

1 MATERIAŁY KONSTRUKCYJNE

1.1 Przykładowe materiały i wyroby do sprężania konstrukcji (ciągną i kable)

Druty

Tab. 1 Druty do sprężania odm. I (wg PN-B-03264:1999)

Oznaczenie średnica, mm	Przekrój, mm ²	Wytrzymałość f_{pk} , MPa	Siła zrywająca F_{pk} , kN
φ 2,5	4,9	2160	10,6
φ 5,0	19,6	1670	32,7
φ 7,0	38,5	1470	56,6

Moduł sprężystości drutów $E_p = 200$ GPa.

Druty stosuje się jako samodzielne ciągną w konstrukcjach strunobetonowych. Z gładką powierzchnią do średnicy max. 5 mm, z powierzchnią nagniataną – do 7 mm. W systemach kablobetonowych wyparte z użycia przez sploty 7-mio drutowe (za wyjątkiem kabli systemu BBRV)

Pręty i kable prętowe

Tab. 2 Pręty sprężające żebrowane i gładkie. Kable z przyczepnością i bez przyczepności.

Klasa stali	835/1030			1080/1230		
średnica pręta, mm	26	32	36	26	32	36
Przekrój,cm ²	5,31	8,04	10,18	5,31	8,04	10,18
Granica plastyczności F _{pyk} , kN	443,0	671,0	850,0	574,0	868,0	1099,0
Nośność F _{pk} , kN	547,0	828,0	1049,0	653,0	989,0	1252,0
Kanał kablowy, Ø _{zewn} mm	32/42 ^{*)}	38/46 ^{*)}	44/50 ^{*)}	32/42 ^{*)}	38/46 ^{*)}	44/50 ^{*)}
Min. promień odgięcia sprężystego, m	15,9	19,5	21,9	8,75	10,75	12,1
Min promień odgięcia plastycznego, m	3,9	4,8	5,4	3,9	4,8	5,4
wsp. tarcia, μ	0,25/0,05 ^{*)}					
Kąt falowania, rad/m	0,058					
Poślizg ciągną w zakotwieniu, mm	0,5/1,0 ^{**)}			1,0/1,5 ^{**)}		
Płytki kotwiąca (wys. × szer.), mm	120×150	120×220	150×240	120×150	120×220	150×240
Min. rozstaw zakotwień (wys. × szer.), mm	130×200	130×300	160×280	130×200	130×300	160×280
Min. odległość krawędzi zakotwienia od krawędzi betonu, mm	20					
*) – dla kabli bez przyczepności						
**) – dla prętów żebrowanych						

Moduł sprężystości prętów i kabli prętowych $E_p = 200$ GPa.

Kable prętowe stosuje się jako kotwy, ściagi itp. Przydatne także do łączenia prefabrykowanych elementów konstrukcyjnych, pełniąc rolę podobną do śrub sprężających. Ich zakotwienia gwintowe charakteryzują się bardzo małym poślizgiem, umożliwiając stosowanie tych kabli o bardzo małych długościach.

Sploty 7-mio drutowe

Tab. 3 Sploty 7-mio drutowe odm. I (wg PN-B-03264:1999)

Oznaczenie	Średnica, mm	Przekrój, mm ²	Wytrzymałość f_{pk} , MPa	Siła zrywająca F_{pk} , kN
6×2,5+1×2,8	7,8	35,6	1940	69,0
6×5+1×5,5	15,5	141,5	1470	194,0
Y 1860 S7	12,5	93,0	1860	173,0
Y 1860 S7	13,0	100,0	1860	186,0
Y 1770 S7	16,0	150,0	1770	265,0

Moduł sprężystości splotów $E_p = 190$ GPa, o ile dla partii wyrobu nie podaje się innych wartości

Sploty obecnie stanowią podstawowy wyrób tworzący ciągną i kable sprężające. w konstrukcjach stru-nobetonowych mają zastosowanie sploty o średnicy do 13 mm (wyjątkowo, w dużych belkach do 16 mm). W konstrukcjach kablobetonowych i bez przyczepności stosuje się powszechnie sploty o średnicach od 12,5 do 16 mm, tworząc z nich kable jedno- lub wielosplotowe.

Kable bez przyczepności





Stosowane do sprężania płyt ciągłych w popularnych systemach płytowo – słupowych, oraz do obwo-dowego sprężania konstrukcji cylindrycznych (zbiorniki). Z uwagi na walory technologii, często stosowane do wzmacniania konstrukcji. Kable te charakteryzują się bardzo niskim współczynnikiem tarcia, dzięki wprowadze-niu do przestrzeni kablowej środków smarnych i antykorozyjnych. W rezultacie, siła sprężająca utrzymywane jest wyłącznie dzięki zakotwieniom, i nie prowadzi się kłopotliwych technologicznie robót iniekcyjnych.

Poniżej przedstawiono dane przykładowych rozwiązań kabli. Nośność kabli, powierzchnia przekroju i inne dane zależą od rodzaju użytych cięgien (zgodnie z Tab. 3)

Tab. 4 Kable bez przyczepności – dane przykładowe

Splot	Ø 16 mm Ø 15,5 mm				Ø 13 mm Ø 12,5 mm			
Oznaczenie systemowe kabla	1/16	2/16	3/16	4/16	1/13	2/13	3/13	4/13
liczba splotów	1	2	3	4	1	2	3	4
Kanał kablowy, n×Ø _{zewn} mm	n×20,5				n×17,5			
Max. rozstaw podpór kabli, m	1,0							
Min promień odgięcia R, m	2,5				2,0			
wsp. tarcia, μ	0,06							
Kąt falowania, rad/m	0,009							
Poślizg cięgna w zakotwieniu, mm	5 - 7				4 – 6			

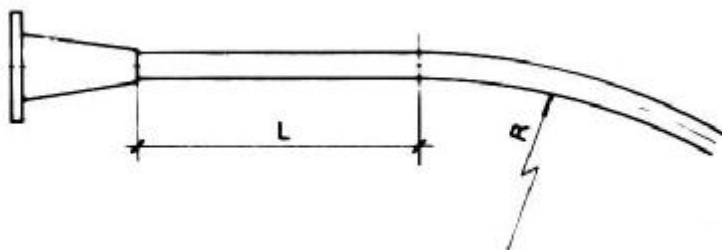
Tab. 5 Kable bez przyczepności – dane geometryczne

Liczba splotów	1	2	3	4
Konfiguracja kabli				
Rozstaw kabli, mm:	x y	x y	x y	x y
Płytki kotwiąca (wys. x szer.), mm	55×130	130×180	130×180	140×200
Min. rozstaw zakotwień (wys. / szer.), mm	100/19 0	160/240	180/260	200/280
Min. odległość środka zakotwienia od krawędzi betonu, mm	70	100	110	120

Kable wielosplotowe

Tab. 6 Kable wielosplotowe – dane przykładowe

Splot	Ø 16 mm Ø 15,5 mm					Ø 13 mm Ø 12,5 mm				
Oznaczenie systemowe	3/0,6	4/0,6	7/0,6	9/0,6	12/0,6	3/0,5	4/0,5	7/0,5	9/0,5	12/0,5
liczba splotów	3	4	7	9	12	3	4	7	9	12
Kanał kablowy, Ø _{zewn} mm	42	51	63	63	75	42	42	51	51	63
Min promień odgięcia R, m	3,0	3,0	4,0	4,0	4,0	3,0	3,0	3,0	3,0	4,0
Długość prostej końcówki kanału kablowego L, mm	600	800			1000	600		800		
wsp. tarcia, μ	0,19									
Kąt falowania, rad/m	0,0033									
Poślizg ciągna w zakotwieniu, mm	5 - 7					4 – 6				
Prasa naciągowa w I	G-60	G-200			G-400	G-60		G-200		
Prasa naciągowa wII	G-100		G-300			G-100			G-300	
Min. otulina betonu wokół zakotwienia, mm	20									



Rys. 1
Odgięcia kabli wielosplotowych

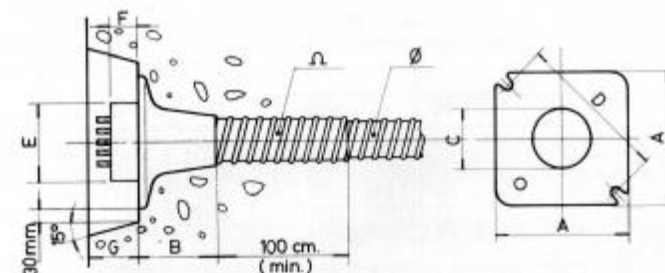
Tab. 7 Kable wielosplotowe – przykładowe zakotwienia firmowe

Kabel	3/16	4/16	7/16	9/16	12/16	3/13	4/13	7/13	9/13	12/13
Mufa	CS-12	CS-13	CS-14	CS-15	CS-16	CS-11	CS-12	CS-13	CS-14	CS-15
A	140	180	200	240	270	120	140	180	200	240
B	100	120	160	180	230	100	100	120	160	180
C	57	73	90	107	122	50	57	73	90	107
D	152	195	210	275	308	130	152	195	210	275
E	80	110	130	140	170	70	80	110	130	140
F	50	50	55	55	60	50	50	50	50	50
G	100	100	105	105	110	100	100	100	100	100

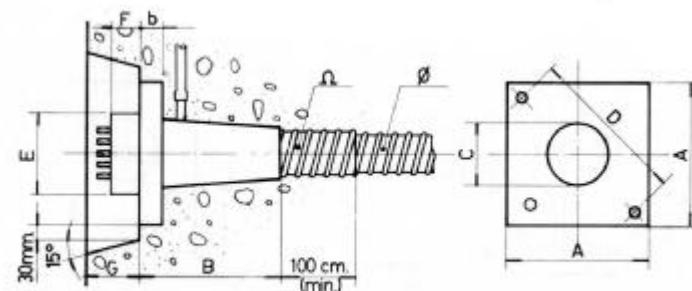
Tab. 8 Kable wielosplotowe – przykładowe zakotwienia warsztatowe

Kabel	3/16	4/16	7/16	9/16	12/16	3/13	4/13	7/13	9/13	12/13
Mufa	CF-12	CF-13	CF-14	CF-15	CF-16	CF-11	CF-12	CF-13	CF-14	CF-15
A	150	180	220	250	290	120	150	180	220	250
B	100	120	160	180	230	100	100	120	160	180
C	60	76	93	110	125	53	60	76	93	110
D	155	195	240	285	340	110	155	195	240	285
E	80	110	130	140	170	70	80	110	130	140
F	50	50	50	55	55	50	50	50	50	50
G	100	100	100	105	105	100	100	100	100	100
b	20	25	30	35	40	20	20	25	30	35

ZAKOTWIENIA KABLI WIELOSPLITOWYCH

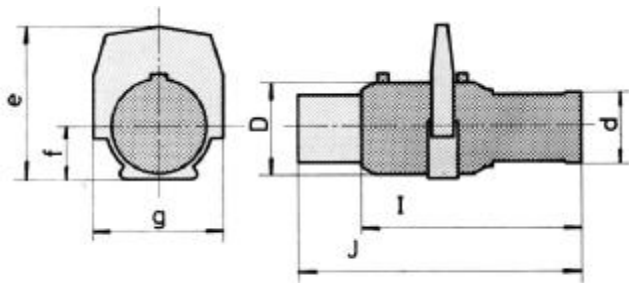


Rys. 2
Zakotwienie firmowe typu CS



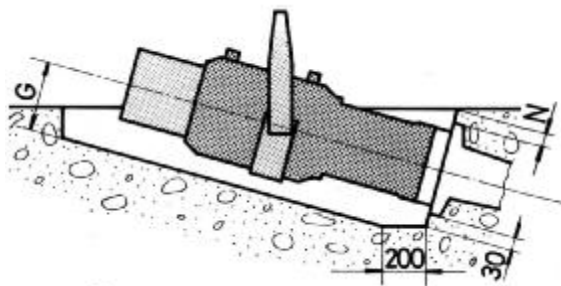
Rys. 3
Zakotwienie warsztatowe typu CF

SIŁOWNIKI NACIĄGOWE



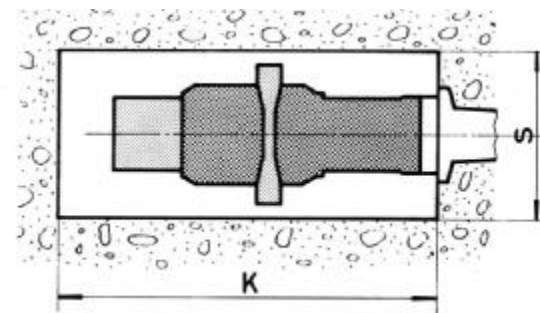
Rys. 4

Wymiary gabarytowe siłowników



Rys. 5

Skrajnia robocza siłowników



Tab. 9 Przykładowe siłowniki naciągowe kabli wielosplotowych – dane geometryczne

Symbol prasy	Suw roboczy	Siła	Pow. tłoka	Wymiary prasy [mm]							Skrajnia prasy [mm]			Masa
	[mm]	[kN]	[cm ²]	D	d	e	f	g	I	J	G	K	S	[kg]
G-60	170	600	81,8	190	150	325	100	270	565	735	160	1100	370	50
G-100	170	1000	127,8	230	190	360	120	320	565	735	180	1100	420	120
G-200	215	2000	267,2	330	240	550	180	440	670	885	240	1300	540	250
G-300	215	3000	385,0	400	280	585	215	515	700	915	275	1350	615	360

1.2 Beton

Do konstrukcji kablobetonowych należy stosować beton klasy nie niższej niż B30, zaś struno-betonowych nie niższej niż B37. Wytrzymałości i inne właściwości betonów poszczególnych klas przyjmować zgodnie z normą [N7]

1.3 Stal zbrojeniowa

Stal zbrojeniowa w konstrukcjach sprężonych pełni rolę przeciwskurczową, pomocniczą i konstrukcyjną. Wytrzymałości i inne właściwości stali poszczególnych klas przyjmować zgodnie z normą [N7]. W konstrukcjach wstępnie sprężonych nie należy stosować stali klasy A0, zaś w konstrukcjach poddanych obciążeniom wielokrotnie zmiennym, także stali klasy AII z gatunku innego niż 18G2 i AIII oraz AIIIN.

2 OBCIĄŻENIA I INNE ODDZIAŁYWANIA

2.1 Obciążenia statyczne i dynamiczne

Wartości obciążeń wynikających z wytycznych projektu należy przyjmować na podstawie odpowiednich norm obciążeniowych, lub założeń technologicznych (np. dane technologiczne suwnic)

2.2 Warunki środowiska

Warunki środowiska w jakim będzie znajdowała się projektowana konstrukcja, sklasyfikowane w Tablicy 8 w [N7], mają wpływ na graniczne szerokości rozwarcia rys w_{lim} (Tablica 9 w [N7]) oraz na grubość otuliny (Tablica 30 w [N7]).

3 PROCEDURA PROJEKTOWANIA ELEMENTU SPRĘŻONEGO

Norma [N7] formułując pakiet wymagań koniecznych do spełnienia przez projektowaną konstrukcję określa pewien obszar rozwiązań dopuszczalnych. Wybór rozwiązania optymalnego nie jest jednoznacznie wynikający z warunków normy. Poniżej przedstawiona ogólna procedura ułatwia poprawne zaprojektowanie konstrukcji sprężonej w sposób logiczny i znalezienie rozwiązania optymalnego. Ilekroć w niniejszym rozdziale jest mowa o Normie, rozumie się przez to normę [N7], a przywołując wzory, tablice, rysunki i podrozdziały w niej zawarte, ich numer poprzedza się literą „N”, np: (N12).

1. Ustalenie obciążeń i schematu statycznego. Wyznaczenie obwiedni sił wewnętrznych
 - Sytuacja początkowa
Uwzględniane są obciążenia zewnętrzne, działające w chwili sprężenia (np. ciężar własny elementu). Sprężenie także traktowane jest jako obciążenie zewnętrzne.
 - Sytuacja montażowa
Rozpatrywana w przypadku konstrukcji zespolonych o zwiększanej nośności (poprzez zespolenie) lub zmienianym schemacie statycznym. Uwzględnia się ciężar własny oraz zamontowanych elementów konstrukcyjnych wywołujących obciążenie oraz tzw. obciążenie zmienne montażowe.
 - Sytuacja trwała
Uwzględnia się wszystkie obciążenia stałe, technologiczne i klimatyczne.
2. Dobór materiałów konstrukcyjnych
 - Beton (na podstawie zaleceń normowych)
 - Cięgna sprężające (według zaleceń i opisu p.-tu 1.1), określając dla pojedynczego cięgna jego pole przekroju – A_{1p} , nośność charakterystyczną – F_{1pk} lub, w przypadku drutów i prętów, wytrzymałość charakterystyczną – f_{pk} .
3. Dobór zasadniczych wymiarów przekroju i ilości zbrojenia sprężającego
Ukształtowaniu podlega zwykle przekrój poprzeczny i podłużny. Dobranie odpowiedniego przekroju poprzecznego belki sprężonej jest punktem wyjścia do dalszej analizy obliczeniowej. Przekrój musi więc być założony przez konstruktora w oparciu o wymagania wytrzymałościowe, wykonawcze i użytkowe, a obliczenie statyczne uzasadnia jego prawidłowość. Optymalny przekrój belki zginanej to taki, który ma niezbędną powierzchnię strefy ściskanej od obciążeń zewnętrznych, minimalną powierzchnię strefy rozciąganej, w której rozmieszczono cięgna sprężające, i taki przekrój średnika łączącego obydwie strefy, jaki jest konieczny ze względów technologicznych i wytrzymałościowych. Położenie cięgien sprężających, tj. zbrojenie belki - powinno zapewniać możliwie największe ramię sił wewnętrznych. Prowadzi to w konsekwencji do przekroju dwuteowego, w któ-

rym górna półka określona jest warunkami wytrzymałościowymi, a dolna - możliwością rozmieszczenia cięgien sprężających i nośnością elementu w stadium początkowym.

- Ustalenie wysokości przekroju

Wysokości sprężonych belek stropowych i dachowych orientacyjnie można przyjmować:

$$h = (1/30 - 1/15)L$$

Wysokość belek, które wymagają większej sztywności (np. belki podsuwnicowe), musi być wyższa:

$$h = (1/15 - 1/5)L$$

W belkach dwuteowych, ciężar własny w sposób przybliżony można wyznaczać z warunku:

$$g_k = \gamma_{bet} (0,2 \div 0,25)h^2$$

gdzie: γ_{bet} – ciężar obj. betonu, kN/m^3

h – wysokość belki, m

- Ustalenie wymaganej nośności cięgien i dobór ich liczby
Punktem wyjścia do obliczeń jest warunek równowagi momentów zginających w SGN w sytuacji trwałej. Zakłada się, że ramię sił wewnętrznych (rozciąganie w cięgnach i ściskanie w betonie) równoważących moment zginający od obciążeń M_{Sd} wynosi:

$$z = (0,8 \div 0,85)h$$

Stąd, wartość sił wynosi:

$$F = \frac{M_{Sd}}{z}$$

Znając siłę, jaką muszą przenieść cięgna rozciągane w SGN w sytuacji trwałej, ich wymaganą liczbę - n_{req} wyznacza się ze wzoru:

$$n_{req} = \frac{F}{F_{1pd}} \quad \text{lub} \quad n_{req} = \frac{F}{A_{1p} f_{pd}}$$

gdzie: $F_{1pd} = \frac{0,9}{1,25} F_{1pk}$ $f_{pd} = \frac{0,9}{1,25} f_{pk}$

Znając tę liczbę i rozpatrując wymagania Normy w zakresie min. liczby cięgien sprężających (Tablica N17) dokonuje się przyjęcia liczby cięgien - n_{prov} . Zazwyczaj jest: $n_{prov} \geq n_{req}$.

W belkach strunobetonowych stosuje się cięgna górne, zabezpieczające górną półkę przed zniszczeniem wskutek działania sprężenia i ciężaru własnego w transporcie i wadliwym składowaniu.

Potrzebną ilość tego zbrojenia $n_{2,prov}$ można obliczyć z uproszczonego wzoru:

$$n_{2,prov} = \frac{M_{Sd,g}}{z F_{pd1}} \quad \text{lub} \quad n_{2,prov} = \frac{M_{Sd,g}}{z A_{p1} f_{pd}}$$

gdzie $M_{Sd,g}$ – obliczeniowy moment zginający wywołany ciężarem własnym elementu

Przyjętą liczbę cięgien umieszcza się w półce górnej.

- Ustalenie wymaganej powierzchni strefy ściskanej betonu

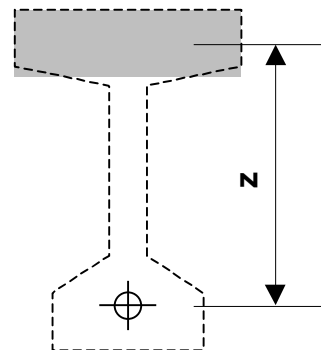
Strefa ściskana betonu tworząca górną półkę musi równoważyć siłę w cięgnach. Stąd jej pole przekroju powinno spełniać warunek:

$$A_{cc} = \frac{F_{pd,prov}}{\alpha f_{cd}}$$

gdzie: $F_{pd,prov} = n_{prov} F_{pd1}$ lub $F_{pd,prov} = n_{prov} A_{p1} f_{pd}$

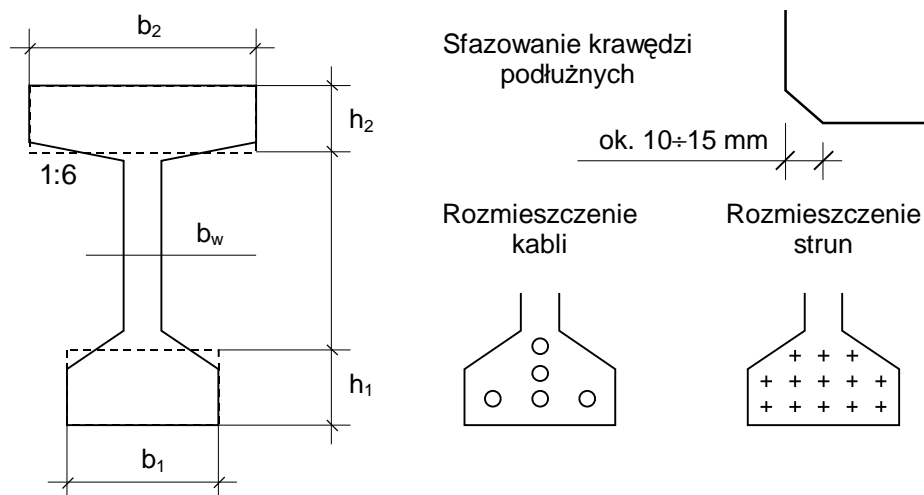
W przypadku płyt, szerokość elementu - b jest szerokością strefy ściskanej. Stąd, konieczna wysokość strefy ściskanej wynika z warunku:

$$h_2 = \frac{A_{cc}}{b}$$



W przypadku belek, szerokość – b_2 i wysokość - h_2 zaleca się przyjmować, kierując się ograniczeniami:

$$b_2 \leq 5b_w ; \quad b_2 \leq b_{\text{eff}} \text{ (} b_{\text{eff}} \text{ - p-kt N4.4.3.)}; \quad b_2 \geq \frac{L}{60} ; \quad h_2 \geq 0,25b_2$$



Rys. 6

Kształtowanie przekroju dwuteowego

- Ustalenie wymaganej powierzchni strefy rozciąganej betonu
Pole powierzchni strefy rozciąganej betonu ma zapewnić właściwe rozmieszczenie i otulenie cięgien sprężających z uwzględnieniem oddziaływań środowiskowych (por p. 2.2. i 2.3.). Zaleca się aby w strunobetonie cięgna rozmieszczone były w układzie ortogonalnym, przy nieparzystej liczbie kolumn. W konstrukcjach kablobetonowych najbardziej korzystny jest układ \perp . Środek ciężkości cięgien powinien pokrywać się ze środkiem ciężkości strefy rozciąganej

Pole przekroju strefy rozciąganej: $A_{ct} = b_1 h_1$, można oszacować ze wzoru:

w konstrukcjach strunobetonowych: $A_{ct} = 50A_p$

w konstrukcjach kablobetonowych: $A_{ct} = 40A_p$.

gdzie A_p – pole przekroju cięgien dolnych.

Szerokość tej strefy powinna spełniać warunek $b_1 \leq 3b_w$

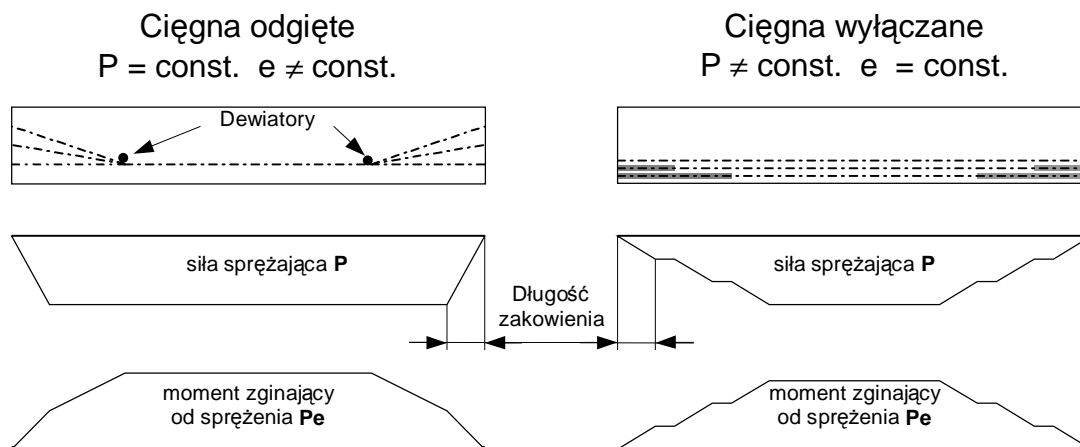
- Ustalenie szerokości środnika
O szerokości środnika decydują względy statyczne i technologiczne. Z przyczyn technologicznych, szerokość środnika powinna spełniać warunki $b_w \geq 0,1h$ i $b_w \geq 80\text{mm}$. W konstrukcjach kablobetonowych szerokość ta musi zapewnić właściwy rozstaw i otulenie kabli prowadzonych w środniku.

4. Przyjęcie wymiarów elementu

- Przekrój poprzeczny w przęśle
Przyjęcie kształtu i wymiarów górnej i dolnej półki oraz środnika określa kształt przekroju w przęśle. Uwzględniając wymagania technologiczne należy ukształtować skosy wewnętrznych powierzchni półek (min. 1:6) oraz ewentualne sfazowania naroży.
- Przekrój poprzeczny przy podporze
W elementach strunobetonowych dąży się do zachowania stałego kształtu przekroju. O ile jest to konieczne, dokonuje się poszerzenia środnika belki (do szerokości pasa dolnego) w celu zwiększenia nośności na ścinanie i rysy ukośne. W elementach kablobetonowych poszerzenie środnika pozwala także na właściwe rozmieszczenie zakotwień. Zasięg poszerzenia wynika z obliczeń (ściananie, strefa zakotwień), zaś skos podłużny ma pochylenie ok. 1:3.
- Kształt podłużny elementu

Zmiana kształtu elementu na jego długości – najczęściej poprzez zmianę jego wysokości – jest racjonalnym rozwiązaniem w elementach poddanych zginaniu i pozwala na zmniejszenie ciężaru własnego bez znaczącej utraty nośności i sztywności. W elementach dachowych umożliwia to jednocześnie wykształcenie żądanych spadków. W elementach stropowych – konieczność zachowanie płaskiej powierzchni górnej powoduje, że zmianę wysokości elementu można uzyskać poprzez zakrzywienie pasa dolnego. Nie zawsze jest to pożądane czy też dopuszczalne. Kształt przekroju podłużnego belki sprężonej związany jest także z rodzajem zastosowanego sprężenia, z jego przebiegiem oraz warunkami, w których element ma być użytkowany. Elementy strunobetonowe mają najczęściej stały przekrój na całej swej długości. Elementy kablobetonowe dają natomiast większą swobodę kształtowania przekroju podłużnego.

- Położenie cięgien - trasa cięgien
Stosowanie w belkach cięgien odgiętych i krzywoliniowych umożliwia kształtowanie przekroju podłużnego zgodnie z przebiegiem sił wewnętrznych i daje następujące korzyści:
 - a) właściwe usytuowanie cięgien w charakterystycznych przekrojach,
 - b) możliwość zmniejszania sił poprzecznych w strefie przypodporowej,
 - c) uzyskanie bardziej równomiernego rozkładu sił pod zakotwieniami na czole belki. W konstrukcjach strunobetonowych stosuje się cięgna proste lub odgięte. Dodatkowo, można zróżnicować siłę sprężającą działającą na beton poprzez pozbawianie odcinków końcowych niektórych cięgien przyczepności do betonu (tzw. „ciągna wyłączane”).



Rys. 7

Siła sprężająca na długości elementu

W konstrukcjach kablobetonowych ukształtowanie trasy kabla zgodnie z przebiegiem wykresu momentu zginającego jest z punktu widzenia statycznego najlepsze i ekonomicznie oszczędne (min. liczba kabli). W przypadku belek, najczęściej jest to trasa paraboliczna o ogólnym równaniu:

$$e(x) = \frac{4\Delta e}{L^2} x^2 - \frac{4\Delta e}{L} x + e_0, \text{ gdzie } \Delta e = e_{\max} - e_0$$

Trasa indywidualnego kabla:

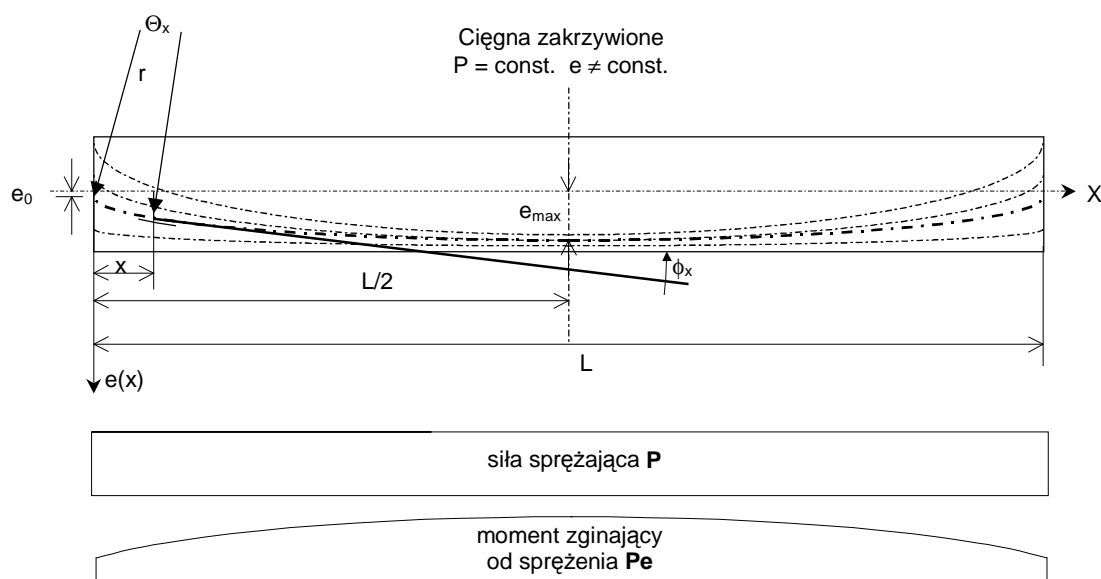
$$e_i(x) = \frac{4\Delta e_i}{L^2} x^2 - \frac{4\Delta e_i}{L} x + e_{i,0}; \text{ gdzie } \Delta e_i = e_{i,\max} - e_{i,0}$$

Wielkości opisujące geometrie trasy kabla mają zastosowanie przy obliczaniu wartości siły sprężającej:

- kąt nachylenia trasy kabla wypadkowego do osi podłużnej elementu

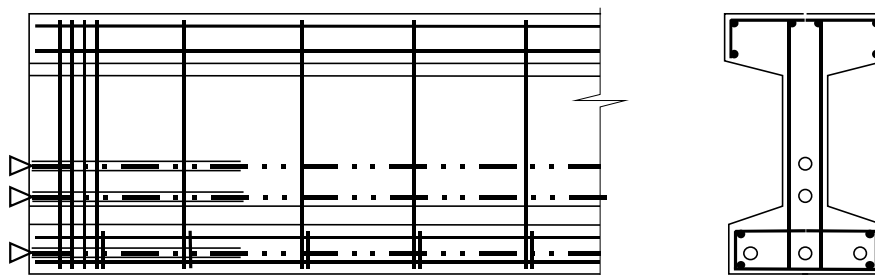
$$\text{w dowolnym punkcie trasy: } \phi(x) = \arctan\left(\frac{de(x)}{dx}\right) \cong \frac{4\Delta e}{L^2} (2x - L)$$

- na czole elementu ($x = 0$): $\phi_0 \cong -\frac{4\Delta e}{L}$
- w połowie rozpiętości elementu ($x = L/2$): $\phi_{L/2} = 0$
- na końcu elementu ($x = L$): $\phi_L \cong \frac{4\Delta e}{L}$
- kat odgięcia trasy kabla od czola elementu (zakotwienia czynnego)
- w dowolnym punkcie trasy: $\Theta(x) = \phi(x) - \phi_0 \cong \frac{8\Delta e}{L^2} x$
- w połowie rozpiętości elementu ($x = L/2$): $\Theta_{L/2} = \phi_{L/2} - \phi_0 \cong \frac{4\Delta e}{L}$
- na końcu elementu ($x = L$): $\Theta_L = \phi_L - \phi_0 \cong \frac{8\Delta e}{L}$
- średni promień krzywizny trasy kabla: $r \cong \frac{L^2}{8\Delta e}$



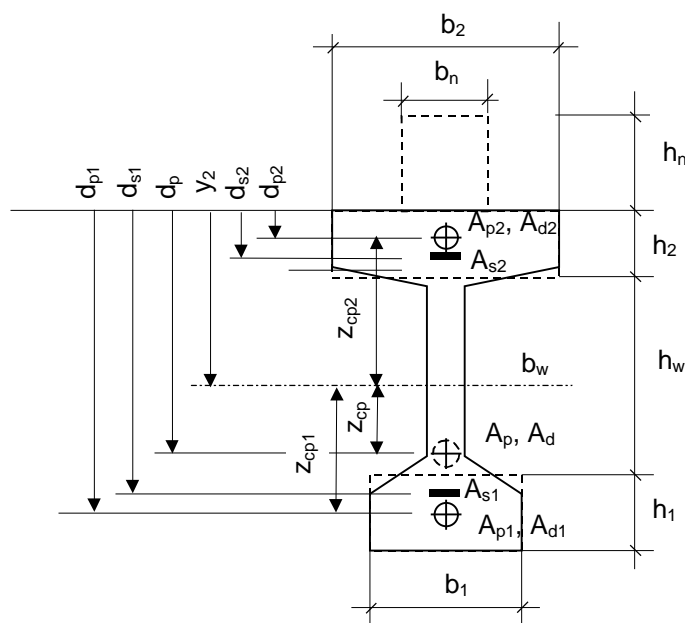
Rys. 8
Parametry parabolicznej trasy kabli

- Konstrukcja zbrojenia pomocniczego
Zbrojenie pomocnicze wykonane ze stali zbrojeniowej (z reguły klasy AII lub AIII) utworzone jest jako zbrojenie poprzeczne – strzemiona – przenoszące siłę poprzeczną (ściananie), skurcz i usztywniające kable. Zbrojenie podłużne przeciwdziała skurczowi, usztywnia szkielet zbrojenie i wspomaga nośność i rysoodporność – także w sytuacji początkowej.



Rys. 9
Zbrojenie poprzeczne i podłużne

- Charakterystyki geometryczne przekroju



A_d – pole przekroju kanałów kablowych

$$A_p = A_{p1} + A_{p2}$$

$$d_p = \frac{A_{p1}d_{p1} + A_{p2}d_{p2}}{A_p}$$

$$A_d = A_{d1} + A_{d2}$$

Rys. 10

Oznaczenia wielkości geometrycznych przekroju

Charakterystyki geometryczne przekroju tj. pole powierzchni, położenie środka ciężkości i moment bezwładności należy obliczać dla przekroju w przęśle i na podporze (o ile się różnią), uwzględniając zbrojenie posiadające przyczepność do betonu w odpowiednich sytuacjach obliczeniowych. Należy uwzględnić odmiennosć sprężystości poszczególnych materiałów stosując współczynniki:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}}; \quad \alpha_s = \frac{E_s}{E_{cm}}; \quad \alpha_c = \frac{E_{cm}^n}{E_{cm}}$$

gdzie: E_{cm} – moduł sprężystości betonu prefabrykatu

E_p – moduł sprężystości cięgien sprężających

E_s – moduł sprężystości stali zbrojenia pomocniczego

E_{cm}^n – moduł sprężystości betonu uzupełniającego (nadbetonu)

Charakterystyki geometryczne przekroju betonu prefabrykatu

Pole przekroju betonu: $A_c = b_1h_1 + b_2h_2 + b_w h_w$

Mom. statyczny betonu wzgl. górnej krawędzi:

$$S_c = b_1h_1\left(h - \frac{h_1}{2}\right) + b_2\frac{h_2^2}{2} + b_w h_w\left(h_2 + \frac{h_w}{2}\right)$$

Środek ciężkości betonu (liczony wzgl. górnej krawędzi): $y_g = \frac{S_c}{A_c}$

Mom. bezwładności betonu:

$$J_c = \frac{b_2h_2^3}{12} + b_2h_2\left(y_g - \frac{h_2}{2}\right)^2 + \frac{b_w h_w^3}{12} + b_w h_w\left(y_g - h_2 - \frac{h_w}{2}\right)^2 + \frac{b_1h_1^3}{12} + b_1h_1\left(h - \frac{h_1}{2} - y_g\right)^2$$

- Charakterystyki geometryczne przekrojów w sytuacji początkowej

W sytuacji początkowej, przekrój poprzeczny tworzy betonowy prefabrykat z przekrojem prętów pomocniczego zbrojenia podłużnego i cięgnami sprężającymi w strunobetonie.

W kablobetonie, cięgna nie posiadają przyczepności do betonu więc ich się nie uwzględnia, ponadto, trzeba uwzględnić puste przestrzenie wytworzone przez kanały kablowe.

Pole przekroju w sytuacji początkowej:

$$A_{cs0} = A_c + (\alpha_s - 1) \sum A_{si} + \begin{cases} (\alpha_p - 1)A_p - \text{strunobeton} \\ -A_d - \text{kablobeton} \end{cases}$$

Mom. statyczny przekroju wzgl. górnej krawędzi:

$$S_{cs0} = S_c + (\alpha_s - 1) \sum A_{si} d_{si} + \begin{cases} (\alpha_p - 1)A_p d_p - \text{strunobeton} \\ -A_d d_p - \text{kablobeton} \end{cases}$$

Środek ciężkości przekroju (liczony wzgl. górnej krawędzi): $y_{2,0} = \frac{S_{cs0}}{A_{cs0}}$

Mom. bezwładności przekroju

$$J_{cs0} = J_c + A_c (y_g - y_{2,0})^2 + (\alpha_s - 1) \sum A_{si} (d_{si} - y_{2,0})^2 + \begin{cases} (\alpha_p - 1)A_p (d_p - y_{2,0})^2 - \text{strunobeton} \\ -A_d (d_p - y_{2,0})^2 - \text{kablobeton} \end{cases}$$

mimośród wszystkich cięgien: $z_{cp0} = d_p - y_{2,0}$

- Charakterystyki geometryczne przekrojów w sytuacji montażowej (przejściowej)
Dla konstrukcji strunobetonowych nie ma różnic. W kablobetonie uwzględnia się wypełnienie kanałów kablów iniekcją wiążącą cięgna z betonem w przekroju
Pole przekroju w sytuacji montażowej:

$$A_{cst} = A_{cs0} + A_d + (\alpha_p - 1)A_p$$

Mom. statyczny przekroju wzgl. górnej krawędzi:

$$S_{cst} = S_{cs0} + A_d d_p + (\alpha_p - 1)A_p d_p$$

Środek ciężkości przekroju (liczony wzgl. górnej krawędzi): $y_{2,t} = \frac{S_{cst}}{A_{cst}}$

Mom. bezwładności przekroju

$$J_{cst} = J_{cs0} + A_{c0} (y_{2,0} - y_{2,t})^2 + [A_d + (\alpha_p - 1)A_p] (d_p - y_{2,t})^2$$

mimośród wszystkich cięgien: $z_{cp,t} = d_p - y_{2,t}$

- Charakterystyki geometryczne przekrojów w sytuacji trwałej
Jeśli nie ma zespolenia, nie ma różnic w porównaniu do sytuacji przejściowej. W przypadku zespolenia, charakterystyki dla obu typów konstrukcji oblicza się następująco:
Pole przekroju w sytuacji trwałej:

$$A_{cn} = b_n h_n; \quad A_{cs} = A_{cst} + \alpha_c A_{cn}$$

Mom. statyczny przekroju wzgl. górnej krawędzi:

$$S_{cs} = S_{cst} - \alpha_c A_{cn} \frac{h_n}{2}$$

Środek ciężkości przekroju (liczony wzgl. górnej krawędzi): $y_2 = \frac{S_{cs}}{A_{cs}}$

Mom. bezwładności przekroju

$$J_{cs} = J_{cst} + A_{cst} (y_2 - y_{2,t})^2 + \alpha_c A_{cn} \left(\frac{h_n}{2} + y_2 \right)^2$$

mimośród wszystkich cięgien: $z_{cp} = d_p - y_2$

5. Programowanie naciągu wstępnego

Programowanie naciągu wstępnego polega na założeniu wielkości naciągu wstępnego, obliczeniu strat siły sprężającej i sprawdzenia warunków ograniczenia naprężeń w cięgnach. Obliczenia prowadzić można dla cięgna wypadkowego, reprezentującego naciąg, pole przekroju i geometrię trasy wszystkich cięgien. O ile wymagana jest większa dokładność obliczeń, to obliczenia prowadzi się dla poszczególnych cięgien (kabli).

- Przyjęcie siły naciągu
Sprężenie konstrukcji jest działaniem korzystnym (to stwierdzenie leży u podstaw rozwoju konstrukcji sprężonych). Jeśli tak, to ustalone z uwagi na nośność zbrojenie sprężające warto poddać naciągowi wstępnemu o maksymalnej dopuszczalnej wartości, zapewniając jednocześnie bezpieczeństwo konstrukcji poddanej takiemu oddziaływaniu (sytuacja początkowa, strefy zakotwień, dopuszczalne naprężenia w cięgnach).

Norma podaje następujące ograniczenia maksymalnych naprężeń rozciągających jakim mogą być poddane cięgna w procesie naciągu:

$$\sigma_{0,\max} \leq 0,80f_{pk} \quad \text{ i } \quad \sigma_{0,\max} \leq 0,90f_{p0,1k}$$

$$\text{co prowadzi do wzorów:} \quad P_{0,\max} \leq 0,80F_{pk} \quad \text{ i } \quad P_{0,\max} \leq 0,90F_{p0,1k}$$

$$\text{gdzie } F_{pk} = n_{p,\text{prov}} F_{1pk} \quad \text{ lub } \quad F_{pk} = A_p f_{pk}$$

Zaleca się przyjmować siłę naciągu: $P_{m0} = P_{0,\max}$

- Obliczenie strat doraźnych
W konstrukcjach strunobetonowych do strat doraźnych, czyli występujących przed lub w procesie kotwienia w betonie (przekazania siły naciągu na beton konstrukcji) zalicza się (w kolejności występowania):

- straty spowodowane tarciem cięgien o dewiatory $\Delta P_{\mu}(x)$ (uwzględniane tylko w przypadku stosowania cięgien odgiętych. Oblicza się je ze wzoru (N121) przyjmując $k = 0$ i Θ jako kąt odchylenia trasy cięgna.

- straty spowodowane częściową relaksacją cięgien ΔP_{ir} ze wzoru (N125). Dla poziomu naprężeń obliczonych ze wzoru: $\left(\frac{\sigma_{p0}}{f_{pk}} \right) = \left(\frac{P_0}{F_{pk}} \right)$ przyjmuje się z Rys. N34 wielkość re-

laksacji, a z Tab. N18 jej wzrost w czasie od naciągu cięgien do przekazania siły na beton (czas ten zasadniczo obejmuje cały proces montażu zbrojenia, ułożenia i dojrzewania betonu do chwili jego rozformowania). Skrótowno można to zapisać:

$$\Delta P_{ir} = "Rys. 34[\%]" \times "Tab. 18[\%]" \times P_0$$

- straty spowodowane odkształceniem sprężystym betonu ΔP_c ze wzoru (N126), gdzie proponuje się przyjąć za siłę P_0 wartość tej siły pomniejszonej o poprzednie straty, tj. $P_0 := P_0 - \Delta P_{\mu}(x) - \Delta P_{ir}$. Do obliczeń należy zastosować charakterystyki geometryczne przekrojów w sytuacji początkowej.

W konstrukcjach kablobetonowych do strat doraźnych zalicza się:

- straty spowodowane tarciem kabli o ścianki kanału $\Delta P_{\mu}(x)$. Oblicza się je ze wzoru (N121) przyjmując sumę kątów zakrzywienia trasy kabla Θ na podstawie geometrii trasy kabla.
- straty wywołane poślizgiem cięgien w zakotwieniu ΔP_{sl} . Oblicza się je ze wzoru (N122). Jako bardziej niekorzystną wartość x_0 (por. wzory (N123) i (N124)) należy przyjąć wartość większą.
- straty spowodowane odkształceniem sprężystym betonu ΔP_c ze wzoru (N127), przyjmując za liczbę n liczbę etapów sprężania:

$$n = \frac{n_k}{n_j}$$

gdzie n_k – ogólna liczba kabli

n_j – liczba kabli napinanych jednocześnie

- Sprawdzenie naprężeń w cięgnach w sytuacji początkowej (po stratach doraźnych)
Wartość siły w cięgnach po wystąpieniu strat doraźnych opisują wzory:

$$\text{w strunobetonie:} \quad P_{m0} = P_0 - \Delta P_{\mu}(x) - \Delta P_{ir} - \Delta P_c$$

$$\text{w kablobetonie:} \quad P_{m0} = P_0 - \Delta P_{\mu}(x) - \Delta P_{sl} - \Delta P_c$$

Norma narzuca warunki ograniczające poziom naprężeń w cięgnach po zakotwieniu:

$$\sigma_{pm0} \leq 0,75f_{pk} \quad \text{ i } \quad \sigma_{pm0} \leq 0,85f_{p0,1k}$$

$$\text{co prowadzi do wzorów: } P_{m0} \leq 0,75F_{pk} \quad \text{ i } \quad P_{m0} \leq 0,85F_{p0,1k}$$

Jeśli obliczona wartość siły nie spełnia któregoś z powyższych warunków, należy zmniejszyć wartość naciągu wstępnego P_0 i powtórnie obliczyć straty doraźne.

- Obliczenie strat reologicznych

Straty reologiczne oblicza się zazwyczaj w najbardziej obciążonym przekroju, przyjmując czas życia konstrukcji $t = \infty$.

- przewidywane odkształcenia skurczowe $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ dla $t = \infty$ przy braku bardziej szczegółowych danych technologicznych można przyjmować wg Tab. N4 (przy dowolnym t_s)
- współczynnik pełzania betonu $\phi(t, t_0)$ dla $t = \infty$ przy braku bardziej szczegółowych danych technologicznych można przyjmować wg Tab. N3. Za wiek betonu w chwili obciążenia t_0 należy przyjąć jego wiek w chwili sprężenia.
- stopień zbrojenia ρ_p należy obliczyć dla pola powierzchni przekroju w sytuacji trwałej.
- naprężenia σ_{cg} należy obliczać uwzględniając zmianę charakterystyk geometrycznych elementów zespolonych i schematu statycznego oraz odpowiedni przyrost obciążeń stałych.

Należy zwrócić uwagę, że wartość naprężeń σ_{cg} do wzoru (N131) należy wstawić ze znakiem „-”, gdyż naprężenia te wywołują rozciąganie w betonie wokół cięgien (przeciwnie niż efekt sprężenia), co pociąga za sobą dodatkowe rozciąganie w cięgnach i przeciwdziałają one stratom.

- naprężenia σ_{cp0} należy obliczać ze wzoru:
$$\sigma_{cp0} = \frac{P_{m0}}{A_{cs0}} + \frac{P_{m0} z_{cp0}^2}{J_{cs0}}$$

- obliczenia straty naprężeń wywołanej relaksacją $\Delta\sigma_{pr}$

Należy obliczyć
$$\sigma_{pg0} = \frac{P_{m0}}{A_p} + \alpha_p \sigma_{cg0}$$

Obliczenia σ_p na podstawie wzoru (N132) powodują powstanie obliczeniowej pętli zwrotnej ($\Delta\sigma_{p, c+s+r}$ zależy od $\Delta\sigma_{pr}$, a to zależy od $\Delta\sigma_{p, c+s+r}$). W budynkach można przyjmować $\sigma_p \approx 0,85\sigma_{pg0}$ (tj. dla stropów i stropodachów), lecz nie dla innych konstrukcji np. belki podsuwnicowe, zbiorniki. W tym przypadku należy zastosować metodę kolejnych przybliżeń zakładając wartość straty $\Delta\sigma_{p, c+s+r}$ i przyjmować $\sigma_p = \sigma_{pg0} - 0,3\Delta\sigma_{p, c+s+r}$

Dla założonego (w budynkach – obliczonego) σ_p ustalić
$$\left(\frac{\sigma_p}{f_{pk}} \right)$$

Z Rys. N34 wyznaczyć wartość relaksacji [%].

Dla $t = \infty$ strata $\Delta\sigma_{pr}$ jest równa
$$\Delta\sigma_{pr} = 2 \times \text{Rys. N34}[\%] \times \sigma_{pm0}$$

Do obliczenia strat reologicznych $\Delta\sigma_{p, c+s+r}$ zweryfikować poprawność założonej wartości σ_p .

- Sprawdzenie naprężeń w cięgnach w sytuacji trwałej (po stratach reologicznych)

Wartość siły w cięgnach po wystąpieniu strat reologicznych opisuje wzór:

$$P_{mt} = P_{m0} - \Delta P_t(t)$$

Norma narzuca warunek ograniczający poziom naprężeń w cięgnach po wszystkich stratach:

$$\sigma_{pmt} \leq 0,65f_{pk}$$

co prowadzi do wzoru:
$$P_{mt} \leq 0,65F_{pk}$$

Jeśli obliczona wartość siły nie spełnia tego warunku, należy zmniejszyć wartość naciągu wstępnego P_0 i powtórnie obliczyć straty doraźne i reologiczne.

6. Sprawdzenie elementu w sytuacji początkowej

- Ustalenie naprężeń dopuszczalnych w betonie

Wartości dopuszczalnych naprężeń ściskających podane są w punkcie N7.1.7.1. Jeśli projekt jest skoordynowany z procesem technologicznym, o poziomie naprężeń dopuszczalnych

decyduje rzeczywista wytrzymałość betonu w chwili sprężenia konstrukcji. W innych warunkach decyduje projektowana klasa betonu.

Dopuszczalne naprężenia rozciągające przyjmuje się równe f_{ctm} .

- Sprawdzenie naprężeń w betonie

Oprócz siły sprężającej wywołującej moment zginający $N_{pd}z_{cp}$ (ściskający dolne włókna a rozciągający górne), na element sprężony w sytuacji początkowej może oddziaływać ciężar własny. Prawidłowe podparcie elementu (na końcach – rys a) i b)) wywołuje moment zginający o kształcie paraboli lecz przeciwnego znaku, co może zmniejszać moment od sprężenia. Najbardziej niekorzystne podparcie (w środku rozpiętości) wywołuje momenty wspornikowe, sumujące się z działaniem siły sprężającej. Wypadkowe momenty zginające, pokazane wykresami na Rys. 11, w zależności od typu konstrukcji i uwzględnienia ciężaru własnego, oblicza się ze wzorów:

a): $M_{Sd} = N_{pd}z_{cp0}$

b): $M_{Sd} = N_{pd}z_{cp0} - M_g$

c): $M_{Sd} = N_{pd}z_{cp0} + M_g$

d): $M_{Sd} = N_{pd}z_{cp0} + M_g$

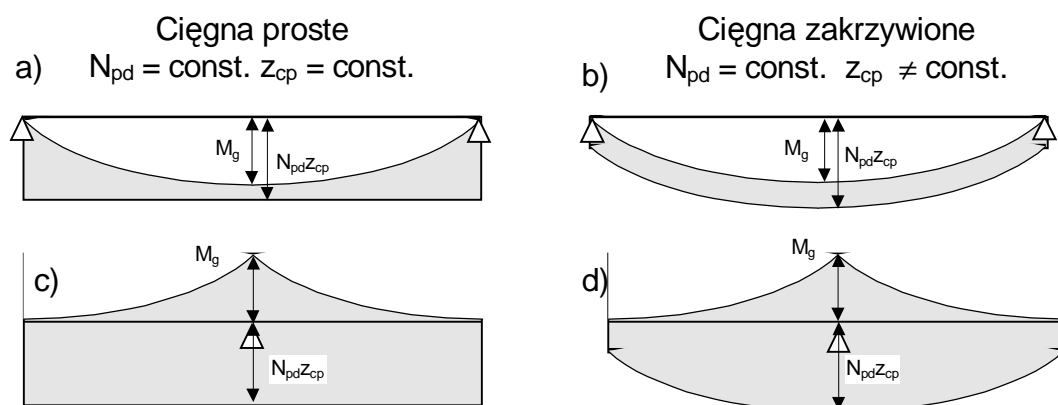
gdzie $N_{pd} = r_{sup}P_{m0} = 1,1P_{m0}$;

M_g – dla wartości charakterystycznych

Naprężenia w przekroju betonowym wywołane sprężeniem (i ciężarem własnym) wyznacza się zgodnie z zasadami analizy liniowo sprężystej:

włókna dolne: $\sigma_{cp0} = \frac{N_{pd}}{A_{cs0}} + \frac{M_{Sd}(h - y_{2,0})}{J_{cs0}}$;

włókna górne: $\sigma_{cp0} = \frac{N_{pd}}{A_{cs0}} - \frac{M_{Sd}y_{2,0}}{J_{cs0}}$



Rys. 11

Momenty zginające w sytuacji początkowej

Sprawdzenie naprężeń w betonie polega na wykazaniu, że naprężenia na krawędzi ściskanej nie przekraczają obliczonych wartości dopuszczalnych, a na krawędzi górnej, jeśli występuje rozciąganie, to nie przekraczają f_{ctm} .

- Sprawdzenie SGN w sytuacji początkowej

Jeśli jakiś warunek ograniczenia naprężeń (opisany poprzednio) nie zostanie spełniony, co należy uznać za stan niepożądany, należy dokonać sprawdzenia stanu granicznego nośności w sytuacji początkowej. Przyjmuje się założenia;

– wartość siły sprężającej oblicza się ze wzoru: $N_{Sd} = \gamma_p P_{m0} = 1,2P_{m0}$

– moment od ciężaru własnego $M_{gd} = (1,1 \text{ albo } 0,9)M_g$

– mimośród statyczny oblicza się ze wzoru: $e_e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}}$

gdzie M_{Sd} – wg wzorów do Rys. 11.

– wytrzymałość obliczeniowa betonu: $f_{cd} = \frac{f'_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f'_{ck}}{1,5}$ i $\alpha = 1,0$ (nie 0,85!)

gdzie f'_{ck} – naprężenia dopuszczalne wg punktu N7.1.7.1

Przekrój sprawdza się jako ściskany mimośrodowo z małym mimośrodem, pomijając możliwość wybożenia ($\eta = 1,0$) i mimośrodów przypadkowe ($e_a = 0,0$):

- i) z warunku równowagi sił określić powierzchnię betonu ściskanego:

$$A_{ct} = \frac{N_{Sd} - A_{s1}f_{yd}}{f_{cd}}$$

i dalej wysokość strefy ściskanej $x_{ct,eff}$ i położenie środka ciężkości d_{ct} ,

- ii) sprawdzić warunek równowagi momentów:

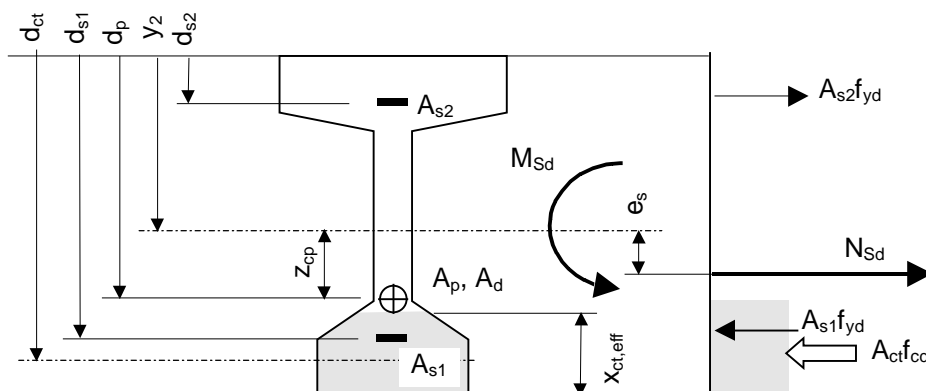
$$M_{Rd} = S_{ct}f_{cd} + S_{s1}f_{yd} = A_{ct}f_{cd}(d_{ct} - y_{2,0}) + A_{s1}f_{yd}(d_{s1} - y_{2,0}) \geq M_{Sd}$$

i jeśli spełniony to element jest bezpieczny.

- iii) W przeciwnym wypadku, z warunku równowagi momentów obliczyć:

$$S_{ct} = \frac{M_{Sd} - S_{s1}f_{yd}}{f_{cd}}$$

i dalej pole przekroju strefy ściskanej A_{ct} i położenie środka ciężkości d_{ct} , wykorzystując związek: $S_{ct} = A_{ct}(d_{ct} - y_{2,0})$



Rys. 12

Stan Graniczny Nośności przekroju w sytuacji początkowej

- iv) z warunku równowagi sił obliczyć wymagane pole przekroju zbrojenia rozciąganego (górnego) $A_{s2,req}$:

$$A_{s2,req} = \frac{A_{ct}f_{cd} + A_{s1}f_{yd} - N_{Sd}}{f_{yd}}$$

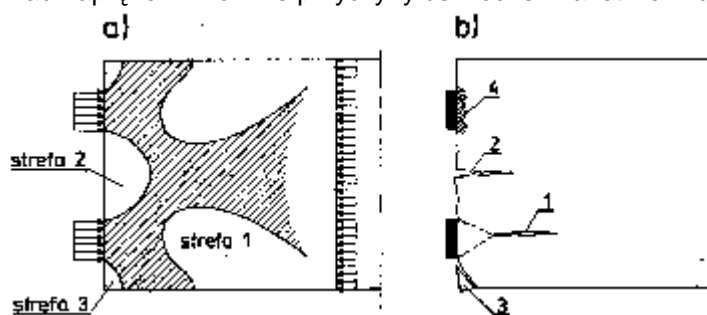
- v) sprawdzić, czy założone zbrojenie $A_{s2} \geq A_{s2,req}$. Jeśli nie, to odpowiednio skorygować jego ilość.

- Sprawdzenie nośności i zaprojektowanie zbrojenia stref zakotwień

W strefach zakotwień następuje przekazanie bardzo dużych sił występujących w napiętych ciągnach na ograniczoną powierzchnię betonu (tzw. kotwienie), co powoduje powstanie złożonego, przestrzennego stanu naprężeń w betonie. Z punktu widzenia statycznego strefa zakotwień jest nazywana strefą zaburzeń obejmującą odcinek, poza którym rozkład odkształceń i naprężeń jest rozkładem liniowym wynikającym z położenia wypadkowej wszystkich zakotwień (siły sprężającej). Jego długość jest równa w przybliżeniu wysokości belki. W strefie tej powstają szczególnie niekorzystne poprzeczne naprężenia rozciągające, zależne od wartości sił sprężających i konstrukcji zakotwień oraz kształtu strefy zakotwienia i rozmieszczenia cięgien. W kablobetonie kotwienie odbywa się poprzez docisk zakotwień mechanicznych zaś w strunobetonie przez przyczepność do betonu. Odmienność sposobu kotwienia powoduje istotne różnice w sposobie sprawdzania i zbrojenia stref zakotwień w kablobetonie i strunobetonie.

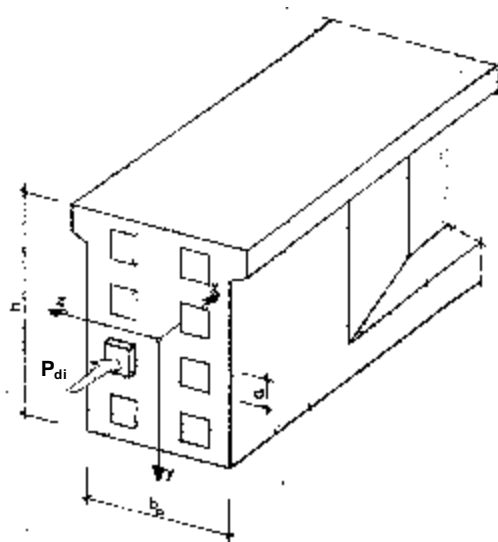
konstrukcje kablobetonowe

Przykładowy rozkład naprężeń i możliwe przyczyny uszkodzeń zakotwień ilustruje Rys. 13



Rys. 13

Możliwe sposoby uszkodzenia strefy zakotwień w kablobetonie [1]
(1-rozłupanie, 2-rozszczepienie, 3-odspojenie, 4-zmiazdzenie.)



Rys. 14

Układ współrzędnych i płaszczyzn do sprawdzania stref zakotwień w kablobetonie [1]

Klasyczną metodą obliczania naprężeń poprzecznych rozpatrującą łącznie wszystkie naprężenia jest metoda Guyona. Przestrzenny rozkład naprężeń modeluje się tu za pomocą płaskich układów naprężeń w dwóch, wzajemnie prostopadłych płaszczyznach (pionowej XY i poziomej XZ - Rys. 14). Wydziela się odpowiednie kwadratowe bloki z o długości boku równej $2a$ (gdzie a – minimum odległości od osi działania siły wypadkowej do bliższej krawędzi belki) i w poszczególnych węzłach wpisanej w bloki siatki geometrycznej, za pomocą rozbudowanych tablic, oblicza się wartości naprężeń. Sposób ten szczegółowo omawiają pozycje [2], [4], [11] i [12]. Stosowanie tej metody jest żmudne i obliczeniowo niezbyt korzystne, ponieważ zastępowanie obciążeń rozłożonych nawet na niewielkich powierzchniach zakotwień siłami skupionymi, zaczepionymi w poszczególnych węzłach siatki, daje w efekcie wartości naprężeń poprzecznych znacznie większych niż w rzeczywistości.

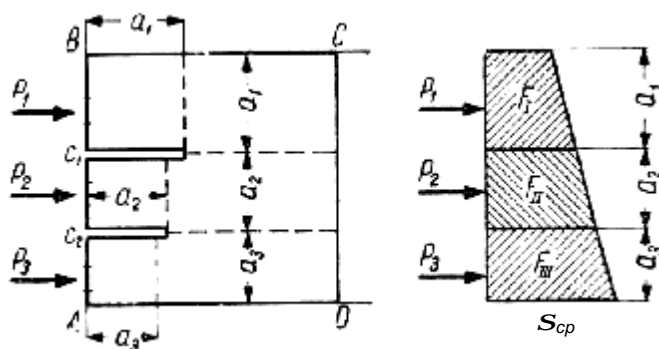
Innym sposobem jest metoda kratownicowa: prosta, lecz wymagająca dużego doświadczenia przy budowaniu teoretycznej kratownicy sił.

Metoda uproszczona zaprezentowana poniżej analizuje odrębnie poszczególne przypadki zniszczenia i daje w pełni zadowalające wyniki. Obliczenia prowadzi się także za pomocą płaskich układów naprężeń. Jeśli rozmieszczenie zakotwień w płaszczyźnie spełnia postulat liniowego rozkładu zakotwień tzn. każda siła wywołuje poza strefą zaburzeń sprężenie o środku ciężkości leżącym w linii działania samej siły, to obliczenia można prowadzić zakładając, że poszczególne bloki odpowiadające zakotwieniom nie oddziałują na siebie (Rys. 15).

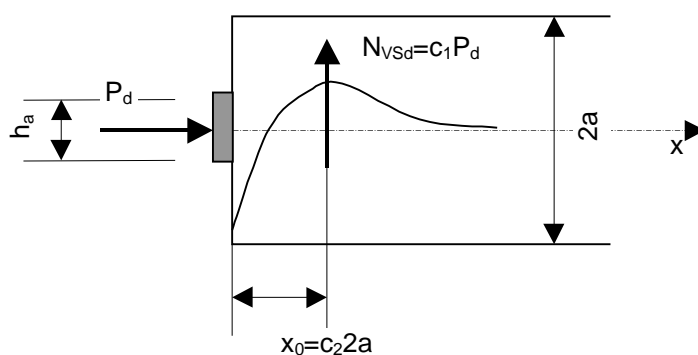
i) poprzeczne naprężenia rozciągające wgłębne (Rys. 13b – 1)

W obliczeniach należy przyjąć, że $P_d = F_{pk}$

Długość boku pojedynczego bloku $2a$ to minimalna z wartości: odległości od osi działania siły do krawędzi belki i połowa odległości od bliższego zakotwienia.



Rys. 15
Idea liniowego rozkładu zakotwień



Rys. 16
Rozkład wgłębnych naprężeń poprzecznych w osi zakotwienia i wypadowa rozciągą

Tab. 10 Współczynniki do obliczania zbrojenia wgłębnej strefy kotwienia

Współ- czynnik	$h_a/2a$								
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
c_1	0,31	0,32	0,18	0,15	0,12	0,10	0,08	0,06	0,04
c_2	0,18	0,24	0,30	0,35	0,39	0,42	0,44	0,45	0,46

ii) poprzeczne naprężenia rozciągające przyczółowe (Rys. 13b – 2)

Wypadkową naprężeń pomiędzy warstwami zakotwień oblicza się ze wzoru:

$$N_{VSd} = 0,42 \frac{0,5d_{pij} - h_a}{d_{pij} - h_a} (P_{di} + P_{dj})$$

gdzie: d_{pij} – odległość pomiędzy rozpatrywanymi warstwami zakotwień,

h_a – długość rzutu zakotwienia na płaszczyznę

P_{di} , P_{dj} – siły w rozpatrywanych warstwach zakotwień

Zbrojenie należy umieszczać jak najbliżej płaszczyzny czołowej (z zachowaniem wymaganego otulenia prętów i zagłębienia zakotwień)

iii) poprzeczne naprężenia rozciągające narożne (Rys. 13b – 3)

$$N_{VSd} = 0,03P_{d,max}$$

gdzie: $P_{d,max}$ – największa siła obciążająca czoło belki

iv) zmiażdżenie betonu (Rys. 13b – 4)

Właściwą metodą jest sprawdzenie na docisk (Rozdz. N5.8). W obliczeniach należy przyjąć $\alpha_u = 1$, bo $\sigma_{u,min} = \sigma_{u,max}$

konstrukcje strunobetonowe

Zasięg strefy zakotwień (zaburzeń odkształceń i naprężeń) wyznacza długość rozkładu $l_{p,eff}$, obliczana ze wzoru (N135) przy założeniu, że $l_{bpd} = 0,8l_{bp}$ (z uwagi na intensywność naprężeń bardziej niekorzystna jest krótsza długość strefy zaburzeń). Rozłożony na długości zakotwienia ciągła przyrost siły sprężającej sprawia że w strunobetonie mogą wystąpić jedynie uszkodzenia wywołane poprzecznymi naprężeniami rozciągającymi przyczołowymi (podobnie jak w kablobetonie przypadek ii)) oraz naprężeniami ścinającymi na styku niesprężonego środka i półki w której skupia się siła sprężająca. Wartość siły sprężającej należy przyjmować: $P_d = P_{0,max}$

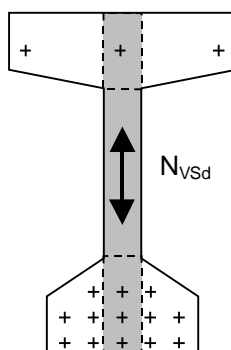
i) poprzeczne naprężenia rozciągające przyczołowe (Rys. 17)

Wypadkową naprężeń pomiędzy warstwami zakotwień oblicza się ze wzoru:

$$N_{VSd} = 0,42 \frac{d_{pi12} - 0,5h}{d_{p12}} (P_{d1} + P_{d2}) \frac{h}{l_{p,eff}}$$

gdzie: d_{p12} – odległość pomiędzy środkami ciężkości wypadkowych cięgien dolnych i górnych,

P_{d1} , P_{d2} – siły sprężające w dolnej i górnej półce na szerokości środka



Rys. 17

Analiza poprzecznych rozciągań przyczołowych

ii) naprężenia rozwarstwiające (Rys. 18)

Wielkość siły rozwarstwiającej V_{HSd} oblicza się ze wzoru:

$$V_{HSd} = \frac{P_{d1}}{l_{p,eff}} - \frac{\sigma_{cp1} + \sigma_{cp3}}{2l_{p,eff}} A_{ct}$$

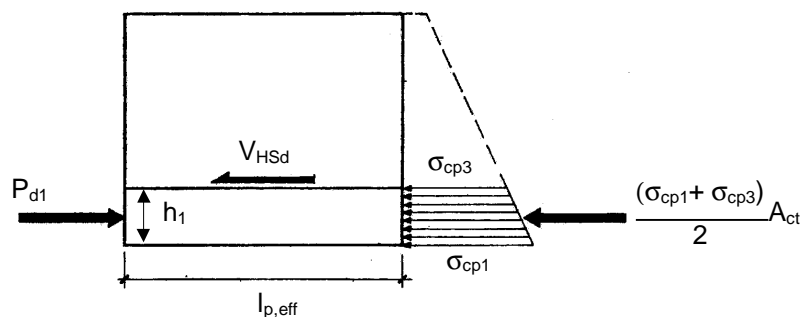
gdzie naprężenia σ_{cp3} na górnej krawędzi dolnej półki oblicza się ze wzorów:

$$\sigma_{cp3} = \frac{P_d}{A_{cs0}} + \frac{P_d z_{cp0} (h - y_{2,0} - h_1)}{J_{cs0}}$$

Obliczenie nośności płaszczyzny styku i koniecznego zbrojenia prowadzi się tak jak w p.-cie N5.5.4. przyjmując we wzorach (N62) i (N63) za h_f szerokość środka b_w .

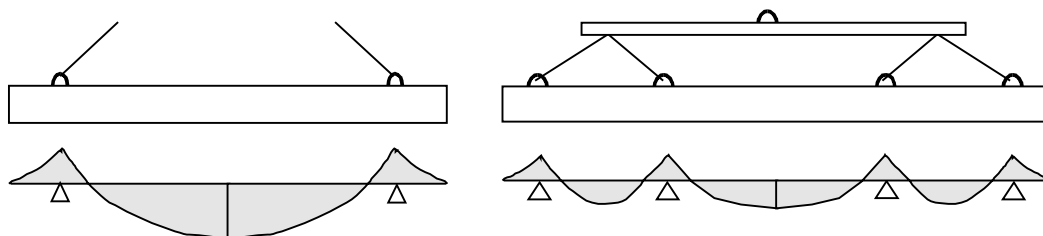
Jeśli belka nie ma wykształconej półki dolnej, wówczas jej umowną wysokość oblicza się ze wzoru:

$$h_1 = 2(h - d_{p1})$$



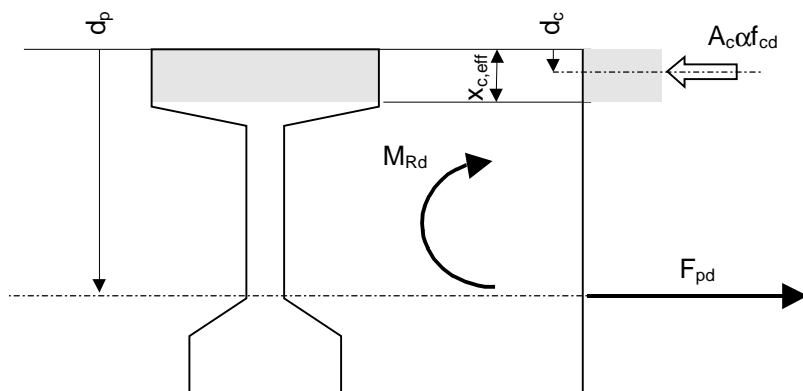
Rys. 18
Wyznaczanie naprężeń rozwarstwiających

- Określenie sposobu składowania i transportu. Dobór haków montażowych
W projekcie należy wskazać zasady składowania i transportu, kierując się względami technologicznymi (środki transportu: dźwigi i zawiesia, naczepy, [14] i [15]), statycznymi (zginanie, docisk, wyrwanie haka) i przepisami BHP. Sposób składowania i transportu może wywołać odmienny od eksploatacyjnego stan naprężeń. Należy obliczeniowo wykazać, że stan ten nie wywoła uszkodzenia elementu. Przy doborze haków należy kierować się zaleceniami podanymi w [8] i [17].



Rys. 19
Momenty zginające w transporcie

7. Sprawdzenie SG w sytuacji montażowej
Sprawdzenie elementów w sytuacji montażowej dotyczy belek zespolonych, które mają różną nośność i sztywność przed i po zespoleniu, lub gdy występuje zmiana schematu statycznego (np. podpory montażowe). Podpory montażowe, umieszczone w przęśle i odpowiednio rektyfikowane, umożliwiają likwidację niepożądanych ugięć (pn. wynikających z małej sztywności elementu przed zespoleniem).
 - SGN na zginanie
Poniżej przedstawiono najbardziej uproszczoną metodę sprawdzania stanu granicznego nośności na zginanie. Przyjmuje się uproszczenia:
 - prostokątny wykres naprężeń ściskających w betonie o wartości αf_{cd} . ($\alpha = 1$)
 - pominięcie zbrojenia miękkiego
 - łączne zbrojenie sprężające o przekroju $A_{p.} = A_{p1} + A_{p2}$ znajduje się w swoim środku ciężkości d_p i osiąga pełną nośność: $F_{pd} = F_{pd1} + F_{pd2}$



Rys. 20

Stan Graniczny Nośności przekroju w sytuacji montażowej

Procedura obliczeń wygląda następująco:

- i) z warunku równowagi sił obliczyć: $A_{cc,eff} = \frac{F_{pd}}{\alpha f_{cd}}$
- ii) z geometrii strefy ściskanej wyznaczyć $x_{c,eff}$ i d_c
Dla prostokąta: $x_{eff} = \frac{A_{cc,eff}}{b_2}$ $d_c = \frac{x_{eff}}{2}$
- iii) Sprawdzić czy $\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d_p} \leq \xi_{eff,lim}$; gdzie $\xi_{eff,lim} d_p$ ze wzoru (N141) (we wzorze (N143) można przyjąć, że $f_{pd} = F_{pd1}/A_{p1}$ a $\sigma_{pmt} = \sigma_{pm0}$), jeśli nie, to przyjąć $x_{eff} = \xi_{eff,lim} d_p$ i obliczyć d_c i $A_{cc,eff}$
- iv) Obliczyć: $M_{Rd} = A_{cc,eff} \alpha f_{cd} (d_p - d_c)$
- v) Sprawdzić, czy $M_{Rd} \geq M_{Sd}$

- SGN na ścinanie
Konstrukcje zespolone

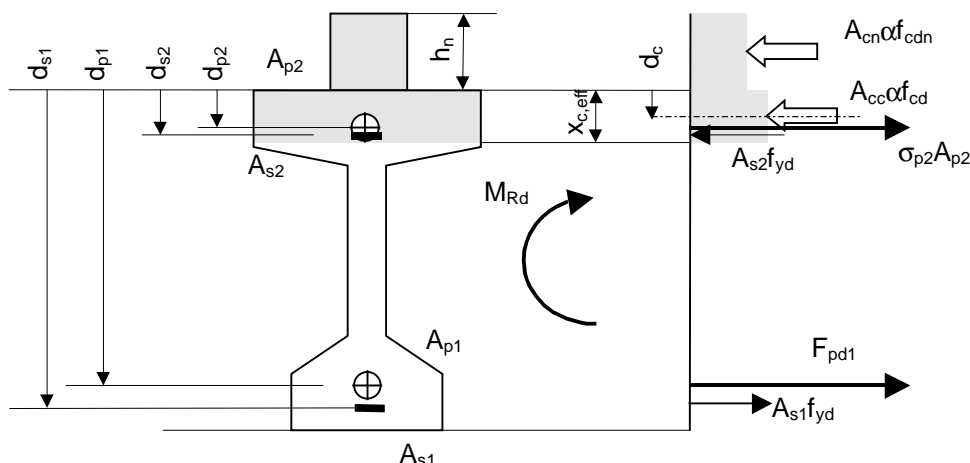
Jeśli zgodnie z normą [N7] założymy, że beton zespalający nie współpracuje przy przenoszeniu sił poprzecznych to nośność konstrukcji na siły poprzeczne w sytuacji montażowej (przed zespoleniem) nie będzie się różnić od nośności konstrukcji w sytuacji trwałej (po zespoleniu). Ponieważ siły poprzeczne wywołane obciążeniem obciążenia są z reguły większe w sytuacji trwałej, stąd sprawdzenie przekrojów na ścinanie wykonuje się przy sprawdzaniu elementu w sytuacji trwałej.

Konstrukcje ze zmianą schematu statycznego

Istnieje konieczność sprawdzenia tej nośności w przekrojach, w których siła poprzeczna jest większa niż w sytuacji trwałej. Metodę obliczeń omówiono dla sytuacji trwałej.

8. Sprawdzenie SG w sytuacji trwałej

- SGN na zginanie
Poniżej przedstawiono metodę uproszczoną sprawdzania stanu granicznego nośności na zginanie. Przyjmuje się uproszczenia:
 - prostokątny wykres naprężeń ściskających w betonie
 - zbrojenie miękkie zgrupowane jest w poszczególnych warstwach



Rys. 21
Stan graniczny nośności przekroju w sytuacji trwałej

Procedura obliczeń wygląda następująco:

i) obliczyć naprężenia w cięgnach górnych: $\sigma_{p2} = \sigma_{pm0} - 400$ [MPa]

ii) z warunku równowagi sił obliczyć:

$$A_{cc,eff} = \frac{F_{pd1} + \sigma_{p2}A_{p2} + (A_{s1} - A_{s2})f_{yd} - A_{cn}\alpha f_{cdn}}{\alpha f_{cd}}$$

iii) z geometrii strefy ściskanej wyznaczyć $x_{c,eff}$ i d_c

$$\text{Dla prostokąta: } x_{eff} = \frac{A_{cc,eff}}{b_2} \quad d_c = \frac{x_{eff}}{2} \quad d_{cn} = \frac{h_n}{2}$$

Jeśli $A_{cc,eff} < 0$ oznacza to, że oś obojętna znajduje się w nadbetonie.

Wówczas należy przyjąć: $A_{cc,eff} = 0$; $x_{eff} = d_c = 0$, oraz obliczyć:

$$A_{cn} = \frac{F_{pd1} + \sigma_{p2}A_{p2} + (A_{s1} - A_{s2})f_{yd}}{\alpha f_{cdn}} \quad \text{oraz} \quad d_{cn} = h_n - \frac{A_{cn}}{2b_n}$$

iv) Sprawdzić czy $\xi_{eff} = \frac{x_{eff}}{d_p} \leq \xi_{eff,lim}$; gdzie $\xi_{eff,lim}d_p$ ze wzoru (N141) (we wzorze

(N143) można przyjąć, że $f_{pd} = F_{pd1}/A_{p1}$), jeśli nie, to przyjąć $x_{eff} = \xi_{eff,lim}d_p$. i obliczyć d_c i $A_{cc,eff}$

v) Obliczyć:

$$M_{Rd} = A_{cc,eff}\alpha f_{cd}(d_p - d_c) + A_{cn}\alpha f_{cdn}\left(d_p + \frac{h_n}{2}\right) - \sigma_{p2}A_{p2}(d_p - d_{p2}) - [A_{s2}(d_p - d_{s2}) + A_{s1}(d_p - d_{s1})]f_{yd}$$

vi) Sprawdzić, czy $M_{Rd} \geq M_{Sd}$

- SGN na ścinanie - dobór zbrojenia poprzecznego

Przekrój sprężony oblicza się tak jak przekrój żelbetowy, uwzględniając postanowienia punktu N7.1.8.4 oraz przyjmując $\sigma_{cp} = \frac{N_{Sd}}{A_c}$; gdzie $N_{Sd} = 0,9P_{mt}$.

Można uwzględnić zmniejszenie obciążenia przekroju siłą V_{Sd} zgodnie ze wzorem (N147) przyjmując że kąt α_0 odpowiada wartości kąta $\phi(x)$ obliczonego wg Rys. 10 w przekroju, w którym obliczana jest siła V_{Sd} .

Ponadto, w konstrukcjach kablobetonowych i z kablami bez przyczepności należy uwzględnić osłabienie przekroju kanałami kablowymi. W przekrojach z kablami bez przyczepności wypełnienia kanałów kablowych nie uwzględnia się.

- Zabezpieczenie konstrukcji zespolonej przed rozwarstwieniem w płaszczyźnie zespolenia
We wzorze (N159) należy przyjąć:

$$\beta = \frac{A_{cn} f_{cdn}}{A_{cc,eff} f_{cd} + A_{cn} f_{cdn}}$$

$$z = \frac{A_{cc,eff} f_{cd} (d_p - d_c) + A_{cn} f_{cdn} (d_p + d_{cn})}{A_{cc,eff} f_{cd} + A_{cn} f_{cdn}}, \text{ lecz nie mniej niż } 0,8d_p.$$

Przyjęte zbrojenia powierzchni styku może być związane z poprzecznym zbrojeniem prefabrykatu rozstawem prętów lub wykorzystaniem np. pionowych gałęzi strzemion żeber. Ponieważ obciążenie powierzchni styku zmienia się podobnie jak siła poprzeczna, możliwe i celowe jest różnicowanie tego zbrojenia na długości styku, dokonując obliczeń w odpowiednich przekrojach.

- Sprawdzenie możliwości pojawienia się rys prostopadłych

O możliwości pojawienia się rys prostopadłych decyduje wartość naprężeń na dolnej krawędzi elementu σ_{c1} . Naprężenia te obliczać należy wykorzystując zasadę ich superpozycji, tzn. obliczyć naprężenie będące efektem przyrostu obciążenia, sztywności belki i schematu statycznego w danej sytuacji (początkowej, montażowej, trwałej), a następnie je zsumować. Działające obciążenie jest wywołane oddziaływaniami długotrwałymi oraz przyjmuje wartości obliczeniowe przy $\gamma_f = 1,0$, zaś siła sprężająca wartość obliczeniową $P_d = P_{\cdot k,inf} = 0,9P_{mt}$.

W sytuacji trwałej:

$$\sigma_{c1} = \frac{P_d}{A_{cs0}} + \frac{P_d z_{cp0} (h - y_{2,0})}{J_{cs0}} - \frac{M_{Sd} (h - y_{2,0})}{J_{cs0}} - \frac{\Delta M_{Sd} (h - y_2)}{J_{cs}},$$

gdzie:

M_{Sd} moment zginający w sytuacji montażowej

ΔM_{Sd} przyrost momentu zginającego wywołany pozostałymi obciążeniami (działającymi długotrwale)

Rysy nie wystąpią, jeśli obliczone w powyższy sposób naprężenia (rozciągające) będą mniejsze niż f_{ctm} :

$$\sigma_{c1} \geq -f_{ctm}$$

a zbrojenie w strefie rozciąganej spełnia warunek (N92), w którym σ_s należy przyjąć uwzględniając zarówno cięgna jak i zbrojenie miękkie. Zastępczą wartość naprężeń σ_s obliczyć ze wzoru

$$\sigma_s = \frac{A_{p1} \sigma_s(p) + A_{s1} \sigma_s(s)}{A_{p1} + A_{s1}}, \text{ gdzie } A_{p1}, A_{s1} - \text{pole przekroju zbrojenia w strefie rozciąganej, } \sigma_s(p) \text{ i}$$

$\sigma_s(s)$ – wartość naprężenia w zbrojeniu z Tablicy N20, odpowiednio dla cięgien i zbrojenia zwykłego.

- Sprawdzenie SGU szerokości rozwarcia rys prostopadłych

Dokonujemy zgodnie z N7.1.9.3, uwzględniając cięgna (kable) i zbrojenie miękkie w dolnej półce.

We wzorze (N94) należy przyjąć:

$$k_1 \phi = \frac{k_{1s} \phi_s \sum n_s + k_{1p} \phi_p \sum n_p}{\sum n_s + \sum n_p},$$

gdzie: $k_{1s} \phi_s, k_{1p} \phi_p$ - wsp. zależny od przyczepności i średnicy prętów,

$\sum n_s, \sum n_p$ - suma liczby prętów

odpowiednio dla stali miękkiej i cięgien,

$$A_{ct,eff} \text{ obliczyć na podstawie rys (N32) przyjmując } x_{II} = \frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{c2} - \sigma_{c1}} h, \text{ gdzie } \sigma_{c1} \text{ i } \sigma_{c2} \text{ naprę-}$$

żenia odpowiednio na dolnej i górnej krawędzi (w otoczeniu kabli, dla każdego kabla można przyjąć pole kwadratu o boku 300 mm)

Obliczenie momentu dekompresji przekroju:

$$M_{de} = \frac{J_{cs}}{h - y_2} \left[\frac{0,9P_{m,t}}{A_{cs0}} + \frac{0,9P_{m,t} z_{cp} (h - y_{20})}{J_{cs0}} \right]$$

Przyrost naprężeń w stali w przekroju zarysowanym:

$$\Delta\sigma_s = \frac{M_{Sd} - M_{de}}{(A_{pl} + A_{s1})z}$$

gdzie z – ramię sił wewnętrznych, można przyjmować $z \cong (0.85 \div 0.90)d_{p1}$

Średnie odkształcenie zbrojenia wzór (N95):

$$\Delta\varepsilon_{sm} = \frac{\Delta\sigma_s}{E_p} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{de}}{M_{Sd}} \right)^2 \right]$$

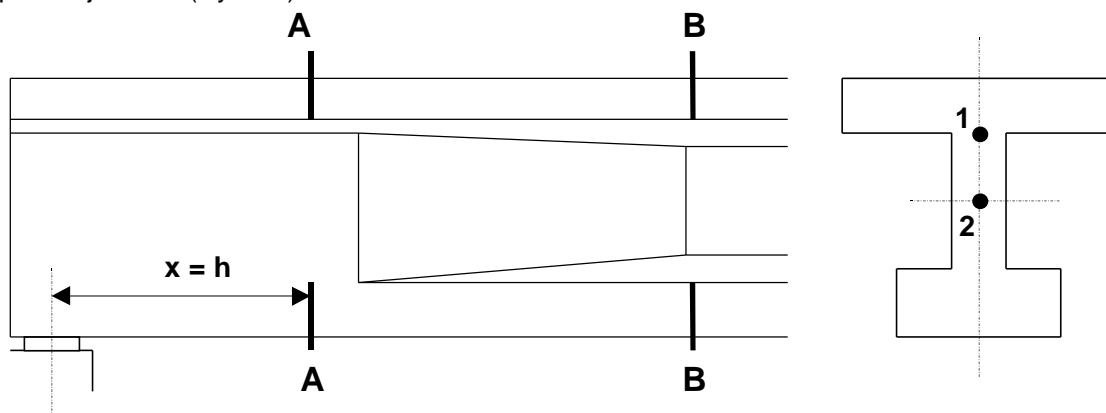
gdzie β_1 należy obliczać ze wzoru

$$\beta_1 = \frac{\beta_{1s} \sum n_s + \beta_{1p} \sum n_p}{\sum n_s + \sum n_p}$$

- Sprawdzenie SGU możliwości pojawienia się rys ukośnych

Dokonać należy w strefie przypodpowowej. Polega na wykazaniu, że rozciągające naprężenia główne nie przekroczą wytrzymałości betonu na ściskanie.

W belkach należy sprawdzać w przekroju podporowym (A - A) i przy zmianie średnika – także w przekroju B - B (Rys. 22).



Rys. 22

Przekroje w których oblicza się główne naprężenia rozciągające

Obliczenia naprężeń należy dokonać w poziomie 1 (na wysokości zmiany średnika) i 2 (w środku ciężkości przekroju), wykorzystując wzór (N153), w którym:

$$\sigma_x = \frac{0,9P_{m,t}}{A_{cs0}} + \frac{0,9P_{m,t}z_{cp}(x)(d_i - y_2)}{J_{cs0}} - \frac{M_{Sd}(x)(d_i - y_2)}{J_{cs}}$$

$$\tau_{xy} = \frac{(V_{Sd}(x) - 0,9P_{m,t} \sin \alpha(x))S_{co}}{J_{cst}b_w}$$

Wzory powyższe zostały przedstawione w ogólnej postaci, uwzględniając odgięcie cięgien i zmianę szerokości średnika (interpretacja wielkości b_w !). Pionowe naprężenia normalne σ_y zaleca się pominać.

- Sprawdzenie SGU ugięć

Ugięcia w elementach niezarysowanych obliczać należy wykorzystując zasadę ich superpozycji, tzn. obliczyć ugięcie będące efektem przyrostu obciążenia, sztywności belki i schematu statycznego w danej sytuacji (początkowej, montażowej, trwałej), a następnie je zsumować.

$$a = \sum \alpha_{k_i} \frac{\Delta M_{Sd_i} l_{eff_i}^2}{E_c J_{cs_i}} - \alpha_p \frac{N_{pd} z_{cp0} l_{eff}^2}{E_c J_{cs0}}$$

W przypadku konstrukcji zarysowanej można postąpić podobnie. Rozpatrując działanie przyrostu obciążenia w fazie zarysowanej, przyjąć zredukowaną sztywność belki B w sytuacji działania sumy obciążenia (całość M_{Sd}).

$$a = \sum \alpha_{k_i} \frac{\Delta M_{Sd_i} l_{eff_i}^2}{E_c J_{cs_i}} + \alpha_k \frac{\Delta M_{Sd} l_{eff}^2}{B(M_{Sd})} - \alpha_p \frac{N_{pd} z_{cp0} l_{eff}^2}{E_c J_{cs0}}$$

Przy obliczaniu ugięć długotrwałych należy przyjąć efektywny moduł sprężystości betonu (z uwzględnieniem współczynnika pełzania), i dla tej wartości obliczyć momenty bezwładności przekroju w poszczególnych sytuacjach (zmiana współczynników α).

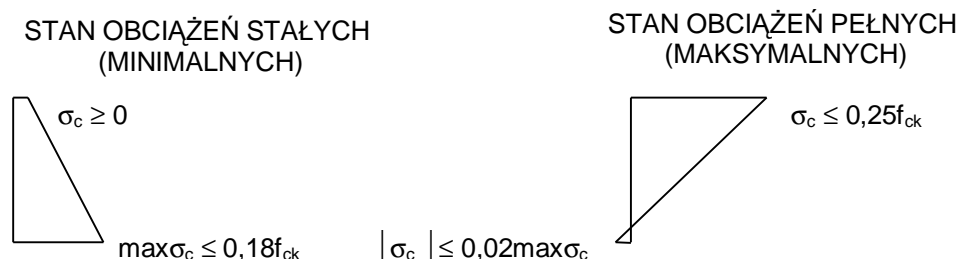
- *Sprawdzenie SG zmęczenia (N7.2.)*

Na wstępie należy sprawdzić zasadność sprawdzania konstrukcji w tej sytuacji:

$$\frac{M_{pk}}{\sum M_k} \geq 0,6$$

Należy obliczyć stan naprężeń w przekroju w przypadku działania i braku działania obciążenia wielokrotnie zmiennego przyjmując charakterystyczne wartości obciążenia (ew. ze współczynnikiem dynamicznym) i $N_{pd} = 1.1 P_{m,t}$

W wyniku tego, otrzymuje się dwa wykresy naprężeń w betonie odpowiadające działaniu obciążeń stałych (lub minimalnych) oraz stałych i zmiennych (lub maksymalnych). Na podstawie zmienności naprężeń w skrajnych włóknach, należy przyjąć dopuszczalną wartość σ_{cR} . (Rys. 23)



Rys. 23

Dopuszczane, maksymalne naprężenia w betonie przy działaniu obciążeń wielokrotnie zmiennych

Jeśli zakres zmian naprężeń nie pozwala na odczytanie wartości σ_{cR} , należy skorzystać z innej metody, choć świadczy to o nadmiernym wyężeniu betonu. i wskazuje na celowość zmiany koncepcji konstrukcji przekroju.

Ustalenie zmiany naprężeń w cięgnach sprężających lub w zbrojeniu pomocniczym można dokonać, wykorzystując poprzednie obliczenia:

$$\Delta \sigma_{p1} = \alpha_p \left(\Delta \sigma_{c2} + d_{p1} \frac{\Delta \sigma_{c1} - \Delta \sigma_{c2}}{h} \right) \quad \Delta \sigma_{s1} = \alpha_s \left(\Delta \sigma_{c2} + d_{s1} \frac{\Delta \sigma_{c1} - \Delta \sigma_{c2}}{h} \right)$$

gdzie $\Delta \sigma_{c1}$, $\Delta \sigma_{c2}$ różnice w naprężeniach w betonie, odpowiednio na dolnej i górnej krawędzi.

Ograniczenia wynikające z warunków ograniczenia naprężeń mogą spowodować konieczność zmiany kształtu konstrukcji. Przesłanki byłyby następujące:

niespełnienie warunków ograniczenia naprężeń w betonie wskazuje na zmianę gabarytów pólek (dolnej lub górnej) lub podniesienie wysokości konstrukcji. w sumie – zwiększenie momentu bezwładności.

Przekroczenie dopuszczalnego zakresu zmian naprężeń w cięgnach wskazuje na konieczność zmniejszenia mimośrodów cięgien w stosunku do środka ciężkości przekroju.

4 LITERATURA:

- [1] Ajdukiewicz A, Mames J.: „Konstrukcje sprężone”. Warszawa ARKADY 1984.
- [2] Dąbrowski K., Stachurski W., Zieliński Z. A.: "Konstrukcje betonowe" Warszawa ARKADY 1982.
- [3] * Dyduch K.: „Obliczanie konstrukcji sprężonych” Konf. N. – T. „Podstawy projektowania konstrukcji z betonu w ujęciu normy PN-B-03264:1998 w świetle Eurokodu 2”, Puławy 1998, ITB Warszawa 1998
- [4] Grabiec K, Kampioni J.: „Betonowe konstrukcje sprężone”. PWN Warszawa - Poznań 1982
- [5] * Grzegorzewski W. „Deski sprężone”. Warszawa ARKADY 1965.
- [6] * Guyon Y. „Prestressed Concrete”. Wiley & Sons, London 1953
- [7] Jasman S.: Projektowanie i wykonawstwo konstrukcji betonowych. Pol. Wrocławska Wrocław 1990.
- [8] Kledzik W., Kledzik B., Kot A.: „Wzory i tablice do projektowania konstrukcji żelbetowych”. Warszawa ARKADY 1982.
- [9] * Kuś S „Konstrukcje sprężone kołowo - symetryczne”. Warszawa ARKADY 1960.
- [10] * Lin T.Y, Burns N.H.: „Design of Prestressed Concrete Structures”, Wiley & Sons N.York 1982.
- [11] Olszak i in. Teoria konstrukcji sprężonych T. I i II PWN Warszawa 1961.
- [12] Pr. zbiorowa „Budownictwo betonowe”. T. III Konstrukcje sprężone. Warszawa ARKADY 1965.
- [13] Pr. zbiorowa „Poradnik inżyniera i technika budowlanego”. Tom V, Warszawa ARKADY 1996.
- [14] Pr. zbiorowa „Poradnik kierownika budowy”. Tom I i II, Warszawa ARKADY 1989.
- [15] Pr. zbiorowa „Poradnik majstra budowlanego ”. Warszawa ARKADY 1985.
- [16] * Rossuee W., Graubner C.A., „Spannbetonbauwerke Teil I.” Berlin Ernst & Sohn 1992.
- [17] Starosolski W.: „Konstrukcje żelbetowe, T. I i T. II”. PWN Warszawa 1996
- [18] Zieliński Z. A.: Prefabrykowane betonowe dźwigary sprężone. Warszawa ARKADY 1962.

Normy,

[N1]. a

[N2]. b Aktualne normy obciążeniowe.

[N3]. PN-90/B-03000. Projekty budowlane - obliczenia statyczne.

[N4]. PN-80/B-01800. Antykorozyjne zabezpieczenia w budownictwie - konstrukcje betonowe i żelbetowe - klasyfikacja i określenie środowisk.

[N5]. FIP-CEB Model Code 1980

[N6].

[N7]. PN-B-03264:1999 konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.

[N8]. bb

[N9].