

**В.Г. Піскунов, В.С. Сіпетов,  
Б.В. Гриневицький, А.О. Шкуратовський,  
І.О. Кондюкова**

## **РОЗРАХУНОК ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ АВТОДОРОЖНІХ МОСТІВ ІЗ УРАХУВАННЯМ СТРУКТУРНОЇ НЕОДНОРІДНОСТІ ТА ДОВГОТРИВАЛИХ ПРОЦЕСІВ**

**1. Вступ.** На замовлення Державної служби автомобільних доріг України „Укравтодор” колективом авторів Національного транспортного університету розроблено методику розрахунку розрізних збірно-монолітних залізобетонних конструкцій прогонових будов автодорожніх мостів. Під збірно-монолітними розуміються структурно-неоднорідні конструкції прогонових будов, які виготовлені зі збірних балок і укладеної, безпосередньо на будівельному майданчику, накладної плити з монолітного бетону, яка об'єднує всю конструкцію для спільної роботи в одне ціле. Такими є нові типи сучасних конструкцій прогонових будов автодорожніх мостів. Останнім часом їх розпочали застосовувати в Україні у відповідності до світових тенденцій будівництва мостів із метою забезпечення надійності та довговічності мостових конструкцій. Зокрема, такі мости побудовано на автомагістралі „Київ - Одеса”.

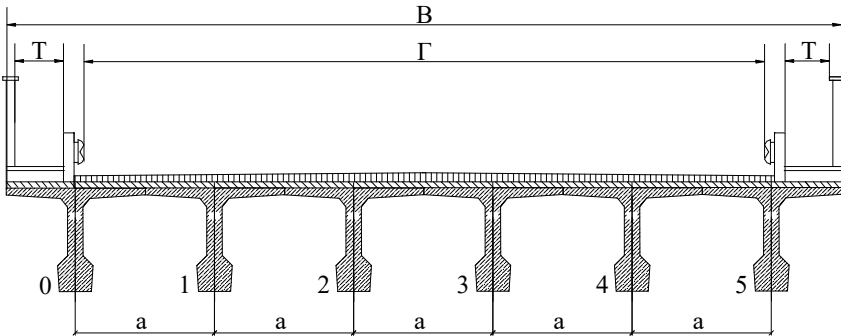
Рекомендації, посібники та норми для проектування конструкцій цивільних і промислових будівель [1 - 11], а також чинні норми проектування мостів [12], не розглядають деталей розрахунку збірно-монолітних мостових конструкцій. Дану методику розрахунку розроблено, як деталізацію вимог і загальних принципів СНиП 2.05.03-84\* „Мости і труби” [12]; ДБН В.2.3 - 4 - 2000. „Споруди транспорту. Автомобільні дороги” [13]; ДБН - 2004. „Мости та труби. Правила проектування (проект)” [14]. Враховано положення [4,7 - 9] та досвід проектування.

Збірно-монолітні конструкції в залежності від методу їх виготовлення, умов експлуатації та економічних вимог можуть бути повністю попередньо напруженими, напруженими зонально і

ненапруженими. Дану методику розроблено для випадку попередньо напружених збірних балок і монолітного бетону зі звичайною арматурою. На основі методики розроблена „Інструкція з розрахунку нових типів збірно-монолітних прогонових будов автодорожніх мостів”.

**2. Вихідні положення.** Для розрахунку збірно-монолітних прогонових будов у якості вихідних розрахункових даних повинні бути заданими:

- 1) геометричні розміри прогонової будови (рис. 1);



*Рисунок 1 - Поперечний переріз прогонової будови*

- 2) приведені геометричні розміри балки збірно-монолітної прогонової будови (рис. 2);

- 3) діаметри, класи арматури, рівень контрольованого напруження, її розташування у монолітній плиті та збірній балці;

- 4) класи бетонів монолітної плити та збірної балки, відповідні фізико-механічні характеристики.

**3. Особливості розрахунку плити проїзної частини.** Плита прогонової будови розглядається поперек моста як нерозрізна балочна плита, що опирається на пружні опори (ребра збірних балок) (рис. 1). Згинаючі моменти та поперечні сили в прогонах і на опорах нерозрізної плити визначаються від постійного та тимчасових навантажень  $AK$  і  $HK$ , де  $K$  - призначається завданням на проектування.

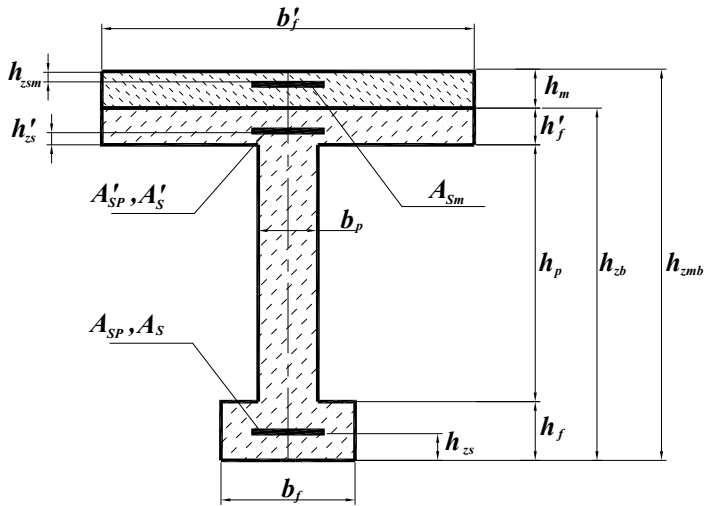


Рисунок 2 - Переріз балки збірно-монолітної прогонової будови

Внутрішні зусилля в характерних перерізах плити проїзної частини можуть обчислюється за методикою, наведеною в інструкції ВСН з розрахунку плит проїзної частини автодорожніх мостів або за лініями впливу від найбільш невідгідного розташування тимчасових навантажень. Особливістю даної методики є визначення зусиль за лініями впливу.

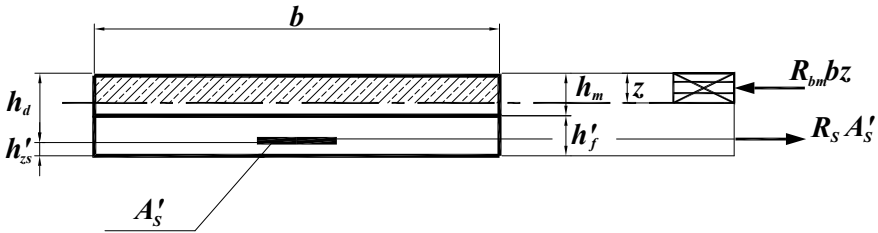
Для визначення нормативних ( $M_n, Q_n$ ) та розрахункових ( $M, Q$ ) моментів та поперечних сил складається розрахункова схема нерозрізної плити з розташуванням навантажень. Розрахункові зусилля від тимчасових навантажень визначаються з урахуванням динамічних коефіцієнтів та коефіцієнтів надійності.

Від комбінацій постійних і тимчасових нормативних та розрахункових навантажень будуються епюри згинаючих моментів та поперечних сил і визначаються їх максимальні значення.

Виконується розрахунок плити на міцність на стадії експлуатації по згинаючому моменту. У відповідності з максимальними згинаючими моментами визначається необхідна площа арматури для нижньої та верхньої розтягнутої зони та виконується перевірка прийнятого армування.

Особливість полягає у визначенні розташування нейтральної осі. Для нижньої розтягнутої зони можливі два варіанти:

а) нейтральна вісь проходить у монолітній накладній плиті ( $0 \leq z \leq h_m$ ).



З рівняння рівноваги - проєкції всіх сил на горизонтальну вісь, отримують координату нейтральної осі від верхньої грані монолітної плити:

$$\sum F_x = 0; R_{bm} \cdot b \cdot z - R_S \cdot A'_S = 0 \Rightarrow z = \frac{R_S \cdot A'_S}{R_{bm} \cdot b}.$$

Необхідним є виконання умови  $\xi \leq \xi_y$ , де значення відносної висоти  $\xi = z / h_d$  не повинне перевищувати значення відносної висоти стиснутої зони бетону  $\xi_y$ , при якій граничний стан бетону стиснутої зони настає не раніше досягнення в розтягнутій арматурі напруження, що дорівнює розрахунковому опору  $R_S$  з урахуванням відповідних коефіцієнтів умов роботи арматури. Значення відносної висоти стиснутої зони бетону становить

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$$

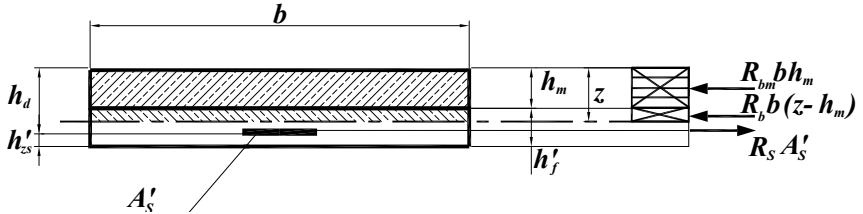
де  $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_{bm}$  ( $R_{bm}$  в МПа);  $\sigma_1 = 500$  МПа;  $\sigma_2 = R_S$ .

Несуча здатність плити визначається за формулою

$$M_u = R_{bm} \cdot b \cdot z \cdot \left(h_d - \frac{z}{2}\right).$$

Якщо виконуються умови ( $0 \leq z \leq h_m$  і  $\xi \leq \xi_y$ ), то припущення, що нейтральна вісь проходить у монолітній накладній плиті, вірне. У протилежному випадку слід перейти до наступного варіанту.

б) нейтральна вісь проходить у плиті збірної балки ( $h_m \leq z \leq h_d$ ).



Координату нейтральної осі отримують з рівняння рівноваги:

$$\sum F_x = 0; R_{bm} \cdot b \cdot h_m + R_b \cdot b \cdot (z - h_m) - R_S \cdot A'_S = 0 \Rightarrow$$

$$z = \frac{R_S \cdot A'_S - R_{bm} \cdot b \cdot h_m}{R_b \cdot b} + h_m.$$

Необхідним є виконання умови  $\xi \leq \xi_y$ . Значення відносної висоти стиснутої зони бетону  $\xi_y$  визначається аналогічно до вищенаведеної, де  $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b$ .

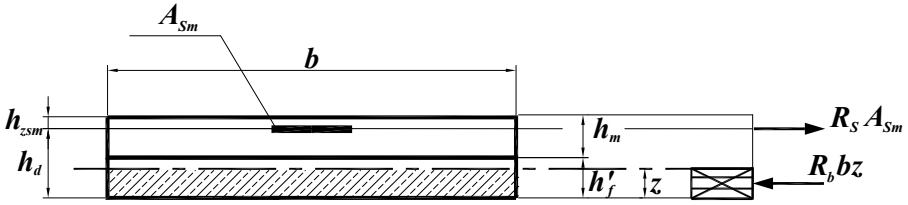
Несуча здатність плити знаходиться за формулою

$$M_u = R_{bm} \cdot b \cdot h_m \cdot \left( h_d - \frac{h_m}{2} \right) + R_b \cdot b \cdot (z - h_m) \cdot \left( h_d - h_m - \frac{(z - h_m)}{2} \right).$$

Якщо виконуються умови ( $h_m \leq z \leq h_d$  і  $\xi \leq \xi_y$ ), то нейтральна вісь дійсно проходить у плиті збірної балки.

Для верхньої розтягнутої зони також можливі два варіанти розташування нейтральної осі:

а) нейтральна вісь проходить у плиті збірної балки ( $0 \leq z \leq h'_f$ ).



З рівняння рівноваги отримаємо координату нейтральної осі від нижньої грані плити:

$$\sum F_x = 0; R_b \cdot b \cdot z - R_S \cdot A_{Sm} = 0 \Rightarrow z = \frac{R_S \cdot A_{Sm}}{R_b \cdot b}.$$

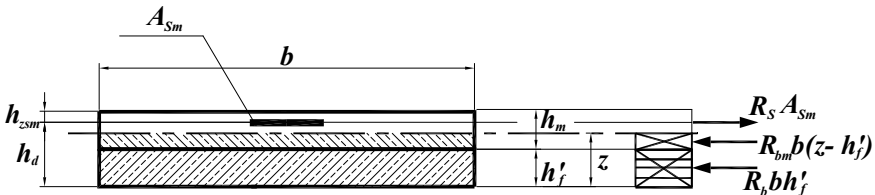
Необхідним є виконання умови  $\xi \leq \xi_y$ . Значення відносної висоти стиснутої зони бетону  $\xi_y$  обчислюється аналогічно до вищенаведеної, де  $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b$ .

Несуча здатність плити визначається за формулою

$$M_u = R_b \cdot b \cdot z \cdot \left( h_d - \frac{z}{2} \right).$$

Якщо виконуються умови ( $0 \leq z \leq h'_f$  і  $\xi \leq \xi_y$ ), то припущення, що нейтральна вісь проходить у плиті збірної балки, вірне. У протилежному випадку переходимо до наступного варіанту.

б) нейтральна вісь проходить у монолітній накладній плиті ( $h'_f \leq z \leq h_d$ ).



Координату нейтральної осі отримаємо з рівняння рівноваги:

$$\sum F_x = 0; R_{bm} \cdot b \cdot (z - h'_f) + R_b \cdot b \cdot h'_f - R_S \cdot A_{Sm} = 0 \Rightarrow$$

$$z = \frac{R_S \cdot A_{Sm} - R_b \cdot b \cdot h' f}{R_{bm} \cdot b} + h' f.$$

Як і раніше, необхідним є виконання умови  $\xi \leq \xi_y$ , а значення відносної висоти стиснутої зони бетону  $\xi_y$  визначається аналогічно до вищенаведеної, де  $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b$ .

Несуча здатність плити обчислюється за формулою:

$$M_u = R_b \cdot b \cdot h' f \cdot \left( h_d - \frac{h' f}{2} \right) + R_{bm} \cdot b \cdot (z - h' f) \cdot \left( h_d - h' f - \frac{(z - h' f)}{2} \right).$$

Якщо виконуються умови ( $h' f \leq z \leq h_d$  і  $\xi \leq \xi_y$ ), то нейтральна вісь дійсно проходить у монолітній плиті.

Виконується розрахунок плити на міцність при дії поперечної сили. Перевіряється обов'язкова умова:

$$Q_{max} \leq 0,3 \cdot \varphi_{b1} \cdot b \cdot [R_b \cdot h' f + R_{bm} \cdot (h_d - h' f)], \quad \text{де } \varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot R_b;$$

Тут, значення  $R_b$  приймається у відповідності з [12], де вказано, що для бетонів класу **B-40** і вище необхідно приймати значення  $R_b$ , як для бетону класу **B-35**.

Перевірка несучої здатності плити за поперечною силою виконується за умовою:

$$Q_{max} \leq 0,75 \cdot b \cdot [R_{bt} \cdot h' f + R_{btm} \cdot (h_d - h' f)].$$

При виконанні даної умови збірно-монолітна плита здатна сприйняти діючу поперечну силу без поперечного армування.

Виконується розрахунок плити на тріщиностійкість. Якщо прогонова будова армується стержневою попередньо напруженою арматурою, то вона відноситься до III-б категорії тріщиностійкості, для якої допускається ширина розкриття тріщин  $a_{cr}$  в межах 0,02 см. При армуванні дротовою арматурою, яка відноситься до категорії II-а чи II-б, в залежності від діаметру, допустима ширина розкриття тріщин - в межах 0,015 см. При виконанні умови для ширини розкриття тріщин у нижній та верхній зонах тріщиностійкість плити забезпечена.

**4. Особливості розрахунку балки прогонової будови.** Як звичайно, проводиться збір постійних навантажень на 1 метр довжини прогонової будови та визначається їх доля на одну балку.

Особливістю є розрахунок фізико-механічних та геометричних характеристик за реальною структурою балки без традиційного зведення до одного матеріалу. Центр жорсткості  $C$  перерізу збірно-монолітної балки з  $n$  бетонних шарів (рис. 3) (арматурою нехтуємо, враховуючи її незначний вплив) визначається за формулою:

$$z_C = \frac{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i},$$

де  $E_i$  - модуль пружності  $i$ -го шару;  $A_i = b_i \cdot h_i$  - площа поперечного перерізу  $i$ -го шару;  $z_i$  - відстань від його центра ваги до нижньої грані перерізу.

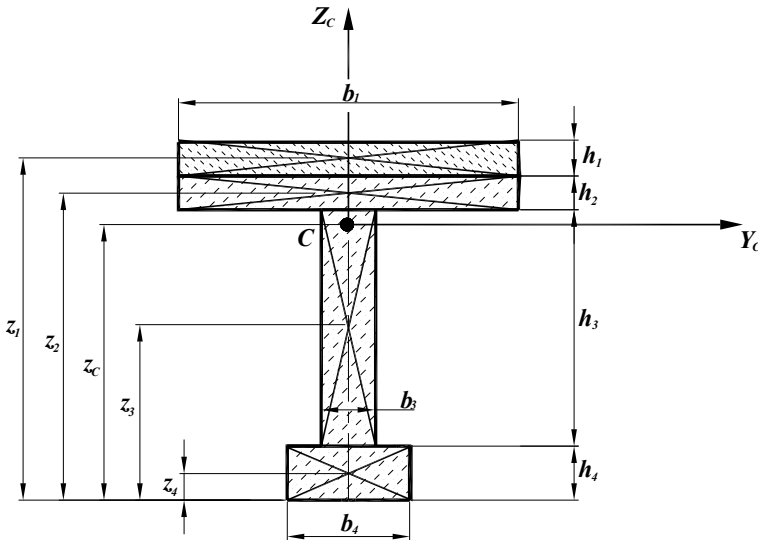


Рисунок 3 - Розміри шарів поперечного перерізу збірно-монолітної балки



Знаменник формули центра жорсткості перерізу виражає його жорсткість при стиску (розтягу)  $D_{st} = \sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i$ .

Жорсткість перерізу при згинанні ( $D_{zg}$ ) визначається за формулою

$$D_{zg} = \sum_i \left[ E_i \left( I_y^i + A_i \cdot a_i^2 \right) \right],$$

де  $I_y^i = \frac{b_i \cdot h_i^3}{12}$  - момент інерції  $i$ -го шару відносно його центральної осі,

$a_i = z_i - z_C$  - відстань від його центра ваги до центра жорсткості.

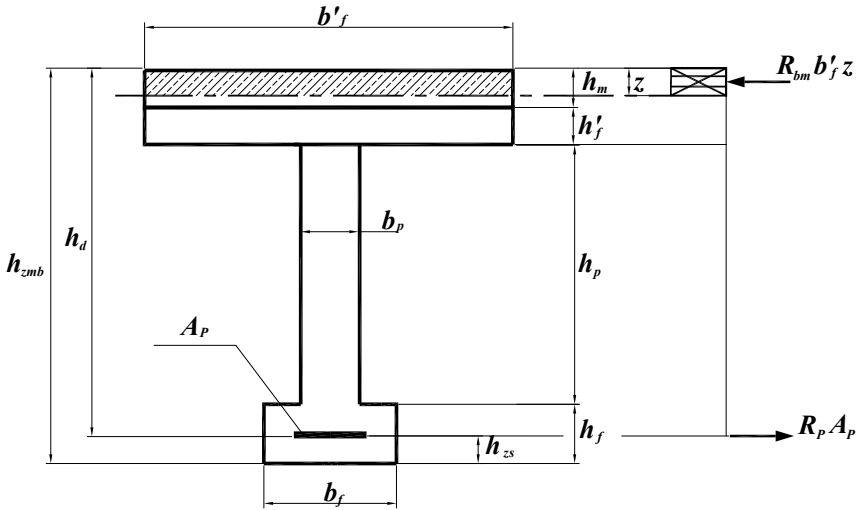
Жорсткість перерізу при крученні  $D_{kr} = \sum_i G_i \cdot I_{kr}^i$ ,

де  $I_{kr}^i = \beta \cdot l_i \cdot t_i^3$  - момент інерції при крученні  $i$ -го шару,  $l_i$ ,  $t_i$  - відповідно його довга і коротка сторони,  $\beta$  - коефіцієнт, який приймається в залежності від співвідношення сторін  $l_i / t_i$ .

	$l_i / t_i$										
	1	1,5	1,75	2	2,5	3	4	6	8	10	$\infty$
$\beta$	0,141	0,196	0,214	0,229	0,249	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333

Особливість розрахунку полягає у визначенні розташування нейтральної осі балки. Можливі три варіанти розташування:

а) нейтральна вісь проходить у монолітній накладній плиті ( $0 \leq z \leq h_m$ ):



З рівняння рівноваги проєкцій всіх сил на горизонтальну вісь отримують координату нейтральної осі від верхньої грані монолітної плити:

$$\sum F_x = 0; R_{bm} \cdot b'f \cdot z - R_p \cdot A_p = 0 \Rightarrow z = \frac{R_p \cdot A_p}{R_{bm} \cdot b'f}.$$

Як і при розрахунку плити необхідним є виконання умови  $\xi \leq \xi_y$ , де значення відносної висоти  $\xi = z / h_d$  не повинне перевищувати значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$$

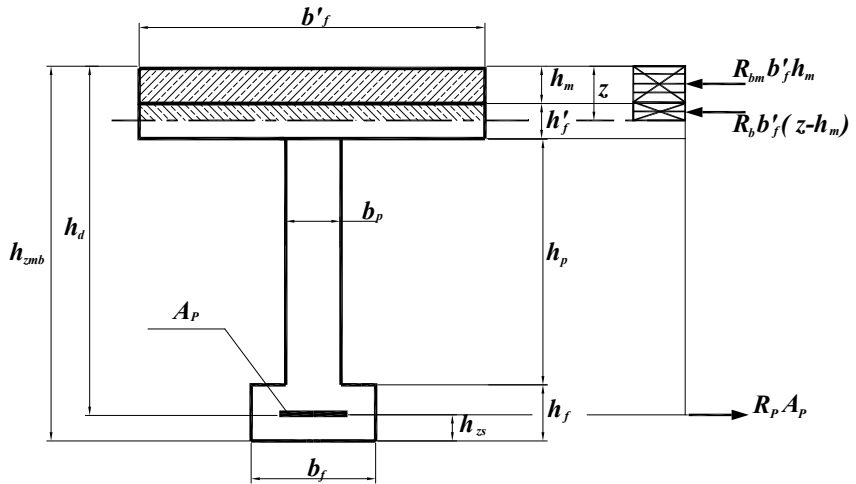
де  $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_{bm}$ ;  $\sigma_1 = 500$  МПа;  $\sigma_2 = R_s$ .

Несуча здатність балки визначається за формулою:

$$M_u = R_{bm} \cdot b'f \cdot z \cdot \left(h_d - \frac{z}{2}\right).$$

Якщо виконуються умови ( $0 \leq z \leq h_m$  і  $\xi \leq \xi_y$ ), то припущення, що нейтральна вісь проходить у монолітній накладній плиті, вірне. У протилежному випадку переходять до наступного варіанту.

б) нейтральна вісь проходить у плиті збірної балки  
 $h_m \leq z \leq h_m + h'_f$ )



З рівняння рівноваги отримують висоту стиснутої зони балки:

$$\sum F_x = 0; R_{bm} \cdot b'f \cdot h_m + R_b \cdot b'f \cdot (z - h_m) - R_p \cdot A_p = 0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow z = \frac{R_p \cdot A_p - R_{bm} \cdot b'f \cdot h_m}{R_b \cdot b'f} + h_m.$$

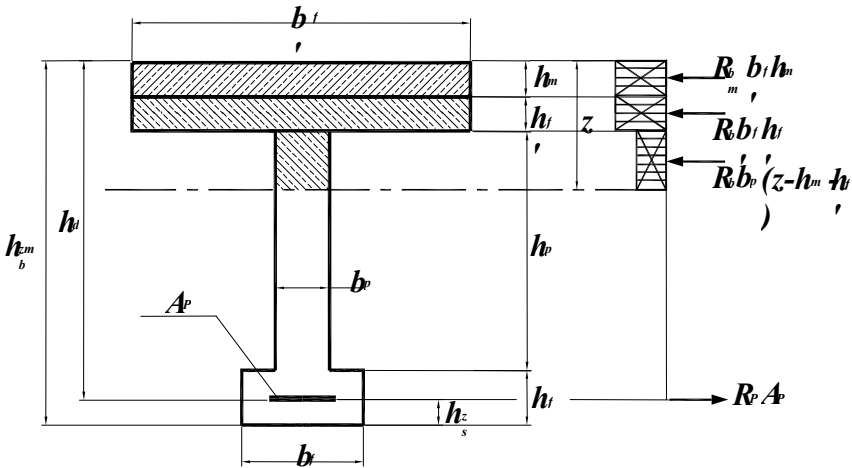
У формулі значення відносної висоти стиснутої зони бетону  
 $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot R_b$ .

Несуча здатність балки визначається за формулою:

$$M_u = R_{bm} \cdot b'f \cdot h_m \cdot \left( h_d - \frac{h_m}{2} \right) + R_b \cdot b'f \cdot (z - h_m) \cdot \left( h_d - h_m - \left( \frac{z - h_m}{2} \right) \right).$$

Якщо виконуються умови ( $h_m \leq z \leq h_m + h'_f$  і  $\xi \leq \xi_y$ ), то припущення, що нейтральна вісь проходить у плиті збірної балки, вірне. У протилежному випадку переходять до наступного варіанту.

в) нейтральна вісь проходить у ребрі збірної балки  
 $(h_m + h' f \leq z \leq h_d)$



З рівняння рівноваги отримують висоту стиснутої зони балки:

$$R_{bm} \cdot b' f \cdot h_m + R_b \cdot b' f \cdot h' f + R_b \cdot b_p \left( z - h_m - h' f \right) - R_p \cdot A_p = 0 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow z = \frac{R_p \cdot A_p - R_{bm} \cdot b' f \cdot h_m - R_b \cdot b' f \cdot h' f}{R_b \cdot b_p} + h_m + h' f.$$

Значення  $\xi_y$  визначається за наведеною вище формулою.  
 Обов'язкове виконання умови  $\xi \leq \xi_y$ .

Несуча здатність балки визначається за формулою:

$$M_u = R_{bm} \cdot b' f \cdot h_m \cdot \left( h_d - \frac{h_m}{2} \right) + R_b \cdot b' f \cdot h' f \left( h_d - h_m - \frac{h' f}{2} \right) +$$

$$+ R_b \cdot b_p \cdot \left( z - h_m - h' f \right) \cdot \left( h_d - h_m - h' f - \left( \frac{z - h_m - h' f}{2} \right) \right).$$

Несуча здатність збірно-монолітної балки повинна перевищувати значення максимального згинаючого моменту  $M_u > M$ .

Виконуються розрахунки на міцність по поперечній силі, на втрату сил попереднього напруження, на тріщиностійкість.

**5. Визначення напружень в конструкції з урахуванням довготривалих процесів.** Важливою частиною методики є визначення напружень в конструкції з урахуванням довготривалих процесів - повзучості та усадки бетонів монолітної і збірної частини перерізів.

Вплив повзучості бетону визначається в рамках лінійної теорії повзучості, оскільки напруження в стиснутому бетоні від постійних навантажень в прогонових будовах автодорожніх мостів малих і середніх прогонів не перевищують  $0,5 \cdot R_{btm}$  [1 - 5, 10]. В основу прийнято модифіковану теорію старіння [2 - 4], яка дозволяє враховувати часткову оборотність деформацій повзучості та потребує в якості вихідних даних знання лише параметрів характеристики повзучості  $\varphi(t, t_0)$ . Значення характеристики повзучості нормовані СНиП 2.05.03-84\* [12].

Розрахунок на повзучість виконується для двох стадій роботи конструкції:

- до набрання монолітним бетоном заданої міцності (урахування впливу повзучості, викликаного дією навантажень і деформацій в період будівництва);

- після набрання монолітним бетоном заданої міцності (урахування впливу повзучості, викликаного дією навантажень і деформацій в період будівництва та в процесі експлуатації споруди).

Визначаються параметри повзучості та усадки. Для практичних розрахунків значення характеристик повзучості визначають для відрізків часу:

- час із моменту виготовлення збірних елементів до моменту укладання монолітного бетону -  $\Delta t_b$  діб;

- час із моменту набирання проектною міцністю монолітного бетону до його навантаження -  $\Delta t_{bm}$  діб.

Нормативні значення деформацій повзучості бетону  $C_n$  і усадки  $\varepsilon_n$  слід приймати за рекомендаціями [12, дод. 11].

Приймаються нормативні значення деформацій повзучості та відносних деформацій усадки бетону збірних балок ( $C_{n.b}$  і  $\varepsilon_{n.b}$ ) і монолітного бетону ( $C_{n.bm}$  і  $\varepsilon_{n.bm}$ ).

Визначаються відношення площ перерізів збірної балки та монолітної плити до їх відповідних відкритих периметрів:

$$\chi_b = \frac{A_b}{P_b}; \quad \chi_{bm} = \frac{A_{bm}}{P_{bm}}.$$

Обчислюються граничні значення відносних деформацій повзучості та відносних деформацій усадки:

$$C_{lim,i} = C_n \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \xi_3 \cdot \xi_4; \quad \varepsilon_{lim,i} = \varepsilon_n \cdot \xi_3 \cdot \xi_4,$$

де  $\xi_i$  - коефіцієнти [12, додат. 13]:

- бетон збірної балки:

$$C_{b,lim} = C_{n.b} \cdot \xi_{1b} \cdot \xi_{2b} \cdot \xi_{3b} \cdot \xi_{4b};$$

$$\varepsilon_{b,lim} = \varepsilon_{n.b} \cdot \xi_{3b} \cdot \xi_{4b}.$$

- бетон монолітної плити:

$$C_{bm,lim} = C_{n.bm} \cdot \xi_{1bm} \cdot \xi_{2bm} \cdot \xi_{3bm} \cdot \xi_{4bm};$$

$$\varepsilon_{bm,lim} = \varepsilon_{n.bm} \cdot \xi_{3bm} \cdot \xi_{4bm}.$$

Відношення площі перерізу до його периметру - $\chi$ , см	2,5	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	$\geq 20,0$
Параметр, що характеризує швидкість розвитку в часі деформацій повзучості - $a_m$ , діб	55	80	110	135	165	190	250

За даними вищенаведеної таблиці визначається параметр  $a_m$ , що характеризує швидкість розвитку в часі деформацій повзучості, в залежності від відношення площі перерізу до його периметру  $\chi$ :

- для бетону збірних балок -  $a_{m.b}$ ;

- для монолітної плити -  $a_{m.bm}$ .

Проміжні значення відносної деформації повзучості бетону для довільного проміжку часу  $\Delta t$ , що відповідає заданому періоду витримки під навантаженням, визначається за формулами:

$$\text{при } \Delta t \leq a_m, \quad C_{ti} = \frac{C_{lim,i}}{2} \cdot \sqrt{\frac{\Delta t}{a_m}};$$

$$\text{при } \Delta t > a_m, \quad C_{ti} = C_{lim,i} \frac{\Delta t}{a_m + \Delta t},$$

де  $\Delta t$  - час, що відраховується з моменту прикладання навантаження.

Відносні деформації повзучості бетону збірних балок відповідно до часу витримки конструкцій під навантаженням:

- на момент укладання монолітного бетону на збірні балки

$$\text{при } \Delta t_b > a_{m.b}, \quad C_{t.b1} = C_{b.lim} \cdot \frac{\Delta t_b}{a_{m.b} + \Delta t_b};$$

- на момент завантаження збірно-монолітної конструкції

$$\text{при } \Delta t = \Delta t_b + \Delta t_{bm} > a_{m.b}, \quad C_{t.b2} = C_{b.lim} \cdot \frac{\Delta t}{a_{m.b} + \Delta t};$$

- на момент затухання повзучості

$$C_{t.b3} = C_{b.lim}.$$

Відносні деформації повзучості монолітного бетону відповідно до часу витримки конструкцій під навантаженням:

- на момент завантаження збірно-монолітної конструкції

$$\text{при } \Delta t_{bm} \leq a_{m.bm}, \quad C_{t.bm2} = \frac{C_{bm.lim}}{2} \cdot \sqrt{\frac{\Delta t_{bm}}{a_{m.bm}}};$$

- на момент затухання повзучості

$$C_{t.bm3} = C_{bm.lim} \cdot$$

Характеристика лінійної повзучості бетону, що проявилась протягом стадії за час  $\Delta t$ , визначається за формулою:

$$\varphi_{ti} = C_{ti} \cdot E_i,$$

де відповідні значення характеристик повзучості:

- бетону збірних балок

$$\varphi_{t.b1} = C_{t.b1} \cdot E_b, \quad \varphi_{t.b2} = C_{t.b2} \cdot E_b, \quad \varphi_{t.b3} = C_{t.b3} \cdot E_b;$$

- монолітного бетону

$$\varphi_{t.bm2} = C_{t.bm2} \cdot E_{bm}, \quad \varphi_{t.bm3} = C_{t.bm3} \cdot E_{bm}.$$

Характеристика повзучості	Числові значення параметрів $\gamma$ при віці бетону на початок відліку часу $\Delta t$ , діб								
	3	7	14	28	45	60	90	180	$\geq 365$
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,5	1,45	1,47	1,48	1,52	1,55	1,58	1,62	1,68	1,73
1,0	1,92	1,96	1,99	2,05	2,13	2,18	2,26	2,38	2,47
1,5	2,41	2,46	2,52	2,60	2,71	2,78	2,91	3,08	3,22
2,0	2,90	2,98	3,05	3,17	3,30	2,91	3,56	3,79	3,97

За даними вищенаведеної таблиці інтерполяцією визначаються числові значення параметрів зв'язаної повзучості ( $\gamma$ ) в залежності від значень  $\Delta t$  і  $\varphi_t$ :

для збірного бетону ( $\Delta t_b$ )

$$\varphi_{t.b1} \Rightarrow \gamma_{b1}, \quad \varphi_{t.b2} \Rightarrow \gamma_{b2}, \quad \varphi_{t.b3} \Rightarrow \gamma_{b3};$$

для монолітного бетону ( $\Delta t_{bm}$ )

$$\varphi_{t.bm2} \Rightarrow \gamma_{bm2}, \quad \varphi_{t.bm3} \Rightarrow \gamma_{bm3}.$$

Виконується розрахунок фізико-механічних та геометричних характеристик з урахуванням попередньо напруженої арматури.



Також визначаються реологічні характеристики перерізів з урахуванням повзучості:

- жорсткість перерізу при стиску (розтягу)

$$D_{st}^{\gamma} = E_{bm} \cdot A_{bm} \cdot \frac{\gamma_{b3}}{\gamma_{bm3}} + E_b \cdot A_b + E_p \cdot A_p \cdot \gamma_{b3};$$

- жорсткості при згинанні

$$D_{zg}^{\gamma} = E_{bm} \left( I_{y,bm}^i + A_{bm} \cdot a_{bm}^2 \right) \cdot \frac{\gamma_{b3}}{\gamma_{bm3}} + E_b \left( I_{y,b}^i + A_b \cdot a_b^2 \right) + E_p \left( I_{y,p}^i + A_p \cdot a_p^2 \right) \cdot \gamma_{b3};$$

$$D_{zg}^{\phi\gamma} = E_{bm} \left( I_{y,bm}^i + A_{bm} \cdot a_{bm}^2 \right) \cdot \varphi_{t,bm3} \cdot \frac{\gamma_{b3}}{\gamma_{bm3}} + E_b \left( I_{y,b}^i + A_b \cdot a_b^2 \right) \cdot \varphi_{t,b3};$$

- статична жорсткість перерізу

$$S_D^{\phi\gamma} = E_{bm} \cdot A_{bm} \cdot (h_{zmb} - z_C - 0,5 \cdot h_m) \cdot \varphi_{t,bm3} \cdot \frac{\gamma_{b3}}{\gamma_{bm3}} + E_b \left( \sum_{i=1}^3 A_{i,b} \cdot a_{i,b} \right) \cdot \varphi_{t,b3}.$$

Визначаються початкові напруження:

- на верхній грані конструкції з урахуванням моменту від власної ваги збірної балки та монолітної накладної плити

$$\sigma_{bm}^{e.z.} = E_{bm} \cdot \left( -\frac{N_0}{D_{st}} + \frac{N_0 \cdot e_0 \cdot z_{np}^{e.z.}}{D_{zg}} - \frac{M_{c.e.} \cdot z_{np}^{e.z.}}{D_{zg}} \right);$$

- на верхній грані збірної балки

$$\sigma_b^{e.z.} = E_b \cdot \left( -\frac{N_0}{D_{st}} + \frac{N_0 \cdot e_0 \cdot (z_{np}^{e.z.} - h_m)}{D_{zg}} - \frac{M_{c.e.} \cdot (z_{np}^{e.z.} - h_m)}{D_{zg}} \right);$$

- на нижній грані збірної балки

$$\sigma_b^{h.z.} = E_b \cdot \left( -\frac{N_0}{D_{st}} - \frac{N_0 \cdot e_0 \cdot z_{np}^{h.z.}}{D_{zg}} + \frac{M_{c.e.} \cdot z_{np}^{h.z.}}{D_{zg}} \right);$$

- на верхній грані конструкції з урахуванням моменту від II частини постійного навантаження

$$\sigma_{bm.II}^{6.2.} = E_{bm} \cdot \left( -\frac{M_{c.в.}^{II} \cdot z_{np}^{6.2.}}{D_{zg}} \right);$$

- на нижній грані монолітної плити з урахуванням II частини постійного навантаження

$$\sigma_{bm.II}^{н.2.} = E_{bm} \cdot \left( -\frac{M_{c.в.}^{II} \cdot (z_{np}^{6.2.} - h_m)}{D_{zg}} \right);$$

- на стадії експлуатації в перерізі посередині прогону в прямолінійних пучках

$$\sigma_{p.II} = \sigma_{0.p} + \frac{E_p \cdot M_{c.в.}^{II} \cdot (z_C - a_p)}{D_{zg}}.$$

Напруження від навантажень, прикладених після набрання монолітним бетоном заданої міцності:

- на верхній і нижній гранях збірної балки

$$\sigma_{b.верх}^{II} = \sigma_b^{6.2. (н.2.)} \cdot \left( 1 - \frac{\varphi_{t.b3}}{\gamma_{b3}} \right) - \frac{M_{c.в.}^{II}}{\gamma_{b3} \cdot D_{zg}} \cdot \left[ \frac{S_D^{\varphi\gamma}}{D_{st}^{\gamma}} - \frac{D_{zg}^{\varphi\gamma}}{D_{zg}^{\gamma}} \cdot (z_C - z_{C.b}) \right];$$

- на верхній і нижній гранях монолітної плити

$$\sigma_{bm.верх}^{II} = \sigma_{bm}^{6.2. (н.2.)} \cdot \left( 1 - \frac{\varphi_{t.bm3}}{\gamma_{bm3}} \right) - \frac{M_{c.в.}^{II}}{(\gamma_{bm3})^2 \cdot D_{zg}} \cdot \left[ \frac{S_D^{\varphi\gamma}}{D_{st}^{\gamma}} - \frac{D_{zg}^{\varphi\gamma}}{D_{zg}^{\gamma}} \cdot (h_{zb} - z_{C.b} - 0,5 \cdot h_m) \right].$$

Визначаємо реологічні характеристики з урахуванням усадки:

- жорсткість перерізу при стиску (розтягу)

$$D_{st}^{\varepsilon\gamma} = \varepsilon_{bm.lim} \cdot E_{bm} \cdot A_{bm} \cdot \frac{\gamma_{b3}}{\gamma_{bm3}} + \varepsilon_{b.lim} \cdot E_b \cdot A_b \cdot$$

- жорсткість при згинанні

$$D_{zg}^{\varepsilon\gamma} = \varepsilon_{bm.lim} \cdot E_{bm} \cdot A_{bm} \cdot (h_{zmb} - z_C - 0,5 \cdot h_m) \cdot \frac{\gamma_{b3}}{\gamma_{bm3}} + \\ + \varepsilon_{b.lim} \cdot E_b \cdot A_b \cdot (z_C - z_{C.b}).$$

На ділянках, де не утворюються нормальні тріщини, напруження від усадки бетонів:

- на верхній грані збірної балки

$$\sigma_{b.верх}^y = \frac{E_b}{\gamma_{b3}} \cdot \left[ \frac{D_{st}^{\varepsilon\gamma}}{D_{st}^{\gamma}} - \frac{D_{zg}^{\varepsilon\gamma}}{D_{st}^{\gamma}} \cdot (h_{zmb} - z_C - h_m) - \varepsilon_{b.lim} \right];$$

- на нижній грані збірної балки

$$\sigma_{b.низ}^y = \frac{E_b}{\gamma_{b3}} \cdot \left[ \frac{D_{st}^{\varepsilon\gamma}}{D_{st}^{\gamma}} + \frac{D_{zg}^{\varepsilon\gamma}}{D_{st}^{\gamma}} \cdot (z_C) - \varepsilon_{b.lim} \right];$$

- на верхній грані монолітної плити

$$\sigma_{bm.верх}^y = \frac{E_{bm}}{\gamma_{b3}} \cdot \left[ \frac{D_{st}^{\varepsilon\gamma}}{D_{st}^{\gamma}} - \frac{D_{zg}^{\varepsilon\gamma}}{D_{st}^{\gamma}} \cdot (h_{zmb} - z_C) - \varepsilon_{b.lim} \right];$$

- на нижній грані монолітної плити

$$\sigma_{bm.низ}^y = \frac{E_{bm}}{\gamma_{b3}} \cdot \left[ \frac{D_{st}^{\varepsilon\gamma}}{D_{st}^{\gamma}} - \frac{D_{zg}^{\varepsilon\gamma}}{D_{st}^{\gamma}} \cdot (h_{zmb} - z_C - h_m) - \varepsilon_{b.lim} \right].$$

Остаточні напруження від тимчасового навантаження, повзучості та усадки зводяться у таблицю.

Матеріал	Напруження			
	Від тимчасового навантаження	Від повзучості	Від усадки	сумарні
Монолітний бетон	$\sigma_{bt.верх}^T$	$\sigma_{bt.верх}^П$	$\sigma_{bt.верх}^У$	$\sigma_{bt.верх}^S$
	$\sigma_{bt.низ}^T$	$\sigma_{bt.низ}^П$	$\sigma_{bt.низ}^У$	$\sigma_{bt.низ}^S$
Збірний бетон	$\sigma_{b.верх}^T$	$\sigma_{b.верх}^П$	$\sigma_{b.верх}^У$	$\sigma_{b.верх}^S$
	$\sigma_{b.низ}^T$	$\sigma_{b.низ}^П$	$\sigma_{b.низ}^У$	$\sigma_{b.низ}^S$

## 6. Висновки та основні результати

Методика має ряд особливостей, до яких слід віднести наступні:

- плита прогонової будови розраховується за схемою нерозрізної балочної плити, на відміну від традиційної розрізної схеми з урахуванням поправочних коефіцієнтів нерозрізності для визначення опорних моментів;

- визначення найбільш не вигідного розташування тимчасових навантажень для знаходження максимальних зусиль у плиті виконується із застосуванням ліній впливу;

- визначення положення нейтральної осі і несучої здатності плити та головної балки виконується з урахуванням їх збірної та монолітної частин;

- характеристики жорсткості плити та головної балки прогонової будови обчислюються за їх реальною структурою без традиційного зведення до одного матеріалу;

- враховуються довготривалі процеси - усадка і повзучість бетонів при оцінці напружено-деформованого стану збірно-монолітної конструкції.

На основі розробленої методики виконано приклад розрахунку типової збірно-монолітної прогонової будови автодорожнього моста. Прогонова будова складається із 6-ти збірних

бездіафрагмових попередньо-напружених балок прогоном 24 м із накладною плитою проїзної частини з монолітного бетону.

В наступній таблиці, у відповідності з попередньою, наведено остаточні напруження в перерізі посередині прогону з урахуванням довготривалих процесів повзучості та усадки.

Матеріал	Напруження (МПа)			
	від тимчасового навантаження	від повзучості	від усадки	сумарні
Монолітний бетон	-2,941	-0,756	-1,425	-5,122
	-1,966	-0,505	-0,998	-3,469
Збірний бетон	-2,621	-0,936	-1,391	-4,948
	7,781	-8,007	3,168	2,942

Наведені результати розрахунку показують, що міцність і тріщиностійкість збірно-монолітної конструкції прогонової будови забезпечена. При цьому, слід зауважити, що розтягуючі напруження в бетоні збірних балок від усадки монолітного бетону сягають значних величин (**3,17 МПа**), але в результаті сукупної дії тимчасового навантаження з урахуванням повзучості бетону сумарні напруження становлять величину (**2,94 МПа**), що не перевищує граничного значення. При цьому, сумарні напруження обмежуються розрахунковими опорами на розтяг попередньо напруженого збірного бетону  $\leq 1,4 \cdot R_{bt.ser} = 1,4 \cdot 2,1 = 2,94$  МПа; збірного бетону, який армований попередньо напруженою та звичайною арматурою,  $\leq 2 \cdot R_{bt.ser} = 4,2$  МПа [див. п. 3.96\*, 12].

Крім того, відмітимо, що врахування спільної роботи збірних балок із монолітною плитою дозволило підвищити несучу здатність конструкції прогонової будови загалом та обґрунтувати її спроможність сприймати підвищене в **1,4** рази тимчасове навантаження *A-15* порівняно з навантаженням *A-11*, на яке розраховані типові збірні балки, використані в конструкції.

## Література

1. **Александровский С.В.** Расчет бетонных и железобетонных конструкций на температурные и влажностные воздействия (с учетом ползучести). - М.: Стройиздат, 1966. - 262 с.
2. **Гольшев А.Б., Полищук В.П., Руденко И.В.** Расчет железобетонных стержневых конструкций с учетом фактора времени. - К.: Будівельник, 1975. - 112 с.
3. **Гольшев А.Б., Полищук В.П., Колпаков Ю.А.** Расчет сборно-монолитных конструкций с учетом фактора времени. - К.: Будівельник, 1969. - 187 с.
4. **Лившиц Я.Д.** Расчет железобетонных конструкций с учетом влияния усадки и ползучести бетона. - К.: Вища школа, 1971. - 231 с.
5. **Методические рекомендации** по учету влияния ползучести бетонов при расчете сборно-монолитных стержневых конструкций. - К.: НИИСК, 1983. - 52 с.
6. **Пособие** по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Часть I. - М.: ЦИТП, 1988. - 192 с.
7. **Пособие** по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Часть II. - М.: ЦИТП, 1990. - 144 с.
8. **Проектирование** и изготовление сборно-монолитных конструкций. - К.: Будівельник, 1982. - 152 с.
9. **Рекомендации** по проектированию и расчету сборно-монолитных железобетонных конструкций. - М.: НИИЖБ, 1978. - 94 с.
10. **Серегин И.Д.** Ползучесть бетона в дорожно-мостовых сооружениях. - М.: Транспорт, 1965. - 186 с.
11. **СНиП 2.03.01-84.** Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. - 144 с.
12. **СНиП 2.05.03-84\***. Мосты и трубы. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1996. - 214 с.
13. **ДБН В.2.3 - 4 - 2000.** Споруди транспорту. Автомобільні дороги. - К.: Держбуд України, 2000. - 290 с.
14. **ДБН - 2004.** Мости та труби. Правила проектування (проект). - К.: Держбуд України, 2004. - 337 с.