Възстановяване – постигане на качествата, отговарящи на тези при предаването на съоръжението в експлоатация. След необходимата технико-икономическа обосновка може да се предприеме *непълно възстановяване*, т.е. мостът след ремонта да осигурява движението на по-леки транспортни средства, да се намали широчината на пътното платно, светлия отвор за пропускане на водите и т. н.

- Временно възстановяване (за ограничен период на експлоатация), напр. чрез изграждане на дървена или стоманена върхна конструкция или опора на мястото на разрушена (или повредена) стоманобетонна или бетонна. Временното възстановяване обикновено е непълно.

- Реконструкция за увеличаване на:

- широчината на пътя върху моста;
  - светлото пространство под моста за пропускане на по-голямо водно количество;
  - габаритите на надлезите, ако не е гарантирана необходимата височина или с цел увеличаване на броя на пътните летни или коловозите.
- Усилване с оглед пропускането на по-тежки превозни средства.

- Усилване за поемане на по-големи хоризонтални сили от: земетръс, удари превозни средства, ледоход и т. н.

### **13.3.2.Характерни видове ремонти**

#### **13.3.2.1.Основни положения**

В миналото органите на транспортната инфраструктура насочваха дейността си в голяма степен към строителство на нови пътища и съоръжения. В последните години все по-често се налага извършването на ремонтни работи. Все пак националният ни опит, в сравнение с този на други страни, е по скромнен. Поради това в настоящия доклад са разгледани и такива видове ремонти, които засега не са намерили приложение в родната ни практика, но трябва да се имат предвид за бъдещата ни дейност.

#### **13.3.2.2.Защитни покрития - пръскан бетон, органични защитни покрития**

Пръсканият бетон или циментен разтвор може да осигури допълнително бетонно покритие в случаите, когато то е повредено или бетонът е карбонизирал. Обикновено преди изпълнението на пръскания бетон, на ремонтираните елементи се закрепва армировъчна мрежа с цел да задържи новия пласт. Така бе ремонтиран дъговия мост над р. Янтра във Велико Търново преди няколко години, фиг. 9.



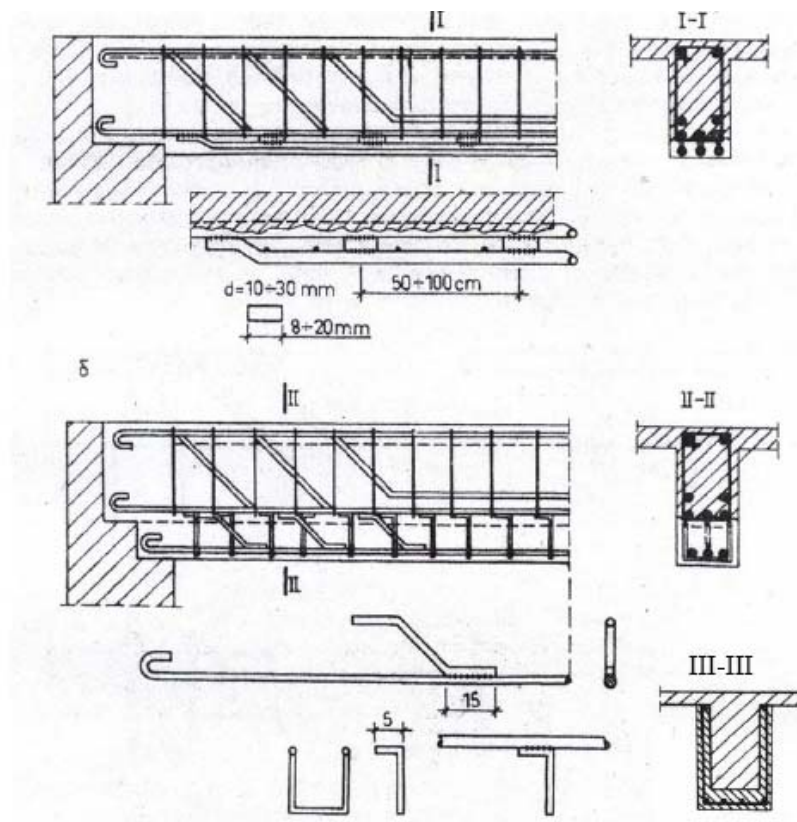
**Фиг. 13.9. Ремонт на дъгов мост в гр. Велико Търново**

При силно корозирали бетони може да се наложи отстраняването на увредените пластове, а в някои случаи и усилване на елементите чрез влагане на допълнителна носеща армировка в новия пласт.

Понастоящем в чужбина се предлагат различни химически продукти за защитни покрития на стоманобетонни елементи. Освен за ремонтни работи понякога те се прилагат и за нови мостове, при което се гарантира намаляване на вредните ефекти от неблагоприятните условия на средата. Така например в центъра на Берлин близо до Райхстага се строи нова ж.п. гара, изцяло разположена на естакади, чиито конструкции са комбинирани стомано-стоманобетонни. Стоманените и стоманобетонните елементи са с еднакво по цвят и химически състав покритие.

### 13.3.2.3. Усилване с допълнителна армировка и бетон

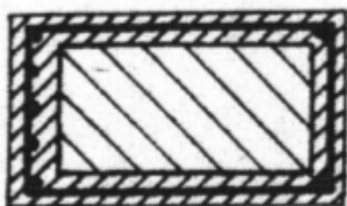
На фиг. 13.10 са показани усиления на стоманобетонна греда с увеличаване на напречното сечение. Допълнителната надлъжна армировка е обвита със стремена, свързани със съществуващите чрез заваряване, или обхващащи всестранно усиленото сечение. Трудност в този случай представлява направата на кофража и изливването на допълнителния бетон. Такъв начин не е намерил приложение в нашата практика, а и в другите страни рядко се прилага поради наличието на по-ефективни решения, посочено под-долу.



Фиг. 13.10. Усилване с допълнителна армировка и бетон



При възможност за достъп от всички страни на елемента е възможно усиляването с така наречения “кожух”, фиг. 13.11. Този начин обикновено се прилага при вертикални елементи (стълбове, колони, стени). Обаче следва да се отбележи, че с увеличаването на напречното сечение нараства коравината, което дава отражение на големините на усилията, ако системата е статически неопределима. От значение е и обстоятелството, че при нарастване на коравината се увеличава и големината на сеизмичната сила, дори и при определими системи.



**Фиг. 13.11. Усилване със стоманобетонен “кожух”**

#### **13.3.2.4. Външно предварително налягане**

Греди от обикновен и предварително наляган бетон могат да бъдат усилявани чрез външно предварително налягане (фиг. 13.12) с цел да създаде възможност за преминаване на по-тежки подвижни товари, както и за компенсиране на намалена носеща способност или провисвания на повредени връхни конструкции. За закотвяне и отклоняване на налягащата армировка трябва да бъдат предвидени съответните детайли. Освен това налягащата армировка трябва да бъде защитена от корозия с подходящи смазки или греси.



**Фиг. 13.12. Мост усилен с външна налягаща армировка**

У нас външно предварително налягане бе приложено на споменатия по горе надлез над гара Стамболийски с цел компенсиране на свличането на естакадните части към устоите, фиг. 13.13. Налягащите кабели, 4 на брой от системата Стобет 200, бяха разположени по горната повърхност на конструкцията в каналобразувателни тръби, но без инжектиране на циментен разтвор. Налягащата армировка бе отпусната и отстранена след няколко месеца, когато

бяха изградени специални допълнителни опори, поемащи хоризонталните сили, фиг. 13.14. Следва да бъде отбелязано още, че тези опори не поемат вертикални сили. Това създава определени затруднения. Колоните са подложени предимно на огъване. Общият фундамент на пространствената рамка е със значителни размери, обусловени от проверките в основата му фуга: на напреженията и за осигуряване срещу подхлъзване и преобръщане.



**Фиг. 13.13. Временна външна напрегаща армировка на Надлез над гара Стамболийски.**



**Фиг. 13.14. Допълнителна опора за поемане на хоризонтални сили от колони с правоъгълно сечение**

### 13.3.2.5. Усилване с ленти от специални тъкани

В практиката на много страни (вкл. и в съседна Македония) за ремонт и усиление се използват ленти от следните видове тъкани:

- а) с въглеродни (карбонови) нишки
- б) от изкуствени органични материи (напр. арамид)
- в) органична материя, дисперсно армирана със стъклени нишки.

Споменатите тъкани имат якост на опън приблизително равна на обикновенната армировка за стоманобетонни конструкции, а понякога и значително по-голяма. Лентите се свързват със стоманобетонната конструкция със специални лепила. За поемане на огъващи моменти лентите са по опънатия ръб на елемента и тогава играят роля на допълнителна надлъжна армировка (фиг. 13.15) За повишаване носещата способност за напречни сили лентите се изпълняват като външни стремеца (фиг.13.16)..

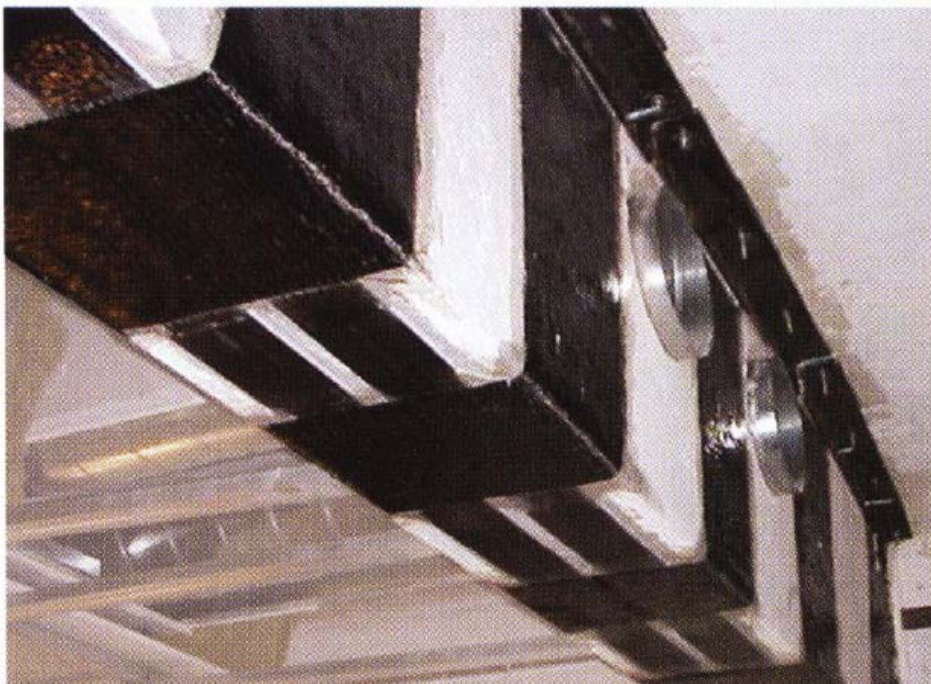


**Фиг. 13.15. Залепване на усиляващи ленти като допълнителна надлъжна армировка**

Вертикални елементи (подложени предимно на натиск) могат да бъдат усилявани чрез омотаване на лентите по външната повърхност на колоната. Така се получава ефектът на познатото спирално армиране.

Усилването с ленти от специални тъкани засега не намерило приложение у нас. Преди няколко години по програма на НАТО бе планирано подобно усиление на един мост в Пазарджишко. По неизвестни за автора причини този замисъл не бе реализиран





**Фиг. 13.16. Външни стремена от ленти**

Нашата страна не би следвало да изостава с прилагането на усилването с ленти. Такъв вид ремонт следва да се прецени като по-лесно изпълним в сравнение с външното предварително налягане и особено по отношение на усилването с допълнителна арматура и увеличаване на напречното сечение. Малката дебелина на лентите практически не увеличава размерите на напречните сечения и с това не се променят коравините преди усилването и съответните им усилия

#### **13.3.2.6. Подмяна на цели връхни конструкции**

На няколко съоръжения, споменати по-горе, се наложи отстраняване на съществуващите връхни конструкции подмяната им с нови. Такъв ремонт може да се оприличи на частично ново строителство. Подобно решение не би трябвало да се разглежда като единствена възможност и следва да се прилага, ако другите дадени по-горе способности се оказват нерационални за случая.

### **13.4. Организация на изпълнението на ремонтните работи**

За изпълнение на ремонтните работи често се налага прекъсване на движението по моста. Това изисква нова организация на движение. Най-лесно се решава въпроса при мостове на автомагистрали или двуколовозни ж.п. линии, при които всяко платно (коловоз) е разположено на самостоятелна мостова конструкция. Тогава поетапно се изпълнява ремонта на всяка от конструкциите.



Изпълнението на ремонти при стесняване на платното за движение на пътни мостове е свързано с определени трудности. Другата възможност е да се отбие движението по обходен път, или по временен мост.

За едноколовозни ж.п. мостове е необходимо спиране на движението по ремонтираната конструкция. Тогава обикновено се прави временен мост успоредно на съществуващия. За целта се ползват предимно валцувани широкопоясни стоманени греди. Те са предназначени за временни ж.п. мостове се намират на склад на някои гари по нашите линии. Друга възможност, която е прилагана нееднократно у нас е изграждането на нова връхна конструкция успоредно на съществуващата. Движението тогава се прекъсва за няколко часа (така наречения “прозорец”), когато се премества старата конструкция и на нейно място се избутва новата.

### **ЗАКЛЮЧЕНИЕ към глава 13**

Настоящото изложение не претендира за цялостно обхващане на проблема за повредите и ремонтните работи по стоманобетонни елементи на мостовете. Това не е възможно, защото всеки случай е специфичен и типови решения значително по-рядко се прилагат, отколкото при строителството на нови съоръжения.

По-конкретно могат да се посочат следните особености, отличаващи ремонтните работи от новото строителство:

- 1) Повредите и деформациите на стоманобетонни конструкции или елементи общо взето не е трудно да се регистрират и количествено оценят. Обаче причините предизвикали повредите и точното напрегнато състояние едва ли може да се установи по безспорен начин. В много случаи е трудно да се вземе решение за укрепване на съоръжението, за което точно да се оцени степента му на надеждност.
- 2) Проектирането на ремонтните работи изисква висока квалификация, включваща не само владението на изчислителните методи, но и солидни познания в областта на поведението на конструкциите и елементите. Информацията за качествата на материалите на съществуващата конструкция в много случаи е в границите на някаква вероятност. Не по-малко важно е познаването на реалните възможности на изпълнителите, включващо и съгласуването на технологичните и конструктивни решения. Проектът за ремонт на едно съоръжение в някои случаи и по обем може да надвишава значително проектът на същия мост за изграждането му.
- 3) При проектирането на ремонт не всички работи могат предварително се предвидят. Това не се разбира от някои специалисти, привърженици на твърдата “дефинитивност”. Като пример ще бъде посочено, че при обсъждането на проекта за ремонт на Надлеза над гара Стамболийски един от участниците в Експертния съвет оцени като недостатък писаното в обяснителната записка, че при изненади по време на ремонта, проектантите се ангажират да направят промени в проекта. В случая за щастие наложилите се при изпълнението изменения не бяха повече на брой и като обем отколкото при едно ново строителство.

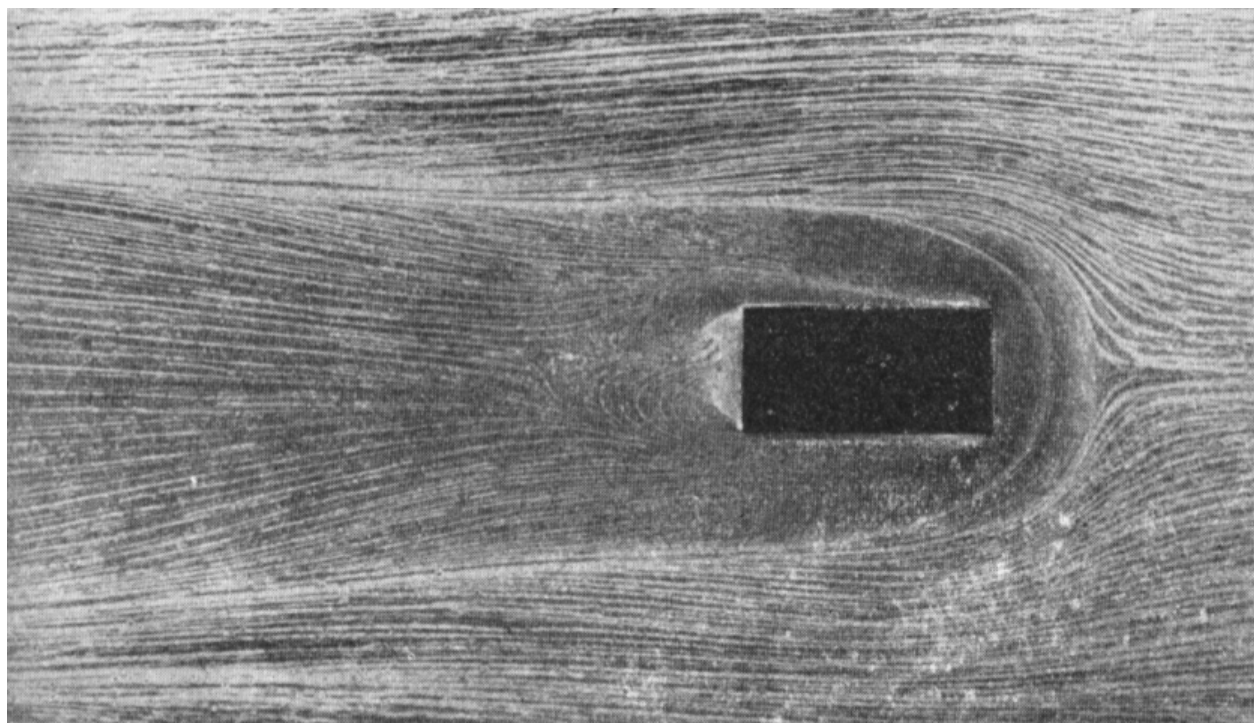
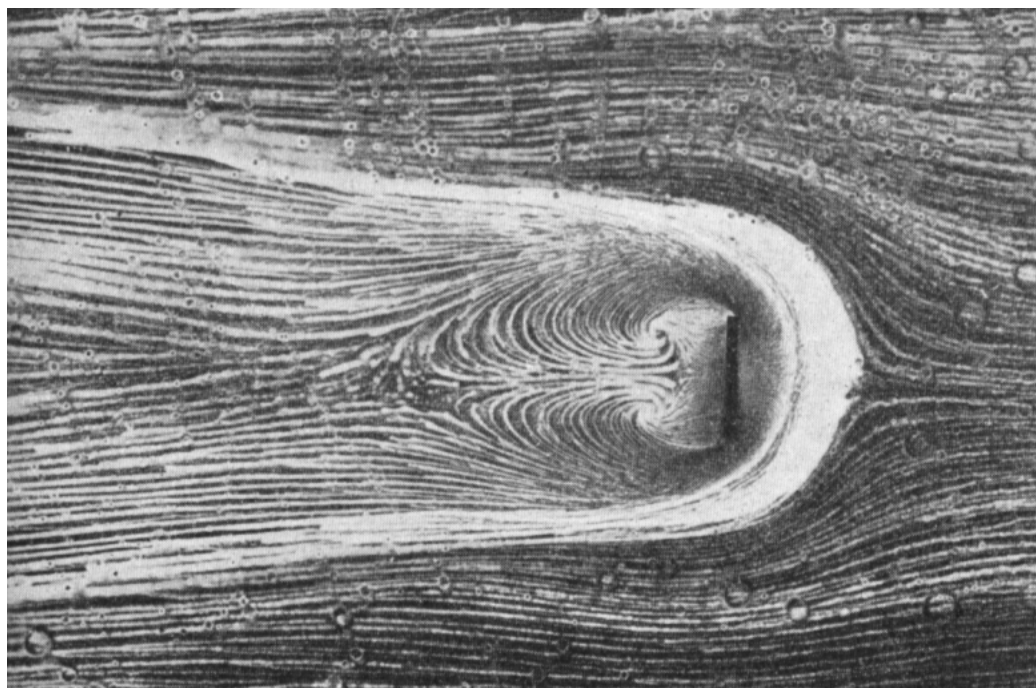
- 4) Строителната фирма, на която се възлага рехабилитацията, трябва има доказателства за достатъчен опит при изпълнението на сложни строителни и ремонтни работи и склонност към усвояване на новости.
- 5) Добрата съгласуваност в действията на инвеститори, проектанти, строители и контролни органи е по-необходима отколкото при новото строителство. Споменатите по-горе специфични условия, изискват тези институции да работят в екип, а не да прехвърлят отговорността помежду си и да търсят противопоставяне.
- 6) Ненавременното извършване на ремонтните работи може да доведе до критични за съоръжението състояния или до влагане на значително повече средства за закъснели ремонти. Тези въпроси опират до организацията на поддържането и планирането включващо и установяването подходящото време за саниране на даден мост. Споменатата дейност е безспорно много важна, но тя е свързана с редица организационни и административни проблеми, които биха могли да бъдат обект на отделно разглеждане.

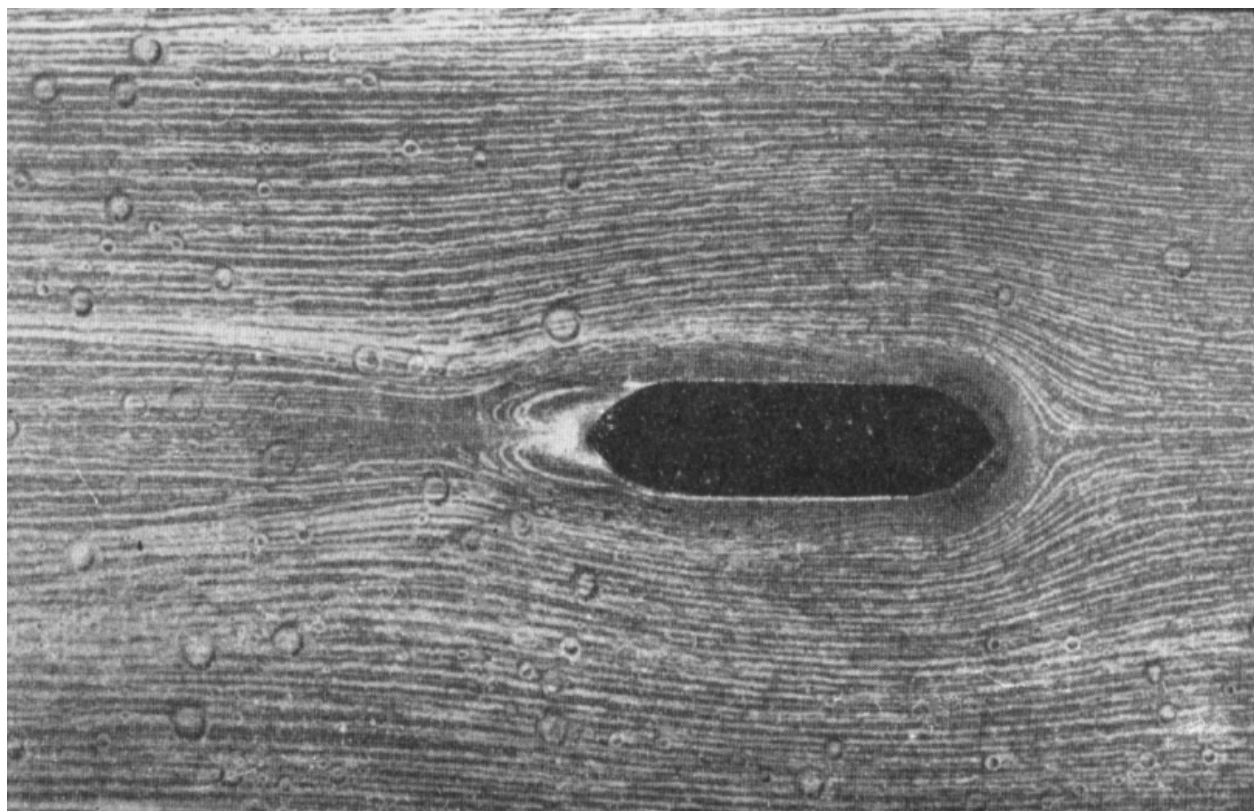
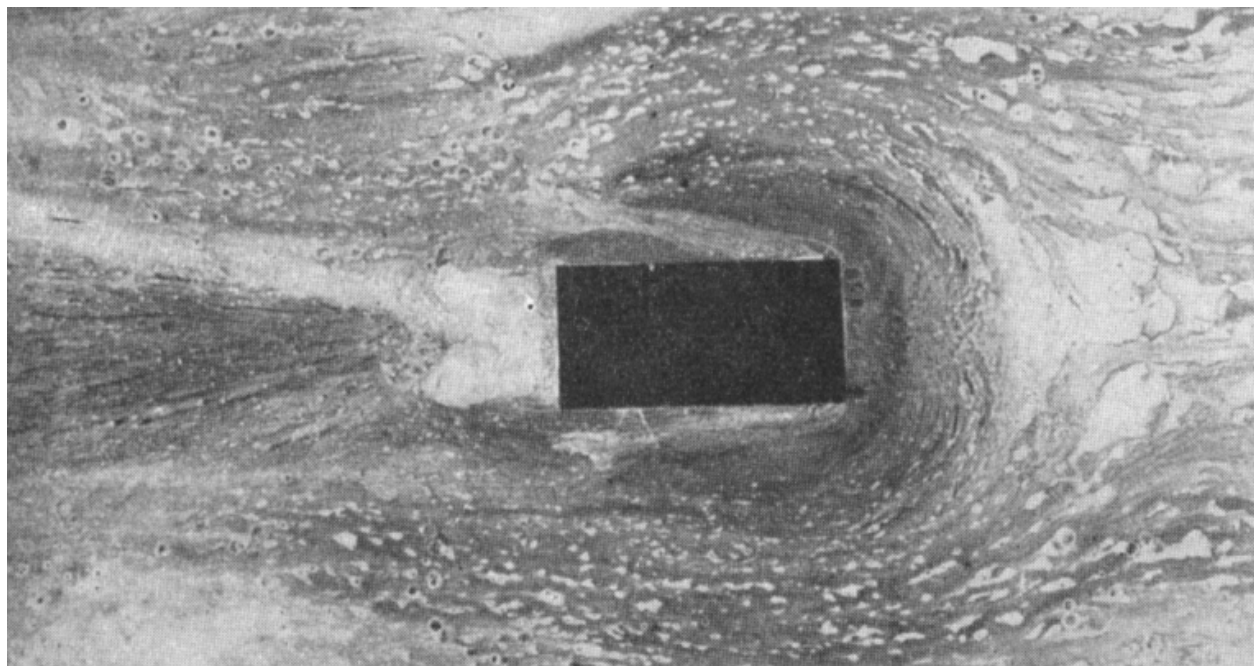
### **ЛИТЕРАТУРА към глава 13**

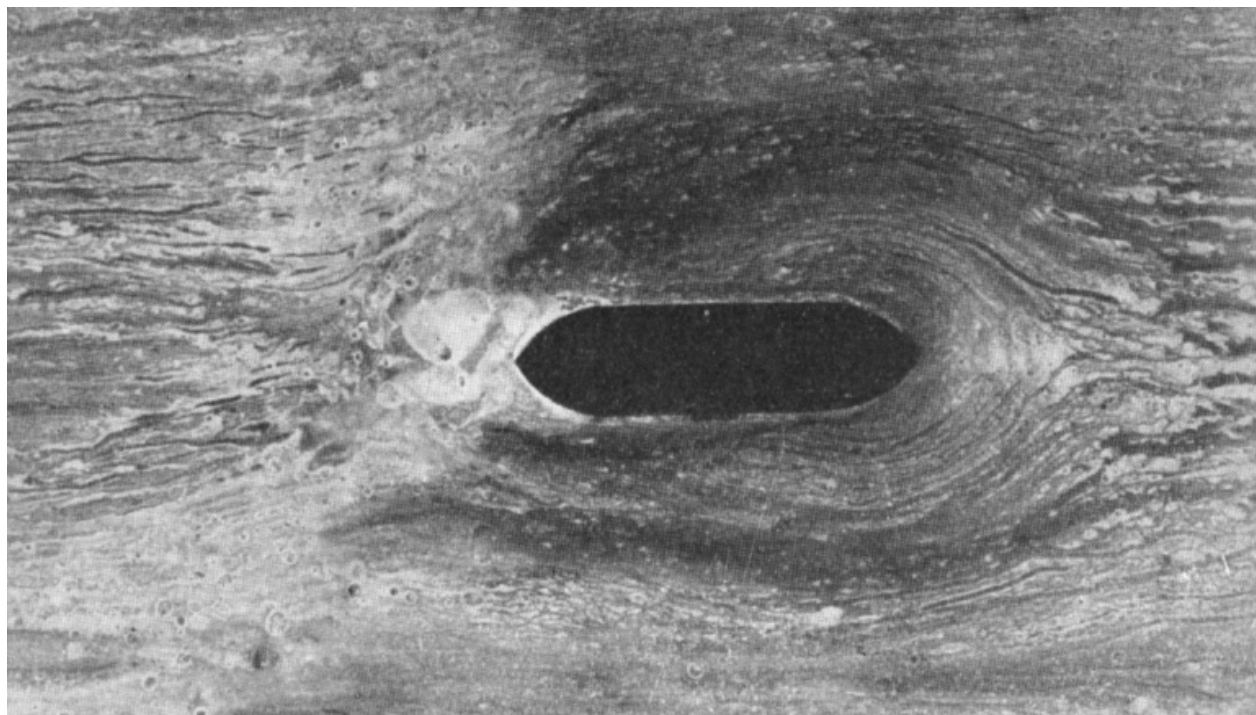
1. Бончев, И. Масивни мостове, София, Техника 1977 г.
2. Иванчев, И., Д. Кисов, М. Решков. Оловни лагери в мостовете. Пътища 4/2003 г.
3. Иванчев, И., Д. Кисов, М. Решков. Неконтролируемо придвижване на връхната конструкция на надлез и осигуряването ѝ за хоризонтални сили. Пътища 4/2003 г.
4. Leonhardt, F., L. Wintergerst. Über Brauchbarkeit von Bleigelenke. Beton-und Stahlbetonbau, 5/1961.
5. Эггерт, Х., Ю. Гроте, В. Каушке. Опорные части в строительстве. Москва, Транспорт, 1978 г. Оригиналът, издаден на немски, е от 1974 г.
6. Schmitz, H. Die Sanierung der Hochstrassen im Heerdter Dreieck. Dusseldorf. Vortrage auf dem Betontag, 1979. Deutscher Beton-Verein.
7. Узунов, А., К. Цеков, Н. Губеров, В. Атанасов. Усилване на стоманобетонния ж.п. мост в квартал “Хумни дол” – Перник. III Национална конференция с международно участие “Стоманобетонни конструкции – теория и практика”, София 1994 г.
8. Brandl, H. Bodenmechanick und Spezialtiefbau bei der Wiederherstellung der Innbruecken Kufstein. Sonderdruck des Oesterreichischen Betonverein, Wien, 1996.

## **Приложение А**

### **Завихряне при на различни форми в план на стълбовете**



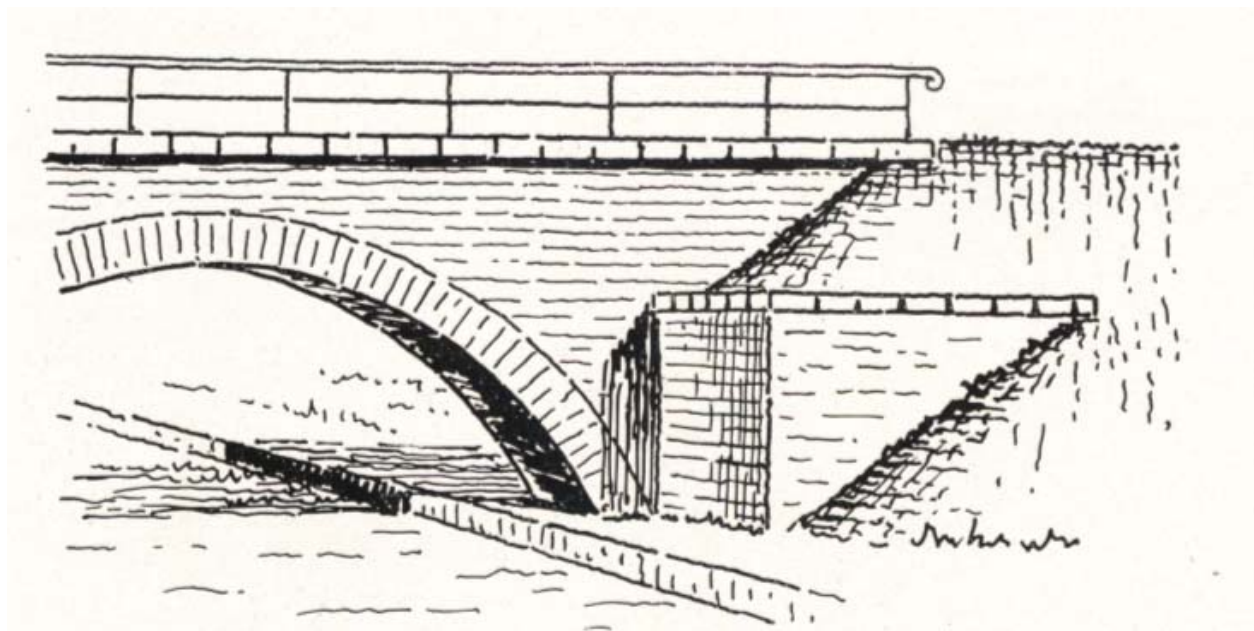




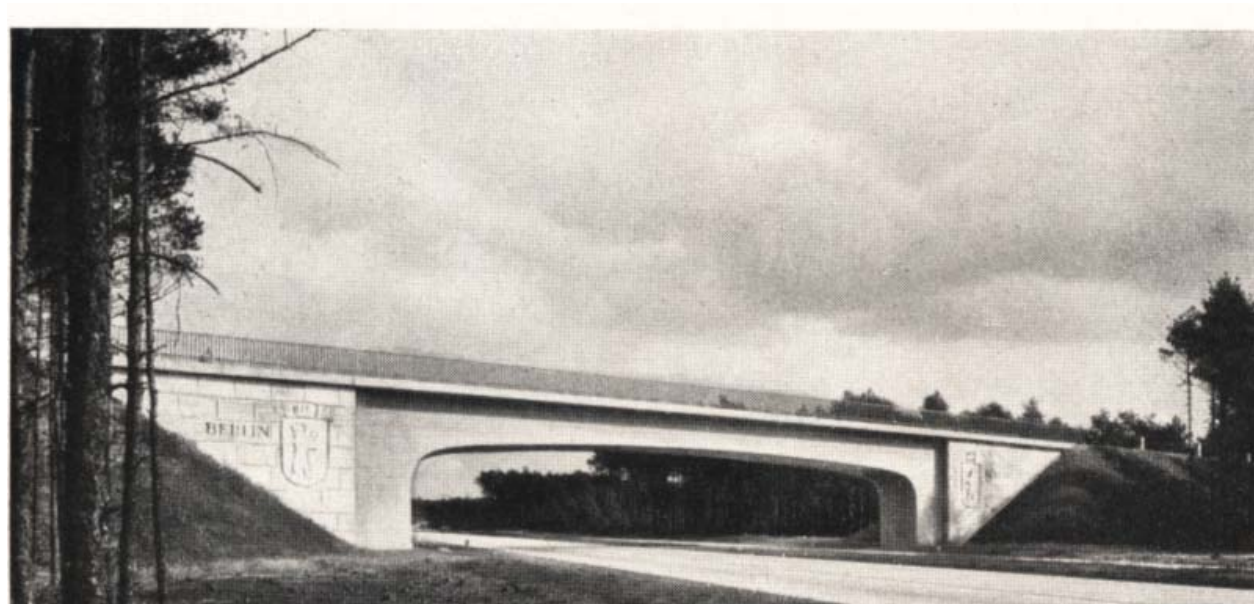


## Приложение Б

### Примери за оформяне на устои стълбове и крила



Фиг. Б.1. Сводов каменен мост с конуси при устоите и крила с понижена височина



Фиг. Б.2. Пример за рамков мост



*Фиг. Б.3. Детайл на крилата на моста от фиг. Б.2*

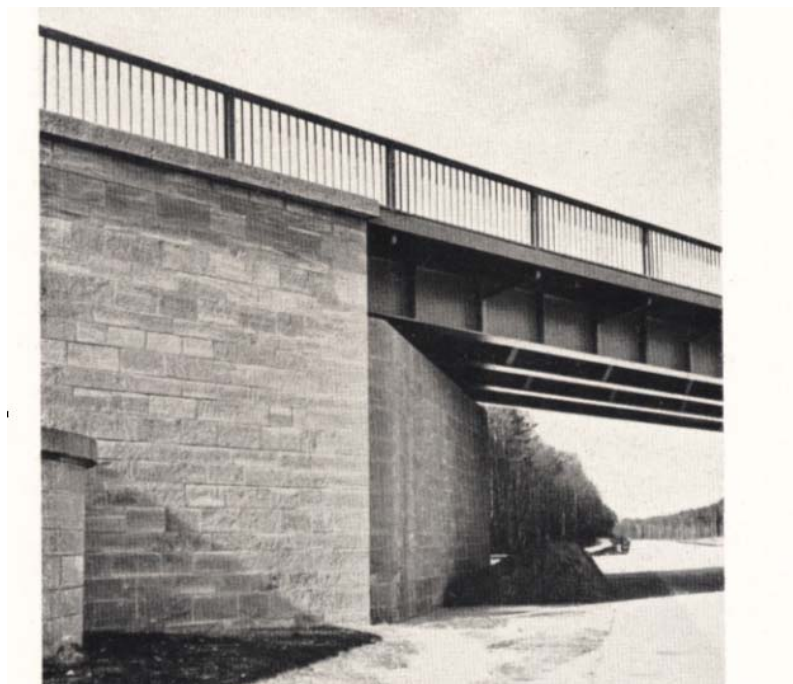


*Фиг. Б.4. Гредов ж.п. мост с полузавърнати крила*





***Фиг. Б.5. Кос надлез със стоманена конструкция над ж.п. коловози***



***Фиг.Б.6. Устой на кос мост със стоманена конструкция***

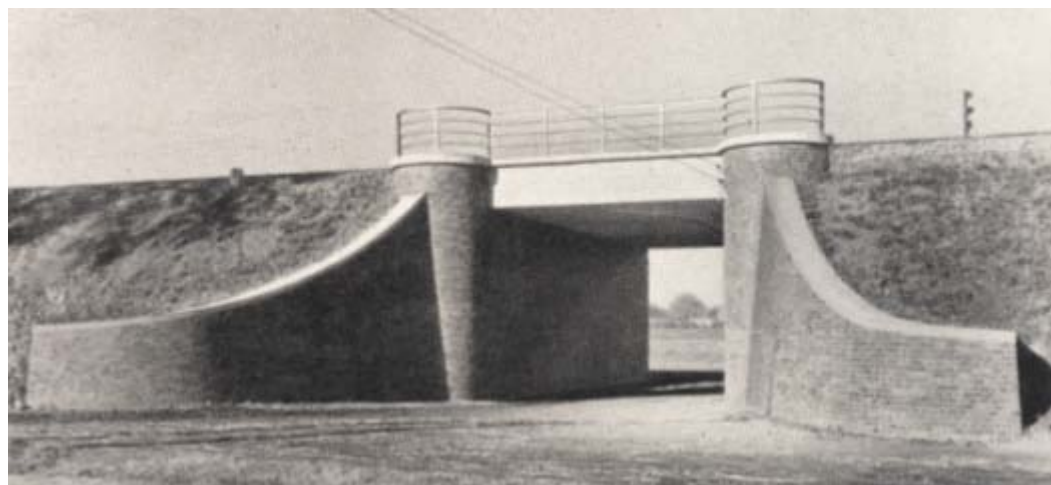




***Фиг. Б.7. Пример за устой от каменна зидария***



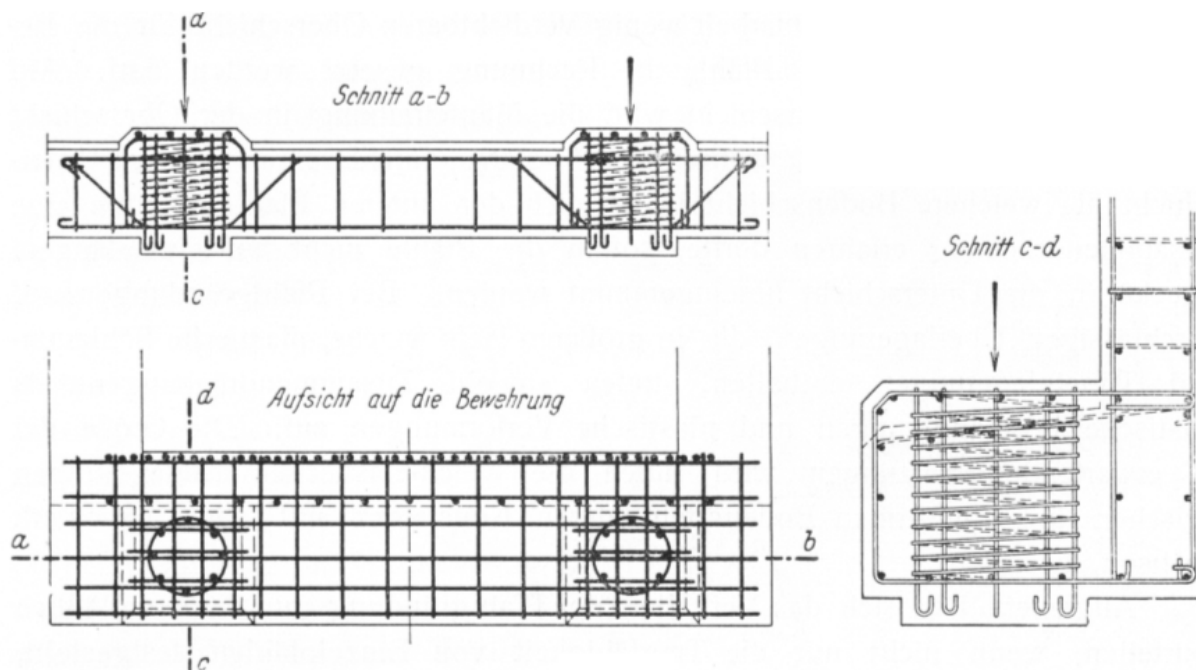
***Фиг. Б.8. Пример на устой от каменна зидария на кос мост***







Фиг. Б.9 Стълби при устоите

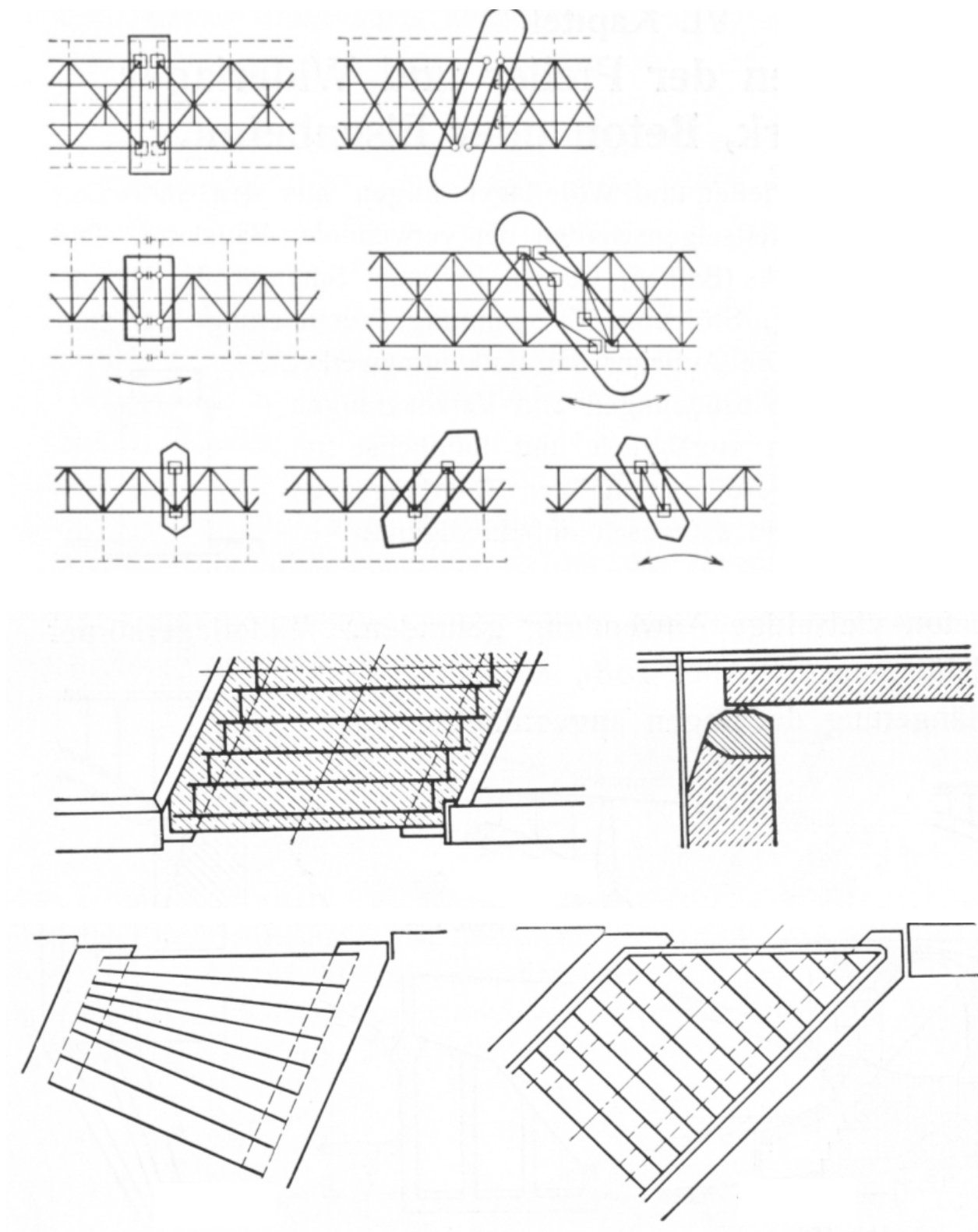


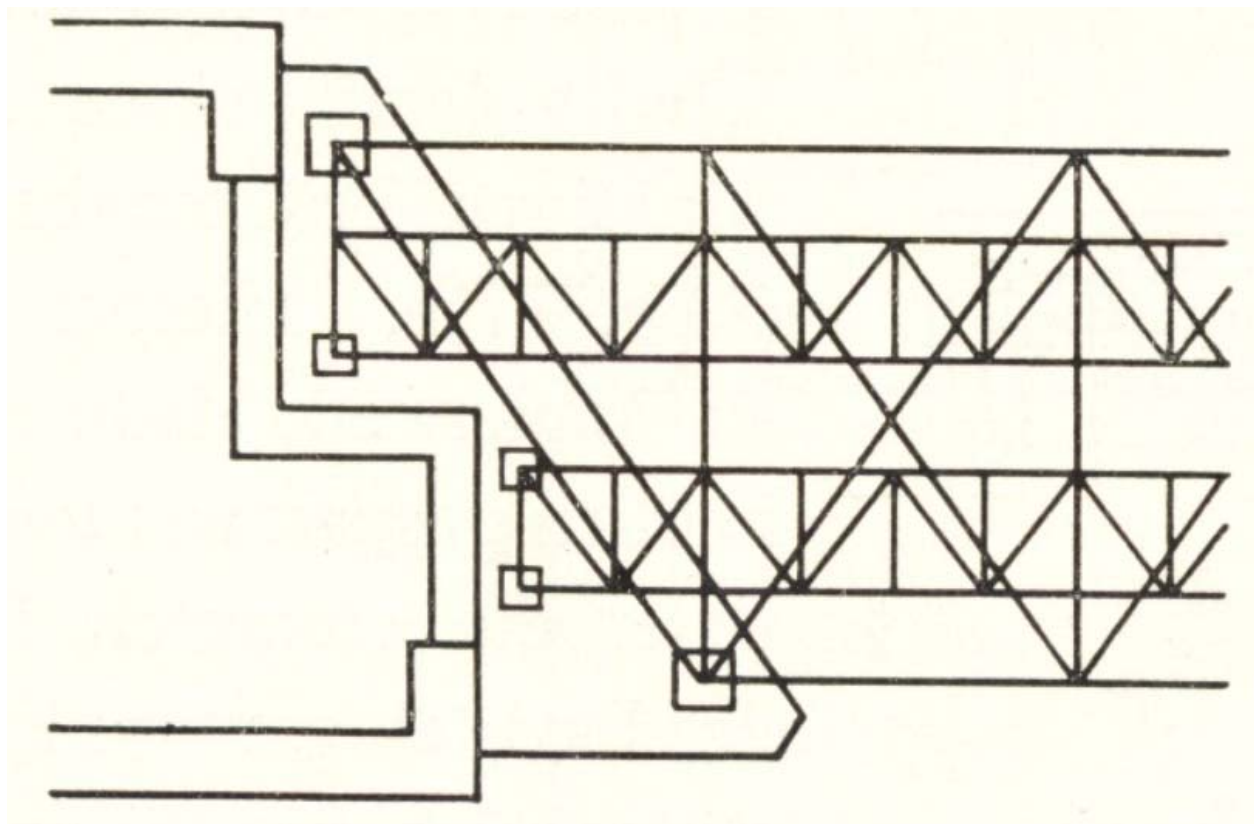
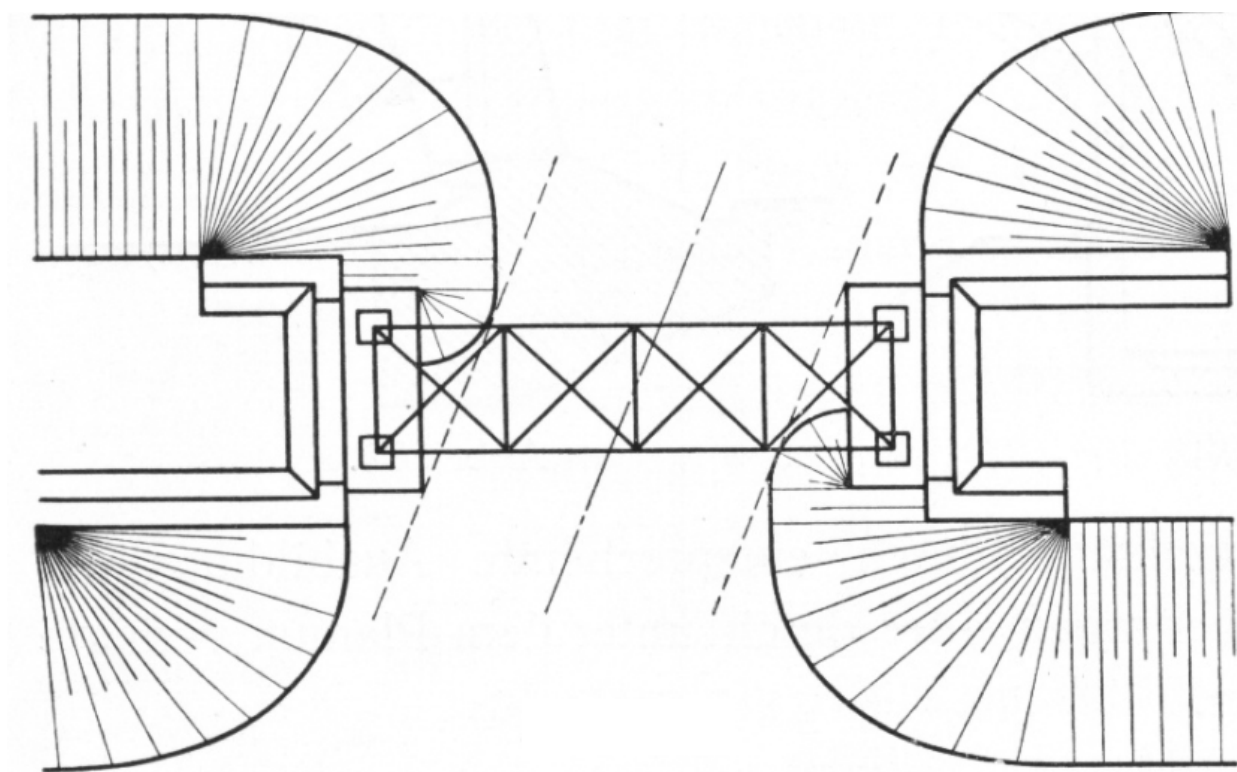
Фиг. Б.10. Пример за армиране на кусинет на устой

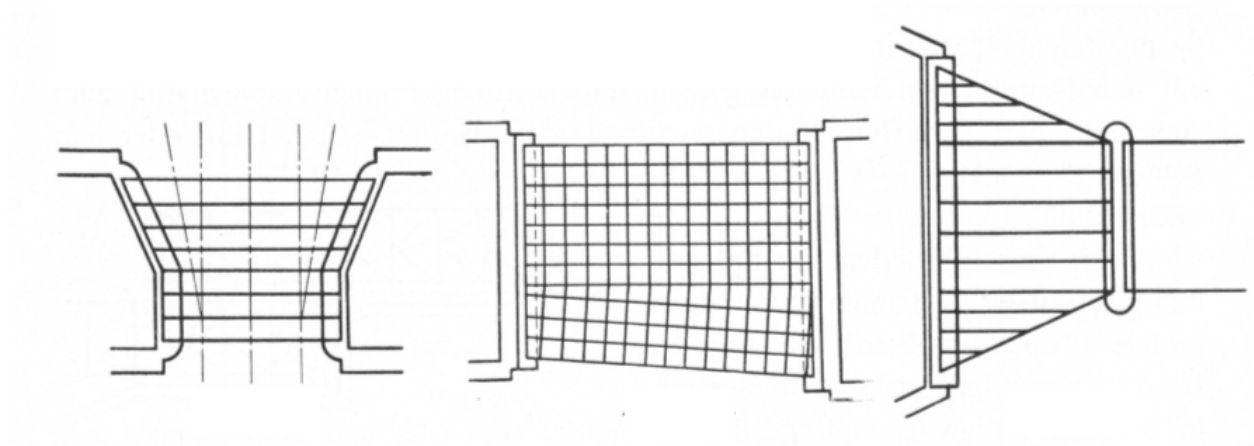


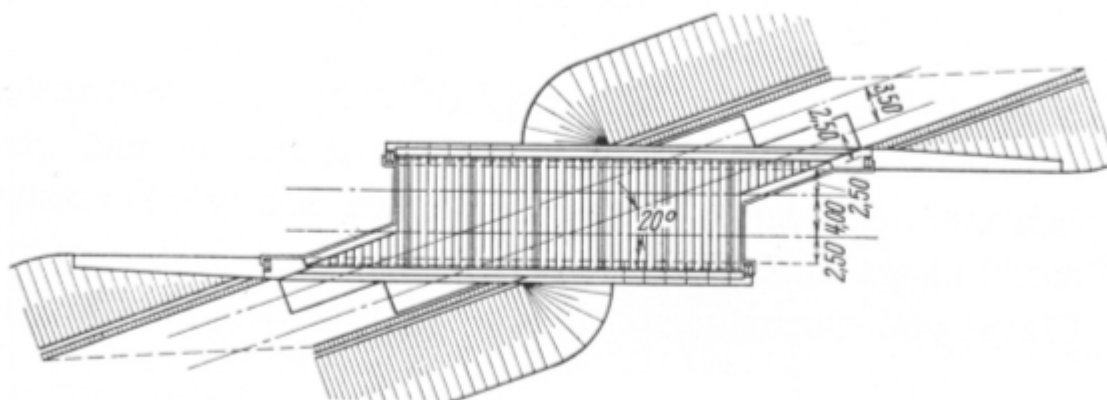
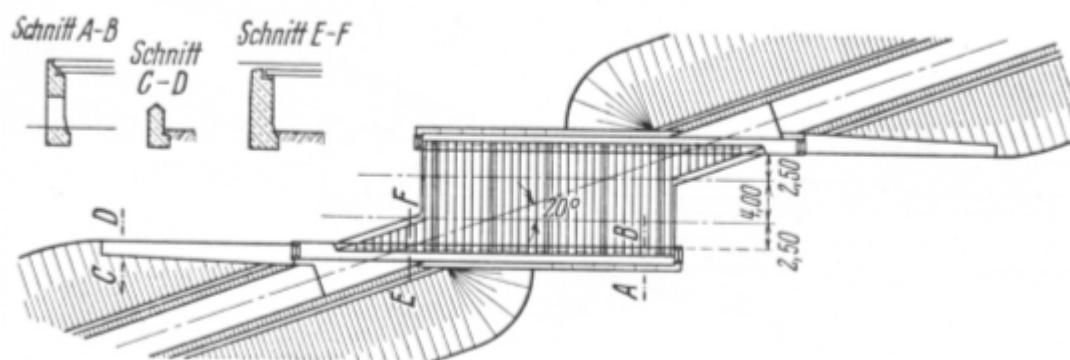
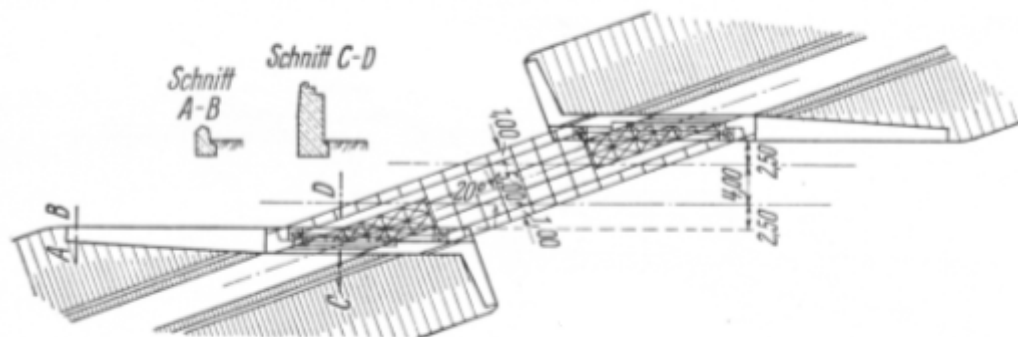
## Приложение В

### Примери за решения на сложни в план конструкции

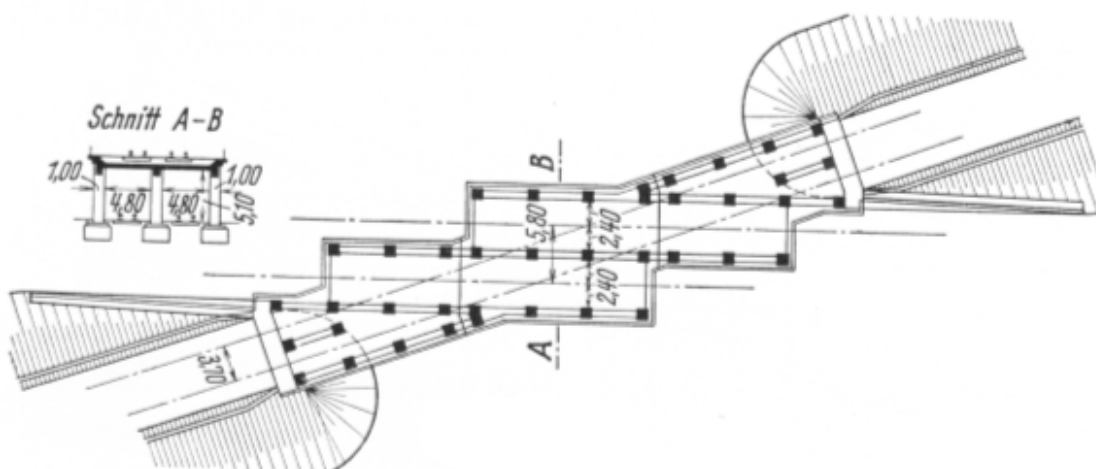
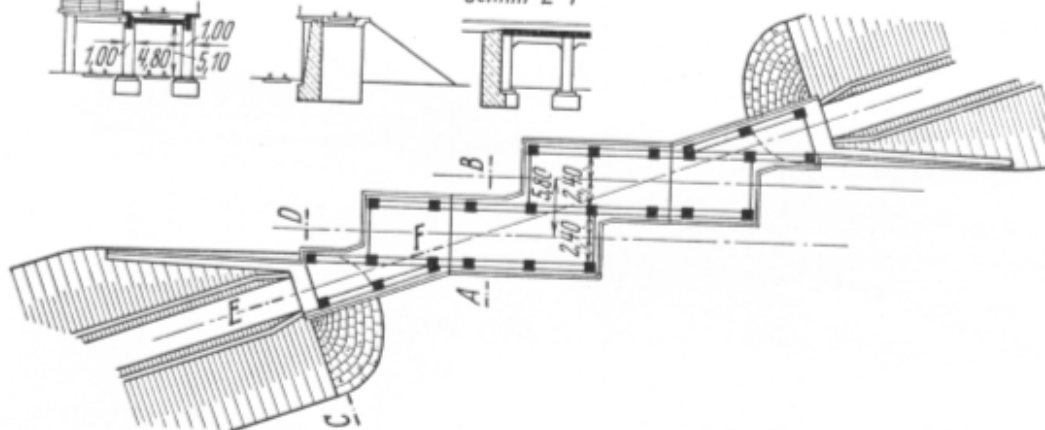
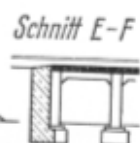
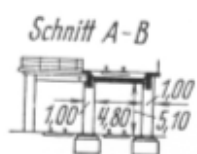
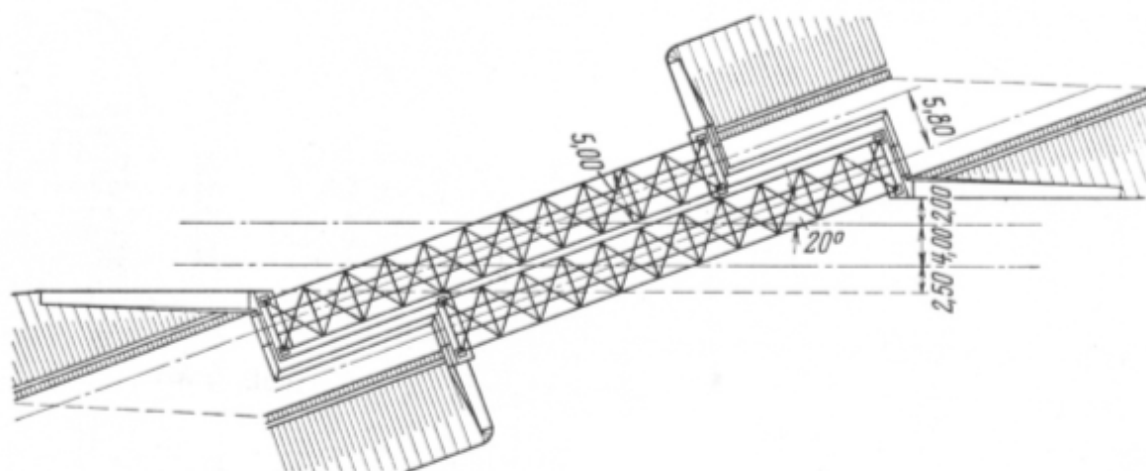












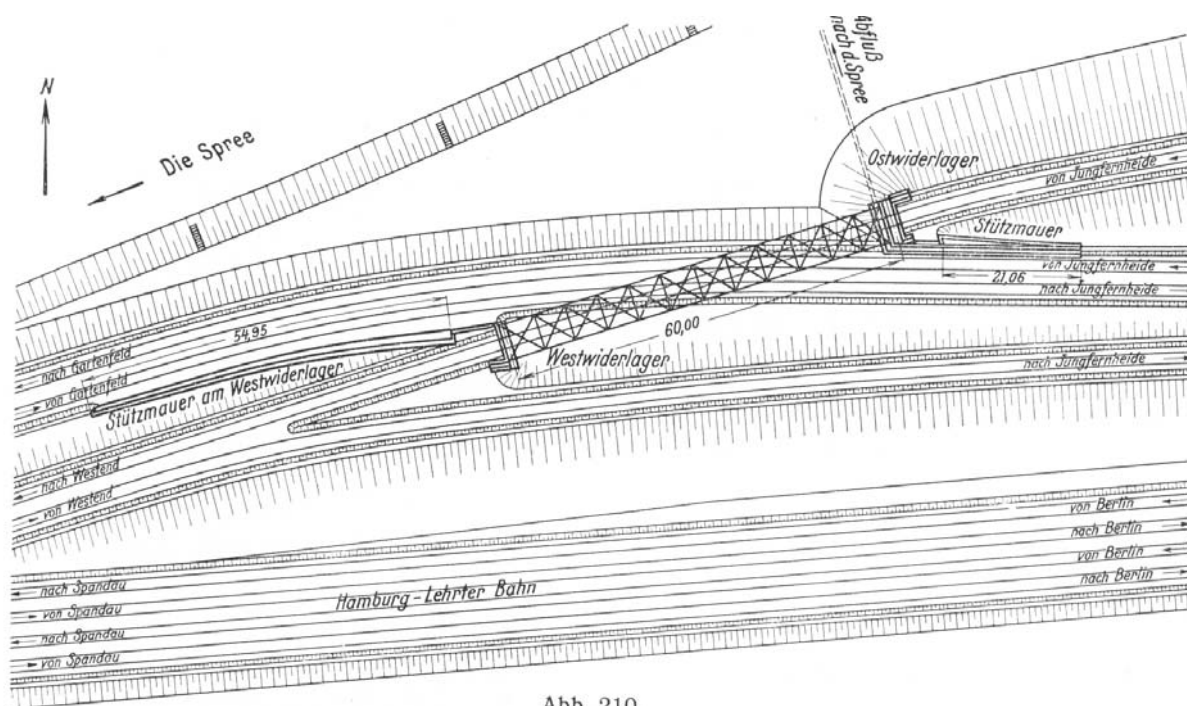
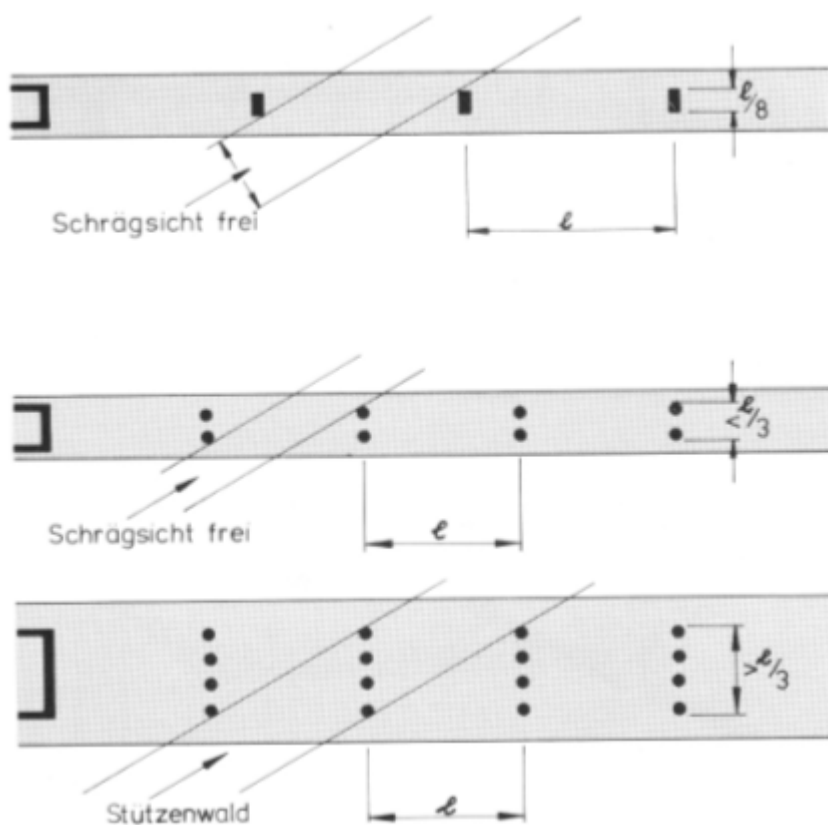
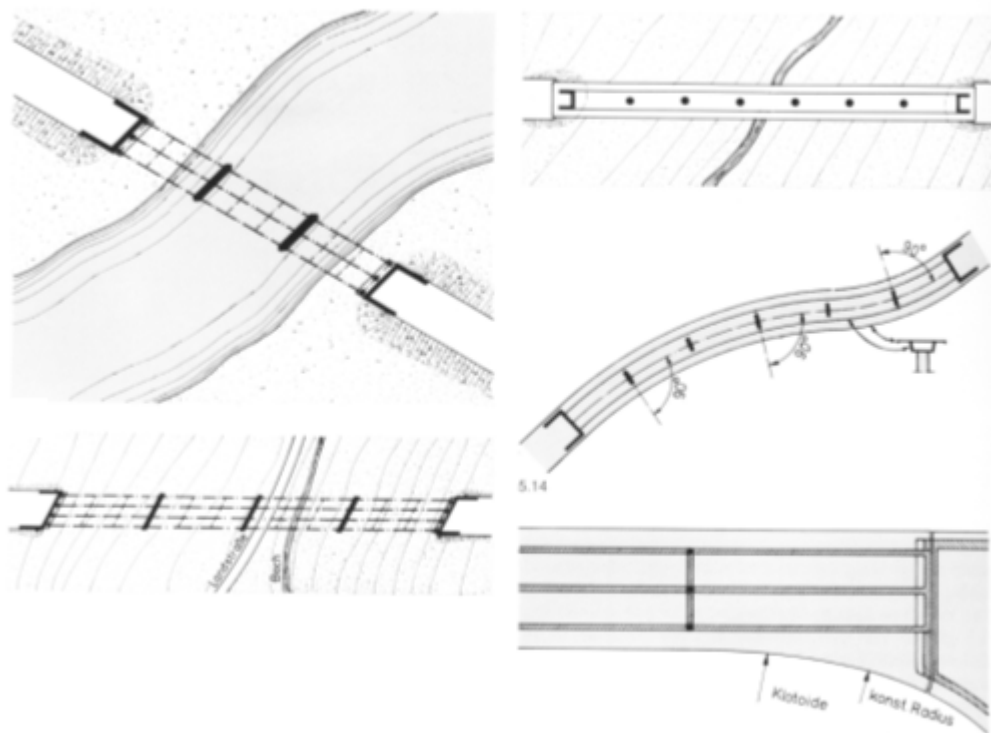
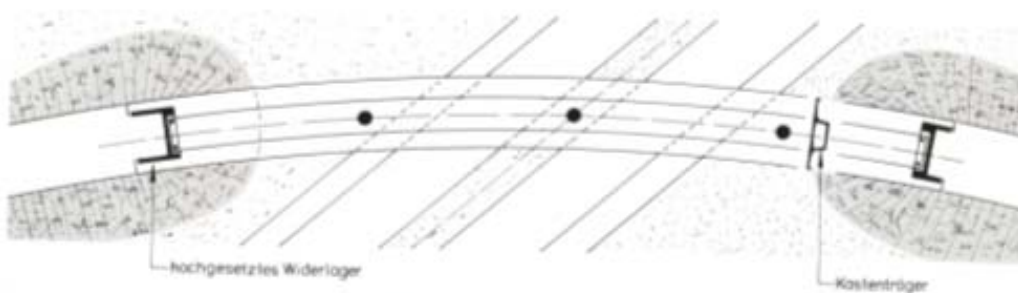
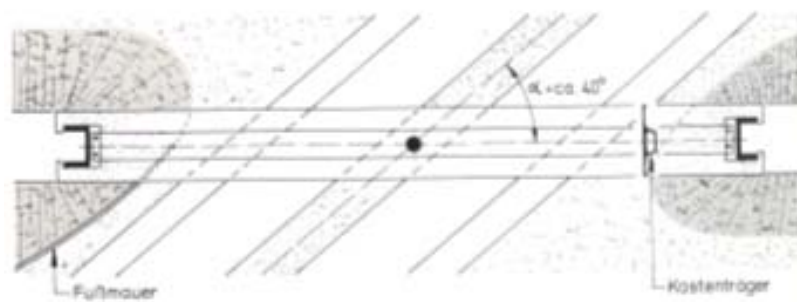
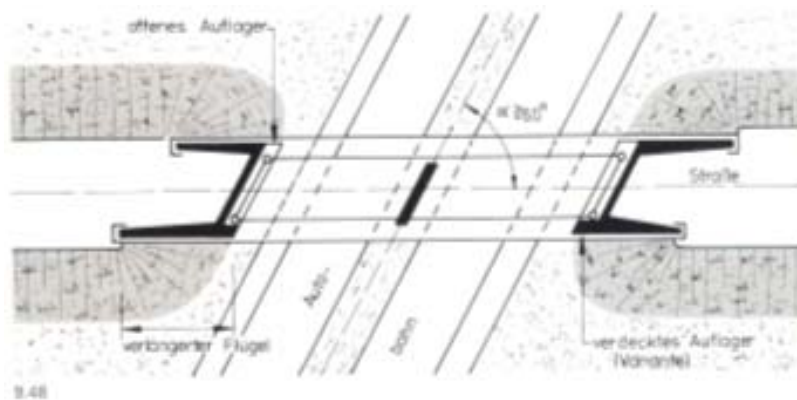


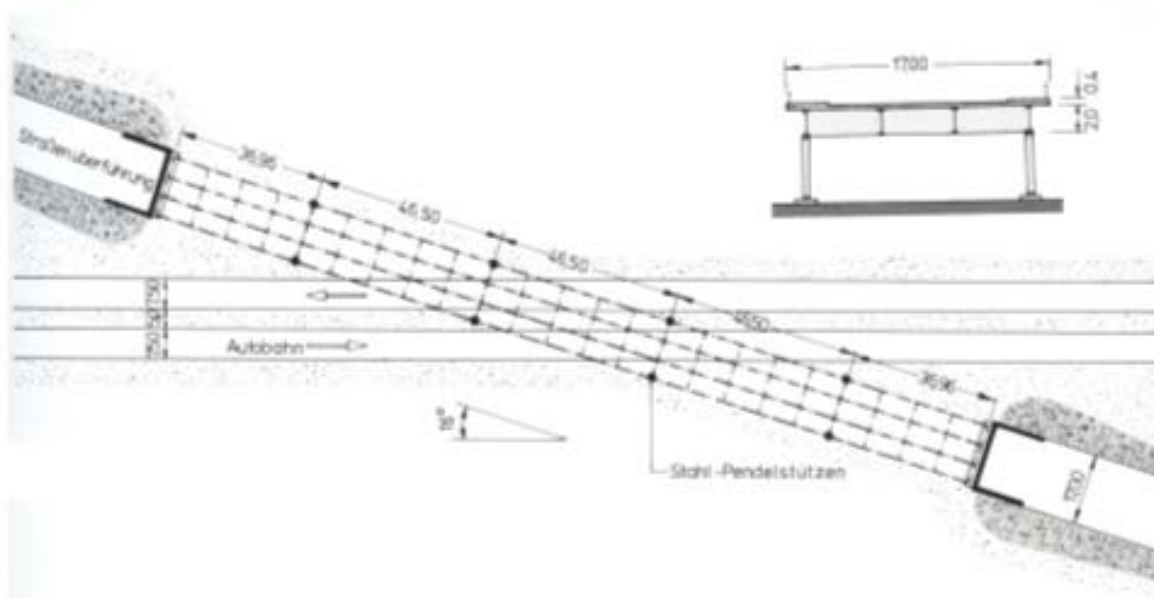
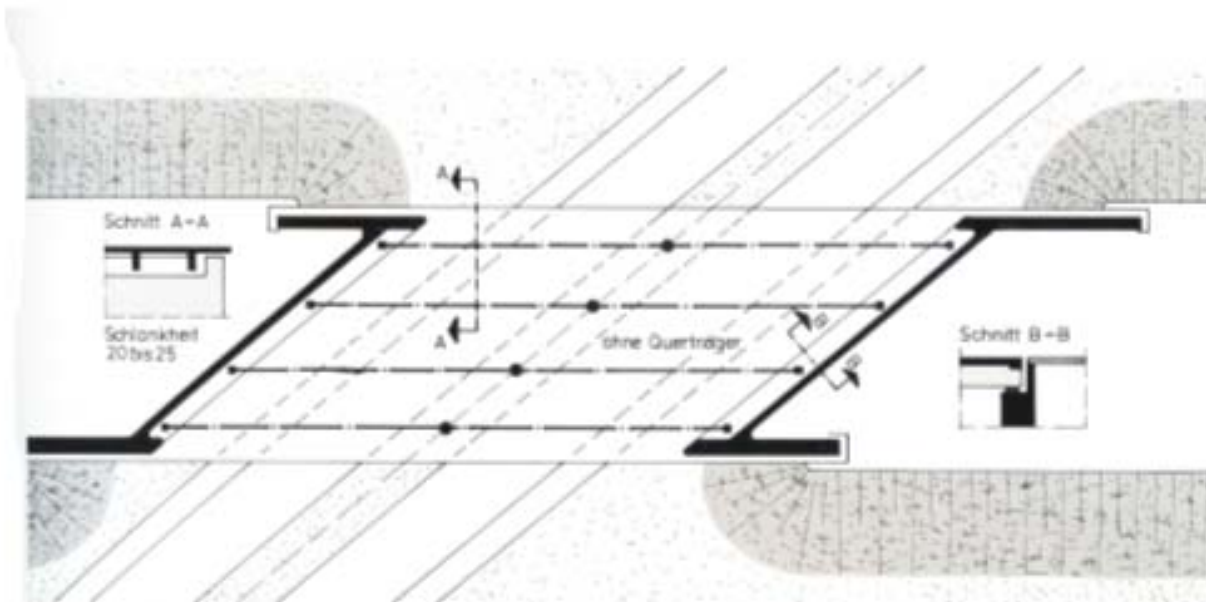
Abb. 210.

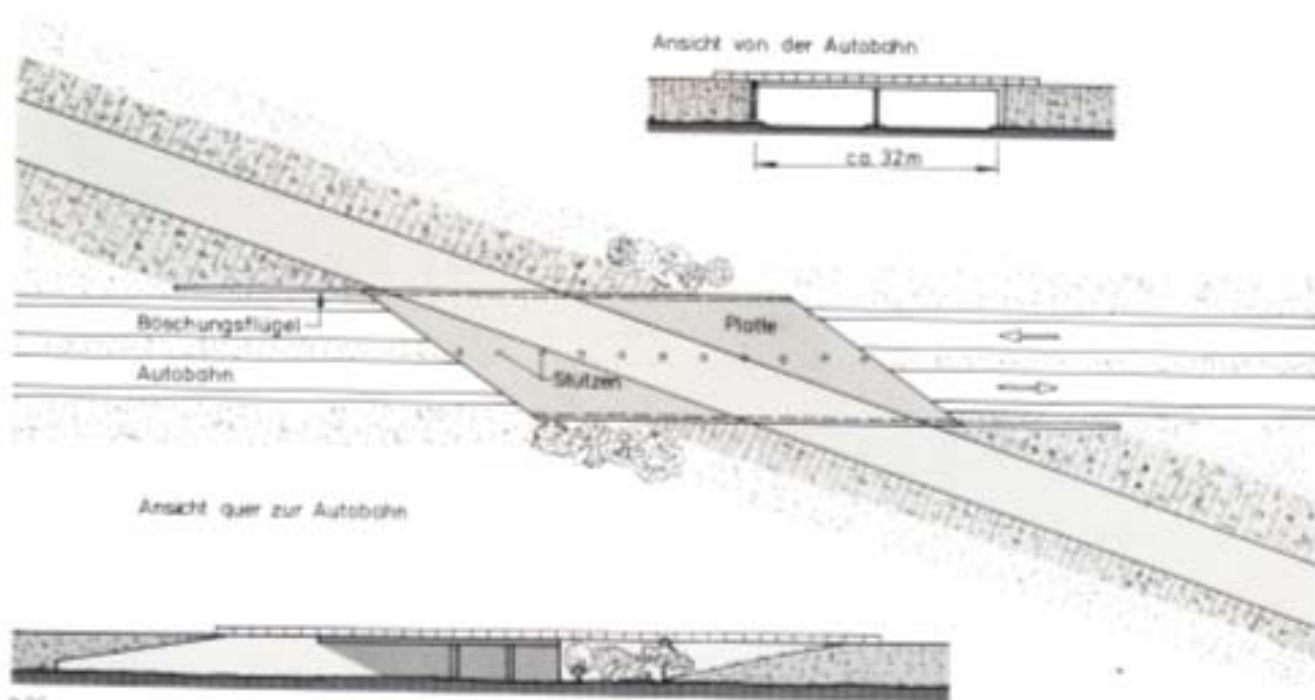


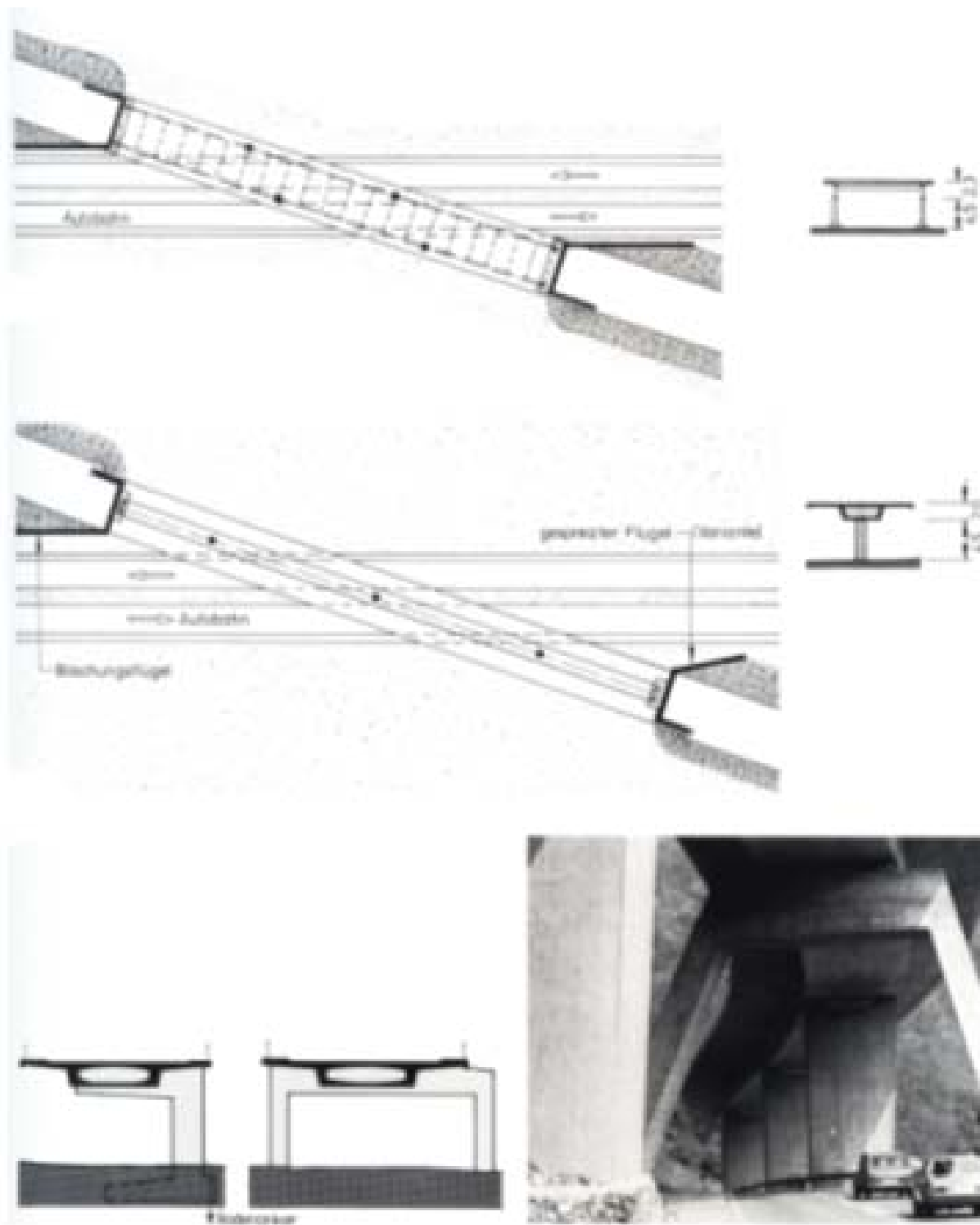
При най-долната схема редицата от колони се възприема при кос поглед като стена













## Приложение Г

## Примери за оформяне на напречния разрез и тротоарите

