

ZESZYT 2

Projektowanie konstrukcji żelbetowych

PARTNERZY STRATEGICZNI



PARTNERZY



WSPÓŁPRACA, REKOMENDACJE, PATRONATY



SPIS TREŚCI

1. ZAŁOŻENIA DO OBLICZEŃ

- 1.1. Wstęp
- 1.2. Zapewnienie bezpieczeństwa konstrukcji
- 1.3. Właściwości materiałów – beton
 - 1.3.1. Klasy i wytrzymałości betonu
 - 1.3.2. Obliczeniowe zależności: naprężenie – odkształcenie przy ściskaniu
 - 1.3.3. Odkształcalność betonu
- 1.4. Właściwości materiałów – stal zbrojeniowa
- 1.5. Trwałość i otulina zbrojenia
- 1.6. Idealizacja konstrukcji i metody analizy

2. PROJEKTOWANIE ELEMENTÓW ZGINANYCH

- 2.1. Założenia do obliczeń
- 2.2. Elementy o przekroju dowolnym
- 2.3. Elementy o przekroju prostokątnym
 - 2.3.1. Wymiarowanie zbrojenia
 - 2.3.2. Określanie nośności na zginanie
- 2.4. Elementy o przekroju teowym, wymiarowanie zbrojenia
- 2.5. Określanie nośności przekrojów rzeczywiście teowych

3. PROJEKTOWANIE ELEMENTÓW ŚCISKANYCH

- 3.1. Założenia ogólne
- 3.2. Uwzględnienie efektów II rzędu przy ściskaniu
 - 3.2.1. Smukłość elementów
 - 3.2.2. Metoda nominalnej sztywności
 - 3.2.3. Metoda nominalnej krzywizny
- 3.3. Wymiarowanie zbrojenia elementów ściskanych
 - 3.3.1. Przekrój o kształcie dowolnym
 - 3.3.2. Przekrój prostokątny
- 3.4. Określanie nośności elementów ściskanych

4. PROJEKTOWANIE ELEMENTÓW NA SIŁĘ POPRZECZNĄ

- 4.1. Nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia poprzecznego
- 4.2. Model kratownicowy w obliczeniach na ścinanie
- 4.3. Procedury projektowania zbrojenia na ścinanie
- 4.4. Ścinanie między półką i środkiem w belkach teowych

5. PROJEKTOWANIE ELEMENTÓW NA PRZEBICIE
 - 5.1. Założenia ogólne
 - 5.2. Postępowanie przy obliczaniu strefy przebicia
6. PROJEKTOWANIE ELEMENTÓW SKRĘCANYCH
 - 6.1. Założenia wstępne
 - 6.2. Sprawdzanie nośności i wymiarowanie zbrojenia
7. SPRAWDZANIE ZARYSOWANIA KONSTRUKCJI
 - 7.1. Wymagania w zakresie zarysowania
 - 7.2. Obliczeniowe sprawdzanie stanu zarysowania
 - 7.2.1. Sprężyste stany naprężeń w przekrojach elementów żelbetowych
 - 7.2.2. Minimalne zbrojenie ze względu na zarysowanie
 - 7.2.3. Uproszczona kontrola zarysowania
 - 7.2.4. Obliczeniowa kontrola szerokości rys
8. SPRAWDZANIE UGIĘĆ KONSTRUKCJI
 - 8.1. Wymagania ogólne w zakresie ugięć elementów
 - 8.2. Uproszczona kontrola ugięć
 - 8.3. Obliczanie ugięć
9. KONSTRUKCJE ZESPOLONE Z BETONÓW
 - 9.1. Uwagi ogólne
 - 9.2. Projektowanie styków i połączeń w elementach zespolonych z betonów
 - 9.2.1. Styki ścinane w płaszczyźnie zespolenia
 - 9.2.2. Styki ściskane
10. ZASADY KONSTRUOWANIA ELEMENTÓW Z BETONU
 - 10.1. Wymagania w zakresie prętów zbrojeniowych
 - 10.1.1. Kotwienie zbrojenia
 - 10.1.2. Łączenie prętów zbrojenia
 - 10.2. Reguły szczegółowe konstruowania elementów żelbetowych
 - 10.2.1. Konstruowanie belek
 - 10.2.2. Konstruowanie płyt w układach płytowo - belkowych
 - 10.2.3. Konstruowanie płyt w układach płytowo - słupowych
 - 10.2.4. Konstruowanie słupów

Literatura

Cytowane pozycje norm

1. ZAŁOŻENIA DO OBLICZEŃ

1.1.Wstęp

Celem niniejszego opracowania jest podanie w zwartej formie podstawowych zasad i reguł projektowania konstrukcji betonowych w zakresie wymiarowania przekrojów i sprawdzania warunków stanów granicznych nośności i użytkowości elementów.

Zestaw norm europejskich dotyczących konstrukcji betonowych (Eurokod 2) opracowany został dla potrzeb projektowania w krajach Unii Europejskiej różnorodnych konstrukcji z betonu. Zestaw ten składa się z następujących części:

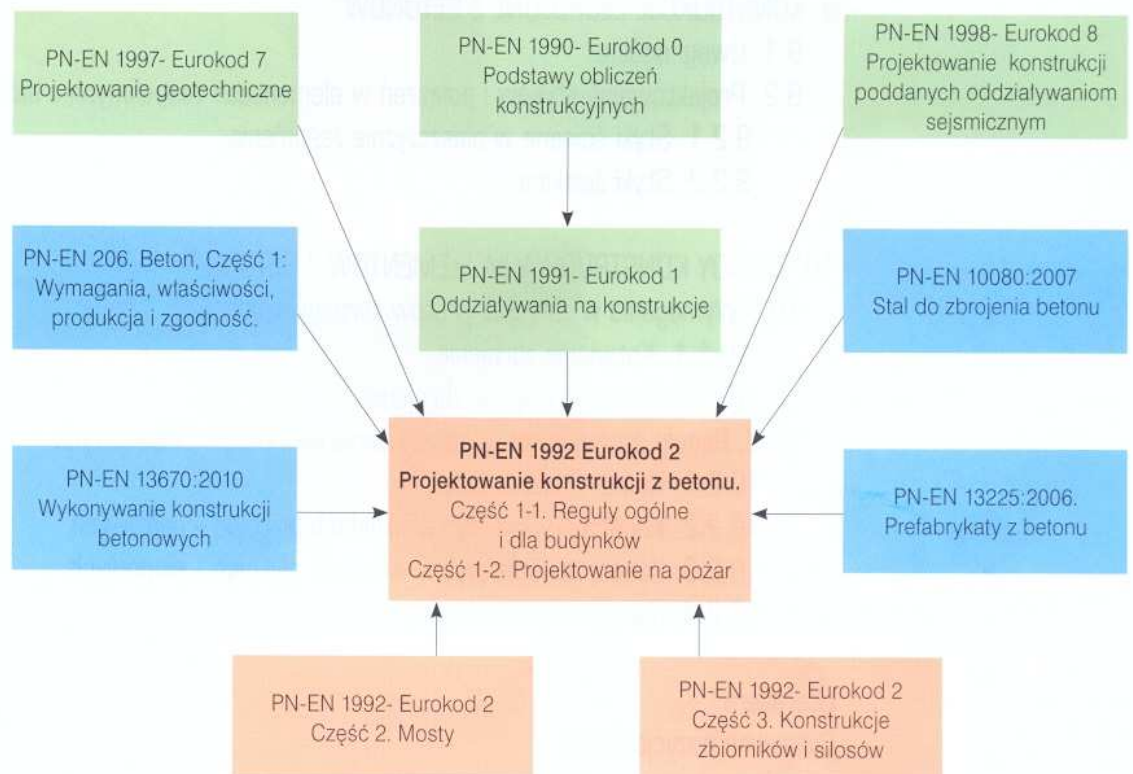
- PN-EN 1992-1-1: 2008 [N2] dotyczy reguł ogólnych projektowania budynków,
- PN-EN 1992-1-2:2008 [N3] omawia zagadnienia obliczania konstrukcji z betonu w warunkach pożarowych,
- PN-EN 1992-2: 2010 [N4] dotyczy projektowania konstrukcji mostów betonowych,
- PN-EN 1992-3:2008 [N5] podaje zasady obliczania konstrukcyjnego betonowych zbiorników na ciecze i silosów.

Eurokod 2 jest powiązany z innymi Eurokodami i normami europejskimi, w szczególności z Eurokodem 0 [N0], dotyczącym podstaw projektowania obiektów budowlanych, Eurokodem 1 [N1] ze wszystkimi jego częściami związanymi z wyznaczaniem obciążeń na budowle, Eurokodem 7 [N7] w zakresie projektowania geotechnicznego oraz Eurokodem 8 [N8], dotyczącym projektowania w warunkach sejsmicznych. Ponadto Eurokod 2 jest powiązany z pokrewnymi normami europejskimi, m.in. z normą PN-EN 206 [N6] z zakresu technologii betonu, normą PN-EN 13670 [N9], dotyczącą wyko-

nawstwa konstrukcji betonowych, normą PN-EN 13225 [N10], dotyczącą prefabrykatów betonowych i normą PN-EN 10080 [N11], dotyczącą stali zbrojeniowych do betonu. Powiązanie Eurokodu 2 z innymi normami europejskimi, uznanymi obecnie jako normy polskie, przedstawiono na rys. 1.1.

Główną zaletą wprowadzenia Eurokodu 2 do projektowania jest to, że jest on mniej restrykcyjny niż dotychczas istniejąca krajowa norma konstrukcji z betonu, jakkolwiek jest on bardziej obszerny od dotychczasowej normy PN-B-03264:2002 [N12]. Należy przy tym zauważyć, że stosowanie Eurokodów zapewnia znacznie szersze możliwości projektantom wykonywania zawodu w całej Unii Europejskiej, gdyż kraje członkowskie UE muszą dostosować przepisy prawa budowlanego do wymagań systemu zawartego w Eurokodach.

Celem niniejszego opracowania jest podanie w zwartej formie podstawowych zasad i reguł projektowania konstrukcji betonowych w zakresie wymiarowania przekrojów i sprawdzania warunków stanów granicznych nośności i użytkowości elementów. Podstawą opracowania są w szczególności zapisy i wymagania zawarte w Części 1-1 Eurokodu 2, które zaprezentowano w formie najbardziej zbliżonej do zapisów zawartych w dotychczasowej, krajowej normie przejściowej PN-B-03264:2002 [N12].



Rys.1.1. Zależności pomiędzy Eurokodem 2 i innymi normami europejskimi

1.2. Zapewnienie bezpieczeństwa konstrukcji

Podstawą projektowania bezpiecznych, trwałych i niezawodnych konstrukcji budowlanych według Eurokodów, w tym konstrukcji z betonu, jest koncepcja metody stanów granicznych: nośności (SGN) i użyteczności (SGU), z zastosowaniem częściowych współczynników bezpieczeństwa. Sprawdzanie stanów granicznych nośności konstrukcji z betonu zbrojonego polega na wykazaniu, że w każdym miarodajnym przekroju elementu, pod wpływem każdej z możliwych kombinacji obciążeń obliczeniowych, spełniony jest warunek:

$$E_d(G \cdot \gamma_G, Q \cdot \gamma_Q) \leq R_d = f \left(A_c, \frac{X_{kc}}{\gamma_c}, A_s, \frac{X_{ks}}{\gamma_s}, \dots \right), \quad (1.1)$$

gdzie: E_d - wartości obliczeniowych efektów oddziaływań stałych G i zmiennych Q ,

γ_G, γ_Q - częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla oddziaływań stałych i zmiennych,

X_{kc} oraz X_{ks} - charakterystyczna wytrzymałość betonu i granica plastyczności zbrojenia,

γ_c, γ_s - częściowe materiałowe współczynniki bezpieczeństwa dla betonu i zbrojenia,

A_c oraz A_s - wymiary geometryczne pola przekroju betonu i stali zbrojeniowej.

W stanach granicznych użyteczności wartości obliczeniowych efektów obciążeń E_d , występujących w konstrukcjach z betonu (na przykład szerokość rys lub ugięcie elementu), muszą spełniać warunek:

$$E_d \leq C_d, \quad (1.2)$$

gdzie C_d - wartości graniczne efektów oddziaływań E_d , będących funkcją odpowiednich właściwości geometrycznych i materiałowych ustroju (np. szerokość rys lub ugięcie).

Zgodnie z koncepcją rozdzielenia współczynników bezpieczeństwa, obliczeniowe wartości właściwości betonu lub stali zbrojeniowej X_d określa się na podstawie wartości charakterystycznych X_k :

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_M}, \quad (1.3)$$

gdzie γ_M - częściowy materiałowy współczynnik bezpieczeństwa,

η - współczynnik konwersji ($\eta \leq 1$) stosowany w celu uwzględnienia efektów dodatkowych i innych niekorzystnych wpływów.

Współczynniki materiałowe γ_c i γ_s wyrażają wpływ niekorzystnych odchyłek w wyniku stosowania niepewnych danych i niedoskonałych modeli obliczeniowych przy ustalaniu danej cechy. Wartości tych współczynników zestawiono w tab. 1.1.

Tabl. 1.1. Częściowe współczynniki materiałowe bezpieczeństwa dla betonu i zbrojenia

Parametry	Sytuacje obliczeniowe	Częściowe współczynniki materiałów	
		Beton γ_c	Stal zbrojeniowa i sprężająca γ_s
Norma			
EN-1991-1-1	Trwała i przejściowa	1,5	1,15
	Wyjątkowa	1,2	1,0
Załącznik krajowy NA	Trwała i przejściowa	1,4 (1,35)	1,15 (1,1)
	Wyjątkowa	1,2	1,0

Uwaga! Wartości w nawiasach określone według Załącznika Krajowego NA do [N2] mogą być zastosowane wyłącznie wtedy, gdy spełnione są rygorystyczne warunki w zakresie zmniejszonych odchyłek wymiarowych w projektowanym przekroju elementu i zapewnienia niskiego współczynnika zmienności wytrzymałości betonu (nie większego niż 10%).

Zadaniem projektanta jest dobór takich układów konstrukcyjnych obliczanego ustroju, które zapewniłyby wymaganą niezawodność obiektu, a w szczególności:

- wystarczającą odporność każdego elementu oraz całej konstrukcji na zagrożenia wynikające z obciążeń i oddziaływań zewnętrznych,
- właściwe współdziałanie elementów składowych ustroju,
- przetrwanie ustroju pod działaniem obciążenia wyjątkowego, nawet w przypadku utraty nośności przez pojedyncze elementy tego ustroju.

Zadaniem projektanta jest dobór takich układów konstrukcyjnych obliczanego ustroju, które zapewniłyby wymaganą niezawodność obiektu.



1.3. Właściwości materiałów – beton

1.3.1. Klasy i wytrzymałości betonów

Podstawą określenia klasy betonu jest wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie, będąca miernikiem jego jakości, określana na podstawie normy PN-EN 206:2003 [N6]. Każdej umownej klasie betonu przypisano w Eurokodzie 2 następujące wytrzymałości:

- wytrzymałość gwarantowana na ściskanie, określana na kostkach - $f_{ck, cube}$,
 - wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie f_{ck} , określona na próbkach walcowych,
 - wytrzymałość charakterystyczna na rozciąganie f_{ctk} ,
 - wytrzymałość średnia betonu na rozciąganie f_{ctm} .
- Do celów projektowania na stan graniczny nośności używamy wytrzymałości obliczeniowych betonu, okre-

ślonych zgodnie z definicją podaną we wzorze ogólnym (1.3). Są to:

- wytrzymałość obliczeniowa betonu na ściskanie f_{cd}

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (1.4)$$

- wytrzymałość obliczeniowa betonu na rozciąganie

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}. \quad (1.5)$$

Wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa

γ_c we wzorach (1.4) i (1.5) zestawiono w tabl.1.1, natomiast mnożniki korekcyjne α_{cc} i α_{ct} oznaczają współczynniki konwersji wyników badań wytrzymałości betonu z próbek na konstrukcję, które definiuje się z uwzględnieniem wpływu zjawisk reologicznych i niekorzystnego wpływu sposobu przyłożenia obciążenia na wytrzymałość. Zalecane wartości tych mnożników są równe 1,0.

Zestawienie klas betonów zwykłych (dla których $f_{ck} \leq 50$ MPa) oraz odpowiadające im wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie podano w tabl.1.2, natomiast zestawienie klas betonów wysokiej wytrzymałości (przy $f_{ck} > 50$ MPa) zamieszczono w tabl. 1.3.

Tabl. 1.2. Wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie [MPa] oraz moduły sprężystości przypisane klasom betonu zwykłego przy $f_{ck} \leq 50$ MPa

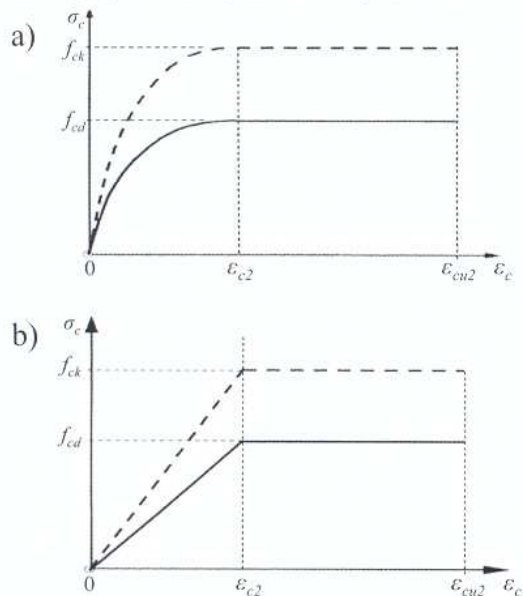
Klasa betonu wg PN-EN 1992-1-1 [N2]	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60
Charakterystyczna kostkowa na ściskanie $f_{ck,cube}$	15	20	25	30	37	45	50	55	60
Charakterystyczna walcowa na ściskanie f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
Obliczeniowa na ściskanie f_{cd} przy $\gamma_c = 1,4$ i $\alpha_{cc} = 1$	8,57	11,4	14,3	17,9	21,4	25,0	28,6	32,1	35,7
Średnia na rozciąganie f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
Charakterystyczna na rozciąganie $f_{ctk,0.05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
Obliczeniowa na rozciąganie f_{ctd} przy $\gamma_c = 1,4$ i $\alpha_{cc} = 1$	0,79	0,92	1,07	1,29	1,43	1,57	1,79	1,93	2,07
Sieczny moduł sprężystości betonu [GPa]	27	29	30	31	32	34	35	36	37

Tabl. 1.3. Wytrzymałości betonu na ściskanie i rozciąganie [MPa] oraz moduły sprężystości przypisane klasom betonu wysokiej wytrzymałości przy $f_{ck} > 50$ MPa

Klasa betonu wg PN-EN 1992-1-1 [N2]	C 55/67	C 60/75	C 70/85	C 80/95	C _{max} 90/105
Charakterystyczna kostkowa na ściskanie $f_{ck,cube}$	67	75	85	95	105
Charakterystyczna walcowa na ściskanie f_{ck}	55	60	70	80	90
Obliczeniowa na ściskanie f_{cd} przy $\gamma_c = 1,4$ i $\alpha_{cc} = 1$	32,29	42,86	50,0	57,1	64,3
Średnia na rozciąganie f_{ctm}	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
Charakterystyczna na rozciąganie $f_{ctk,0.05}$	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
Obliczeniowa na rozciąganie f_{ctd} przy $\gamma_c = 1,4$ i $\alpha_{cc} = 1$	2,14	2,21	2,29	2,43	2,50
Sieczny moduł sprężystości betonu [GPa]	38	39	41	42	44

1.3.2. Obliczeniowe zależności: napężenie – odkształcenie przy ściskaniu

Zalecane przez Eurokod 2 zależności funkcyjne: napężenie – odkształcenie dla betonu w jednoosiowym stanie przy ściskaniu pokazano na rys. 1.2a, b.



Rys. 1.2. Zalecane do obliczeń wykresy zależności σ - ϵ dla betonu w strefie ściskanej:

a) – wykres paraboli o wykładniku $n \leq 2$,
b) – wykres dwuliniowy

Przedstawiona na rys. 1.2a funkcja złożona $\sigma = f(\epsilon)$ ma postać:

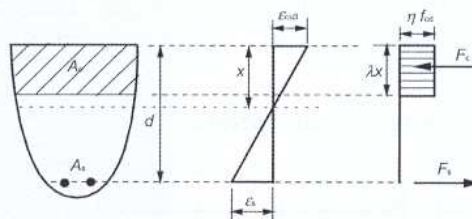
$$\text{dla } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad \sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right], \quad (1.6)$$

$$\text{dla } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \quad \sigma_c = f_{cd}, \quad (1.7)$$

gdzie: n – wykładnik potęgi funkcji parabolicznej,
 ϵ_{c2} – najmniejsze odkształcenie betonu ściskanego, przy którym osiąga on wytrzymałość,
 ϵ_{cu2} – odkształcenie graniczne betonu ściskanego.

Dopuszczalna w Eurokodzie 2 uproszczona funkcja dwuliniowa, którą można stosować zamiennie, opisana jest na rys. 1.2b za pomocą odkształcenia ϵ_{c3} (wartość, przy której beton osiąga wytrzymałość f_{cd}) oraz odkształcenia granicznego ϵ_{cu3} . Wartości wykładnika paraboli oraz odkształceń ϵ_{c2} , ϵ_{cu2} , ϵ_{c3} , ϵ_{cu3} dla wszystkich klas betonów zestawiono w tabl.1.4. Dla klas betonów zwykłych (C 12/15 do C 50/60) wartości te są identyczne.

Możliwe jest też przyjęcie założenia upraszczającego, że rozkład naprężeń ściskających w betonie w funkcji odkształceń jest prostokątny. Stan ten dla zginanego elementu zbrojonego o przekroju dowolnym przedstawiono na rys. 1.3.



Rys. 1.3. Dopuszczalny do obliczeń, prostokątny wykres naprężeń w strefie ściskanej betonu

Współczynnik λ do określenia zasięgu efektywnej strefy ściskanej x oraz współczynnik η do określenia efektywnej wytrzymałości obliczeniowej betonu na ściskanie określa się na podstawie poniższych wzorów:

$$\lambda = 0,8 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}, \quad (1.8)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \text{ dla } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}, \quad (1.9)$$

$$\eta = 1,0 \text{ dla } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}, \quad (1.10)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \text{ dla } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}, \quad (1.11)$$

Zestawienie wartości tych współczynników dla wszystkich klas betonów podano w tabl.1.5.

Tabl.1.4. Wartości odkształceń granicznych dla wszystkich klas betonów

Klasa betonu wg PN-EN 1992-1-1 [N2]	C 12/15-C 50/60	C 55/67	C 60/75	C 70/85	C 80/95	C _{max} 90/105
Wykładnik potęgi n funkcji (1.6)	2,0	1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
Odkształcenie ϵ_{c2} [‰]	2,0	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
Odkształcenie ϵ_{cu2} [‰]	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
Odkształcenie ϵ_{c3} [‰]	1,75	1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
Odkształcenie ϵ_{cu3} [‰]	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Tabl. 1.5. Wartości współczynników λ oraz η według wzorów (1.8) – (1.11) dla wszystkich klas betonów przy prostokątnym wykresie naprężeń (rys.1.3)

Klasa betonu wg PN-EN 1992-1-1 [N2]	C 12/15-C 50/60	C 55/67	C 60/75	C 70/85	C 80/95	C _{max} 90/105
Współczynnik λ	0,8	0,788	0,775	0,75	0,725	0,700
Współczynnik η	1,0	0,975	0,950	0,900	0,850	0,800

Skurcz betonu wynika głównie z dwu składników: odkształcenia spowodowanego wysychaniem ε_{cd} i odkształcenia skurczu samorodnego ε_{ca} (zwanego autogenicznym).

1.3.3. Odkształcalność betonu

Odkształcalność sprężystą betonu reprezentuje moduł sprężystości betonu E_{cm} , którego przybliżone wartości dla celów projektowania opisane są sieczną funkcji $\sigma_c - \varepsilon_c$ poprowadzoną między naprężeniami $\sigma_c = 0$ i $0,4f_{cm}$. Dla przyjętych w Eurokodzie 2 klas betonów wartości modułu sprężystości dla betonów z kruszywami kwarcytowymi zestawiono w dolnym wierszu tablic 1.2 i 1.3. W przypadku betonów z kruszywami wapiennymi i piaszczystymi podane wartości należy zmniejszyć odpowiednio o 10% i 30%, natomiast dla betonów z kruszywem bazaltowym wartości E_{cm} należy zwiększyć o 20%.

Odkształcalność długotrwałą betonu kształtują zjawiska pęcznienia i skurczu. Są one funkcjami wielu

zmiennych parametrów, takich jak: wilgotność otoczenia, wymiary elementu, skład oraz stopień dojrzałości betonu w chwili przyłożenia obciążenia oraz czas trwania i wielkość obciążenia.

Pęcznienie betonu może być opisane za pomocą współczynnika pęcznienia $\varphi(t, t_0)$. Jeżeli nie wymaga się dużej dokładności w obliczeniach, to wartość tego współczynnika można odczytać z wykresów podanych na rys.1.4a,b, które opracowano dla dwu zakresów wilgotności środowiska: RH = 50% - rys.1.4a i RH = 80% - rys.1.4b. Musi być przy tym spełniony warunek, że przy pierwszym obciążeniu elementu naprężenia ścisające w betonie nie przekroczą wartości $0,45f_{ck}$. Oznaczenia krzywych są następujące: S – beton na cemencie wolno twardniejącym, N – beton na cemencie normalnie twardniejącym, R – beton na cemencie szybko twardniejącym. Kolejność odczytów wartości współczynnika pęcznienia pokazano na rys.1.4c. Na osi poziomej należy odszukać miarodajny wymiar h_0 elementu, który oblicza się ze wzoru:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (1.12)$$

gdzie: A_c – pole przekroju rozpatrywanego elementu, u – obwód elementu narażony na wysychanie.

Skurcz betonu wynika głównie z dwu składników: odkształcenia spowodowanego wysychaniem ε_{cd} i odkształcenia skurczu samorodnego ε_{ca} (zwanego autogenicznym). Wartość całkowitego odkształcenia skurczu określa się ze wzoru:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (1.13)$$

gdzie: ε_{cs} – całkowite odkształcenie skurczowe, ε_{cd} – odkształcenie skurczu od wysychania, ε_{ca} – odkształcenie skurczu autogenicznego.

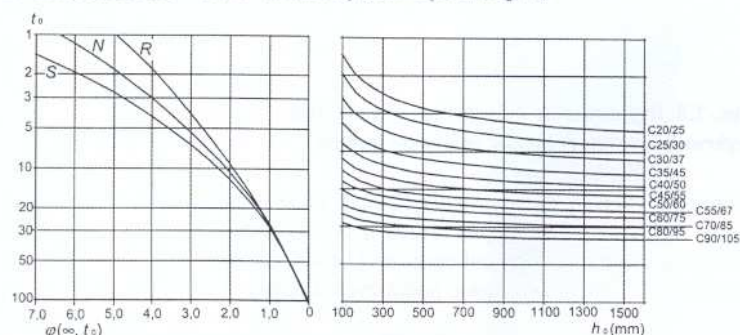
Odkształcenie skurczu od wysychania, w zależności od czasu t oblicza się ze wzoru:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd0} \quad (1.14)$$

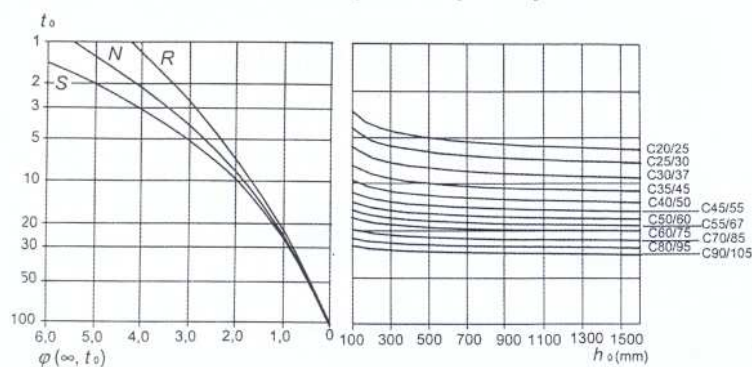
$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,4 \sqrt{h_0^3}} \quad (1.15)$$

gdzie t – wiek betonu w rozważanej chwili (w dniach), t_s – wiek betonu na początku procesu wysychania (zwykle dzień końca pielęgnacji), h_0 – miarodajny wymiar przekroju wg wzoru (1.12), k_h – współczynnik zależny od wymiaru miarodajnego h_0 o wartościach podanych w tablicy 1.6.

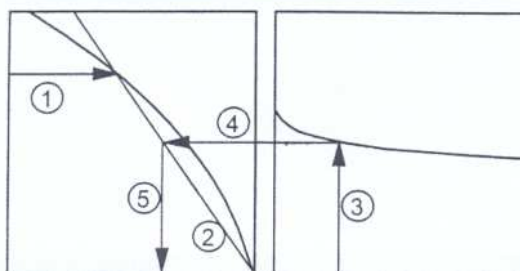
a) Wilgotność RH=50% - elementy wewnątrz budynku



b) Wilgotność RH=80% - elementy na zewnątrz budynku



c) Schemat odczytu wartości współczynnika $\varphi(t, t_0)$



Rys. 1.4. Uproszczona metoda wyznaczania współczynnika pęcznienia betonu:

a) – przy wilgotności RH = 50%,

b) – przy wilgotności RH = 80%,

c) – schemat korzystania z nomogramów

Tabl. 1.6. Wartości współczynnika k_h do wzoru (1.14)

h_0	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
>> 500	0,70

Odształcenie skurcu autogenicznego, który jest liniową funkcją wytrzymałości betonu, oblicza się ze wzoru (1.16), zależnie od czasu t określonego w dniach:

$$\varepsilon_{csa}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty), \quad (1.16)$$

przy czym czynnik $\varepsilon_{ca}(\infty)$ zapisuje się wzorem:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}, \quad (1.17)$$

natomiast współczynnik $\beta_{as}(t)$ wyrażony jest następująco:

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2 \sqrt{t})}, \quad (1.18)$$

1.4. Właściwości materiałów – stal zbrojeniowa

Stal stosowaną do zbrojenia konstrukcji żelbetowych charakteryzują następujące właściwości wytrzymałościowe i odkształceniowe:

- charakterystyczna wytrzymałość na rozciąganie f_{tk} ,
- charakterystyczna granica plastyczności f_{yk} ,
- obliczeniowa granica plastyczności stali f_{yd} określona ze wzoru (1.19),
- charakterystyczne odkształcenie przy rozciąganiu ε_{uk} [%],

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \quad (1.19)$$

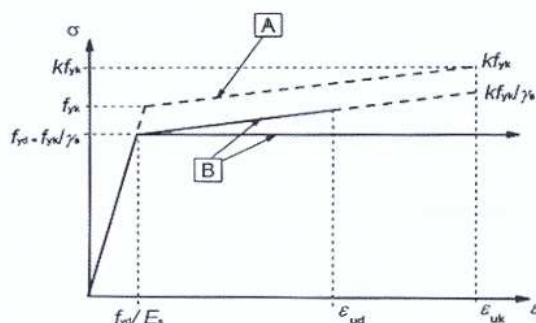
gdzie γ_s – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla stali, określony w tabl.1.1.

Do projektowania w Eurokodzie 2 dopuszcza się stosowanie stali zbrojeniowych żebrowanych, dla których charakterystyczna granica plastyczności zawiera się w granicach **400 MPa – 600 MPa**. W tabl. 1.7. zesta-

wiono podział stali zbrojeniowych na klasy, zróżnicowane pod względem ciągliwości opisanej w postaci parametru $k = f_{tk}/f_{yk}$.

Projektowanie konstrukcji żelbetowych zbrojonych stalą o założonej ciągliwości należy prowadzić przyjmując określone alternatywnie na rys. 1.5 zależności naprężenie – odkształcenie. Możliwe jest przyjęcie założenia, że gałąź górna wykresu $\sigma_s - \varepsilon_s$ jest pochyłona, graniczne odkształcenie jest równe ε_{ud} , a maksymalne naprężenie wynosi kf_{yk}/γ_s . Alternatywą jest założenie górnej gałęzi wykresu jako poziomej, przy czym nie ma potrzeby sprawdzania ograniczeń odkształcenia zbrojenia.

Przy projektowaniu elementów można przyjąć, że obliczeniowa wartość modułu sprężystości stali E_s jest równa 200 GPa.



Rys.1.5. Wykresy naprężenie - odkształcenie stali zbrojeniowej stosowanej do żelbetu
A – wykres idealizowany, B – wykres obliczeniowy (2 warianty)

Do projektowania w Eurokodzie 2 dopuszcza się stosowanie stali zbrojeniowych żebrowanych, dla których charakterystyczna granica plastyczności zawiera się w granicach 400 MPa-600 MPa.

Tabl. 1.7. Właściwości stali zbrojeniowej według Eurokodu 2

Właściwość zbrojenia	Klasy stali		
	A	B	C
Charakterystyczna granica plastyczności f_{yk} [MPa]	400 - 600	400 - 600	400 - 600
Minimalna wartość ciągliwości $k = f_{tk}/f_{yk}$	$k \geq 1,05$	$k \geq 1,08$	$1,15 \leq k < 1,35$
Charakterystyczne odkształcenie przy rozciąganiu ε_{uk} [%]	$\varepsilon_{uk} \geq 2,5$	$\varepsilon_{uk} \geq 5,0$	$\varepsilon_{uk} \geq 7,5$
Gatunki stali produkowanych w kraju, spełniające podane kryteria	St3SY-b-500	RB 500W Bst500S	B500SP (Epstal)

1.5. Trwałość i otulina zbrojenia

Konstrukcje z betonu powinny być tak zaprojektowane, aby w przewidywanym czasie ich użytkowania, w danych warunkach środowiskowych, z należytym prawdopodobieństwem spełniały założone wymagania niezawodności wynikające z nośności, stateczności i użytkowalności, bez ryzyka ponoszenia nadmiernych, nieprzewidywanych kosztów konserwacji czy remontów. Szczegółowe zasady sprawdzania wymagań niezawodności konstrukcji budowlanych omówione są w normie PN-EN 1990 [N0].

Wymaga się, aby konstrukcja spełniała warunki niezawodności w założonym okresie użytkowania; przykładowo okres ten wynosi 50 lat dla zwykłych obiektów budowlanych i 100 lat dla konstrukcji inżynierskich i mostów.

Zapewnienie założonego poziomu niezawodności konstrukcji musi być osiągnięte w wyniku odpowiedniego jej zaprojektowania. W tym celu projektant powinien:

- zastosować beton odpowiedniej klasy i jakości,



Nominalna grubość c otuliny betonowej prętów (rozumiana jako odległość powierzchni zbrojenia od najbliższej powierzchni powierzchni betonu) musi spełniać warunki normowe.

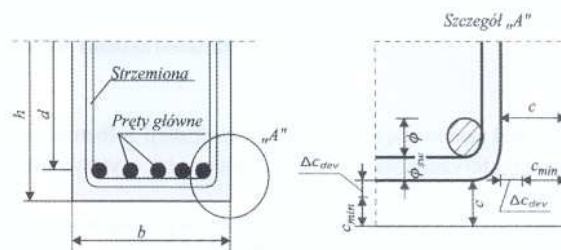
- spełnić wymagania obliczeniowe związane ze stanem granicznym nośności SGN i użytkowości SGU (ograniczenie naprężeń, szerokości rys, przemieszczeń), jak również wymagania dotyczące grubości otuliny prętów zbrojeniowych.

Aby uznać konstrukcję za niezawodną, należy także zapewnić jej przetrwanie przy wystąpieniu obciążeń wyjątkowych, takich jak pożar, eksplozje lub awarie wynikające z błędów projektowych, wykonawczych lub eksploatacyjnych, wskutek czego może ulec awarii jedynie fragment konstrukcji, lecz budowla jako całość nie powinna zostać zniszczona.

Trwałość konstrukcji zależy od warunków ekspozycji środowiska obiektu. Podany w Eurokodzie 2 [N2] podział klas ekspozycji środowiska zestawiono w tabl.1.8. Szersze omówienie problematyki trwałości konstrukcji z betonu podano m.in. w monografii [23].

Wymagania w zakresie jakości betonu w konstrukcji ze względu na trwałość podano w tabl.1.9. Przyjęto je za normą PN-EN 206-1:2003 [N6], ustanawiającą w składzie mieszanki betonowej maksymalną wartość wskaźnika w/c oraz minimalną zawartość cementu [kg/m^3].

Nominalna grubość c otuliny betonowej prętów (rozumiana jako odległość powierzchni zbrojenia od najbliższej powierzchni betonu) musi spełniać warunki normowe. Przy ustalaniu tego wymiaru bierze się pod uwagę strzemiona i zbrojenie rozdzielcze lub montażowe (także z uwzględnieniem odchyłki wymiarowej). Zasadę ustalania grubości otuliny w przekroju elementu żelbetowego pokazano na rys.1.6.



Rys.1.6. Zasady określania otuliny zbrojenia w przekroju belki żelbetowej wg [N2]

Tabl. 1.8. Klasy ekspozycji środowiska budynków i budowli

Klasa ekspozycji	Opis klasy ekspozycji
Brak ryzyka korozji lub agresji chemicznej	
X0	W betonie niezbrojonym, gdy brak jest zagrożenia efektem zamrażania – odmrażania, ścierania lub korozji chemicznej w warunkach bardzo niskiej wilgotności powietrza
Korozja wywołana przez karbonatyzację	
XC1	Środowisko suche lub stale mokre
XC2	Środowisko mokre, rzadko suche
XC3 – XC4	Umiarkowana wilgotność lub cykliczne mokre i suche
Korozja wywołana chlorkami nie pochodzącymi z wody morskiej	
XD1	Umiarkowana wilgotność
XD2	Mokre, sporadycznie suche
XD3	Cyklicznie mokre i suche
Korozja spowodowana chlorkami z wody morskiej	
XS1	Środowisko narażone na działanie soli zawartej w powietrzu (bez kontaktu z wodą morską)
XS2	Stale zanurzenie w wodzie morskiej
XS3	Środowisko w obszarze pływów morza, rozbryzgów wody i pyłu wodnego
Wpływy zamrażania i odmrażania wody	
XF1	Umiarkowane nasycenie wodą bez środków odładowczych
XF2	Umiarkowane nasycenie wodą ze środkami odładowczymi
XF3	Duże nasycenie wodą bez środków odładowczych
XF4	Duże nasycenie wodą ze środkami odładowczymi
Agresja chemiczna	
XA1	Środowisko słabo agresywne chemicznie wg PN-EN 206-1
XA2	Środowisko średnio agresywne chemicznie wg PN-EN 206-1
XA3	Środowisko silnie agresywne chemicznie wg PN-EN 206-1

Tabl. 1.9. Zalecane klasy betonu z uwagi na trwałość w klasach ekspozycji

	Klasy ekspozycji środowiska według tablicy 1.8								
	Korozja								
	Korozja wywołana karbonatyzacją				Korozja wywołana chlorkami			Korozja wywołana chlorkami z wody morskiej	
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS3
Wskazana klasa betonu	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C35/45	C35/45
	Uszkodzenie betonu								
	Brak ryzyka		Korozja wywołana zamrażaniem/rozmrażaniem			Korozja chemiczna			
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3		
Wskazana klasa betonu	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45		

Nominalną grubość otuliny betonowej c_{nom} oblicza się ze wzoru:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}, \quad (1.20)$$

gdzie c_{min} - minimalne otulenie ustalane ze względu na warunki przekazania sił przyczepności i ochronę przed korozją zbrojenia,

Δc_{dev} - odchyłka wymiarowa otuliny ustalana ze względów wykonawczych.

Wyznaczenie minimalnej wartości otulenia c_{min} dokonuje się na podstawie wyrażenia:

$$c_{min} = \max [c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}], \quad (1.21)$$

gdzie $c_{min,b}$ - minimalna otulina ze względu na przyczepność,

$c_{min,dur}$ - minimalna otulina ze względu na trwałość stali zbrojeniowej.

Minimalną otulinę z uwagi na wymagania przyczepności betonu do zbrojenia przyjmuje się:

- z uwagi na średnicę pręta \varnothing :

$$c_{min} \geq \varnothing, \quad (1.22)$$

- z uwagi na zastosowaną maksymalną średnicę grubego kruszywa $d_g \geq 32$ mm w betonie:

$$c_{min} \geq \varnothing + 5 \text{ [mm]}, \quad (1.23)$$

Minimalną otulinę z uwagi na wymagania trwałości w danej klasie ekspozycji środowiska przyjmuje się w zależności od klasy konstrukcji związanej z okresem jej użytkowania. Wartości te zestawiono w tabl. 1.10.

Zalecaną klasą konstrukcji dla okresu użytkowania 50 lat jest S4. Możliwe są modyfikacje klas konstrukcji. Zestawienie zaleceń w tym zakresie przedstawiono w tabl.1.11.

Minimalna otulina c_{min} z uwagi na przyczepność i trwałość może być zwiększona o możliwą do wystąpienia w wykonawstwie odchyłkę Δc_{dev} . Przyjęto tu następujące zalecenia:

- od 5 do 10 mm, gdy na budowie zapewniony jest system kontroli jakości wykonawstwa (otulina będzie mierzona),
- od 0 do 10 mm, jeżeli w wykonawstwie zostaną wykorzystane czułe urządzenia pomiarowe, a elementy niespełniające wymagań będą odrzucane (np. w prefabrykacji).

W przypadku układania betonu na nierównych powierzchniach wartości odchyłek należy zwiększyć. Jeżeli beton układa się na warstwie wyrównawczej podłoża, to zalecana odchyłka Δc_{dev} wynosi 40 mm, jeśli zaś beton układa się wprost na gruncie, odchyłkę należy zwiększyć do 75 mm.

Przy ustalaniu wymiaru otuliny należy ponadto kierować się wymaganiami usytuowania zbrojenia z uwagi na odporność ogniową, zgodnie z PN-EN 1992-1-2 [N3]. Informacje w tym zakresie dla wybranych rodzajów konstrukcji (belki, płyty i słupy) podano w p.10.2.1 – 10.2.4.



Tabl. 1.10. Minimalna grubość otuliny $c_{min,dur}$ zbrojenia do żelbetu ze względu na trwałość konstrukcji

Wymagania środowiskowe dla $c_{min,dur}$ (mm)							
Klasa konstrukcji	Klasy ekspozycji według tabl. 1.8						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4 Okres 50 lat	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	55	55

Tabl. 1.11. Zalecane modyfikacje klas konstrukcji przy ustalaniu otuliny zbrojenia

Kryterium	Klasa konstrukcji						
	Klasa ekspozycji według tablicy 1.8						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS3	XD3/XS2/XS3
Projektowy okres użytkowania 100lat	Zwiększyć klasę o 2	Zwiększyć klasę o 2	Zwiększyć klasę o 2	Zwiększyć klasę o 2	Zwiększyć klasę o 2	Zwiększyć klasę o 2	Zwiększyć klasę o 2
Klasa betonu	$\geq C30/37$ redukcja klasy o 1	$\geq C30/37$ redukcja klasy o 1	$\geq C35/45$ redukcja klasy o 1	$\geq C40/50$ redukcja klasy o 1	$\geq C40/50$ redukcja klasy o 1	$\geq C40/50$ redukcja klasy o 1	$\geq C40/50$ redukcja klasy o 1
Płyta (usytuowanie zbrojenia niezmienione w procesie wykonania)	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1
Zapewniona specjalna kontrola jakości betonu	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1	redukcja klasy o 1

1.6. Idealizacja konstrukcji i metody analizy

W celu zaprojektowania konstrukcji z betonu niezbędny jest właściwy dobór odpowiednich metod i zakresu obliczeń w celu uwzględnienia niekorzystnych efektów oddziaływań na konstrukcję. Każdemu z rozpatrywanych stanów granicznych należy przypisać adekwatny model teoretyczny do obliczeń stanów naprężeń lub odkształceń w przekrojach konstrukcji, aby obliczeniowo wykazać, że przy założonym poziomie bezpieczeństwa dany stan graniczny nie został przekroczony.



Wykonanie statycznej bądź dynamicznej analizy konstrukcji musi być zawsze poprzedzone przyjęciem założeń obliczeniowych, polegających na zastąpieniu rzeczywistego elementu konstrukcyjnego ustrojem o wyidealizowanym schemacie statycznym. Pozwala to na uwzględnienie realistycznych opisów zachowania się konstrukcji obciążonej w zależności od przyjętej metody analizy. W tym celu należy przyjąć odpowiedni schemat - model obliczeniowy (analityczny lub numeryczny) uwzględniający:

- idealizację geometryczną ustroju (model geometryczny),
- idealizację zachowania się betonu i zbrojenia (model materiałowy),
- idealizację obciążenia (model oddziaływań na konstrukcję).

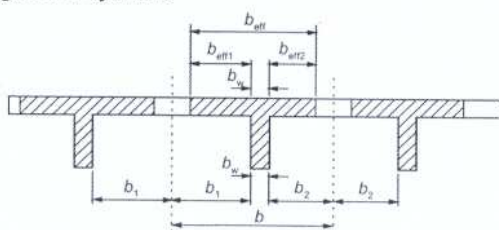
W celu idealizacji geometrycznej rozpatrywanego ustroju niezbędny jest więc dobór modelu geometrycznego, przyjęcie rzeczywistych bądź efektywnych (obliczeniowych) wymiarów oraz uwzględnienie możliwych do wystąpienia odchyłek (imperfekcji) w ustroju.

Niektóre warunki idealizacji określone w PN-EN 1992-1-1:2008 [N2] podano w tablicy 1.12.

Tabl. 1.12. Warunki idealizacji geometrycznej wybranych elementów konstrukcyjnych

Rodzaj elementu	Warunki geometryczne
Belka o rozpiętości efektywnej l i wysokości przekroju poprzecznego h	$l \geq 3h$
Tarcza (belka ścienna) o rozpiętości l_{eff} i wysokości przekroju poprzecznego h	$l < 3h$
Płyta o grubości h pracująca jako jednokierunkowa, podparta na obwodzie o rozpiętości l_x (dłuższej) i l_y (krótszej).	$l_y \geq 5h$ $\frac{l_x}{l_y} > 2$
Śłup o wysokości przekroju h , szerokości b i długości l	$h \leq 4b$ i $l \geq 3h$

W zginanych belkach o przekroju teowym, gdy środek belki jest monolitycznie połączony z półką, szerokość współpracującej płyty b_{eff} należy przyjmować zgodnie z rys. 1.7.



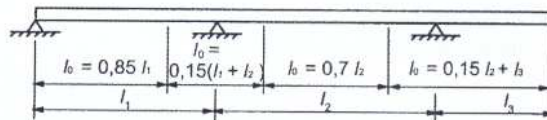
Rys. 1.7. Oznaczenia do wyznaczania szerokości współpracującej półki w przekroju teowym

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b, \quad (1.24)$$

gdzie:

$$\begin{aligned} b_{eff,i} &= 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0 \\ b_{eff,i} &\leq b_i \end{aligned} \quad (1.25)$$

Odległość l_0 między punktami wyznaczającymi miejsca zerowych momentów na długości przęsła elementu o przekroju teowym należy określać z rys.1.8. Regułę tę stosujemy, gdy różnice rozpiętości sąsiednich przęseł elementu mieszczą się w przedziale 2/3 i 1,5. W przypadku belek teowych ze wspornikami regułę z rys. 1.8 można stosować, gdy długość wspornika nie przekracza połowy rozpiętości przyległego przęsła.



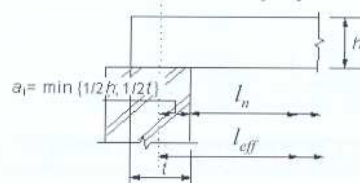
Rys. 1.8. Sposób określenia wymiaru l_0 do wyznaczania szerokości współpracującej półki w przekroju teowym

W celu określenia efektywnej rozpiętości projektowanego elementu należy brać pod uwagę szerokość rzeczywistą l podpór podtrzymujących rozważany element. Efektywna rozpiętość elementu wynosi:

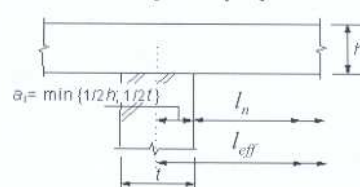
$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2, \quad (1.26)$$

gdzie: l_n - rozpiętość elementu w świetle podpór, a_1 , a_2 - dodatkowe odcinki podparcia na każdym końcu przęsła, zależne od szerokości podpory oraz od warunków podparcia (rys.1.9 i 1.10).

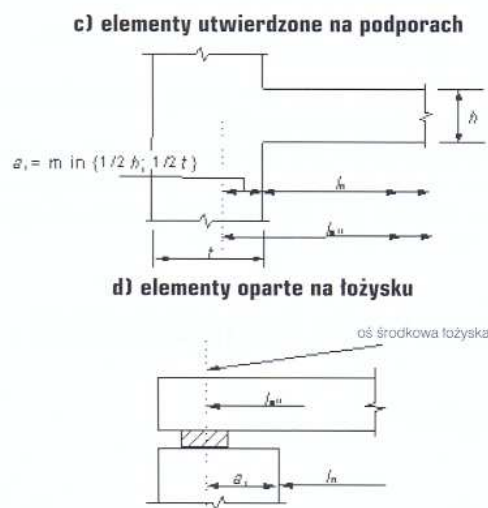
a) elementy swobodnie podparte



b) elementy wieloprzęsłowe



Rys.1.9. Określenie efektywnej rozpiętości l_{eff} w elementach konstrukcyjnych: a) swobodnie podpartych, b) - wieloprzęsłowych



Rys.1.10. Określenie efektywnej rozpiętości l_{eff} w elementach konstrukcyjnych:
c) - utwierdzonych na podporach, d) - opartych na łożyskach

W przypadku belek lub płyt monolitycznie połączonych z podporami, krytyczny moment obliczeniowy należy ustalać na krawędzi podpory. Moment ten nie może być mniejszy niż 0,65 wartości momentu pełnego utwierdzenia przęsla.

Metody analizy konstrukcyjnej

Analiza liniowo-sprężysta

Podstawą analiz liniowo - sprężystych, które Eurokod 2 dopuszcza do obliczeń zarówno w stanach granicznych nośności jak i użytkowości, są klasyczne, liniowo-sprężyste rozwiązania z zakresu wytrzymałości materiałów. Przyjmuje się tu następujące założenia:

- liniowe zależności $\sigma - \varepsilon$ w betonie i stali zbrojeniowej,
- jednorodność ustroju (pominięcie zarysowań w betonie),
- zasada płaskich przekrojów Bernoulli'ego,
- przyjęcie średniej wartości modułu sprężystości betonu.

Analiza liniowo-sprężysta z ograniczoną redystrybucją

Analizę liniowo sprężystą z ograniczoną redystrybucją momentów zginających można stosować przy sprawdzaniu nośności elementów konstrukcyjnych z betonu. W Eurokodzie 2 metodę ograniczonej redystrybucji momentów zaleca się stosować do statycznie niewyznaczalnych elementów zginanych, takich jak belki ciągłe czy rygle ram nieprzesuwnych. Współczynnik ograniczonej redystrybucji δ wyraża iloraz momentu po redystrybucji do momentu wyznaczonego z analizy liniowo-sprężystej. Warunkiem stosowania metody bez obliczeniowego sprawdzania wartości kąta obrotu w przekrojach krytycznych jest zapewnienie zdolności do obrotu plastycznego w tych przekrojach. Zdolność ta zależy głównie od zasięgu x strefy

ściskanej przekroju. Ograniczenia stosowania tej metody polegają na zdefiniowaniu dolnej wartości granicznej współczynnika redystrybucji momentów δ . Dla betonów o $f_{ck} \leq 50$ MPa ograniczenie to ma postać:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \frac{x_u}{d}, \quad (1.27)$$

Natomiast dla BWW, dla których $f_{ck} > 50$ MPa, warunek (1.27) przyjmuje postać:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \left(0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu2}} \right) \frac{x_u}{d}, \quad (1.28)$$

gdzie: x_u - zasięg strefy ściskanej (rys.1.3) przekroju elementu w stanie granicznym nośności po redystrybucji, d - wysokość użyteczna przekroju poprzecznego, ε_{cu2} - graniczne odkształcenia betonu ściskanego klas BWW (podane w tabl. 1.4).

Zakres redystrybucji zależy też od klasy ciągliwości prętów zbrojeniowych. Konieczne jest tutaj sprawdzenie warunku:

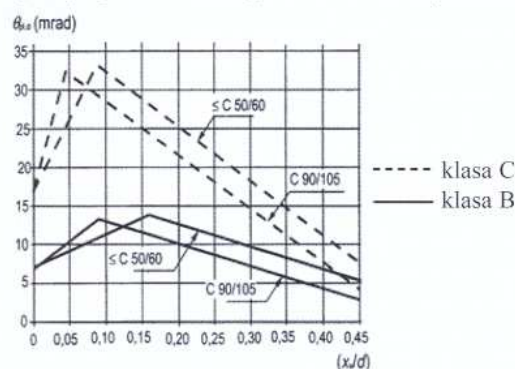
- dla stali zaliczanych do klas ciągliwości B i C:

$$\delta \geq 0,7, \quad (1.29a)$$

- dla stali zaliczonej do klasy ciągliwości A:

$$\delta \geq 0,8. \quad (1.29b)$$

W przypadku, gdy kryteria te nie mogą być spełnione, redystrybucja momentów jest dopuszczalna o ile obliczony (analitycznie lub numerycznie) kąt obrotu plastycznego w przegubie plastycznym przekroju po redystrybucji spełnia warunki przedstawione na rys.1.11.



Rys.1.11. Dopuszczalne wartości kąta obrotu plastycznego dla zbrojenia klas B i C

Analiza plastyczna belek, ram i płyt

Metody analizy plastycznej należy stosować wyłącznie przy sprawdzaniu stanów granicznych nośności konstrukcji betonowych, opierając się na oszacowaniu dolnej granicy nośności (metodą statyczną) lub stosując oszacowanie górnej granicy nośności (metodą kinematyczną).

Wymaga się przy tym zapewnienia w krytycznych przekrojach wystarczającej ciągliwości do osiągnięcia przewidywanego mechanizmu utraty nośności elementu. Metody te szerzej opisano m.in. w pracach [6] i [8].

W przypadkach obliczeń belek ciągłych, ram i płyt można stosować analizę plastyczną bez sprawdzania zdolności do obrotu przekrojów elementów zbrojonych

Analizę liniowo sprężystą z ograniczoną redystrybucją momentów zginających można stosować przy sprawdzaniu nośności elementów konstrukcyjnych z betonu.

Metody analizy plastycznej należy stosować wyłącznie przy sprawdzaniu stanów granicznych nośności konstrukcji betonowych, opierając się na oszacowaniu dolnej granicy nośności (metodą statyczną) lub stosując oszacowanie górnej granicy nośności (metodą kinematyczną).

stałą o ciągliwości zaliczanej do klas B lub C, pod warunkiem, że stosunek momentów na podporach pośrednich do momentów w przęśle zawiera się w przedziale 0,5 i 2,0, a ponadto ograniczony jest zasięg strefy ściskanej w przekrojach elementów do wartości:

$$\frac{x_u}{d} \leq 0,25 \quad \text{dla betonów o } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\frac{x_u}{d} \leq 0,15 \quad \text{dla betonów o } f_{ck} > 50 \text{ MPa,}$$

gdzie: x_u – zasięg strefy ściskanej przekroju elementu w stanie granicznym nośności.

Ponadto dopuszczalne jest stosowanie obliczeń elementów za pomocą analizy nieliniowej, a także prowadzenie obliczeń przy użyciu modeli kratownicowych (ang. Strut and Tie models).

2. PROJEKTOWANIE ELEMENTÓW ZGINANYCH

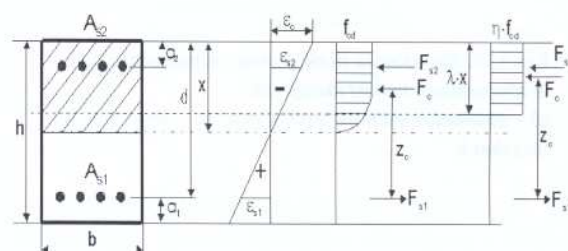
2.1. Założenia ogólne

Elementy zginane, takie jak belki lub płyty, należą do najczęściej występujących w ustrojach konstrukcyjnych. Określone w Eurokodzie 2 warunki idealizacji tych elementów zestawiono w tabl.1.12. Projektowanie zbrojonych elementów zginanych metodą stanów granicznych nośności przeprowadza się przyjmując następujące założenia ogólne:

- prawo płaskich przekrojów, zgodnie z hipotezą Bernoulli'ego,
- równość odkształceń w zbrojeniu i otaczającym betonie,
- pominięcie wytrzymałości betonu w strefie rozciąganej elementu,
- naprężenia w betonie ściskanym wyznacza się z zależności $\sigma - \varepsilon$ przedstawionych alternatywnie na rys. 1.2,
- naprężenia w stali zbrojeniowej wyznacza się z zależności podanych na rys. 1.5.

Projektowanie elementów zginanych na nośność według powyższych założeń w polskiej literaturze technicznej nosi nazwę **metody ogólnej**. Przykłady obliczeń tą metodą żelbetowych elementów zginanych o prostych przekrojach poprzecznych można znaleźć między innymi w pracach [7], [10], [13], [15], [21]. W obliczeniach praktycznych najszersze zastosowanie ma jednak **metoda uproszczona**, która nie wymaga szczegółowej analizy odkształceń i naprężeń w betonie i zbrojeniu, a oparta jest na założeniach przedstawionych na rys. 1.3. Podstawowe różnice założeń między obu metodami dla pryzmatycznego przekroju elementu zginanego z betonu dowolnej klasy pokazano na rys. 2.1.

W **metodzie ogólnej** graniczny zasięg strefy ściskanej przekroju x związany jest liniową proporcją odkształceń w betonie ściskanym ($\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3}$) i stali zbrojeniowej $\varepsilon_{sy} = f_{yk}/E_s$. Z odpowiednich przekształceń otrzy-



Rys.2.1. Wykres odkształceń i naprężeń w strefie ściskanej betonu elementu zginanego:

a) metoda ogólna (wykres paraboliczno prostokątny),
b) metoda uproszczona (wykres prostokątny przy zredukowanej wysokości strefy ściskanej)

mujemy ograniczenie zasięgu strefy ściskanej do wartości x_{lim} , przy której naprężenia w zbrojeniu są równe obliczeniowej granicy plastyczności f_{yk} . Operując bezwymiarową wielkością zasięgu strefy ściskanej $\zeta = x/d$ otrzymujemy wzór:

$$\zeta_{lim} = \frac{x_{lim}}{d} = \frac{|\varepsilon_{cu3}|}{|\varepsilon_{cu3}| + |\varepsilon_{sy}|}, \quad (2.1)$$

gdzie: ε_{cu3} – odkształcenie graniczne betonu ustalone z tabl.1.4,

d – wysokość użyteczna przekroju (rys. 2.1),

$\varepsilon_{sy} = f_{yk}/E_s$ – odkształcenie zbrojenia w punkcie uplastycznienia stali (rys. 1.5).

W **metodzie uproszczonej** zasięg granicznej strefy ściskanej należy zredukować do wartości efektywnej $x_{ef} = \lambda x$, gdzie: λ – współczynnik redukcji określany ze wzorów (1.8) - (1.9) dla przyjętej klasy betonu. Wartości graniczne względnego zasięgu efektywnej strefy ściskanej betonu $\zeta_{ef,lim}$ dla różnych klas betonu i stali o $f_{yk} = 500$ MPa zestawiono w tabl. 2.1.

Tabl. 2.1. Graniczne wartości zasięgu strefy ściskanej $\zeta_{ef,lim}$ w przekroju elementu zginanego

Klasa betonu wg PN-EN 1992-1-1	C 12/15 – C 50/60	C 55/67	C 60/75	C 70/85	C 80/95	C _{max} 90/105
Odkształcenie ε_{cu3} [‰]	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
Współczynnik η	1,0	0,975	0,950	0,900	0,850	0,800
Współczynnik λ	0,8	0,788	0,775	0,75	0,725	0,700
Graniczny zasięg strefy ściskanej $\zeta_{ef,lim}$	0,493	0,459	0,443	0,416	0,395	0,395

Przekroczenie w elementach zginanych wartości granicznych zasięgu strefy ściskanej ξ_{lim} (w metodzie ogólnej) lub $\xi_{ef,lim}$ (w metodzie uproszczonej) oznacza, że stal zbrojeniowa nie osiąga obliczeniowej granicy plastyczności, co wymaga dozbrojenia strefy ściskanej (zastosowania podwójnego zbrojenia).

W przypadku stosowania w obliczeniach statycznych metody uwzględniającej ograniczoną redystrybucję momentów (p.1.6), ograniczenie zasięgu strefy ściskanej x związane jest z warunkami (1.27) lub (1.28) przyjętymi w Eurokodzie 2 dla tej metody.

Pole przekroju zbrojenia A_{sI} w elementach zginanych musi spełniać warunki minimum i maksimum:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$$

$$A_{s,max} = 0,04 b_t d, \quad (2.2)$$

gdzie: b_t – średnia szerokość strefy rozciąganej, f_{ctm} – średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie (tab.1.2 lub 1.3).

2.2. Elementy o przekroju dowolnym

Obliczanie pola przekroju zbrojenia w przekrojach żelbetowych elementów zginanych wynika z równań równowagi sił wewnętrznych i równowagi momentów zginających: zewnętrznego M_{Ed} i wewnętrznego momentu pary sił wypadkowych M_{Rd} . Równania te dla przypadku pokazanego na rys.2.2 zapisujemy:

$$F_c + F_{s2} - F_{s1} = 0$$

$$M_{Ed} = F_c \cdot z_c + F_{s2} (d - a_2), \quad (2.3)$$

gdzie: F_c - wypadkowa naprężeń ściskających w betonie, $F_c = A_{c,ef} \cdot \eta f_{cd}$

F_{s1} - wypadkowa naprężeń w zbrojeniu rozciągającym,

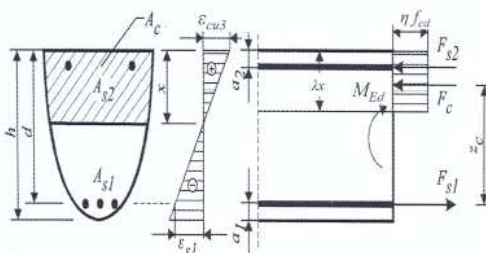
$$F_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd}$$

F_{s2} - wypadkowa naprężeń w zbrojeniu ściskającym,

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{cs}$$

z_c - ramię sił wewnętrznych między siłami F_c i F_{s1} ,

$(d - a_2)$ - ramię sił wewnętrznych pomiędzy siłami F_{s2} i F_{s1} (patrz rys.2.2).



Rys. 2.2. Układ sił wewnętrznych w przekroju elementu zginanego (metoda uproszczona)

Moment sił wewnętrznych M_{Rd} , wynikający z działania dwu par sił F_c i F_{s1} oraz F_{s2} i F_{s1} , obliczony względem osi ciężkości zbrojenia A_{s1} ma postać:

$$M_{Rd} = S_{c,ef} \cdot \eta f_{cd} + F_{s2} (d - a_2) = A_{c,ef} \cdot \eta f_{cd} + A_{s2} \sigma_{cs} (d - a_2), \quad (2.4)$$

gdzie: $S_{c,ef}$ - moment statyczny pola strefy ściskanej względem osi ciężkości zbrojenia A_{s1} ,

σ_{cs} - naprężenia w zbrojeniu umieszczonym w strefie ściskanej $\sigma_{cs} \leq f_{yd}$

2.3. Elementy o przekroju prostokątnym

2.3.1. Wymiarowanie zbrojenia

Po ustaleniu wartości obliczeniowej momentu zginającego M_{Ed} w analizowanym przekroju elementu o kształcie prostokątnym (rys.2.1) procedura wymiarowania zbrojenia wymaga wstępnego założenia wymiarów poprzecznych h i b , a także założenia klasy betonu (tab.1.2 lub 1.3) i klasy ciągliwości zbrojenia (tab.1.7). Konieczne jest także uprzednie określenie nominalnej wartości otuliny c_{nom} ze wzoru (1.20) z uwzględnieniem założonej wstępnie średnicy pręta zbrojeniowego \emptyset oraz średnicy strzemion \emptyset_s , co jest niezbędne do ustalenia wysokości użytecznej d projektowanego przekroju. Wymiar d zależy od założonej geometrii układu prętów. W przypadku jednej warstwy prętów zbrojeniowych wysokość użyteczną określa wzór (oznaczenia z rys. 2.1):

$$d = h - a_1 = h - (c_{nom} + \emptyset_s + 0,5 \emptyset). \quad (2.5)$$

Kolejny krok obliczeń wymaga określenia względnego zasięgu ξ_{ef} efektywnej strefy ściskanej, który można

określić ze wzoru (2.6):

$$\xi_{ef} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \leq \xi_{ef,lim}, \quad (2.6)$$

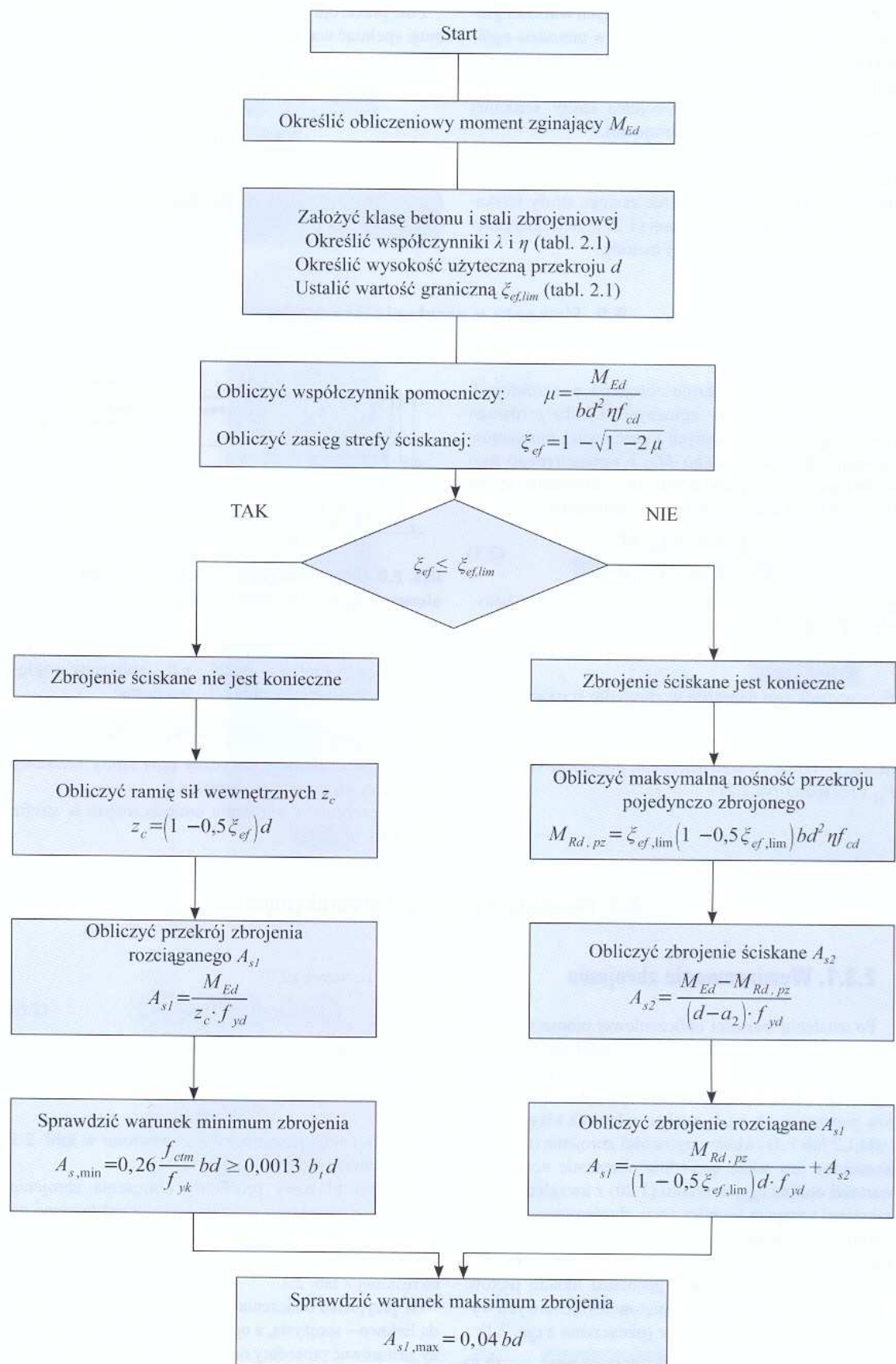
gdzie μ - współczynnik pomocniczy zapisany następująco:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b d^2 \eta f_{cd}}, \quad (2.7)$$

Wartości współczynników η zestawiono w tab. 2.1 na podstawie wzorów (1.10) – (1.11).

Schemat blokowy procedury obliczenia zbrojenia elementu o przekroju prostokątnym przedstawiono na rys. 2.3. Należy zaznaczyć, że procedura ta bazuje na ograniczeniu zasięgu strefy ściskanej do wartości $\xi_{ef,lim}$ określonej z tab. 2.1.

W przypadku obliczenia momentów zginających metodą liniowo – sprężystą, z ograniczoną redystrybucją, należy zastosować procedury omówione w podręczniku A. Ajdukiewicza [1], które bazują na innych ograniczeniach zasięgu strefy ściskanej x_u , podanych w wyrażeniach (1.27) lub (1.28). Procedury te podano też w opracowaniu [3].



Rys. 2.3. Procedura wymiarowania zbrojenia przekroju **prostokątnego** elementu zginanego

2.3.2. Określanie nośności przekroju

W celu określenia nośności przekroju żelbetowego na zginanie, przy znanych wymiarach przekroju poprzecznego $h \times b$, znanej klasie betonu oraz układzie, przekroju i gatunku stali zbrojenia rozciąganego A_{s1} (i ewentualnie ściskanego A_{s2}), wymagane jest uprzednie wyznaczenie względnego zasięgu efektywnej strefy ściskanej ξ_{ef} . Z równania równowagi wypadkowych sił poziomych na oś podłużną elementu (2.3) otrzymujemy:

$$\xi_{ef} db \cdot \eta f_{cd} + A_{s2} \cdot \sigma_{cs} - A_{s1} \cdot f_{yd} = 0, \quad (2.8)$$

co prowadzi do wzoru:

$$\xi_{ef} = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd} - A_{s2} \cdot \sigma_{cs}}{db \cdot \eta f_{cd}}. \quad (2.9)$$

Naprężenia σ_{cs} mogą być przyjęte wstępnie jako równe f_{yd} . Jednak ma to uzasadnienie wówczas, gdy odkształcenia tego zbrojenia spełniają warunek $\varepsilon_{s2} \geq f_{yd}/E_s$, co występuje przy odpowiednio wysokiej, efektywnej strefie ściskanej. Wynik obliczenia wartości ξ_{ef} ze wzoru (2.9) może mieścić się w następujących przedziałach:

A. Jeżeli $\frac{2a_2}{d} \leq \xi_{ef} \leq \xi_{ef,lim}$,

wówczas warunek stanu granicznego nośności, wynikający z równowagi momentów względem osi zbrojenia rozciąganego A_{s1} , prowadzi w tym zakresie do ob-

liczenia wewnętrznego momentu granicznego równego nośności na zginanie ze wzoru:

$$M_{Rd} = \xi_{ef} (1 - 0,5 \xi_{ef}) b d^2 \cdot \eta f_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd} (d - a_2). \quad (2.10)$$

B. Jeżeli $\xi_{ef} \leq \frac{2a_2}{d}$,

wówczas nośność na zginanie przekroju M_{Rd} obliczymy na podstawie momentu wypadkowej naprężeń w zbrojeniu rozciągającym, obliczonego względem osi zbrojenia ściskanego (beton i zbrojenie ściskane jest tu pominięte)

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} (d - a_2) \quad (2.11)$$

C. Jeżeli $\xi_{ef} > \xi_{ef,lim}$,

to w tym przypadku nośność na zginanie określa się ze wzoru (2.10) dla wartości $\xi_{ef,lim}$.

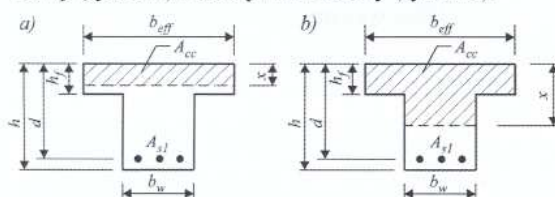
Należy jeszcze zaznaczyć, że dokładne wyznaczenie naprężeń σ_{cs} do wzoru (2.8) wymaga wstępnego określenia zasięgu strefy ściskanej, a następnie (zgodnie z liniowym wykresem odkształceń w przekroju, rys.2.1) obliczenia naprężeń ze wzoru:

$$\sigma_{cs} = E_s \varepsilon_{cu3} \left(1 - \frac{a_2}{d} \frac{\lambda}{\xi_{ef}} \right) \leq f_{yd}. \quad (2.12)$$

Tak więc zadanie określenia nośności przekroju na zginanie należy rozwiązywać iteracyjnie.

2.4. Elementy o przekroju teowym, wymiarowanie zbrojenia

Wymiarowanie zbrojenia elementu żelbetowego o przekroju teowym z półką ściskaną o grubości h_f wymaga uprzedniego ustalenia szerokości półki b_{eff} , którą wyznacza się ze wzorów (1.24) - (1.25). Należy tu wykorzystać reguły podane na rys. 1.7 i 1.8. Na rys.2.4 przedstawiono dwa przypadki lokalizacji strefy ściskanej x w teowym przekroju elementu: przekrój pozornie teowy (rys.2.4a) i rzeczywiście teowy (rys.2.4b).



Rys.2.4. Dwa przypadki pracy przekroju teowego:

a) – pozornie teowy przy $x \leq h_f$

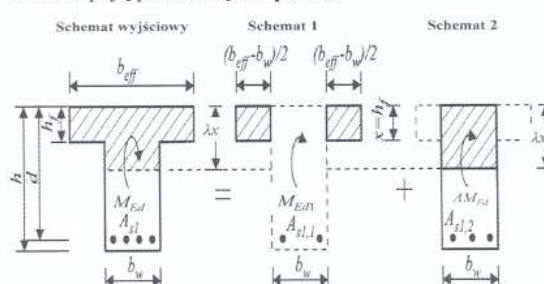
b) – rzeczywiście teowy przy $x > h_f$

Stosując metodę uproszczoną można dokonać rozróżnienia przypadków po obliczeniu względnego zasięgu efektywnej strefy ściskanej ξ_{ef} dla znanej wartości momentu obciążającego przekrój w przypadku, gdy szerokość strefy ściskanej b jest równa szerokości półki b_{eff} (przypadek pokazany na rys.2.4a). Jeżeli spełniony jest warunek:

$$\xi_{ef} \leq \frac{h_f}{d}, \quad (2.13)$$

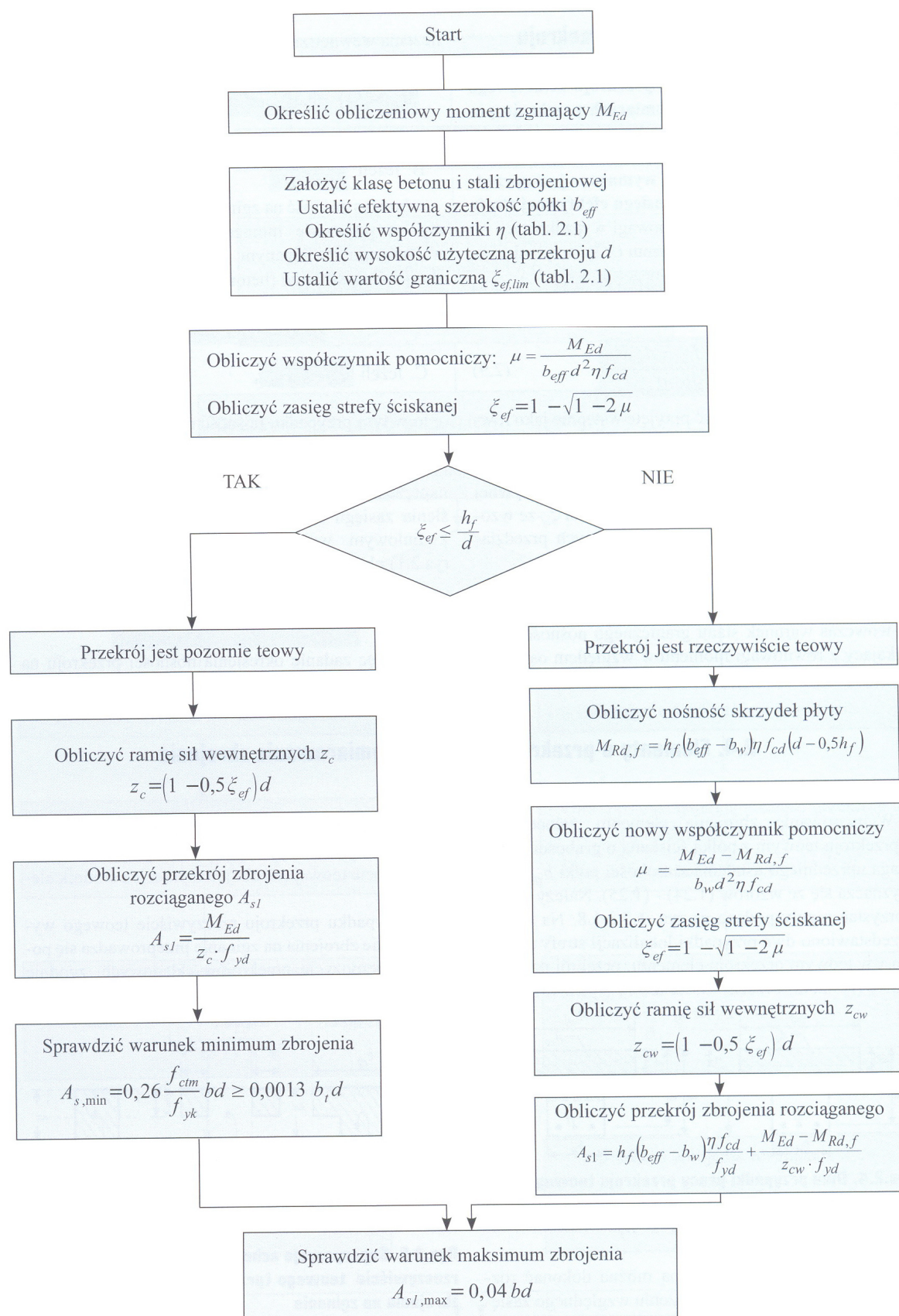
to występuje przypadek belki pozornie teowej. W przeciwnym przypadku zachodzi przypadek belki rzeczywiście teowej (oś obojętna przecina środek elementu).

W przypadku przekroju rzeczywiście teowego wymiarowanie zbrojenia na zginanie przeprowadza się poprzez superpozycję przekrojów składowych, zgodnie z koncepcją pokazaną na rys.2.5.



Rys.2.5. Superpozycja schematów przekroju rzeczywiście teowego (przy $x > h_f$) przy obliczaniu zbrojenia na zginanie

Na rys. 2.6 przedstawiono schemat blokowy wymiarowania zbrojenia rozciąganego na zginanie elementu żelbetowego o przekroju teowym.



Rys. 2.6. Procedura wymiarowania zbrojenia przekroju teowego w elemencie zginanym

Jeżeli w podanej wyżej procedurze dla przekroju rzeczywicie teowego okaże się, że $\xi_{ef} > \xi_{ef,lim}$, to w przekroju konieczne jest zaprojektowanie zbrojenia ściska-

nego A_{s2} . Można tu posłużyć się procedurą przedstawioną na rys.2.3.

2.5. Określanie nośności przekrojów rzeczywście teowych

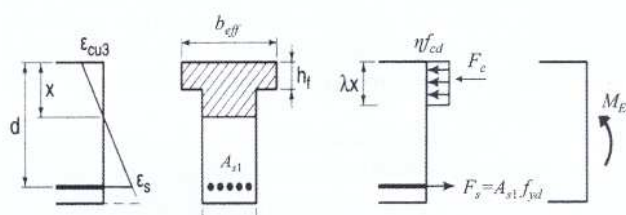
Określanie nośności elementów o przekroju teowym, przy znanej klasie betonu i polu przekroju zbrojenia rozciąganego A_{s1} , rozpoczynamy od określenia zasięgu strefy ściskanej. Ponieważ nie można przewidzieć tego wyniku, to obliczenia prowadzimy przy założeniu, że efektywna strefa ściskana zawarta jest w półce przekroju. Jeśli w przekroju nie występuje zbrojenie w strefie ściskanej, to korzystamy ze wzoru:

$$\xi_{ef} = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{d b_{eff} \cdot \eta f_{cd}}, \quad (2.14)$$

jeżeli ξ_{ef} nie przekracza wyrażenia h_f/d to założenie było słuszne, a więc możemy zastosować wzór na nośność na zginanie prostokątnego pojedynczo zbrojonego, w postaci:

$$M_{Rd} = \xi_{ef} (1 - 0,5 \xi_{ef}) b_{eff} d^2 \cdot \eta f_{cd}. \quad (2.15)$$

W przypadku, gdy obliczony ze wzoru (2.14) zasięg strefy ściskanej $\xi_{ef} > h_f/d$, konieczna jest korekta obliczeń tego zasięgu, gdyż ma miejsce sytuacja pokazana na rys. 2.7.



Rys. 2.7. Sytuacja obliczeniowa w przekroju teowym przy $\xi_{ef} > h_f/d$

Rzeczywisty zasięg strefy ściskanej możemy obliczyć ze wzoru podanego w pracy [4]

$$x = \frac{1}{\lambda} \frac{A_{s1} \cdot f_{yd} - (b_{eff} - b_w) h_f \eta f_{cd}}{b_w \cdot \eta f_{cd}} \leq x_{lim}, \quad (2.16)$$

natomiast nośność na zginanie tego przekroju obliczymy na podstawie wyrażenia:

$$M_{Rd} = (b_{eff} - b_w) h_f (d - 0,5 h_f) \cdot \eta f_{cd} + b_w (d - 0,5 \lambda x) \eta f_{cd} \quad (2.17)$$

3. PROJEKTOWANIE ELEMENTÓW ŚCISKANYCH

3.1. Założenia ogólne

Elementy żelbetowe ściskane, takie jak słupy, pale, łuki czy ściany, są elementami składowymi wielu ustrojów konstrukcyjnych. Kryteria podziału tych elementów, z uwagi na kształt geometryczny przekroju przyjęte w Eurokodzie 2, zestawiono w tabl. 1.12. Projektowanie zbrojenia elementów pod działaniem siły podłużnej i momentu zginającego przeprowadza się przyjmując założenia ogólne, określone w p.2.1 (jak dla zginania).

W elementach ściskanych mimośrodowo, które pracują w ustroju o podatnym systemie usztywnia-

jącym, należy uwzględnić dodatkowo imperfekcje i efekty wyboczenia, czyli zniszczenia na skutek niestateczności elementu lub konstrukcji pod wpływem ściskania. Uwzględnienie wpływu wyboczenia dla elementów ściskanych przeprowadza się obliczeniowo poprzez uwzględnienie efektów II rzędu, co w praktyce prowadzi do zwiększenia przekrojowych momentów zginających I rzędu o wartości momentów II rzędu, wynikających z przyrostu mimośrodu pod wpływem podłużnej siły ściskającej.



3.2. Uwzględnienie efektów II rzędu przy ściskaniu

3.2.1. Smukłość elementów

W elementach ściskanych traktowanych jako wydzielone z ustrojów bardziej złożonych, efekty II rzędu należy uwzględniać, gdy ich smukłość λ_c przekracza wartość graniczną λ_{lim} :

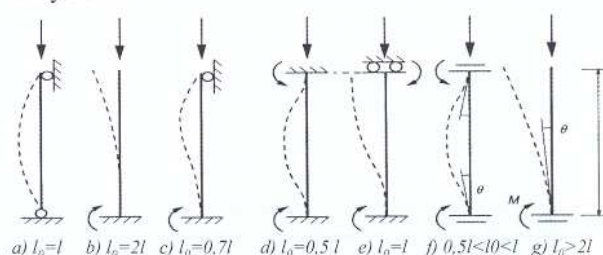
$$\lambda_c = \frac{l_0}{i} > \lambda_{lim}, \quad (3.1)$$

gdzie l_0 – długość efektywna elementu ściskanego, patrz rys. 3.1.,

i – promień bezwładności sprawdzanego przekroju w stanie niezarysowanym

$$i = \sqrt{\frac{J}{A_c}}$$

Przykłady długości efektywnej elementów wydzielonych o stałym przekroju poprzecznym przedstawiono na rys. 3.1.



Rys. 3.1. Zasady przyjmowania długości efektywnej w elementach wydzielonych

W konstrukcjach statycznie niewyznaczalnych należy uwzględnić zarysowanie i pełzanie betonu w elemencie ściskanym i elementach przyległych.

Wyznaczanie długości wyboczeniowej w słupach ram o regularnym kształcie należy przeprowadzać według podanej w Eurokodzie 2 metody analitycznej, w zależności od sztywności względnych podatności węzłów ograniczających rozpatrywane słupy. Dokładniejsze omówienie tego sposobu przedstawiono w pracy [20].

Graniczną smukłość elementu λ_{lim} , podaną w warunku (3.1) określa się ze wzoru:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \quad (3.2)$$

gdzie: $n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$ – względna siła ściskająca w elemencie,

$A = \frac{1}{1 + 0,2 \varphi_{ef}}$ – parametr zależny od współczynnika pełzania φ_{ef} (patrz p.1.3.2, rys. 1.4), jeżeli wartość φ_{ef} nie jest znana, to można przyjąć $A = 0,7$,

$B = \sqrt{1 + 2 \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}}$ – parametr zależny od pola przekroju całego zbrojenia w elemencie, jeżeli pole zbrojenia nie jest znane, to można przyjąć $B = 1,1$,

$C = 1,7 - \frac{M_{01}}{M_{02}}$ – parametr zależny od ilorazu momentów I rzędu na końcach elementu, przy czym $|M_{02}| > |M_{01}|$. Jeżeli wartość ilorazu momentów nie jest znana, można przyjąć $C = 0,7$.

Parametr C przyjmuje wartości w zależności od kształtu wykresu momentów na długości elementu i zakresu usztywnienia. W ustrojach usztywnionych, przy prostokątnym wykresie momentów, można przyjąć $C=0,7$, jeżeli wykres momentu jest trójkątny - $C=1,7$, gdy natomiast wykres jest zmienny co do znaku (wykres antysymetryczny), można przyjąć $C=2,7$. W elementach nieusztywnionych ogólnie przyjmuje się $C=1,7$.

Uwzględnienie efektów II rzędu według Eurokodu 2 [N2] może być przeprowadzone w sposób ogólny, na podstawie analizy nieliniowej (z zastosowaniem zależności $\sigma - \varepsilon$ dla betonu i zbrojenia). Dopuszcza się także zastosowanie dwu metod uproszczonych: **metody nominalnej sztywności**, prowadzącej do obliczenia mnożnika zwiększającego moment I rzędu lub **metody nominalnej krzyżownicy**, która prowadzi do obliczenia momentu II rzędu, powiększającego wartość momentu I rzędu.

3.2.2. Metoda nominalnej sztywności

Przy uwzględnianiu efektów II rzędu metodą nominalnej sztywności stosuje się klasyczny wzór Eulera na siłę krytyczną N_B , którą oblicza się dla nominalnej sztywności EJ elementu, z uwzględnieniem jego zbrojenia, zarysowania, nieliniowości materiałowej i pełzania betonu:

$$N_B = \pi^2 \frac{EJ}{l_0^2} \quad (3.3)$$

Nominalną sztywność smukłych elementów ściskanych o dowolnym przekroju poprzecznym w tej metodzie oblicza się ze wzoru:

$$EJ = K_c E_{cd} J_c + K_s E_s J_s \quad (3.4)$$

gdzie: E_{cd} – obliczeniowa wartość modułu sprężystości betonu, $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE}$ ($\gamma_{cE} = 1,2$),

J_c – moment bezwładności przekroju betonu,

K_c – współczynnik zależny od różnych wpływów, w tym zarysowania i pełzania,

J_s – moment bezwładności pola przekroju zbrojenia względem środka pola betonu,

E_s – obliczeniowa wartość modułu sprężystości stali zbrojeniowej,

K_s – współczynnik zależny od udziału zbrojenia.

Z budowy powyższego wzoru wynika, że przy obliczeniach tą metodą konieczne jest wstępne założenie stopnia zbrojenia elementu. Jeżeli założony stopień zbrojenia słupa spełnia warunek $\rho = A_s / A_c \geq 0,02$ (A_s oznacza tu całe pole przekroju zbrojenia), to we wzorze (3.4), w uproszczeniu można przyjąć: $K_s = 1,0$, natomiast współczynnik K_c może być obliczony ze wzoru:

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \varphi_{ef}} \quad (3.5)$$

gdzie: φ_{ef} – efektywny współczynnik pełzania betonu,

k_1 – współczynnik zależny od klasy betonu,

k_2 – współczynnik zależny od smukłości elementu λ_c i siły podłużnej N_{Ed}

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \quad k_2 = \frac{\lambda_c}{170} \cdot \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad (3.6)$$

W konstrukcjach statycznie niewyznaczalnych należy uwzględnić zarysowanie i pełzanie betonu w elemencie ściskanym i elementach przyległych.

W uproszczeniu można przyjąć, że przekroje elementów są w pełni zarysowane, a moduł sprężystości betonu przyjmuje wartość efektywną, obliczoną na podstawie obliczeniowego modułu sprężystości, jak we wzorze (3.4).

$$E_{cd, eff} = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi_{ef}} \quad (3.7)$$

Obliczenie ze wzoru (3.4) nominalnej sztywności EJ elementu pozwala określić współczynnik zwiększający obliczeniowy moment I rzędu $M_{0,Ed}$, co zapisuje się wzorem:

$$M_{Ed} = M_{0,Ed} \left(1 + \beta \frac{N_{Ed}}{N_B - N_{Ed}} \right) \quad (3.8)$$

gdzie N_B – siła krytyczna ze względu na wyboczenie, obliczona ze wzoru (3.3),

N_{Ed} – obliczeniowa siła podłużna w elemencie,

β – współczynnik zależny od rozkładu momentu zginającego I i II rzędu, patrz tabl. 3.1

Tab. 3.1. Wartości współczynnika β do wzoru (3.8)

Kształt wykresu momentów I rzędu	Wykres prostokątny	Wykres paraboliczny	Wykres trójkątny (symetryczny)	Wykres inny
Wartość β	$\pi^2/8$	$\pi^2/9,6$	$\pi^2/12$	$\beta = 1,0$

W elementach bez obciążenia poprzecznego, zróżnicowane wartości momentów I rzędu M_{01} i M_{02} na końcach obliczanego elementu ściskanego można zastąpić ekwiwalentnym momentem I rzędu M_{0e} według wzoru:

$$M_{0e} = 0,6 M_{01} + 0,4 M_{02} \geq 0,4 M_{02} \quad (3.9)$$

We wzorze (3.9) momentom M_{01} i M_{02} przypisuje się ten sam znak, jeśli wywołują one rozciąganie po tej samej stronie elementu, w przeciwnym przypadku momentom przypisuje się różne znaki. Numeracja momentów wynika z warunku $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

3.2.3. Metoda nominalnej krzywizny

W metodzie nominalnej krzywizny oblicza się nominalny moment II rzędu M_2 , który powiększa moment I rzędu, zgodnie ze wzorem:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2, \quad (3.10)$$

Nominalny moment II rzędu M_2 oblicza się ze wzoru:

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2, \quad (3.11)$$

gdzie: N_{Ed} – obliczeniowa siła podłużna w elemencie, e_2 – mimośród II rzędu określany z wyrażenia:

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{c},$$

w którym: $1/r$ – krzywizna elementu, l_0 – długość efektywna elementu z rys. 3.1., c – współczynnik zależny od rozkładu krzywizny (przy stałym przekroju elementu przyjmuje się $c=10$, jeżeli dodatkowo moment I rzędu jest stały, to $c=8$).

Krzywiznę elementu oblicza się ze wzoru:

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}, \quad (3.12)$$

gdzie: K_r – współczynnik zależny od siły podłużnej w elemencie obliczany ze wzoru (3.14),

K_φ – współczynnik zależny od pełzania betonu, ustalany ze wzoru (3.16),

$\frac{1}{r_0}$ – krzywizna I rzędu określana następująco:

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0,45 d} \quad \text{dla} \quad \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (3.13)$$

Poniżej zestawiono wzory na współczynniki K_r i K_φ :

$$K_r = \frac{n_u - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1,0, \quad (3.14)$$

$$\text{w którym: } n_u = 1 + \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}, \quad (3.15)$$

gdzie A_s – całkowite pole przekroju zbrojenia, A_c – pole przekroju betonu.

Współczynnik n_{bal} we wzorze (3.14) oznacza wartość względną siły ściskającej n , dla której element wykazuje maksymalny moment graniczny (można przyjąć $n_{bal} = 0,4$).

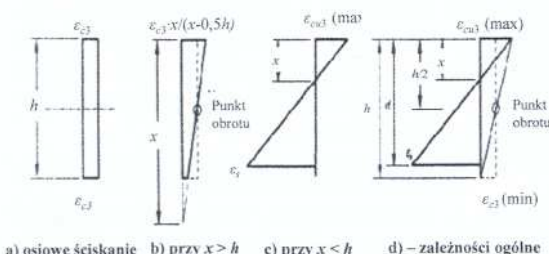
Wpływ pełzania na krzywiznę elementu obliczaną ze wzoru (3.12) uwzględnia się poprzez obliczenie współczynnika K_φ , na podstawie efektywnego współczynnika pełzania, klasy betonu i smukłości elementu:

$$K_\varphi = 1 + \varphi_{ef} \left(0,35 + \frac{f_{ck}}{200} + \frac{\lambda_c}{150} \right) \quad (3.16)$$

3.3. Wymiarowanie zbrojenia elementów ściskanych

3.3.1. Przekrój o kształcie dowolnym

Wymiarowanie zbrojenia żelbetowych przekrojów ściskanych może być przeprowadzone **metodą ogólną**, z uwzględnieniem analizy odkształceń w przekroju według zasad podanych na rys. 3.2 lub **metodą uproszczoną**, według założeń jak dla zginania.



Rys.3.2. Zakresy odkształceń przekroju elementu ściskanego wg założeń metody ogólnej

Przy wymiarowaniu żelbetowych elementów ściskanych mimośrodowo może być założony układ zbrojenia niesymetrycznego (gdy na przekrój elementu działa moment jednego znaku) lub zbrojenia symetrycznego

(przy znakozmiennym oddziaływaniu momentów). W obliczeniach zbrojenia w układzie symetrycznym przekrojów ściskanych, uwzględniać należy wpływ imperfekcji zakładając minimalny mimośród e_0 :

$$e_0 = \max \left[\frac{h}{30}, 20 \text{ mm} \right], \text{ lecz nie mniej niż } \frac{l_0}{400}, \quad (3.17)$$

gdzie: h – wysokość przekroju poprzecznego elementu [mm],

l_0 – długość efektywna elementu [mm] określona według rys. 3.1.

W niniejszym punkcie omówiono procedury wymiarowania przekrojów w ściskanych mimośrodowo elementach żelbetowych wykonanych z betonów dowolnej klasy, przy zastosowaniu **metody uproszczonej** (założenia podano w p. 2.1). Zakłada się tu prostokątny wykres naprężeń ściskających, określony efektywną głębokością strefy ściskanej x_{ef} . W obliczeniach wygodnie jest rozpatrywać dwa zakresy głębokości strefy ściskanej ξ_{ef} względem wartości granicznej $\xi_{ef,lim}$ (zależnej od całkowitego mimośrodu e_d siły podłużnej):

• zakres dużego mimośrodu, gdy spełniony jest warunek:

$$\xi_{ef} = \frac{x_{ef}}{d} \leq \xi_{ef,lim} \quad (3.18)$$

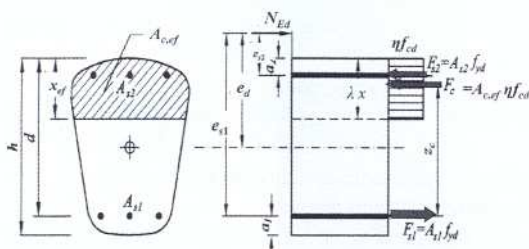


- zakres małego mimośrodru, gdy spełniony jest warunek:

$$\xi_{ef} = \frac{x_{ef}}{d} > \xi_{ef,lim}, \quad (3.19)$$

gdzie $\xi_{ef,lim}$ - graniczny zasięg efektywnej strefy ściskanej, podany w tabl. 2.1.

Przypadki dużego mimośrodru z reguły mają miejsce, gdy na przekrój elementu ściskanego o kształcie dowolnym działa siła ściskająca N_{Ed} na mimośrodzie e_d położonym poza środkami ciężkości zbrojenia przekroju. Układ sił działających na rozpatrywany przekrój o kształcie dowolnym, według założeń metody uproszczonej, pokazano na rys. 3.3.



Rys. 3.3. Układ sił działających na przekrój elementu ściskanego przy dużym mimośrodzie

Pokazany na rys.3.3. przekrój elementu obciążonego mimośrodowo pozostaje w równowadze. Odpowiednie warunki sumy rzutów sił i sumy momentów obliczonych względem osi zbrojenia A_{s1} zapisuje się następująco:

$$\begin{aligned} N_{Ed} \cdot e_{s1} &= F_c \cdot z_c + F_{s2} (d - a_2) \\ F_c + F_{s2} - F_{s1} - N_{Ed} &= 0 \end{aligned} \quad (3.20)$$

gdzie: F_c - wypadkowa naprężeń ściskających w betonie: $F_c = A_{c,ef} \cdot \eta f_{cd}$,

F_{s2} - wypadkowa naprężeń w zbrojeniu A_{s2} ściskanym: $F_{s2} = A_{s2} f_{yd}$,

F_{s1} - wypadkowa naprężeń w rozciągającym zbrojeniu A_{s1} $F_{s1} = A_{s1} f_{yd}$,

e_{s1} - odległość osi działania siły podłużnej N_{Ed} od osi ciężkości zbrojenia A_{s1} .

Nośność elementów ściskanych mimośrodowo (symetrycznych względem płaszczyzny zginania) wyznacza się z warunku sumy momentów sił zewnętrznych i wewnętrznych. Według oznaczeń na rys.3.3 zapisujemy:

$$N_{Ed} \cdot e_{s1} = S_{c,ef} \cdot \eta f_{cd} + A_{s2} (d - a_2) f_{yd}, \quad (3.21)$$

gdzie $S_{c,ef}$ - moment statyczny efektywnej powierzchni strefy ściskanej, obliczony podobnie jak przy zginaniu względem środka ciężkości zbrojenia A_{s1} .

Względna wysokość efektywnej strefy ściskanej ξ_{ef} wyznacza się z warunku sumy rzutów siły podłużnej oraz wypadkowych sił wewnętrznych na oś podłużną elementu ściskanego:

$$N_{Ed} = N_{Rd} = A_{c,ef} \cdot \eta f_{cd} + A_{s2} \sigma_{cs} - A_{s1} f_{yd} \quad (3.22)$$

Naprężenia σ_{cs} we wzorze na wypadkową zbrojenia ściskanego A_{s2} z reguły są równe f_{yd} . Jednak przy małej wysokości strefy ściskanej może zachodzić potrzeba ich korekty z uwagi na zbyt małe odkształcenia ε_{sc} tego zbrojenia. Problem ten omówiono w p. 2.3.2.

Przy powyższych założeniach wymiarowanie zbrojenia przekrojów elementów ściskanych w przypadkach dużego mimośrodru prowadzi się według zasad obowiązujących dla przekrojów zginanych.

Przypadki małego mimośrodru występują z reguły wówczas, gdy siła podłużna N_{Ed} przyłożona jest między środkami ciężkości zbrojenia A_{s2} oraz A_{s1} (rys.3.4).

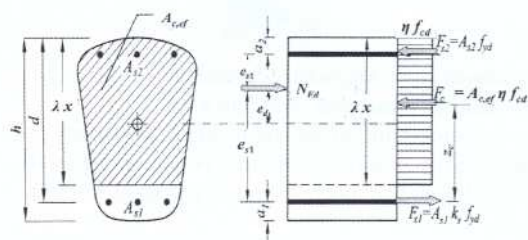
Celem uwzględnienia zmiany naprężeń w zbrojeniu A_{s1} (które może być rozciągane lub mniej ściskane), w zależności od zasięgu strefy ściskanej naprężenia σ_{s1} w tym zbrojeniu uzależnia się od głębokości efektywnej strefy ściskanej w zakresie większym od $\xi_{ef,lim}$:

$$\sigma_{s1} = k_s f_{yd}, \quad (3.23)$$

gdzie: k_s - współczynnik określający redukcję naprężeń w zbrojeniu A_{s1} .

Wyznaczenia wartości mnożnika k_s można dokonać z liniowego wykresu odkształceń w funkcji zasięgu strefy ściskanej na wysokości przekroju elementu. Można tu wykorzystać wzór podany w normie krajowej PN-B-03264:2002 [N12] w postaci:

$$k_s = \frac{2(1 - \xi_{ef})}{1 - \xi_{ef,lim}} - 1 \quad (3.24)$$



Rys. 3.4. Układ sił wewnętrznych w przekroju ściskanym w przypadkach małego mimośrodru, przy założeniach metody uproszczonej

Z definicji współczynnika k_s wynika, że przyjmuje on następujące wartości graniczne:

dla $\xi_{ef} = \xi_{ef,lim}$ współczynnik $k_s = 1,0$,

dla $\xi_{ef} = 1,0$ współczynnik $k_s = -1,0$.

Nośność elementów ściskanych mimośrodowo symetrycznych względem płaszczyzny zginania można sprawdzać z warunku sumy momentów sił zewnętrznych i wewnętrznych obliczonych względem osi zbrojenia A_{s1} . Warunek ten ma postać:

$$N_{Ed} \cdot e_{s1} = S_{c,ef} \cdot \eta f_{cd} + A_{s2} (d - a_2) f_{yd}, \quad (3.25)$$

gdzie $S_{c,ef}$ - moment statyczny efektywnej powierzchni strefy ściskanej, obliczony podobnie jak przy zginaniu względem środka ciężkości zbrojenia A_{s1} .

e_{s1} - odległość osi działania siły podłużnej N_{Ed} od osi ciężkości zbrojenia A_{s1} .

Zasięg efektywnej strefy ściskanej wyznacza się z warunku sumy rzutów siły podłużnej oraz wypadkowych sił wewnętrznych na oś podłużną elementu ściskanego:

$$N_{Ed} = N_{Rd} = A_{c,ef} \cdot \eta f_{cd} + A_{s2} f_{yd} - A_{s1} k_s f_{yd}, \quad (3.26)$$

przy czym dla przypadku dużego mimośrodru przy wartościach $\xi_{ef} \leq \xi_{ef,lim}$ współczynnik k_s należy z definicji przyjmować jako równy +1,0.

Minimalne i maksymalne pole całego zbrojenia elementu ściskanego wynosi:

$$A_{s,min} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002 A_c \quad A_{s,max} = 0,04 A_c. \quad (3.27)$$

3.3.2. Elementy o przekroju prostokątnym

Postępowanie obliczeniowe w tym przypadku wymaga założenia wymiarów pola przekroju betonu i przyjęcia klasy betonu oraz określenia z analizy statycznej mimośrodru obliczeniowego e_d podłużnej siły ściskającej N_{Ed} względem środka ciężkości przekroju, z uwzględnieniem imperfekcji i ewentualnie wpływu efektów II rzędu (patrz p.3.2). Następnie niezbędne jest określenie mimośrodru e_{s1} względem założonej osi zbrojenia A_{s1} . Na podstawie przekształcenia równań równowagi (3.20) możliwe jest analityczne obliczenie pól przekrojów zbrojenia w układzie niesymetrycznym, jak i symetrycznym. Poniżej omówiono tok postępowania w tym zakresie.

Zbrojenie w układzie niesymetrycznym

Obliczenie pola przekrojów zbrojenia przekroju prostokątnego (rys. 3.5) wygodnie jest rozpocząć przyjmując założenie, że strefa ściskana przekroju jest w pełni wykorzystana, czyli $\xi_{ef} = \xi_{ef,lim}$. Pole przekroju zbrojenia ściskanego A_{s2} można wówczas obliczyć z przekształcenia warunku równowagi momentów sił wewnętrznych (3.25), co w przekroju prostokątnym prowadzi do wzoru:

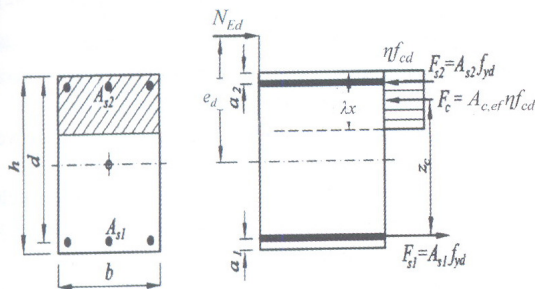
$$A_{s2} = \frac{N_{Ed} e_{s1} - \xi_{ef} (1 - 0,5 \xi_{ef}) b d^2 \eta f_{cd}}{(d - a_2) f_{yd}}, \quad (3.28)$$

gdzie e_{s1} dla założonego przekroju prostokątnego oblicza się ze wzoru:

$$e_{s1} = e_d + 0,5 h - a_1$$

Jeżeli obliczone z powyższego wzoru pole przekroju zbrojenia ściskanego A_{s2} ma wartość dodatnią, wówczas można obliczyć pole przekroju zbrojenia rozciągającego A_{s1} z przekształconego równania (3.20) przyjmując konsekwentnie $\xi_{ef} = \xi_{ef,lim}$

$$A_{s1} = \left(\xi_{ef} d b \cdot \eta f_{cd} + A_{s2} f_{yd} - N_{Ed} \right) \frac{1}{f_{yd}} \quad (3.29)$$



Rys. 3.5. Układ sił w przekroju prostokątnym elementu ściskanego przy $\xi_{ef} \leq \xi_{ef,lim}$

Jeżeli jednak wynik obliczenia A_{s2} ze wzoru (3.28) okaże się ujemny, oznacza to, że zasięg strefy ściskanej w rzeczywistości spełnia warunek $\xi_{ef} < \xi_{ef,lim}$. Pole przekroju zbrojenia A_{s2} określamy wówczas konstrukcyjnie jako wartość $A_{s2,prov}$ wychodząc z warunku minimum zbrojenia (3.27). W takim przypadku należy ustalić obliczeniowo zasięg efektywnej strefy ściskanej ξ_{ef} z zależności (3.30) wynikającej z przekształcenia wzoru (3.28):

$$\xi_{ef} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2 [N_{Ed} e_{s1} - A_{s2,prov} (d - a_2) \cdot f_{yd}]}{b d^2 \eta f_{cd}}} \quad (3.30)$$

Po obliczeniu zasięgu strefy ściskanej ξ_{ef} wyznaczamy pole przekroju zbrojenia rozciągającego A_{s1} ze wzoru (3.29). Jeśli wynik obliczenia jest dodatni, należy dokonać doboru prętów tego zbrojenia i zakończyć postępowanie obliczeniowe.

Jeżeli jednak ze wzoru (3.29) uzyskamy wynik ujemny ($A_{s1} < 0$), oznacza to, że zbrojenie rozciągane nie jest potrzebne. Oznacza to także, że $\xi_{ef} > \xi_{ef,lim}$ (jest to przypadek małego mimośrodru), a zatem naprężenia w tym zbrojeniu wynoszą $\sigma_s = k_s f_{yd}$.

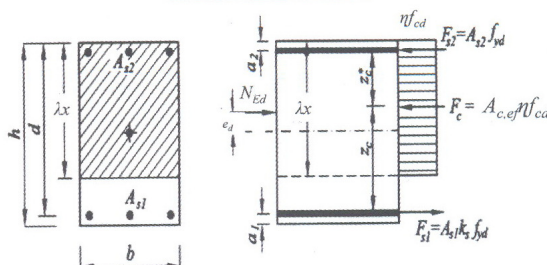
W przypadku małego mimośrodru zbrojenie A_{s1} z reguły będzie niewykorzystane, można zatem założyć jego pole z warunku minimum zbrojenia ($A_{s1,min}$). Przy takim założeniu zasięg efektywnej strefy ściskanej ξ_{ef} można obliczyć z warunku sumy momentów względem środka ciężkości zbrojenia A_{s2} :

$$N_{Ed} e_{s2} = F_c z_c^* - A_{s1,min} (d - a_1) k_s f_{yd}, \quad (3.32)$$

gdzie: z_c^* - ramię sił wewnętrznych (rys. 3.6),

e_{s2} - mimośród obliczany ze wzoru:

$$e_{s2} = 0,5 h - e_d - a_2 \quad (3.33)$$



Rys. 3.6. Układ sił wewnętrznych w ściskanym przekroju prostokątnym przy $\xi_{ef} > \xi_{ef,lim}$

Przekształcenie równania (3.32) z uwzględnieniem wzoru (3.24) prowadzi do wyrażenia na ξ_{ef} w postaci podanej w pracy [14]:

$$\xi_{ef} = B + \sqrt{B^2 + \frac{2 [(1 - \xi_{ef,lim}) N_{Ed} e_{s2} + (1 + \xi_{ef,lim}) A_{s1} (d - a_2) f_{yd}]}{(1 - \xi_{ef,lim}) b d^2 \eta f_{cd}}}, \quad (3.34)$$

gdzie:

$$B = \frac{a_1}{d} - \frac{2 A_{s1} f_{yd} (d - a_2)}{(1 - \xi_{ef,lim}) b d^2 \eta f_{cd}}$$

Jeżeli wyznaczona ze wzoru (3.34) wartość ξ_{ef} zawiera się w granicach $\xi_{ef,lim} < \xi_{ef} \leq 1$, wówczas przekrój zbrojenia ściskanego A_{s2} wyznacza się z uniwersalnego wzoru (3.28).

Określanie
nośności
przekrojów
w elementach
ściskanych
wygodnie jest
prowadzić przy
pomocy tzw.
wykresów
interakcji
 $M_{Rd} - N_{Rd}$

Jeżeli $\xi_{ef} > 1$, oznacza to, że cały przekrój użyteczny jest ściskany. W tej sytuacji, przy obliczaniu pola zbrojenia A_{s2} , do wzoru (3.28) należy podstawić $\xi_{ef} = 1,0$. Moment statyczny $S_{c,ef}$ całego pola przekroju elementu wynosi wówczas $0,5bd^2$.

W tym przypadku zbrojenie A_{s1} jest ściskane. Przyjmując pełne wykorzystanie tego zbrojenia na ściskanie zakłada się współczynnik $k_s = -1,0$ i oblicza niezbędne pole przekroju:

$$A_{s1} = \frac{N_{Ed}e_{s2} - 0,5 \cdot bd^2 \cdot \eta f_{cd}}{(-1) f_{yd}(d - a_2)} \quad (3.35)$$

Jeżeli wyznaczone przy założeniu $\xi_{ef} = 1$ pola przekrojów zbrojenia A_{s1} oraz A_{s2} okażą się ujemne, należy przyjąć konstrukcyjnie zbrojenia minimalne. Z reguły oznacza to, że wymiary tego przekroju okazały się zbyt duże z uwagi na wymagania stanu granicznego nośności.

Zbrojenie w układzie symetrycznym

Zbrojenie symetryczne zaleca się projektować w przypadku, gdy w rozpatrywanym przekroju elementu ściskanego występują układy obciążeń dające momenty zmiennych znaków o zbliżonych wartościach. Taki sposób zbrojenia można także zalecić przy małych wartościach mimośrodów działania siły ściskającej (brak momentu zginającego).

Przy narzuconym z góry układzie zbrojenia spełniającym warunek symetrii $A_{s1} = A_{s2}$, jeśli przyjęto wymiary $a_1 = a_2$, tok obliczeń rozpoczynamy od określenia zasięgu efektywnej strefy ściskanej ξ_{ef} ze wzoru:

$$\xi_{ef} = \frac{N_{Ed}}{bd \cdot \eta f_{cd}} \quad (3.36)$$

Jeżeli wartość $\xi_{ef} \leq \xi_{ef,lim}$, wówczas niezbędne pole przekroju zbrojenia $A_{s1} = A_{s2}$ obliczamy z warunku sumy momentów względem osi zbrojenia A_{s1} uwzględniając obliczoną wyżej wartość ξ_{ef} . Obowiązuje tu wzór:

$$A_{s2} = A_{s1} = \frac{N_{Ed} [e_{s1} - d(1 - 0,5 \xi_{ef})]}{(d - a_2) \cdot f_{yd}} \quad (3.37)$$

Jeżeli natomiast wyznaczona ze wzoru (3.36) wartość $\xi_{ef} > \xi_{ef,lim}$, oznacza to, że konieczna jest korekta obliczenia zasięgu strefy ściskanej, ponieważ zbrojenie A_{s1} nie osiąga granicy plastyczności.

Z przeprowadzonych obliczeń porównawczych wynika, że w opisanym przypadku pola przekroju zbrojenia symetrycznego $A_{s1} = A_{s2}$ praktycznie nie różnią się od wyniku obliczeń zbrojenia A_{s2} wyznaczonego ze wzoru (3.28) na podstawie procedury obliczeniowej jak dla zbrojenia niesymetrycznego. Wartość ξ_{ef} do wzoru (3.28) można podstawić jako wynik obliczeń ze wzoru (3.34) przy założeniu minimalnego przekroju zbrojenia A_{s1} , obliczonego ze wzoru (3.27). Opis tych procedur zawarto w pracy [14].

3.4. Określanie nośności elementów o przekroju prostokątnym

Przy znanych wymiarach przekroju poprzecznego elementu ściskanego i znanych polach przekrojów zbrojenia A_{s1} i A_{s2} , określenie nośności elementu przy ustalonej wartości mimośrodu e_d dokonuje się z przekształcenia warunków (3.25) i (3.26), które dla przekroju prostokątnego przybierają postać:

$$N_{Rd} = \frac{\xi_{ef} (1 - 0,5 \xi_{ef}) d^2 b \cdot \eta f_{cd} + A_{s2} (d - a_{s2}) f_{yd}}{e_{s1}} \quad (3.38)$$

$$N_{Rd} = \xi_{ef} db \cdot \eta f_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd} - A_{s1} k_s f_{yd} \quad (3.39)$$

Wyznaczenie nośności N_{Rd} z podanych wyżej wzorów jest możliwe po określeniu zasięgu efektywnej strefy ściskanej ξ_{ef} . Zasięg ten należy ustalać z równania momentów względem osi działania siły podłużnej. Odpowiednie równanie ma postać:

$$\xi_{ef} \left(\frac{e_{s1}}{d} - 1 + \frac{\xi_{ef}}{2} \right) d^2 b \cdot \eta f_{cd} \pm A_{s2} e_{s2} f_{yd} - A_{s1} e_{s1} k_s f_{yd} = 0 \quad (3.40)$$

Jeśli można założyć, że występuje przypadek dużego $k_s = 1,0$ i rozwiązaniem równania (3.38) ze względu na ξ_{ef} jest następująca funkcja:

$$\xi_{ef} = B + \sqrt{B^2 + 2 (\mu_{s1} \mp \mu_{s2})}, \quad (3.41)$$

gdzie: $B = 1 - \frac{e_{s1}}{d}$, $\mu_{s1} = \frac{A_{s1} e_{s1}}{bd^2} \cdot \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}}$, $\mu_{s2} = \frac{A_{s2} e_{s2}}{bd^2} \cdot \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}}$.

Wyrażenie μ_{s2} pod pierwiastkiem należy przyjąć ze znakiem minus, jeżeli mimośród siły ściskającej spełnia warunek $e_{s1} > d - a_2$. W przeciwnym razie należy przyjąć znak plus.

Jeżeli obliczony ze wzoru (3.40) zasięg efektywnej strefy ściskanej spełnia warunek:

$$\xi_{ef} > \xi_{ef,lim},$$

to oznacza, że założenie o przypadku dużego mimośrodu nie było prawdziwe i należy dokonać korekty obliczeń. Wykorzystuje się tu dodatkowo wyrażenie (3.24) określające rzeczywistą wartość współczynnika k_s redukcji naprężeń w zbrojeniu A_{s1} . W rezultacie tej korekty rozwiązanie równania (3.41) ze względu na ξ_{ef} ma postać funkcji:

$$\xi_{ef} = B - C + \sqrt{(B - C)^2 + 2 (C - \mu_{s1} \mp \mu_{s2})} \quad (3.42)$$

gdzie $C = \frac{2}{1 - \xi_{ef,lim}} \cdot \frac{A_{s1} e_{s1}}{bd^2} \cdot \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}} = \frac{2\mu_{s1}}{1 - \xi_{ef,lim}}$,

natomiast symbole: B , μ_{s1} , μ_{s2} są identyczne jak we wzorze (3.41).

Określanie nośności przekrojów w elementach ściskanych wygodnie jest prowadzić przy pomocy tzw. wykresów interakcji $M_{Rd} - N_{Rd}$. Obszerne omówienie zasad korzystania z tych wykresów dla kilku zróżnicowanych kształtów przekrojów (prostokątne, koliste, teowe) podano m.in. w pracach [7], [21].

4. PROJEKTOWANIE ELEMENTÓW NA SIŁĘ POPRZECZNĄ

4.1. Nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia poprzecznego

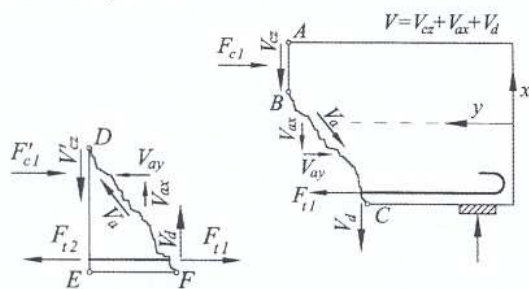
Wymagania podane w Eurokodzie 2 wprowadzają jako podstawę obliczeń znany od wielu lat model kratownicowy, który może być stosowany zarówno do ustrojów prętowych, jak i tarczowych. W niniejszym rozdziale przedstawiono założenia obliczeniowe tego modelu i zasady jego zastosowania w odniesieniu do żelbetowych belek i pasm płytowych jednokierunkowo pracujących.

Zmianie momentu zginającego na długości elementu towarzyszy siła poprzeczna V_{Ed} , która wywołuje naprężenia ścinające τ w płaszczyźnie poziomej. Jeżeli zginany element jest zarysowany, to naprężenia ścinające w przekroju o szerokości b_w oblicza się ze wzoru:

$$\tau = \frac{V_{Ed}}{b_w z_c} \quad (4.1)$$

gdzie: z_c – ramię sił wewnętrznych, które może być przyjęte jako stałe; $z_c = 0,9d$.

Kombinację składowych pionowych sił, które przenoszą naprężenia tnące na odcinkach pomiędzy ukośnymi rysami w elemencie zginanym bez zbrojenia poprzecznego, pokazano na rys. 4.1. Siła poprzeczna V_{Ed} jest przenoszona wzdłuż linii łamanej A-B-C przez składową V_{cz} , którą należy utożsamiać z naprężeniami ścinającymi w strefie ściskanej. Ponadto składowa pionowa V_{ax} siły poprzecznej jest przenoszona poprzez korzystny efekt wynikający z zazębienia się ziaren kruszywa po obu powierzchniach rysy ukośnej. Trzecia składowa siły poprzecznej V_d wynika z "efektu klockującego", występującego w zbrojeniu podłużnym elementu na zginanie.



Rys. 4.1. Składowe nośności na ścinanie belki żelbetowej bez zbrojenia poprzecznego [18]

Nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia poprzecznego można zatem przedstawić jako sumę 3 nośności składowych:

$$V_{Rd,c} = V_{cz} + V_{ax} + V_d \quad (4.2)$$

W Eurokodzie 2 [N2] podano empirycznie określony wzór na obliczeniową nośność $V_{Rd,c}$ na ścinanie w elemencie, który ujmuje działanie wyżej wymienionych

składowych:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck} + k_1 \sigma_{cp}} \right] b_w d \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (4.3)$$

gdzie: f_{ck} – wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie [MPa],

k – współczynnik zapisany wzorem

$$k = \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0,$$

d – wysokość użyteczna [mm],

ρ_l – stopień zbrojenia na zginanie wg wzoru

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02,$$

gdzie A_{sl} jest polem przekroju zbrojenia rozciąganego, przedłużonego poza rozważany przekrój o odcinek nie krótszy niż $l_{bd} + d$ (patrz rys. 4.2),

b_w – najmniejsza szerokość strefy rozciąganej przekroju [mm].

σ_{cp} – naprężenie ściskające od siły podłużnej (lub sprężenia)

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 f_{cd},$$

$C_{Rd,c}$ – współczynnik ujmujący zależność pomiędzy f_{cd} i f_{ck} w postaci

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

(γ_c oznacza częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla betonu, $\gamma_c = 1,4$),

k_1 – współczynnik o zalecanej wartości

$$k_1 = 0,15,$$

v_{\min} – współczynnik określany ze wzoru

$$v_{\min} = 0,035 \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}.$$

Przy powyższych założeniach wynik obliczeń nośności $V_{Rd,c}$ uzyskuje się w mm.

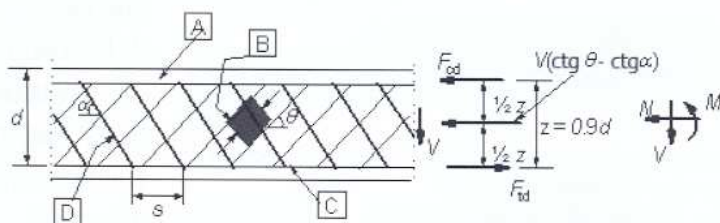


Rys. 4.2. Sposób określania pola przekroju zbrojenia A_{sl} do wzoru (4.3)

Wymagania wprowadzone w Eurokodzie 2 wprowadzają jako podstawę obliczeń znany od wielu lat model kratownicowy, który może być stosowany zarówno do ustrojów prętowych, jak i tarczowych.

4.2. Model kratownicowy w obliczeniach na ścinanie

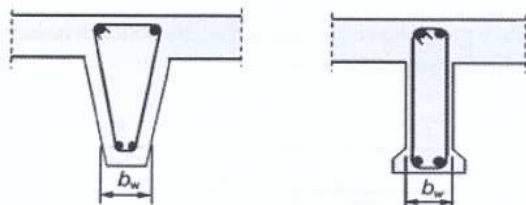
Do obliczeń na ścinanie zarysowanych elementów żelbetowych, zawierających zbrojenie poprzeczne w Eurokodzie 2, przyjęto model umownej kratownicy o schemacie pokazanym na rys. 4.3.



Rys. 4.3. Model kratownicowy do obliczeń zbrojenia poprzecznego na ścinanie

Model składa się z dwu pasów: górnego, betonowego pasa **A**, równoległego do osi podłużnej elementu, w którym występuje obliczeniowa siła ściskająca F_{cd} i pasa dolnego **C**, modelującego zbrojenie podłużne na zginanie, w którym występuje rozciągająca siła F_{td} . Odległość pasów kratownicy określa ramie z sił wypadkowych występujących w obu pasach. W elemencie o stałej wysokości jako z przyjmuje się ramie odpowiadające maksymalnemu momentowi zginającemu w rozważanym elemencie. Jako przybliżenie można przyjąć $z = 0,9d$. Nachylone krzyżulce **B** (utworzone pomiędzy rysami ukośnymi w elemencie) pracują na ściskanie, a stalowe rozciągane **krzyżulce D** pracują na rozciąganie. Krzyżulce betonowe **B** są nachylone do osi podłużnej elementu, prostopadłej do kierunku siły poprzecznej pod kątem θ , natomiast krzyżulce rozciągane **D** nachylone są pod kątem α pomiędzy kierunkiem zbrojenia na ścinanie a osią belki prostopadłą do kierunku siły poprzecznej.

Szerokość elementów składowych kratownicy b_w oznacza najmniejszą szerokość elementu części przekroju położonej między pasami: ściskany i rozciągany, którą ustala się według zaleceń pokazanych na rys. 4.4.



Rys. 4.4. Sposób określania szerokości elementów składowych kratownicy

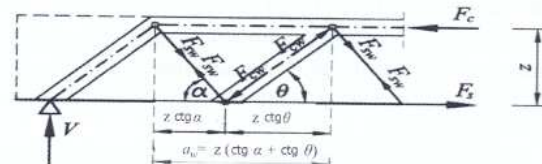
Kąt nachylenia krzyżulców ściskanych kratownicy musi mieścić się w przedziałach określonych według Załącznika Krajowego do Eurokodu 2, następująco:

$$1,0 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,0 \rightarrow 26,7^\circ \leq \theta \leq 45,0^\circ \quad (4.4)$$

Natomiast kąt nachylenia krzyżulców rozciąganych (modelujących zbrojenie na ścinanie) musi spełniać

warunek: $\alpha \leq 45,0^\circ$

Siły wewnętrzne w elemencie: V , M , N wywołują naprężenia w ukośnych elementach kratownicy, których wypadkowe: F_{sw} (w krzyżulcach rozciąganych) i F_{cw} (w krzyżulcach ściskanych), obliczone na odcinku między kolejnymi węzłami kratownicy, wyrażają odpowiednio nośności na ścinanie. Sposób określenia tych wypadkowych pokazano na rys. 4.5.



Rys. 4.5. Wypadkowe siły w krzyżulcach ściskanych i rozciąganych kratownicy [9]

W przypadku, gdy projektuje się ukośne zbrojenie na ścinanie (np. pręty odgięte pod kątem α , o polu przekroju A_{sw} i rozstawie s), nośność na ścinanie tego zbrojenia $V_{Rd,s}$ oblicza się na długości odcinka $a_{w,s}$ na podstawie siły wypadkowej F_{sw} (rys. 4.5). Otrzymujemy wzór:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} f_{ywd}}{s} z (\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha) \sin \alpha \quad (4.5)$$

Nośność ściskanych krzyżulców F_{cw} jest natomiast podstawą określenia maksymalnej nośności na ścinanie obliczanego elementu $V_{Rd,max}$, która uwzględnia zredukowaną wytrzymałość betonu na ściskanie po uplastycznieniu, w dwuosiowym stanie naprężenia.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \frac{\text{ctg} \theta + \text{ctg} \alpha}{1 + \text{ctg}^2 \theta} \quad (4.6)$$

Jeżeli projektuje się zbrojenie pionowe (strzemiona) o polu przekroju A_{sw} i rozstawie s , to wzór (4.5) upraszcza się do postaci:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} f_{ywd}}{s} z \text{ctg} \theta, \quad (4.7)$$

natomiast wzór na maksymalną nośność na ścinanie w przypadku zbrojenia strzemionami pionowymi zapisuje się za pomocą wyrażenia:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z}{\text{ctg} \theta + \text{tg} \theta} v_1 f_{cd} \quad (4.8)$$

We wzorach (4.5) – (4.8) przyjęto następujące oznaczenia:

A_{sw} – pole przekroju zbrojenia odgiętego lub strzemion o rozstawie s ,

f_{ywd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia na ścinanie,

α_{cw} – współczynnik zależny od stanu naprężeń w pasie ściskany elementu; dla elementów niesprężonych przyjmuje się $\alpha_{cw} = 1,0$,

v_1 – współczynnik wyrażający redukcję wytrzymałości betonu w dwuosiowym stanie naprężenia,

przy ukośnym zarysowaniu elementu:

$$v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (4.9)$$

Przyjęty model kratownicowy wymaga dodatkowej kontroli przyrostu siły podłużnej ΔF_{td} w zbrojeniu na zginanie, wywołanej przez siłę poprzeczną V_{Ed} . Przyrost siły można obliczyć ze wzoru:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\operatorname{ctg} \theta - \operatorname{ctg} \alpha) \quad (4.10)$$

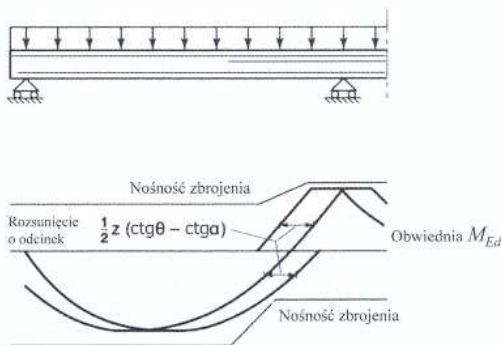
przy czym musi być spełniony warunek:

$$\frac{M_{Ed}}{z} + \Delta F_{td} \leq \frac{M_{Ed, \max}}{z}$$

gdzie $M_{Ed, \max}$ oznacza maksymalny moment na długości elementu.

Innym sposobem uwzględnienia przyrostu siły podłużnej w zbrojeniu na zginanie jest rozsuwanie w kierunku niekorzystnym linii obwiedni momentów M_{Ed} o odcinek a_l (schemat takiego zabiegu pokazano na rys. 4.6). Długość odcinka rozsunęcia linii obwiedni i linii nośności zbrojenia na zginanie oblicza się ze wzoru:

$$a_l = 0,5 z (\operatorname{ctg} \theta - \operatorname{ctg} \alpha) \quad (4.11)$$



Rys. 4.6. Sposób uwzględnienia przyrostu siły podłużnej w zbrojeniu na zginanie

Wzory dla określenia maksymalnego i minimalnego pola przekroju zbrojenia na ścinanie zestawiono w tabelicy 4.1. Wzór na maksymalne pole zbrojenia określono dla kąta $\theta = 45^\circ$. Szczegółowe wymagania konstrukcyjne w zakresie zbrojenia na ścinanie podano w p. 10.2.2.

Tabl.4.1. Minimalne i maksymalne pole przekroju zbrojenia na ścinanie (oznaczenia w tekście)

Typ zbrojenia Zakres zbrojenia	Strzemiona pionowe	Pręty odgięte
Minimalne	$A_{sw, \min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} s b_w$	$A_{sw, \min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} s b_w \sin \alpha$
Maksymalne	$A_{sw, \max} = 0,5 v_1 f_{cd} \frac{b_w s}{f_{ywd}}$	$A_{sw, \max} = 0,5 v_1 f_{cd} \frac{b_w s}{\sin \alpha f_{ywd}}$

4.3. Procedury obliczania zbrojenia na ścinanie

Projektowanie zbrojenia na ścinanie elementu zginanego o znanych wymiarach przekroju poprzecznego i obliczonym uprzednio zbrojeniu podłużnym na zginanie rozpoczynamy od sporządzenia wykresu obliczeniowej siły poprzecznej V_{Ed} na długości elementu, celem ustalenia odcinków a_{w2} , na których będzie konieczne obliczenie zbrojenia poprzecznego.

W tym celu konieczne jest uprzednie obliczenie nośności na ścinanie $V_{Rd, c}$ elementu bez zbrojenia poprzecznego, określonej ze wzoru (4.3).

Jeżeli w danej strefie elementu spełniony jest warunek:

$$V_{Ed} \geq V_{Rd, c} \quad (4.12)$$

to konieczne jest obliczenie zbrojenia poprzecznego na odcinku elementu o długości a_{w2} .

Zasięg tych odcinków zależy od charakteru wykresu siły poprzecznej (rodzaju obciążenia) i nośności na ścinanie $V_{Rd, c}$. Dla belek lub pasm płytowych pod obciążeniem równomiernie rozłożonym q długość tego odcinka wynosi:

$$a_{w2} = \frac{V_{Ed} - V_{Rd, c}}{q} \quad (4.13)$$

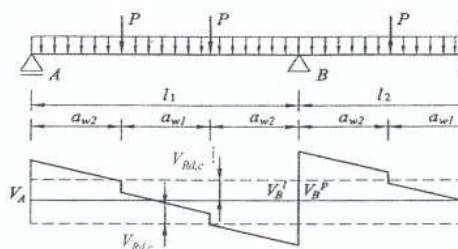
W przypadku istnienia obciążeń skupionych długość odcinka, a_{w2} ustala się wprost z wykresu siły poprzecz-

nej. Przykład przedstawiono na rys. 4.7.

Gdy warunek (4.12) w określonej strefie belki nie jest spełniony, obliczenie zbrojenia poprzecznego na odcinku o długości a_{w1} nie jest wymagane. Wystarczy przyjęcie zbrojenia poprzecznego o minimalnym polu przekroju (patrz. tabl. 4.1), spełniającego zasady maksymalnego rozstawu na długości odcinka a_{w1} .

Wymagania te stanowią, że maksymalny rozstaw wynosi:

- $s_{l, \max} = 0,75 d$ dla strzemion pionowych,
- $s_{b, \max} = 0,6 d (1 + \operatorname{ctg} \alpha)$ dla prętów odgiętych.



Rys.4.7. Sposób ustalenia odcinka, na którym należy obliczać zbrojenie na ścinanie.

Obliczenie pola przekroju zbrojenia poprzecznego A_{sw} na odcinkach a_{w2} ze wzorów (4.5) lub (4.7) wymaga założenia wartości kąta nachylenia θ krzyżulców ściskanych z przedziału określonego w warunku (4.4). Jak wynika z analizy powyższych wzorów, najmniejsze wymagane obliczeniowo pole przekroju zbrojenia poprzecznego uzyskuje się dla najmniejszej dopuszczalnej wartości kąta $\theta=26,7^\circ$, przy czym $\text{ctg}\theta=2,0$. Dla tej wartości możemy obliczyć potrzebny rozstaw zbrojenia poprzecznego s zakładając wstępnie średnicę i liczbę m ramion strzemiń ($m=2$ lub $m=4$), co pozwala założyć pole przekroju A_{sw} . Zakładamy ponadto, że całą siłę poprzeczną musi przenieść obliczane zbrojenie $V_{Rd,s}=V_{Ed}$. Dla strzemiń pionowych z przekształcenia wzoru (4.7) otrzymujemy wyrażenie na ich rozstaw s przyjmując w uproszczeniu $z=0,9d$ i podstawiając $\text{ctg}\theta=2,0$.

$$s = \frac{A_{sw} f_{ywd}}{V_{Ed}} z \text{ctg} \theta \rightarrow s = 1,8 d \frac{A_{sw} f_{ywd}}{V_{Ed}} \quad (4.14)$$

Konieczne jest jeszcze sprawdzenie, czy nie została przekroczona nośność maksymalna na ścinanie, którą obliczymy ze wzoru (4.8) dla założonego minimalnego kąta $\theta=26,7^\circ$ (w tym przypadku $\text{ctg}\theta=2,0$ i $\text{tg}\theta=0,5$). Przyjmujemy ponadto $\alpha_{cw}=1,0$.

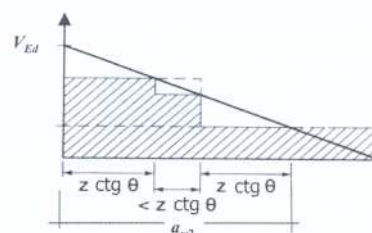
Wzór (4.8) można wówczas zapisać w postaci warunku:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z}{\text{ctg}\theta + \text{tg}\theta} v_1 f_{cd} \rightarrow V_{Ed} \leq 0,36 b_w d v_1 f_{cd} \quad (4.15)$$

Jeżeli warunek (4.15) nie jest spełniony, konieczne jest przyjęcie zwiększonej wartości kąta $26,7^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$, powtórne obliczenie rozstawu przekroju zbrojenia poprzecznego i ponowne obliczenie nośności maksymalnej elementu na ścinanie. Jeżeli jednak nawet największa możliwa nośność maksymalna na ścinanie (obliczona dla kąta $\theta=45^\circ$, $\text{ctg}\theta=\text{tg}\theta=1,0$) okaże się zbyt mała i warunek (4.15) nadal nie jest spełniony, to konieczne jest przeprojektowanie obliczanego przekroju. Tak więc zadanie należy rozwiązywać iteracyjnie.

Identycznie należy rozwiązywać przypadek zbrojenia ukośnego, nachylonego pod kątem $\alpha \geq 45^\circ$ stosując wzory (4.5) i (4.6).

Dodatkowego komentarza wymaga sposób obliczania zbrojenia poprzecznego na odcinku a_{w2} , którego długość jest większa niż $z \text{ctg}\theta$. Odcinek taki należy podzielić na fragmenty krótsze i na każdym z nich obliczać zbrojenie poprzeczne przyjmując za podstawę obliczeń najmniejszą wartość V_{Ed} . Zasadę tę pokazano na rys. 4.8. Uzasadnienie takiego postępowania zawarto w publikacji [4].

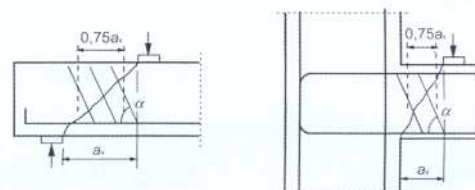


Rys. 4.8. Podział odcinka ścinania na segmenty krótsze

Odrębnego potraktowania wymaga przypadek, jeżeli blisko podpory elementu występuje siła skupiona, w odległości a_v liczonej do krawędzi podpory (rys.4.9). Jeżeli odległość a_v zawiera się w przedziale $0,5d \leq a_v \leq 2d$, a obciążenie jest przyłożone do górnej krawędzi elementu, to wartość siły poprzecznej V_{Ed} na długości tego odcinka a_v można zredukować do poziomu βV_{Ed} stosując mnożnik $\beta = \frac{a_v}{2d}$.

Dla tak zredukowanej siły poprzecznej należy wyznaczyć zbrojenie A_{sw} na ścinanie, które rozmieszcza się w centralnej części wymienionego odcinka o długości $0,75a_v$ (rys. 4.9), przy czym zbrojenie to powinno spełniać warunek

$$V_{Ed} \leq A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha \quad (4.16)$$



Rys.4.9. Zbrojenie na ścinanie w przypadku wystąpienia siły skupionej w pobliżu podpory

W podsumowaniu procedury obliczeń zbrojenia na ścinanie należy zauważyć, że przyjęta w Eurokodzie 2 metoda obliczeń zbrojenia poprzecznego (lub jego rozstawu) nie uwzględnia udziału betonu i zbrojenia podłużnego (nośności elementu $V_{Rd,c}$) w przenoszeniu siły poprzecznej, gdyż zbrojenie A_{sw} na ścinanie projektuje się na całą wartość V_{Ed} . Wynika stąd dodatkowy zapas nośności na ścinanie. Mniej zachowawcze podejście prezentuje opublikowana w kwietniu 2010 r. propozycja normy Model Code 2010 [19], która uwzględnia w przenoszeniu siły poprzecznej V_{Ed} zarówno udział betonu $V_{Rd,c}$, jak i udział zbrojenia poprzecznego $V_{Rd,s}$.

4.4. Ścinanie między półkami i środkiem w belkach teowych

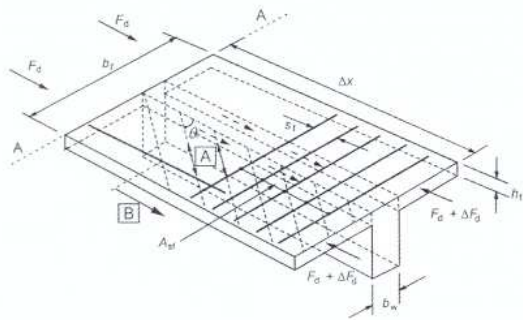
W płaszczyźnie styku między półką i środkiem w belkach teowych występuje ścinanie, wywołane przyrostem siły podłużnej ΔF_d na długości rozpatrywanej części półki. Przyjmując, że grubość płyty w przekroju teowym jest równa h_f , naprężenia ścinające wynoszą:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x} \quad (4.17)$$

gdzie: Δx – rozpatrywana długość elementu, na której uwzględnia się zmianę siły ΔF_d .

Układ konstrukcji półki i środka do obliczenia nośności półki na ścinanie można rozpatrzeć przyjmując

schemat płaskiej kratownicy, w której występują krzyżulce ściskane i pręty rozciągane (w zbrojeniu rozciąganych półki). Schemat ten pokazano na rys. 4.10.



Rys. 4.10. Schemat kratownicowy w półce elementu teowego:
A - Krzyżulce ściskane, nachylone pod kątem θ do osi podłużnej elementu,
B - Pręty podłużne zakotwiczone poza rozpatrywanym przekrojem na długości Δx .

Za maksymalny zasięg odcinka Δx można przyjmować połowę odległości od miejsca zerowego wykresu momentów zginających, do przekroju, w którym moment przyjmuje wartość maksymalną.

Zakładając rozstaw zbrojenia poprzecznego s_f możemy obliczyć pole przekroju zbrojenia poprzecznego A_{sf} w półce przekroju na jednostkę długości:

$$A_{sf} = \frac{V_{Ed}}{f_{yd} \operatorname{ctg} \theta_f} s_f h_f \quad (4.18)$$

Zakres zmiany kąta nachylenia krzyżulców określa się następująco:

- $1,0 \leq \operatorname{ctg} \theta_f \leq 2,0$ dla półek ściskanych,
- $1,0 \leq \operatorname{ctg} \theta_f \leq 1,25$ dla półek rozciąganych.

Należy przy tym obliczeniowo zapewnić, że nie nastąpi zmiażdżenie ściskanych krzyżulców:

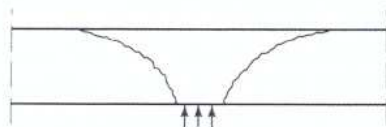
$$v_{Ed} \leq v_{f,cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (4.19)$$

Zbrojenie poprzeczne w półce nie jest potrzebne obliczeniowo, jeżeli naprężenia ścinające spełniają warunek: $v_{Ed} \leq 0,4 f_{ctd}$.

5. PROJEKTOWANIE ELEMENTÓW ŻELBETOWYCH NA PRZEBICIE

5.1. Założenia ogólne

Przebicie należy rozpatrywać jako efekt oddziaływania na żelbetowe ustroje płytowe (stropowe lub fundamentowe) sił skupionych lub lokalnie przyłożonych obciążeń powierzchniowych. Mechanizm zniszczenia poprzez przebicie wywołany jest ścinaniem płyty obciążonej siłą skoncentrowaną na małym obszarze A_{load} , co prowadzi do wytworzenia się powierzchni zniszczenia w kształcie ostrosłupa lub stożka ściętego (rys. 5.1).



Rys. 5.1. Mechanizm zniszczenia płyty poprzez przebicie

Ten rodzaj zniszczenia występuje także w ustrojach płyt fundamentowych obciążonych słupami; różnica w stosunku do schematu pokazanego na rys. 5.1 wynika jedynie z odwrócenia kierunku stożka zniszczenia.

Metoda obliczeń ze względu na ścinanie przy przebicciu wymaga określenia naprężeń stycznych na powierzchni przebiccia, które oblicza się następująco:

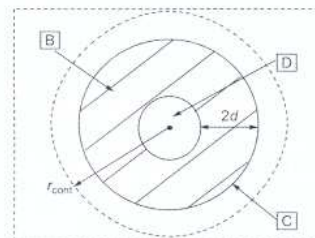
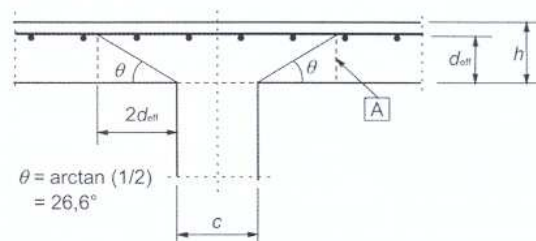
$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 d}, \quad (5.1)$$

gdzie: u_1 – podstawowy obwód kontrolny, ustalany w odległości od słupa równej $2d$ (rys. 5.2),

d_{eff} – wysokość użyteczna płyty obliczana ze wzoru:

$$d_{eff} = 0,5 (d_x + d_y), \quad (5.2)$$

w którym d_x i d_y – wysokości użyteczne płyty w dwu prostopadłych kierunkach.



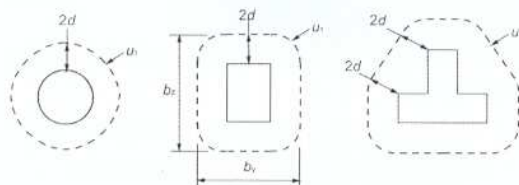
Rys. 5.2. Schemat obliczeniowy do sprawdzania stanu granicznej nośności przy przebicciu

A - podstawowy przekrój kontrolny, **B** - podstawowa powierzchnia kontrolna A_{cont}
C - podstawowy obwód kontrolny u_1 , **D** - pole obciążenia A_{load} , r_{cont} - dalszy obwód kontrolny.

Przebicie należy rozpatrywać jako efekt oddziaływania na żelbetowe ustroje płytowe (stropowe lub fundamentowe) sił skupionych lub lokalnie przyłożonych obciążeń powierzchniowych.

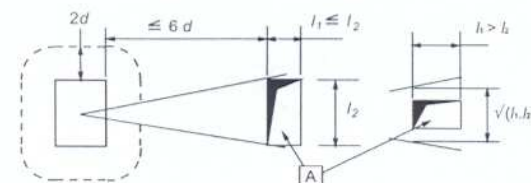
Obliczenia strefy przebiecia sprowadzają się do sprawdzenia naprężeń ścinających na obwodzie słupa i na podstawowym obwodzie kontrolnym.

Pokazany na rys.5.2. podstawowy obwód kontrolny usytuowany jest w odległości $2d$ od pola obciążenia (obrysu słupa). Kształt obwodu kontrolnego określa się zakładając jego minimalną długość. Oznacza to, że jeżeli pole obciążenia jest prostokątne, to obwód kontrolny kształtuje się poprzez zaokrąglenie naroży. Przykłady ukształtowania obwodu kontrolnego u_1 według tych zasad pokazano na rys. 5.3.



Rys. 5.3. Typowe przykłady ukształtowania obwodu kontrolnego u_1 wokół pola obciążenia

Jeżeli w pobliżu pola obciążenia znajdują się otwory w rozpatrywanej płycie, a najmniejsza odległość od ich krawędzi do obwodu kontrolnego nie przekracza $6d$, to w obliczeniach długości obwodu pomija się fragment położony pomiędzy dwiema ukośnymi liniami wyprowadzonymi od środka pola obciążenia do zewnętrznej krawędzi otworu, co pokazano na rys.5.4.



Rys. 5.4. Konstrukcja obwodu kontrolnego w pobliżu otworu w płycie

5.2. Postępowanie przy obliczaniu strefy przebiecia

Obliczenia strefy przebiecia sprowadzają się do sprawdzenia naprężeń ścinających na obwodzie słupa i na podstawowym obwodzie kontrolnym. W tym celu zdefiniowano następujące graniczne naprężenia tnące obliczane na powierzchni przekrojów kontrolnych:

- $v_{Rd,c}$ - obliczeniowa wytrzymałość na ścinanie w płycie bez zbrojenia na przebiecie (z uwagi na ukośne rozciąganie betonu),
- $v_{Rd,cs}$ - obliczeniowa wytrzymałość na ścinanie płyty ze zbrojeniem na przebiecie wzdłuż rozważanego przekroju kontrolnego,
- $v_{Rd,max}$ - obliczeniowa maksymalna wytrzymałość na ścinanie wzdłuż kontrolnego przekroju płyty.

Postępowanie obliczeniowe przewiduje następujące przypadki:

Jeżeli $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$, to zbrojenie na przebiecie nie musi być obliczane.

Jeżeli $v_{Rd,c} \leq v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$, wówczas konieczne jest obliczenie zbrojenia na przebiecie.

Jeżeli $v_{Ed} > v_{Rd,max}$, to przekrój obliczanej płyty należy przeprojektować.

Obliczeniową wytrzymałość $v_{Rd,c}$ na ścinanie płyty przy przebieciu oblicza się ze wzoru:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp}, \quad (5.3)$$

gdzie: f_{ck} - wytrzymałość charakterystyczna betonu na ściskanie [MPa],

k - współczynnik zapisany wzorem $k = \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$,

d - wysokość użyteczna [mm],

ρ_l - stopień zbrojenia na zginanie według wzoru:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} \leq 0,02,$$

przy czym ρ_{ly} i ρ_{lz} odnoszą się do zbrojenia płyty na zginanie, w kierunkach odpowiednio y i z ,

σ_{cp} - naprężenie ściskające od siły podłużnej

$$\sigma_{cp} = 0,5 (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})$$

obliczone w kierunku y oraz z , na podstawie wzoru:

$$\sigma_{cy,z} = \frac{N_{Ed,y,z}}{A_{cy,z}}, \quad [\text{MPa}],$$

$C_{Rd,c}$ - współczynnik ujmujący zależność pomiędzy f_{ctd} i f_{ck} w postaci:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

(γ_c oznacza częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla betonu, $\gamma_c = 1,4$),

k_1 - współczynnik o zalecanej wartości $k_1 = 0,10$,

v_{min} - współczynnik określany ze wzoru:

$$v_{min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}}.$$

Obliczenie zbrojenia na przebiecie jest konieczne, jeżeli spełniony jest warunek $v_{Rd,c} \leq v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$, gdzie $v_{Rd,max} = 0,5 v_{f,cd}$.

Zbrojenie na ścinanie przy przebieciu należy obliczać ze wzoru:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha, \quad (5.4)$$

gdzie: A_{sw} - pole powierzchni jednego obwodu zbrojenia na ścinanie wzdłuż obwodów zbrojenia na ścinanie,

s_r - promieniowy rozstaw obwodów zbrojenia na ścinanie,

$f_{ywd,ef}$ - efektywna wytrzymałość obliczeniowa zbrojenia na ścinanie przy przebieciu obliczana według wzoru:

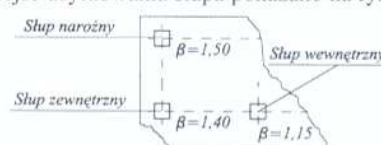
$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd},$$

α - kąt między płaszczyzną płyty a zbrojeniem na przebiecie.

W obszarze przylegającym do słupa należy sprawdzić warunek:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max}, \quad (5.5)$$

gdzie β - współczynnik wyrażający wpływ momentów w słupie; zalecane wartości tego współczynnika dla różnych miejsc usytuowania słupa pokazano na rys. 5.5.



Rys. 5.5. Zalecane wartości współczynnika β w obliczeniach na przebiecie

Podane we wzorze (5.5) wartości u_0 oznaczają odpowiednio:

- dla słupa wewnętrznego u_0 oznacza długość obwodu słupa,
- dla słupa krawędziowego $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$,
- dla słupa narożnego $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$.

W powyższych wyrażeniach c_1 i c_2 oznaczają wymiary przekroju poprzecznego słupa.

Długość obwodu kontrolnego $u_{out,ef}$ poza którym zbrojenie na przebiecie nie jest już konieczne, obliczyć należy ze wzoru:

$$u_{out,ef} = \beta \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} d} \leq v_{Rd,max} \quad (5.6)$$

Wymagania konstrukcyjne dotyczące zbrojenia na ścinanie przy przebieciu podano w p.10.2.3.

6. PROJEKTOWANIE ELEMENTÓW NA SKRĘCANIE

6.1. Założenia wstępne

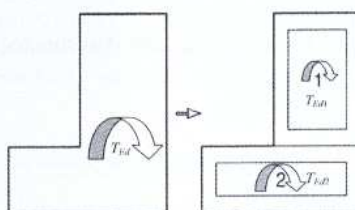
Nośność żelbetonowych elementów o przekrojach pełnych poddanych działaniu momentu skręcającego T_{Ed} oblicza się jak dla zamkniętych przekrojów cienkościennych o umownej (efektywnej) grubości ścianki t_{ef} ze wzoru (6.1).

Nośność na skręcanie przekrojów o kształcie złożonym (np. teowych lub dwuteowych) oblicza się, dzieląc przekroje na odpowiednie fragmenty, których odpowiednikami są również przekroje cienkościennne. Całkowita nośność na skręcanie takich przekrojów jest sumą nośności ich fragmentów. Udziały poszczególnych fragmentów składowych przekroju w przenoszeniu momentu skręcającego należy rozdzielić na rozpatrywane fragmenty proporcjonalnie do ich sztywności na skręcanie w stanie niezarysowanym (rys. 6.1).

Efektywna grubość ścianki zastępczego przekroju cienkościennego obliczana jest ze wzoru:

$$t_{ef,i} = \frac{A}{u} \geq 2a_i, \quad (6.1)$$

gdzie A - całe pole powierzchni przekroju ograniczone



Rys.6.1. Przekrój o kształcie złożonym poddany skręcaniu w rozbiu na cienkościennne fragmenty 1 i 2 [10]

zewnętrznym obwodem rozpatrywanego przekroju (włącznie z wewnętrzną częścią pustą),

u - zewnętrzny obwód przekroju,

a_i - odległość od krawędzi przekroju do środka ciężkości zbrojenia podłużnego.

W przekrojach cienkościennych z otworem rzeczywistym (np. w przekrojach skrzynkowych) zastępuje grubość ścianki $t_{ef,i}$ nie może przekroczyć rzeczywistej grubości ścianki elementu t_i .

6.2. Sprawdzanie nośności i wymiarowanie zbrojenia

W przypadku, gdy na element działa wyłącznie moment skręcający T_{Ed} (czyste skręcanie) w przyjętym modelu cienkościennym zakłada się zamknięty obieg strumienia jednostkowych sił stycznych $\tau_{t,i} \cdot t_{ef,i}$, których wartość oblicza się oddzielnie dla każdej ścianki modelu:

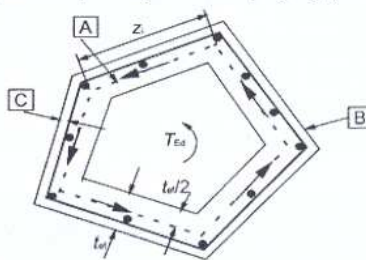
$$\tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k}, \quad (6.2)$$

gdzie: $\tau_{t,i}$ - naprężenie styczne w ściance o numerze i , A_k - pole powierzchni wnętrza figury zawartej pomiędzy liniami środkowymi ścian przekroju, włącznie z wewnętrzną częścią pustą (rys. 6.2).

W każdej ze składowych ścian przekroju o numerze i -tym występuje siła ścinająca wynikająca ze skręcania, której wartość wynosi:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i, \quad (6.3)$$

gdzie z_i - długość i -tej ścianki przekroju określona jako odległość punktów przecięcia boków przyległych (rys.6.2).



Rys. 6.2. Zasada oznaczania elementów składowych w efektywnym przekroju skręcanym:

A - linia środkowa ścianki efektywnej o grubości $t_{f,i}$
B - zewnętrzna krawędź przekroju efektywnego (obwód u), C - otulina zbrojenia

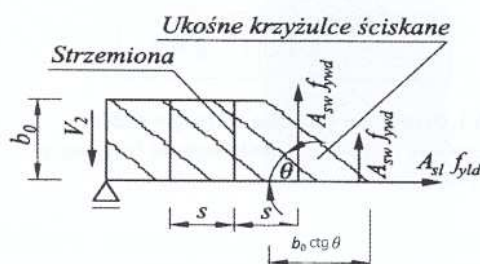
Zbrojenie na skręcanie składa się ze strzemion pionowych i prętów podłużnych.

Pokazany na rys. 6.1 przykładowy przekrój złożony, obciążony momentem skręcającym T_{Ed} , został podzielony na dwa fragmenty cienkościenne, z których każdy przenosi część momentu skręcającego: elementowi 1 – przypisano moment T_{Ed1} , elementowi 2 – moment T_{Ed2} . Wartości tych momentów obliczamy zatem następująco:

$$T_{Ed1} = \frac{t_{ef,1} \cdot A_{k1}}{t_{ef,1} A_{k1} + t_{ef,2} A_{k2}} T_{Ed} \quad (6.4)$$

$$T_{Ed2} = \frac{t_{ef,2} \cdot A_{k2}}{t_{ef,1} A_{k1} + t_{ef,2} A_{k2}} T_{Ed} \quad (6.5)$$

Zbrojenie na skręcanie składa się ze strzemion pionowych i prętów podłużnych. Schemat obliczeniowy do określenia pola przekroju zbrojenia na skręcanie tworzy przestrzenna kratownica, której ścianki modelują układ sił wynikających z rozkładu strumienia sił ścinających. Na rys. 6.3, pokazano fragment jednej ze ścian kratownicy, którą tworzą pasy rozciągane (górny i dolny) oraz układ ściskanych krzyżulców (utworzonych pomiędzy rysami ukośnymi) i przecinających je, pionowych, rozciąganych słupków (modelujących strzemiona) o rozstawie s .



Rys. 6.3. Równowaga sił w prętach zastępczej kratownicy wg [9]

Widoczny na rys. 6.3 fragment przekroju wydzielonego z przestrzennej kratownicy pozostaje w równowadze pod działaniem sił w strzemionach pionowych przeciętych przekrojem ukośnym wzdłuż rys ukośnych nachylonych pod kątem θ . Liczbę strzemion o rozstawie s , przeciętych przekrojem na odcinku o długości $b_0 \cot \theta$ obliczymy ze wzoru:

$$n_s = \frac{b_0 \cot \theta}{s}, \quad (6.6)$$

gdzie b_0 – wysokość ściany pionowej modelowej kratownicy (rys. 6.3).

Suma sił rozciągających w gałęziach strzemion pionowych o polu przekroju gałęzi A_{sw} (po osiągnięciu przez stal granicy plastyczności f_{ywd}) równoważy wypadkową pionową naprężeń ścinających V_2 , co zapisujemy:

$$\sum F_{sw} = A_{sw} f_{ywd} \frac{b_0 \cot \theta}{s} = V_2 = \frac{T_{Ed}}{2A_k} b_0 \quad (6.7)$$

Przekształcając powyższe wyrażenie możemy określić potrzebne pole przekroju strzemion pionowych na skręcanie A_{sw} , w zależności od założonego rozstawu s i przyjętego kąta θ .

Dobór kąta θ przyjmuje się według tych samych zasad jak w obliczeniach na siłę poprzeczną:

$$A_{sw} = \frac{T_{Ed} \cdot s}{2A_k f_{ywd}} \tan \theta \quad (6.8)$$

Wymagane pole przekroju zbrojenia podłużnego na skręcanie A_{sl} oblicza się ze wzoru:

$$\Sigma A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k}{2A_k f_{yd}} \cot \theta, \quad (6.9)$$

gdzie: u_k – obwód efektywnego pola przekroju o powierzchni A_k (rys. 6.2),

f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia podłużnego A_{sl} .

Jeżeli skręcanie występuje jednocześnie ze zginaniem, to w prętach poziomych od zginania wystąpi siła ściskająca. W strefie ściskanej zbrojenie podłużne na skręcanie można zatem zmniejszyć. Natomiast w strefie rozciąganej w wyniku zginania zbrojenie na skręcanie sumuje się ze zbrojeniem od zginania.

Zbrojenie podłużne należy rozłożyć wzdłuż boku przekroju o długości z_j .

Z rys. 6.3 wynika również sposób określenia nośności maksymalnej $T_{Rd,max}$ krzyżulców ściskanych, w warunkach wywołanych czystym skręcaniem:

$$T_{Rd,max} = 2\alpha_{cw} v f_{cd} t_{ef,i} A_k \sin \theta \cos \theta \quad (6.10)$$

gdzie: v – współczynnik określany ze wzoru (4.9),

α_{cw} – dla konstrukcji niesprężonych przyjmuje się o wartości 1,0.

W przypadku jednoczesnego skręcania i ścinania maksymalna nośność przekroju jest ograniczona przez nośność krzyżulców betonowych. W tym przypadku sprawdza się warunek:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1, \quad (6.11)$$

gdzie: T_{Ed} – obliczeniowy moment skręcający,

V_{Ed} – obliczeniowa siła poprzeczna,

$T_{Rd,max}$ – obliczeniowa nośność na skręcanie wyznaczona ze wzoru (6.10).

W przypadku gdy element skręcany ma w przybliżeniu prostokątny przekrój pełny, można przyjąć podłużne zbrojenie minimalne, gdy spełniony jest warunek:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1, \quad (6.12)$$

w którym: $V_{Rd,c}$ – nośność na ścinanie elementu bez zbrojenia poprzecznego, ze wzoru (4.3),

$T_{Rd,c}$ – obliczeniowy skręcający moment rysujący obliczony ze wzoru (6.2) po podstawieniu za $\tau_{1,i} = f_{ctd}$.

$$T_{Rd,c} = 2A_k f_{ctd} t_{ef,i}, \quad (6.13)$$

Wymagania konstrukcyjne dotyczące zbrojenia belek na skręcanie podano w p. 10.2.1.

7. SPRAWDZANIE ZARYSOWANIA KONSTRUKCJI

7.1 Wymagania ogólne w zakresie zarysowania

Rysy powstają w określonych przekrojach i strefach elementów żelbetowych w rezultacie wystąpienia w betonie naprężeń równych jego wytrzymałości na rozciąganie. Naprężenia wywołujące rysy pochodzą od oddziaływań mechanicznych (ciężar własny, obciążenia użytkowe), jak i pozastatycznych (zmiany temperatury, skurcz betonu, osiadanie podpór). Powstawanie rys jest w wielu konstrukcjach żelbetowych praktycznie nieuniknione, zatem na etapie projektowania należy przeprowadzać obliczeniową kontrolę stanu granicznego zarysowania. Teoretyczne omówienie morfologii rys w konstrukcjach z betonu można znaleźć w pracy [2].

Zarysowanie konstrukcji zalicza się do stanu granicznego użyteczności (SGU), którego przekroczenie niesie za sobą, mniejsze niż w stanie granicznym nośności, ryzyko uszkodzeń elementu prowadzących do strat materialnych. Dlatego w obliczeniach konstrukcji żelbetowych na stan graniczny użyteczności przyjmuje się zmniejszone wartości współczynników bezpieczeństwa dla obciążeń $\gamma_f = 1,0$ oraz używa się charakterystycznych (lub średnich) wytrzymałości betonu i stali zbrojeniowej.

Zarysowanie elementu należy ograniczać do zakresu, który nie wpłynie na pogorszenie trwałości konstrukcji lub jej użytkowania, a także estetyki obiektu.

Graniczną szerokość rys w_{max} ustala się w zależności od klasy ekspozycji środowiska (tabl.1.8) oraz planowanej funkcji i cech konstrukcji biorąc pod uwagę koszty ograniczeń zarysowania. Wartości w_{max} zalecane

dla konstrukcji żelbetowych w PN-EN 1992 -1-1 [N2] i PN-EN 1992-1-3 [N5] podano w tabl.7.1.

Tabl.7.1. Zalecane, maksymalne wartości szerokości rys w_{max} dla konstrukcji żelbetowych

Klasa ekspozycji	Elementy żelbetowe i sprężone ciągniami bez przyczepności Prawie stała kombinacja obciążeń
X0, XC1	0,4 mm
XC2, XC3, XC4	0,3 mm
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	
Klasa 1 i 2 szczelności żelbetowych zbiorników na ciecze wg PN-EN 1992-3:2008 [N5]	0,05 – 0,20 mm

Dla klas ekspozycji X0 i XC1 (tabl. 1.8) uważa się, że szerokość rys nie wpływa na trwałość konstrukcji, natomiast ograniczenie do 0,4 mm podano w celu zapewnienia jej akceptowalnego wyglądu.

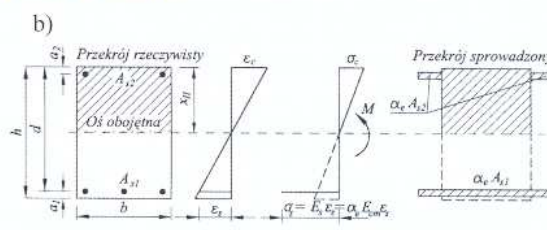
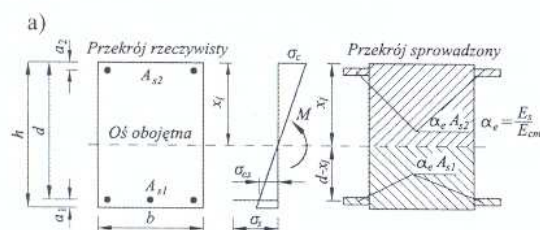
W przypadku elementów narażonych na działanie chlorków nie pochodzących z wody morskiej, w środowisku klasy XD3 może być konieczne podjęcie specjalnych działań zabezpieczających konstrukcję.

Omówienie procedur obliczeniowych w ścianach zbiorników na ciecze, w zależności od wymaganych klas szczelności, podano m.in. w pracach [12], [17].

7.2 Obliczeniowe sprawdzanie stanu zarysowania

7.2.1 Sprężyste stany naprężeń w przekrojach elementów żelbetowych

W obliczeniach stanu granicznego użyteczności konstrukcji można stosować analizę liniowo – sprężystą. W metodzie tej wygodnie jest operować pojęciem przekroju sprowadzonego, którego założenia pokazano na rys.7.1.



Rys.7.1. Rzeczywisty i sprowadzony przekrój elementu żelbetowego, stosowany w analizie liniowo - sprężystej: a) – w fazie I - niezarysowanej, b) – w fazie II - zarysowanej

Rysy powstają w określonych przekrojach i strefach elementów żelbetowych w rezultacie wystąpienia w betonie naprężeń równych jego wytrzymałości na rozciąganie.

Naprężenia wywołujące rysy pochodzą od oddziaływań mechanicznych (ciężar własny, obciążenia użytkowe) jak i pozastatycznych (zmiany temperatury, skurcz betonu, osiadanie podpór).

Stany naprężeń wyznacza się w zależności od fazy pracy przekroju.

W elementach, dla których wymaga się sprawdzania rys, należy zaprojektować zbrojenie rozciągane, wymagane z uwagi na zarysowanie, o polu przekroju większym od minimalnego.

w pracy przekroju bierze udział zarówno strefa ściskana jak i rozciągana (rys.7.1a), natomiast w stanie zarysowania (faza II) pracuje tylko strefa ściskana przekroju (rys.7.1b). Wyznaczenie naprężeń w przekroju wymaga obliczenia zasięgu strefy ściskanej. Położenie osi obojętnej x w przekroju zgodnie z analizą liniowo-sprężystą oblicza się z równania sumy momentów statycznych pól powierzchni betonu A_c i zastępczego pola przekroju zbrojenia $\alpha_e A_s$.

Poniżej podano podstawowe wzory obowiązujące dla przekroju o kształcie prostokątnym (rys.7.1a,b), ze zbrojeniem rozciągany A_{s1} i ściskany A_{s2} . W fazie I położenie osi obojętnej x_I określa wzór:

$$x_I = \frac{0,5 bh^2 + \alpha_e (A_{s1} d + A_{s2} a_2)}{bh + \alpha_e (A_{s1} + A_{s2})} \quad (7.2)$$

Moment bezwładności takiego przekroju w tej fazie zapisuje się wzorem:

$$J_I = \frac{1}{12} bh^3 + bh \left(x_I - \frac{h}{2} \right)^2 + \alpha_e A_{s2} (x_I - a_2)^2 + \alpha_e A_{s1} (d - x_I)^2 \quad (7.3)$$

Na tej podstawie można określić naprężenia w przekroju niezarysowanym [10]. W fazie II zarysowanego przekroju prostokątnego zbrojonego górami i dołem, położenie osi obojętnej x_{II} określa się analogicznie z sumy momentów statycznych, co prowadzi do wzoru:

$$x_{II} = d \left[\sqrt{\alpha_e^2 (\rho_1 + \rho_2)^2 + 2\alpha_e \left(\rho_1 + \frac{a_2}{d} \rho_2 \right)} - \alpha_e (\rho_1 + \rho_2) \right] \quad (7.4)$$

gdzie ρ_1 i ρ_2 oznaczają odpowiednio stopnie zbrojenia przekroju:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd} \quad \rho_2 = \frac{A_{s2}}{bd}$$

Moment bezwładności przekroju w fazie zarysowanej zapisuje się wzorem:

$$J_{II} = \frac{bx_{II}^3}{3} + \alpha_e \rho_1 bd (d - x_{II})^2 + \alpha_e \rho_2 bd (x_{II} - a_2)^2 \quad (7.5)$$

Natomiast naprężenia w zbrojeniu rozciągany A_{s1} , w funkcji momentu zginającego od obciążeń charakterystycznych M_{Ed} (przy $\gamma_f = 1,0$), określa się przyjmując trójkątny wykres naprężeń w strefie ściskanej. Dla przekroju pojedynczo zbrojonego wzór przybiera formę:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_{s1} \left(d - \frac{x_{II}}{3} \right)} \quad (7.6)$$

W przekrojach elementów zginanych rozgraniczenie fazy I i II następuje na poziomie momentu rysującego M_{cr} , którego wartość dla elementów żelbetowych o przekroju prostokątnym oblicza się ze wzoru:

$$M_{cr} = f_{ct,eff} \frac{J_I}{h - x} \quad (7.7)$$

gdzie: x_I i J_I – zasięg strefy ściskanej i moment bezwładności przekroju w fazie I, określone odpowiednio ze wzorów (7.2) i (7.3),

$f_{ct,eff}$ – średnia wartość wytrzymałości betonu na rozciąganie w chwili spodziewanego zarysowania; można

przyjąć, że $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ (patrz tabl. 1.2 – 1.3) lub wartość mniejszą, gdy zarysowanie nastąpi wcześniej niż po 28 dniach.

7.2.2 Minimalne zbrojenie ze względu na zarysowanie

W elementach, dla których wymaga się sprawdzania rys, należy zaprojektować zbrojenie rozciągane, wymagane z uwagi na zarysowanie, o polu przekroju większym od minimalnego. Wymagane minimalne pole przekroju zbrojenia rozciąganego $A_{s,min}$ można obliczyć ze wzoru:

$$A_{s,min} = k k_c f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \quad (7.8)$$

gdzie: A_{ct} – pole przekroju strefy rozciąganej betonu, które określa się obliczeniowo dla momentu rysującego M_{cr} , uznając przekrój za niezarysowany (w fazie I), $f_{ct,eff}$ – wytrzymałość na rozciąganie w chwili zarysowania, wg opisu w p.7.2.1,

σ_s – wartość bezwzględna maksymalnego dozwolonego naprężenia w zbrojeniu, jakie występuje tuż po wystąpieniu rysy (można przyjąć wartość mniejszą niż f_{yk} jeśli wymagana jest kontrola szerokości rys, patrz tabl. 7.2 lub 7.3 w p. 7.2.3),

k – współczynnik zależny od wpływu nierównomiernych, samorównoważących się naprężeń w przekroju, wywołanych odkształceniami wymuszonymi; przyjmujemy:

$k = 1,0$ - w środniku belki o wysokości $h \leq 300$ mm i półce przy $b_{eff} \leq 300$ mm,

$k = 0,65$ - w środniku belki o wysokości $h \geq 800$ mm i półce przy $b_{eff} \geq 800$ mm, przy czym dla wartości pośrednich h i b_{eff} - możliwa jest interpolacja,

k_c – współczynnik zależny od rozkładu naprężeń w przekroju w chwili tuż przed zarysowaniem i od zmiany rozkładu sił przed i po zarysowaniu.

Dla przekrojów osiowo rozciąganych współczynnik $k_c = 1,0$, a w przekrojach zginanych bez udziału siły podłużnej $k_c = 0,4$. Natomiast w obliczeniach elementów ściskanych lub rozciąganych mimośrodowo współczynnik k_c oblicza się następująco:

- w przekrojach prostokątnych i w środnikach belek teowych lub skrzynkowych:

$$k_c = 0,4 \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \frac{h}{h^*} f_{ct,eff}} \right) \leq 1,0 \quad (7.9)$$

- w półkach przekrojów o kształcie skrzynkowym i teowym:

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad (7.10)$$

Poszczególne parametry we wzorach (7.9) i (7.10) oznaczają odpowiednio:

σ_c – średnie naprężenie w betonie w rozpatrywanej części przekroju:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (7.11)$$

N_{Ed} – siła podłużna w SGU od obciążeń charakterystycznych (dodatnia dla ściskania), działająca na rozpatrywaną część przekroju,

k_1 – współczynnik zależny od wpływu siły podłużnej na rozkład naprężeń:

$k_1 = 1,5$ – jeżeli siła N_{Ed} jest ściskająca,

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ – jeżeli siła N_{Ed} jest rozciągająca,

$$h^* = \begin{cases} h & \text{dla } h < 1,0 \text{ m} \\ 1,0 \text{ m} & \text{dla } h \geq 1,0 \text{ m} \end{cases}$$

F_{cr} – siła osiowa w półce przekroju teowego w chwili tuż przed zarysowaniem, wywołana przez moment rysujący M_{cr} , patrz wzór (7.7).

7.2.3. Uproszczona kontrola zarysowania elementu

Obliczeniowe sprawdzanie zarysowania elementów nie jest wymagane dla zginanych płyt żelbetowych o grubości nie większej niż 200 mm, w których nie występują znaczącej wartości siły rozciągającej, o ile zostały spełnione warunki konstrukcyjne podane w p. 10.2.2 -10.2.3.

W przypadku innych elementów żelbetowych możliwe jest zastosowanie sprawdzenia rys metodą uproszczoną, jeśli w elementach tych zastosowano minimalne zbrojenie, o polu przekroju określonym ze wzoru (7.8). Metoda ta polega na wykazaniu, że zastosowana w elemencie średnica \emptyset zbrojenia rozciąganego spełnia warunek:

$$\emptyset \leq \emptyset_s \quad (7.12)$$

lub alternatywnie spełniony jest warunek rozstawu s prętów rozciąganych w przekroju:

$$s \leq s_{\max} \quad (7.13)$$

gdzie \emptyset_s – maksymalna skorygowana średnica pręta rozciąganego wyznaczana ze wzorów:

- dla elementów zginanych

$$\emptyset_s = \emptyset_s^* \left(\frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} \quad (7.14)$$

- dla elementów równomiernie osiowo rozciąganych

$$\emptyset_s = \emptyset_s^* \left(\frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \frac{h_{cr}}{8(h-d)} \quad (7.15)$$

gdzie: \emptyset_s^* – maksymalna średnica prętów rozciąganych wyznaczana na podstawie tabl. 7.2,

s_{\max} – maksymalny rozstaw prętów rozciąganych w przekroju, według tabl. 7.3.

h – całkowita wysokość przekroju elementu,

h_{cr} – wysokość strefy rozciąganej w elemencie tuż przed zarysowaniem,

d – wysokość użyteczna liczona od środka ciężkości zewnętrznej warstwy zbrojenia.

$(h-d)$ – w elementach rozciąganych bez strefy ściskanej wyrażenie oznacza najmniejszą odległość od środka ciężkości warstwy zbrojenia do powierzchni betonu.

Podane w pierwszej kolumnie tabl.7.2 lub 7.3 naprężenie w stali rozciąganej σ_s wywołane obciążeniem wyznacza się dla odpowiedniej kombinacji obciążeń, jak dla przekroju zarysowanego (w II fazie) wg wzoru (7.6),

natomiast w wypadku zarysowań wywołanych głównie przez odkształcenia wymuszone (np. skurcz betonu) naprężenie σ_s wyznacza się w fazie II podstawiając do wzoru (7.6) wartość momentu rysującego M_{cr} .



Tabl. 7.2. Maksymalna średnica \emptyset_s^* prętów rozciąganych z uwagi na ograniczenie rys

Naprężenie w stali σ_s [MPa]	Maksymalny wymiar pręta [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tabl. 7.3. Maksymalny rozstaw s_{\max} prętów rozciąganych z uwagi na ograniczenie rys

Naprężenie w stali σ_s [MPa]	Maksymalny rozstaw prętów [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

7.2.4. Procedura obliczania szerokości rys

Jeżeli podana w p.7.2.3. metoda uproszczona sprawdzania zarysowania nie daje pozytywnych wyników, to należy przeprowadzić obliczenia bardziej dokładne, polegające na wyznaczeniu maksymalnej charakterystycznej szerokości rys w_k i sprawdzeniu warunku:

$$w_k \leq w_{\max} \quad (7.16)$$

gdzie w_{\max} – maksymalna średnica rysy przyjęta z tabl. 7.1.

Przy obliczeniu szerokości rys uwzględnia się wpływ odkształceń wymuszonych oraz wpływ efektu współpracy betonu i zbrojenia na odcinku między rysami (tzw. efekt usztywnienia przy rozciąganiu) [10]. Szerokość rysy przy tych założeniach może być obliczona z wyrażenia:

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.17)$$

gdzie: $s_{r,\max}$ – maksymalny rozstaw rys w obliczanym elemencie,

ε_{sm} – średnie odkształcenie zbrojenia rozciąganego pod wpływem odpowiedniej kombinacji obciążeń, z uwzględnieniem wyżej wymienionych efektów,

ε_{cm} – średnie odkształcenie betonu na odcinku między rysami.

Przy obliczeniu szerokości rys uwzględnia się wpływ odkształceń wymuszonych oraz wpływ efektu współpracy betonu i zbrojenia na odcinku między rysami (tzw. efekt usztywnienia przy rozciąganiu) [10].

W obliczeniach praktycznych wyrażenie $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ można zastąpić wzorem:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.18)$$

gdzie: σ_s – naprężenie w zbrojeniu rozciągany w przekroju zarysowanym (w II fazie), obliczone ze wzoru (7.6),

$\rho_{p,eff}$ – efektywny stopień zbrojenia obliczony ze wzoru (7.19) z uwzględnieniem efektywnej powierzchni strefy rozciąganej $A_{c,eff}$ przekroju, patrz rys.7.2.

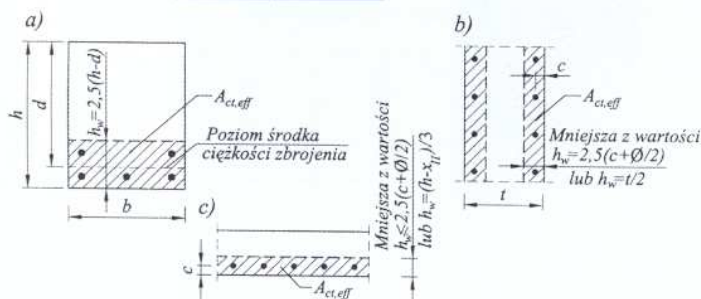
$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (7.19)$$

k_1 – współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia, przyjmowany następująco:

$k_1 = 0,6$ – przy obciążeniach krótkotrwałych,

$k_1 = 0,4$ – przy obciążeniach długotrwałych.

$$h_w = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5 (h-d) \\ (h-x_{II})/3 \end{array} \right.$$



Rys.7.2. Konstrukcja efektywnego pola powierzchni rozciąganej $A_{c,eff}$ elementu:

a) w belce, b) w płycie, c) w elemencie rozciągany

W konstrukcjach, które mogą uszkodzić elementy przyległe, po zakończeniu wznoszenia konstrukcji graniczną strzałkę ugięcia ogranicza się zwykle do 1/500 rozpiętości.



8. SPRAWDZANIE UGIĘĆ KONSTRUKCJI

8.1. Wymagania ogólne w zakresie ugięć elementów

Kontrola ugięć elementów żelbetowych ma istotne znaczenie z uwagi na następujące wymagania:

- zapewnienie wymaganej użyteczności konstrukcji (np. uniemożliwienie wystąpienia zastoisk wody deszczowej na płaskich połaciach dachów),
- możliwość uszkodzeń przylegających elementów niekonstrukcyjnych (np. lekkich ścian działowych, oszkleń, okładzin, itp.),
- wygląd konstrukcji rzutujący na jej estetykę.

W ustrojach konstrukcyjnych, które nie mają możliwości uszkodzeń elementów przyległych, graniczna strzałka ugięcia (określona względem podpór spraw-

Obliczenie szerokości rysy ze wzoru (7.17) wymaga uprzedniego określenia ich rozstawu. Sposób określenia tej wielkości zależy od rozstawu prętów zbrojenia w strefie rozciąganej.

Jeżeli rozstaw s prętów zbrojenia o średnicy \emptyset spełnia warunek $s \leq 5(c+0,5\emptyset)$, to maksymalny rozstaw rys można obliczyć ze wzoru:

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad (7.20)$$

gdzie: $\rho_{p,eff}$ – efektywny stopień zbrojenia rozciąganego obliczony ze wzoru (7.19),

c – otulina zbrojenia podłużnego (patrz p.1.5),

k_1 – współczynnik zależny od warunków przyczepności zbrojenia do betonu; dla prętów żebrowanych $k_1 = 0,8$,

k_2 – współczynnik zależny od rozkładu odkształceń na wysokości przekroju;

$k_2 = 0,5$ – przy zginaniu,

$k_2 = 1,0$ – przy osiowym rozciąganiu,

$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}$ – przy mimośrodowym rozciąganiu, gdzie ε_1 – mniejsze, a ε_2 – większe z odkształceń krawędziowych w przekroju zarysowanym,

$k_3 = 3,4$,

$k_4 = 0,425$.

Przy powyższych założeniach wzór (7.20) na rozstaw rys dla elementów zginanych ma postać:

$$s_{r,max} = 3,4 c + 0,17 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad (7.21)$$

Jeżeli rozstaw s prętów zbrojenia o średnicy \emptyset spełnia warunek $s > 5(c+0,5\emptyset)$, to maksymalny rozstaw rys w przekroju można obliczyć ze wzoru:

$$s_{r,max} = 1,3 (h-x) \quad (7.22)$$

Jeżeli zastosowane będą inne, uproszczone metody określania szerokości rys, to powinny być one uzasadnione badaniami.

dzanego elementu) nie powinna przekraczać 1/250 ich rozpiętości.

W konstrukcjach, które mogą uszkodzić elementy przyległe, po zakończeniu wznoszenia konstrukcji graniczną strzałkę ugięcia ogranicza się zwykle do 1/500 rozpiętości.

Ugięcia elementów żelbetowych zależą od wielu czynników, trudnych do uwzględnienia w sposób ścisły, m.in. zależą od historii obciążenia, efektów reologicznych w betonie (skurczu i pęcznienia) i warunków środowiska.

Stan graniczny ugięcia może być analizowany dwoma sposobami:

- Sposobem uproszczonym poprzez kontrolę ilorazu rozpiętości do wysokości przekroju (według p.8.2).
- Poprzez porównanie obliczeniowej strzałki ugięcia

elementu z wartością graniczną, według procedury podanej p.8.3.

8.2. Uproszczona kontrola ugięcia

Kontrola uproszczona ugięcia elementu polega na wykazaniu, że spełnione jest następujące ograniczenie ilorazu rozpiętości do wysokości przekroju:

$$\frac{l}{d} \leq \left(\frac{l}{d} \right)_{\text{lim}} \quad (8.1)$$

W przypadku, gdy klasa betonu sprawdzanego elementu jest równa C30/37, wartość graniczną ilorazu $(l/d)_{\text{lim}}$ można określić z tabl.8.1, którą opracowano w odniesieniu do belek i płyt żelbetowych, dla dwu zakresów stopnia zbrojenia elementu ze stali o granicy plastyczności $f_{yk} = 500$ MPa: $\rho = 1,5\%$ (co ma miejsce przy znacznych naprężeniach w betonie) i $\rho = 0,5\%$ (co dotyczy małych naprężeń ściskających w betonie). Sprawdzanie ugięć płyt dwukierunkowo pracujących należy prowadzić biorąc pod uwagę krótszą rozpiętość, natomiast w płytach podpartych słupami – uwzględnić większą rozpiętość.

Jeżeli obliczana konstrukcja nie spełnia podanych wyżej warunków i skorzystanie z tabl.8.1 nie jest możliwe, to oszacowanie podstawowej, granicznej wartości ugięcia może być dokonane za pomocą niżej podanych wzorów.

Jeżeli $\rho \leq \rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$ (f_{ck} w MPa), to korzystamy ze wzoru:

$$\left(\frac{l}{d} \right)_p = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (8.2a)$$

W przeciwnym przypadku, gdy $\rho > \rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$, obowiązuje wzór:

$$\left(\frac{l}{d} \right)_p = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho^*} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho^*}{\rho_0}} \right] \quad (8.2b)$$

W powyższych wzorach wprowadzono następujące parametry:

$(l/d)_p$ – podstawowa graniczna wartość ilorazu rozpiętości do wysokości przekroju,

K – współczynnik zależny od rodzaju konstrukcji (po-

dany w tabl.8.1),

ρ – wymagany ze względu na nośność stopień zbrojenia rozciąganego,

ρ^* – wymagany ze względu na nośność stopień zbrojenia ściskanego.

Wartości wymaganego stopnia zbrojenia dla belek i płyt określa się dla środków przęseł, natomiast dla wsporników – w miejscu ich utwierdzenia. W pewnych przypadkach obliczona ze wzorów (8.2a) lub (8.2b) wartość graniczna ilorazu rozpiętości l do wysokości użytecznej d wymaga korekty za pomocą mnożników $\delta_1, \delta_2, \delta_3$:

$$\left(\frac{l}{d} \right)_{\text{lim}} = \delta_1 \delta_2 \delta_3 \left(\frac{l}{d} \right)_p \quad (8.3)$$

Mnożnik δ_1 uwzględnia inny niż założony 310 MPa, poziom naprężeń w zbrojeniu rozciągającym. Wartość tego mnożnika można obliczyć ze wzoru:

$$\delta_1 = \frac{500}{f_{yk} \frac{A_{s, \text{req}}}{A_{s, \text{prov}}}}, \quad (8.4)$$

gdzie: $A_{s, \text{req}}$ – pole przekroju zbrojenia wymagane obliczeniowo z uwagi na nośność,

$A_{s, \text{prov}}$ – przyjęte pole przekroju zbrojenia.

Jeżeli belki lub płaskie płyty dwukierunkowo zbrojone mają rozpiętość $l > 7,0$ m i podpierają ścianki działowe, podatne na uszkodzenia wskutek zbyt dużych ugięć, to stosuje się korektę za pomocą mnożnika δ_2 obliczonego następująco:

$$\text{przy } 7,0 \text{ m} \leq l_{\text{eff}} < 8,5 \text{ m}, \text{ to } \delta_2 = \frac{7,0}{l_{\text{eff}}}$$

$$\text{przy } l_{\text{eff}} > 8,5 \text{ m}, \text{ to } \delta_2 = \frac{8,5}{l_{\text{eff}}}$$

Jeżeli sprawdzany element ma kształt teowy z półką o szerokości $b_{\text{eff}} > 3b_w$, to do wzoru (8.3) stosuje się mnożnik $\delta_3 = 0,8$, w przeciwnym przypadku przyjmuje się $\delta_3 = 1,0$.



Tabl. 8.1. Graniczne wartości ilorazu rozpiętości do wysokości przekroju w zginanych belkach i płytach żelbetowych

System konstrukcyjny elementu	Znaczne naprężenia w betonie $\rho = 1,5\%$	Małe naprężenia w betonie $\rho = 0,5\%$	K
Belki swobodnie podparte, jedno lub dwukierunkowo zbrojone płyty swobodnie podparte	14	20	1,0
Skrajne przęsła belek ciągłych, jednokierunkowo lub dwukierunkowo zbrojonych płyt ciągłych na dłuższej krawędzi	18	26	1,3
Środkowe przęsła belek ciągłych oraz płyt ciągłych jednokierunkowo lub dwukierunkowo zbrojonych	20	30	1,5
Stropy bezbelkowe oparte na słupach (przy sprawdzaniu ugięć należy przyjmować większą rozpiętość)	17	24	1,2
Wsporniki	6	8	0,4

Zarysowanie
wyraźnie zmniejsza
sztywność
elementu
i zwiększa jego
ugięcie.



8.3. Obliczanie ugięć

Ugięcie elementu żelbetowego jest funkcją wielu parametrów wpływających na odkształcenia i naprężenia w betonie i stali zbrojeniowej, zależnych od poziomu obciążenia i właściwości materiałowych betonu i zbrojenia, stanu zarysowania, a także od czasu.

W niezarysowanym elemencie zginanym w teorii liniowej sprężystości (faza I) strzałkę ugięcia elementu wyznacza się na podstawie krzywizny $1/r$, którą można obliczyć z uproszczonego równania osi odkształconej elementu. Jeżeli w elemencie zginanym moment zginający nie przekracza momentu rysującego M_{cr} , czyli jest spełniony warunek:

$$M_{Ed} \leq M_{cr},$$

to strzałkę ugięcia pod obciążeniem krótkotrwałym można obliczyć ze wzoru:

$$\alpha = \alpha_k \frac{M_{Ed} \cdot l_{eff}^2}{B_I}, \quad (8.5)$$

gdzie: B_I - sztywność elementu na zginanie w fazie I,
 $B_I = E_{cm} \cdot J_I$,

J_I - moment bezwładności przekroju w I fazie, który można obliczyć ze wzoru (7.3),

l_{eff} - rozpiętość efektywna elementu,

Tabl.8.2. Wartości współczynnika α_k do obliczania ugięć elementów zginanych [10]

Układ obciążenia i schemat statyczny elementu	Współczynnik α_k
	$\frac{5}{48}$
	0,102
	$\frac{3 - 4\lambda^2}{48(1 - \lambda)}$ dla $\lambda = 0,5$ $\alpha_k = 1/12$
	$\frac{1}{8} - \frac{\lambda^2}{6}$
	0,0625
	$\frac{1}{8}$
	$\frac{\lambda(4 - \lambda)}{12}$ dla $\lambda = 1$ $\alpha_k = 1/4$
	$\frac{\lambda(3 - \lambda)}{6}$ dla $\lambda = 1$ $\alpha_k = 1/3$
	$\frac{5}{48} \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M_m} \right)$
	$\frac{1}{12} \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M_m} \right)$

α_k - współczynnik wyrażający wpływ rodzaju obciążenia i warunków brzegowych w elemencie (patrz tabl. 8.2).

W przypadku występowania obciążeń długotrwałych (przy quasi stałej kombinacji obciążeń) sztywność elementu oblicza się z uwzględnieniem efektywnego modułu sprężystości betonu, zależnego od efektów pełzania betonu, według wzoru:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}, \quad (8.6)$$

gdzie $\varphi(\infty, t_0)$ - końcowy współczynnik pełzania przy obciążeniach długotrwałych, wyznaczony według zasad podanych w p.1.3.3.

Wskutek zarysowania w ustroju żelbetowym następuje redystrybucja naprężeń w zbrojeniu rozciągającym, co powoduje przyrost krzywizny i spadek sztywności elementu na odcinku między sąsiednimi rysami. **Zarysowanie zatem wyraźnie zmniejsza sztywność elementu i zwiększa jego ugięcie.**

Obliczenie ugięć elementów zginanych częściowo zarysowanych (ze strefą usztywnienia na odcinku między kolejnymi rysami) wymaga uwzględnienia tzw. efektu usztywnienia, który wpływa na lokalne zmniejszenie analizowanych deformacji, jak np. odkształceń w zbrojeniu rozciągającym. Efekt ten, zgodnie z EC2 [N2], w odniesieniu do odkształceń zbrojenia może być określony następująco:

$$\varepsilon_{sm} = \zeta \varepsilon_{sII} + (1 - \zeta) \varepsilon_{sI}, \quad (8.7)$$

gdzie: ε_{sm} - średnie odkształcenie zbrojenia rozciągającego,

ε_{sII} - odkształcenie zbrojenia w przekroju w pełni zarysowanego (faza II),

ε_{sI} - odkształcenie zbrojenia w przekrojach niezarysowanych (faza I),

ζ - współczynnik dystrybucji deformacji, obliczany ze wzoru:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2, \quad (8.8)$$

We wzorze (8.8) wprowadzono następujące wielkości:
 β - współczynnik zależny od czasu trwania obciążenia lub wpływu obciążeń powtarzalnych na średnie odkształcenia:

$\beta = 1,0$ - dla obciążeń jednokrotnych, krótkotrwałych,

$\beta = 0,5$ - dla obciążeń długotrwałych lub wielokrotnie powtarzalnych,

σ_{sr} - naprężenia w przekroju rozciągającym, wywołane momentem rysującym, obliczone przy założeniu pełnego zarysowania przekroju (II faza),

σ_s - naprężenia w przekroju rozciągającym, wywołane momentem zginającym, obliczone przy założeniu pełnego zarysowania przekroju (II faza).

Pewnym uproszczeniem w przypadku zginania jest zastosowanie we wzorze (8.8) ilorazu M_{cr} / M_{Ed} , zamiast wyrażenia σ_{sr} / σ_s . W tym przypadku wzór (8.8) przybiera postać:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2$$

W przypadku, gdy oblicza się ugięcie elementu osiowo rozciąganego, zamiast σ_{sr}/σ_s do wzoru (8.8) można wstawić N_{cr}/N_{Ed} .

Do obliczenia ugięcia elementu częściowo zarysowanego wykorzystuje się ogólny wzór na krzywiznę z uwzględnieniem efektu usztywnienia przekrojów między rysami:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_m = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} J_{II}} \left[1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 \left(1 - \frac{J_{II}}{J_I} \right) \right] \quad (8.9)$$

Sztywność B_∞ zarysowanego przekroju elementu zginanego dla obciążeń długotrwałych można wyznaczyć z przekształcenia wzoru:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_m = \frac{M_{Ed}}{B_\infty} \rightarrow B_\infty = \frac{M_{Ed}}{(1/r)_m}$$

Po przekształceniach otrzymujemy ostatecznie wzór na sztywność przekroju w elemencie częściowo zarysowanym:

$$B_\infty = \frac{E_{c,eff} J_{II}}{1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 \left(1 - \frac{J_{II}}{J_I} \right)} \quad (8.10)$$

Obliczenie strzałki ugięcia elementu następuje z wykorzystaniem wzoru (8.5), po przyjęciu odpowiedniej wartości współczynnika α_k z tabl. 8.2.

W niektórych przypadkach (np. w belkach zespolonych z betonów układanych w różnym czasie) zachodzi konieczność uwzględnienia krzywizny spowodowanej skurczem betonu. Krzywiznę tę można oszacować ze wzoru:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{J} \quad (8.11)$$

gdzie: ε_{cs} – swobodne odkształcenie skurczowe, obliczone ze wzoru (1.13) (patrz p. 1.3.3),

S – moment statyczny pola przekroju zbrojenia względem środka ciężkości przekroju,

J – moment bezwładności przekroju, w zależności od fazy pracy przekroju,

α_e – efektywny iloraz modułów sprężystości stali i betonu, obliczany z wyrażenia:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$$

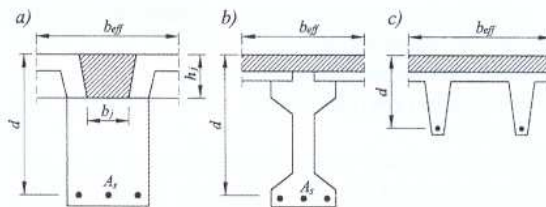
Po obliczeniu strzałki ugięcia elementu należy sprawdzić, czy spełniony jest warunek granicznego ugięcia, patrz p. 8.1.

9. KONSTRUKCJE ZESPOLONE Z BETONÓW

9.1. Uwagi ogólne

Konstrukcje zespolone rozpatrywane w normie PN-EN 1992-1-1:2008 [N2] jako ustroje z betonu (niezbrojone, żelbetowe lub sprężone) utworzone są w wyniku połączenia betonu podstawowego (najczęściej prefabrykatu) z betonem uzupełniającym wykonanym z reguły w późniejszym terminie. W konstrukcjach tych występuje płaszczyna zespolenia, zapewniająca współpracę dwu różnych betonów, co ma wpływ na rozkłady naprężeń i odkształceń, a także na sposób wymiarowania zbrojenia. Rozwiązanie to różni się więc od typowych zespolonych konstrukcji stalowo - betonowych, omawianych w Eurokodzie 4.

Przykłady zastosowania konstrukcji zespolonych znajdujemy w rozwiązaniach ram o ryglach wykonywanych dwuetapowo i monolitycznych płytach stropowych wykonywanych na belkach prefabrykowanych. Wybrane przykłady tradycyjnych rozwiązań konstrukcji zespolonych, utworzonych z połączenia betonów zwykłej wytrzymałości, pokazano na rys. 9.1 a, b, c.



Rys. 9.1. Przykłady zginanych elementów zespolonych z betonu

W ostatnich latach podjęte zostały w Polsce badania w zakresie belkowych konstrukcji zespolonych, powstałych z połączenia betonu zwykłego i BWW, które wykazały szereg istotnych korzyści wynikających z takiego rozwiązania, m.in. wzrost sztywności i nośności, w porównaniu do analogicznych belek jednorodnych z betonu zwykłego [16].

Styki i połączenia elementów zespolonych z dwu betonów o zróżnicowanych cechach powinny być projektowane w taki sposób, aby mogły one bezpiecznie przenieść wszystkie oddziaływania występujące w całości konstrukcji, a także w poszczególnych jej elementach.

9.2. Projektowanie styków i połączeń w elementach zespolonych z betonów

9.2.1. Styki ścinane w płaszczyźnie zespolenia

Styki i połączenia elementów zespolonych z dwu betonów o zróżnicowanych cechach powinny być projektowane w taki sposób, aby mogły one bezpiecznie przenieść wszystkie oddziaływania występujące w całości konstrukcji, a także w poszczególnych jej elementach.

Ma to zapewnić możliwość przejścia przez złącza lub styki względnych przemieszczeń łączonych

elementów i zapewnić stabilne zachowanie się ustroju. Szytywność styków może być określana analitycznie lub na drodze eksperymentalnej. Przykłady złączy przenoszących siły ścinające pokazano na rys. 9.2.



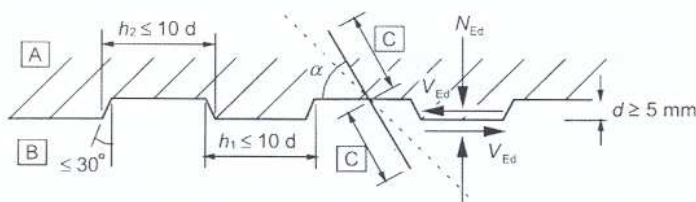
Rys.9.2. Przykładowe rozwiązania złączy przenoszących siły poprzeczne wg [N2]
a) złącza zabetonowane lub zainiektowane, b) złącza spajane lub śrubowe, c) złącze ze zbrojoną warstwą górną (ewentualne dobrojenie poprzeczne styku)

Styki ścinane przenoszą siły ścinające w płaszczyźnie zespoleń przyległych prefabrykatów lub między prefabrykatem i betonem monolitycznym wykonanym na budowie.

Styki ścinane przenoszą siły ścinające w płaszczyźnie zespoleń przyległych prefabrykatów lub między prefabrykatem i betonem monolitycznym wykonanym na budowie. Złącza te powinny być na tyle skuteczne, aby można było w pełni wykorzystać nośność elementów zespolonych w przekrojach normalnych lub ukośnych. W ustrojach zespolonych z betonu złącza klasyfikuje się w zależności od stopnia gładkości powierzchni styku jako:

- bardzo gładkie (w elementach wykonanych w formie stalowej, z tworzyw sztucznych lub z drewna gładzonego),
- gładkie (gdy element powstał w deskowaniu ślizgowym lub wytworzono go metodą prasowania),
- szorstkie (gdy element ma na powierzchni celowo wyeksponowane kruszywo lub jest wyprawiony powierzchniowo np. poprzez rowkowanie świeżego betonu bruzdami na głębokości min. 3 mm w rozstawach maksymalnych co ok. 40 mm),
- z wrębami (gdy element ma celowo ukształtowane wycięcia).

Złącza z wrębami zapewniają najbardziej efektywną nośność na działanie sił ścinających. Warunki, jakim musi odpowiadać złącze typu dyblowego w elementach zespolonych pokazano na rys. 9.3.



Rys. 9.3. Zasady kształtowania złączy z wrębami w przekrojach zespolonych wg [N2]
A – beton nowy, B – beton stary, C – zakotwienie zbrojenia poprzecznego

Złącza w elementach zespolonych pracujące na siłę ścinającą należy zaprojektować z uwagi na nośność. Sprawdza się ją z warunku:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (9.1)$$

gdzie: v_{Edi} – obliczeniowa wartość naprężenia stycznego w płaszczyźnie zespoleń, wywołana działaniem si-

ły poprzecznej, według wzoru:

$$v_{Edi} = \beta \frac{V_{Ed}}{z b_i} \quad (9.2)$$

gdzie: V_{Ed} – obliczeniowa siła poprzeczna, działająca w rozpatrywanym przekroju wywołana całkowitym obciążeniem zewnętrznym (montażowym i uzupełniającym),

b_i – szerokość styku (szerokość płaszczyzny zespoleń) prefabrykatu z betonem uzupełniającym, pokazana na rys.9.4,

z – ramię sił wewnętrznych, wyznaczone przy sprawdzaniu nośności na zginanie,

v_{Rdi} – nośność obliczeniowa na ścinanie styku na jednostkę powierzchni zespoleń, obliczana ze wzoru (9.5).

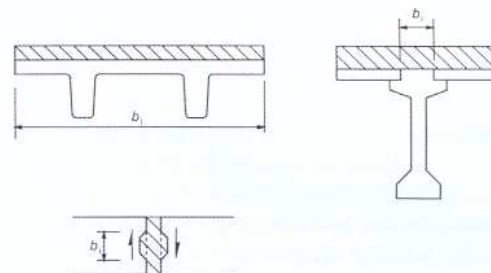
Przykładowo, w równomiernie obciążonych płytach stropowych z warstwą betonu uzupełniającego można przyjąć w uproszczeniu, że siła ścinająca na jednostkę długości wynosi:

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} b_e}{3} \quad (9.3)$$

gdzie: q_{Ed} – obliczeniowa wartość obciążenia użytkowego (kN/m^2),

b_e – szerokość elementu.

Elementy prefabrykowane z nadbetonem o grubości minimum 40 mm można obliczać jak elementy zespolone, o ile sprawdzono warunek pracy styku na ścinanie (9.1).



Rys. 9.4. Przykłady określania szerokości b_i w styku ścinanym wg [N2]

Ramię sił wewnętrznych z w powyższym wzorze, w zginanym przekroju żelbetowego elementu zespolonego, można przyjmować następująco:

$$z = 0,85d$$

Współczynnik β we wzorze (9.2) oblicza się jako iloraz wypadkowej bryły naprężeń normalnych F_{cl} ponad płaszczyznę zespoleń (nowego betonu) do wypadkowej F_c całkowitych naprężeń ściskających (lub rozciągających) w najbardziej wyężonym przekroju elementu:

$$\beta = \frac{F_{cl}}{F_c} \leq 1,0 \quad (9.4)$$

Wartość współczynnika β określać należy w trakcie obliczania konstrukcji zespolonej na zginanie. Do określenia zasięgu strefy ściskanej x oraz wypadkowych F_{cl} i F_c w belkach i płytach zginanych, w zależności od zakresu odkształceń przekroju, można wykorzystać wzory i procedury przytoczone w rozdz. 2.

Nośność na ścinanie w płaszczyźnie zespoleń betonu monolitycznego płyty z belką prefabrykowaną nale-



ży obliczać ze wzoru (9.5), zależnie od warunków pracy styku przy odpowiedniej szerokości rozpatrywanej płaszczyzny zespolenia b_i (patrz rys. 9.4).

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}, \quad (9.5)$$

gdzie: c i μ - współczynniki zależne od gładkości płaszczyzny zespolenia (tabl. 9.1)

f_{ctd} - wytrzymałość obliczeniowa betonu na rozciąganie (według tabl. 1.2),

σ_n - naprężenie normalne do powierzchni styku (przyjmowane jako dodatnie przy ściskaniu), wywołane przez najmniejsze zewnętrzne obciążenie powierzchni zespolenia, przy czym $\sigma_n \leq 0,6 f_{cd}$,

α - kąt nachylenia zbrojenia styku prefabrykatu i betonu uzupełniającego,

v - współczynnik efektywności wytrzymałości betonu obliczony ze wzoru (4.9).

Kąt α nachylenia prętów zbrojenia poprzecznego w styku wg rys.9.3 powinien mieć wartość:

$$45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ. \quad (9.6)$$

Wartości współczynników c oraz μ w zależności od rodzaju styku podano w tablicy 9.1, według wyżej podanych definicji.

Tabl. 9.1. Wartości współczynników obliczeniowych c oraz μ wg [N2]

Stopień gładkości powierzchni	Bardzo gładka	Gładka	Szorstka	Z wrębami
c	0,025 – 0,10	0,20	0,40	0,50
μ	0,5	0,6	0,7	0,9

Wyrażenie ρ we wzorze (9.5) oznacza stopień zbrojenia poprzecznego styku:

$$\rho = \frac{A_s}{A_i}, \quad (9.7)$$

gdzie: A_s - pole przekroju odpowiednio zakotwionego po obu stronach styku zbrojenia poprzecznego (można wliczyć tu także zbrojenie na ścinanie),

A_i - pole powierzchni styku, $A_i = b_i \cdot l_i$ (l_i - oznacza tu długość styku).

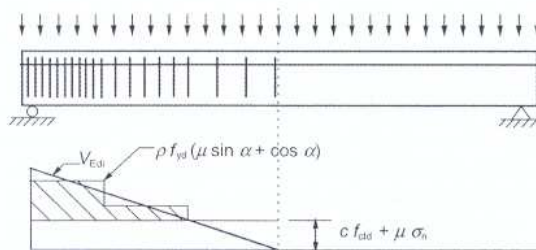
Zbrojenie poprzeczne na ścinanie w styku jest niezbędne, gdy:

$$v_{Edi} \geq c f_{ctd} + \mu \sigma_n \quad (9.8)$$

Pole przekroju zbrojenia poprzecznego na ścinanie A_{sw} w styku elementu zespolonego wyznacza się na podstawie różnicy naprężeń ścinających i nośności styku:

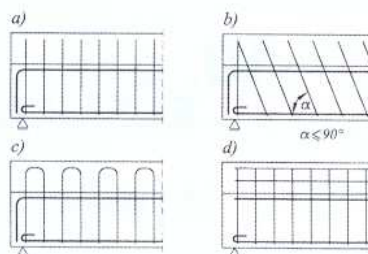
$$A_v = v_{Edi} - (c f_{ctd} + \mu \sigma_n). \quad (9.9)$$

Rozmieszczenie tego zbrojenia można dokonać stosując zamiennie (zamiast liniowego) schodkowy wykres naprężeń tnących na długości elementu. Objaśnienia powyższej reguły pokazano na przykładzie zamieszczonym na rys. 9.5.



Rys. 9.5. Wymagania w zakresie wyznaczenia zbrojenia na ścinanie w płaszczyźnie styku

Zbrojenie poprzeczne styku należy wykonywać w formie strzemion, pętli lub siatek zgrzewanych, całkowicie zakotwionych w elementach współpracujących przekroju zespolonego. Przykłady rozwiązań takiego zbrojenia pokazano na rys.9.6 a ÷ d.



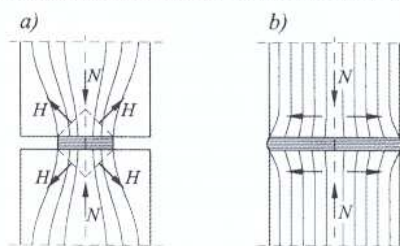
Rys. 9.6. Przykłady zbrojenia styku ścinanego w konstrukcjach zespolonych:

a) strzemiona proste, b) strzemiona ukośne, c) pętłe, d) siatki zgrzewane

9.2.2. Złącza ściskane

Złącza ściskane podlegają ściskającym siłom osiowym lub siłom działającym na małym mimośrodzie. Styki łączonych elementów mogą być wykonywane z wypełnieniem za pomocą podlewki z zaprawy cementowej z betonu droбноziarnistego lub z tworzywa polimerowego. **Suche styki w złączach mogą być zastosowane, gdy zapewniona jest wysoka jakość wykonawstwa przy montażu prefabrykatów oraz średnie naprężenie ściskające w przekroju styku nie przekracza wartości 30% obliczeniowej wytrzymałości betonu na ściskanie f_{cd} .**

W złączach ściskanych mogą wystąpić duże naprężenia rozciągające w strefach przyległych do styków. Kierunki naprężeń rozsadzających i rozszczepiających beton w złączach prefabrykatów pokazano na rys. 9.7a, b.



Rys. 9.7. Naprężenia poprzeczne w złączach ściskanych: a) siły rozsadzające z uwagi na docisk przy wypełnieniu twardym, b) siły rozszczepiające jako efekt wypełnienia miękkiego



Styki łączonych elementów mogą być wykonywane z wypełnieniem za pomocą podlewki z zaprawy cementowej z betonu droбноziarnistego lub z tworzywa polimerowego.

Przypadek pokazany na rys. 9.7a ma miejsce przy wypełnieniu złącza materiałem twardym, gdy moduły sprężystości elementu i wypełnienia nie różnią się znacząco (różnice do 30 %). Przypadek pokazany na rys. 9.7b ma miejsce przy wypełnieniu miękkim i dużej różnicy w wartościach modułów sprężystości. Siły poprzeczne powstałe w złączach w sąsiedztwie styków z wypełnieniem twardym muszą być przeniesione zgodnie z regułą projektowania przekroju zbrojonego na docisk. W przypadku miękkiego wypełnienia w stykach również wymaga się zaprojektowania odpowiedniego zbrojenia na poprzeczne siły rozszczepiające. Styki obciążone pionowo siłą normalną N_{Ed} oraz siłą poprzeczną V_{Ed} można projektować na siły wyłącznie pionowe, jeżeli spełniony jest warunek:

$$V_{Ed} \leq 0,1 N_{Ed}$$

W innych przypadkach należy projektować złącza z uwzględnieniem siły poprzecznej V_{Ed} .

Zbrojenie na siły rozszczepiające beton w styku ściskany z wypełnieniem miękkim (przykład na rys. 9.7b), można obliczyć ze wzoru:

$$A_s = 0,25 \frac{t}{h} \frac{F_{Ed}}{f_{yd}}, \quad (9.10)$$

gdzie: A_s - pole przekroju zbrojenia przy powierzchni w każdym z łączonych elementów,

t - grubość podkładki,

h - wymiar podkładki mierzony w kierunku zbrojenia,

F_{Ed} - siła ściskająca w połączeniu.

Zbrojenie to ma zwykle formę siatek umieszczanych blisko łączonych powierzchni.

10. ZASADY KONSTRUOWANIA ELEMENTÓW Z BETONU

10.1 Wymagania w zakresie prętów zbrojeniowych

10.1.1 Kotwienie zbrojenia

Na długość zakotwienia prętów zbrojeniowych w elementach z betonu wpływa zjawisko przyczepności stali do betonu i stan powierzchni prętów. Właściwa długość zakotwienia zbrojenia gwarantuje wystąpienie współpracy, czyli równość odkształceń w stali ϵ_s i otaczającym ją betonie ϵ_c . Długość zakotwienia zbrojenia ma zagwarantować prawidłowe przekazywanie się sił na beton bez podłużnych zarysowań i pęknięć. Podstawową długość zakotwienia pręta prostego wyznacza się ze wzoru (10.1) zakładając, że rozkład naprężeń przyczepności jest stały i równy f_{bd} :

$$l_{b,rqd} = \frac{\sigma_{sd}}{4 f_{bd}}, \quad (10.1)$$

gdzie: σ_{sd} - średnica pręta zbrojeniowego, σ_{sd} - naprężenie obliczone w przekroju, od którego odmierza się długość zakotwienia, f_{bd} - graniczne naprężenie przyczepności, dla stali żelazowanej wyznaczane ze wzoru:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}, \quad (10.2)$$

w którym: f_{ctd} - obliczeniowa wytrzymałość betonu na rozciąganie (patrz tabl. 1.2 lub 1.3),

η_1 - współczynnik zależny od jakości warunków przyczepności i ułożenia pręta zbrojeniowego w betonie,

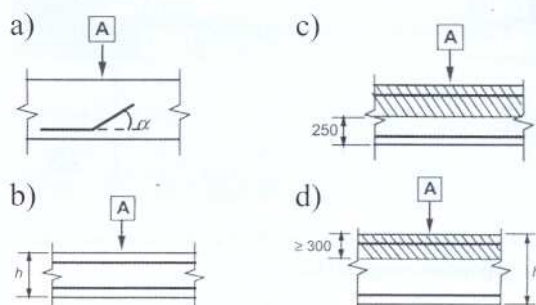
$\eta_1 = 1,0$ - przy dobrych warunkach betonowania, patrz rys. 10.1.,

$\eta_1 = 0,7$ - gdy warunki nie są dobre, a także przy użyciu form ślizgowych,

η_2 - współczynnik zależny od średnicy pręta,

$\eta_2 = 1,0$, jeżeli $\phi \leq 32$ mm,

$\eta_2 = (32 - \phi)/100$, jeżeli $\phi > 32$ mm.



Rys. 10.1. Definicje dobrych warunków przyczepności w zależności od położenia prętów; (A - kierunek betonowania): a) - przy $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$, b) - przy $h \leq 250$ mm, c) i d) - dobre warunki przyczepności w strefie niezakreskowanej

Na podstawie obliczonej ze wzoru (10.1) podstawowej długości zakotwienia $l_{b,rqd}$ wyznacza się obliczeniową długość zakotwienia. Obowiązuje tu wzór (10.3), do którego współczynniki $\alpha_1 - \alpha_5$ wyznacza się z tablicy 8.2 podanej w PN-EN 1992 [N2]:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}, \quad (10.3)$$

gdzie: α_1 - współczynnik zależny od kształtu prętów (przy właściwej otulinie),

α_2 - współczynnik zależny od najmniejszej wartości otuliny,

α_3 - współczynnik zależny od wpływu zbrojenia poprzecznego,

α_4 - uwzględnia efekt przyspojenia na końcach rozpatrywanego pręta jednego lub więcej prętów poprzecznych,

α_5 - uwzględnia wpływ docisku poprzecznego do płaszczyzny rozłupywania betonu wzdłuż obliczenio-

Długość zakotwienia zbrojenia ma zagwarantować prawidłowe przekazywanie się sił na beton bez podłużnych zarysowań i pęknięć.

wej długości zakotwienia,

$l_{b,min}$ – minimalna długość zakotwienia pręta wyznaczana następująco:

- przy kotwieniu prętów rozciąganych:

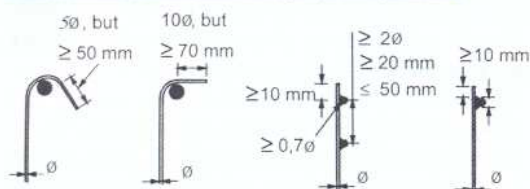
$$l_{b,min} = \max [0,3 l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}] \quad (10.4)$$

- przy kotwieniu prętów ściskanych:

$$l_{b,min} = \max [0,6 l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}] \quad (10.5)$$

W niektórych przypadkach kształtów prętów można też posłużyć się w uproszczeniu równoważną długością zakotwienia $l_{b,eq}$, omówioną w normie [N2].

Oddzielnym problemem jest kotwienie strzemion i zbrojenia na ścinanie, które powinny być zakończone hakami półokrągłymi (albo prostymi) lub poprzez przyspójone pręty poprzeczne. Wewnątrz haka należy umieścić pręt zbrojenia podłużnego, patrz rys. 10.2.

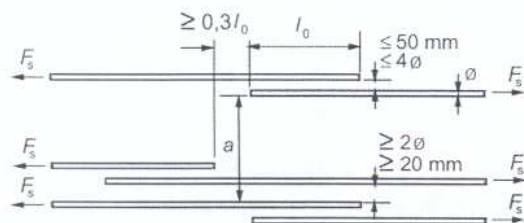


Rys. 10.2. Zasady kotwienia strzemion

10.1.2. Łączenie prętów zbrojeniowych

Łączenie prętów jest konieczne z uwagi na wzajemne przekazywanie sił z pręta na pręt. Łączenia mogą być wykonane w formie:

- na zakład, z połączeniem prętów prostych lub prętów zakończonych hakami,
- połączenia spajanego,
- połączenia mechanicznego.



Rys. 10.3. Zasady kształtowania połączeń sąsiednich prętów „na zakład” wg [N2]

Łączenie prętów na zakład należy wykonywać w miejscach poza obszarem dużych naprężeń kierując się wytycznymi podanymi na rys.10.3, z uwzględnieniem przesunięć względem siebie kolejnych prętów. Przy projektowaniu połączeń na zakład należy przestrzegać następujących reguł:

- odległość w świetle kolejnych prętów nie powinna być większa niż 50 mm i 4φ,
- odległość między dwoma sąsiednimi zakładami nie powinna być mniejsza niż 0,3l₀ (gdzie l₀ jest długością zakładu (rys.10.3),
- odległość w świetle między prętami sąsiadującymi zakładów nie powinna być mniejsza niż 2φ i 20 mm.

Obliczeniową długość zakładu określa się w zależności od podstawowej długości zakotwienia $l_{b,rqd}$ w następujący sposób:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (10.6)$$

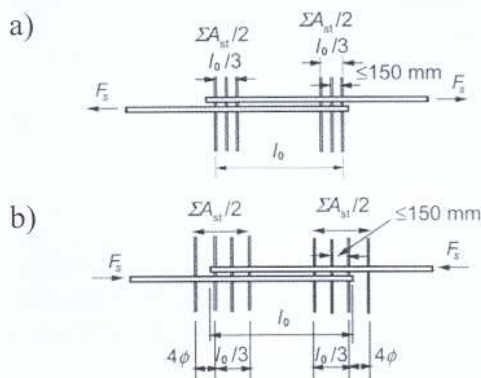
gdzie: $l_{b,rqd}$ oblicza się ze wzoru (10.1)

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_4, \alpha_5$ - współczynniki przyjmowane z tabl. 8.2 [N2],

α_6 - współczynnik równy $\alpha_6 = 1,0 \leq \sqrt{\frac{\rho_l}{25}} \leq 1,5$

przy czym ρ_l oznacza procentowy udział zbrojenia łączzonego na zakłady (w stosunku do całego pola zbrojenia) w obszarze środkowym o długości 1,3 l₀.

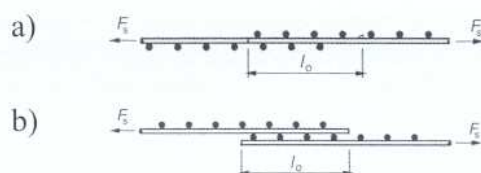
W połączeniach „na zakład” należy stosować zbrojenie poprzeczne, których zadaniem jest przenoszenie poprzecznych sił rozciągających. Zbrojenie to należy rozmieszczać na końcach zakładu na odcinku zależnym od znaku siły w łączonych prętach (ściskanie lub rozciąganie), według reguły pokazanej na rys. 10.4.



Rys. 10.4. Układ zbrojenia poprzecznego w połączeniach „na zakład”:

a) pręty rozciągane, b) pręty ściskane

Połączenia siatek zbrojeniowych spajanych, wykonanych z prętów żebrowanych można wykonywać na zakład poprzez zazębianie lub nałożenie warstwami. Pierwszy sposób wykonuje się przy wystąpieniu w konstrukcji obciążeń zmęczeniowych, sposób drugi – w pozostałych przypadkach. Dodatkowe zbrojenie poprzeczne w strefie zakładu nie jest wymagane. Dwa sposoby łączenia siatek zbrojeniowych pokazano na rys. 10.5.



Rys. 10.5. Sposób łączenia siatek spajanych z prętów żebrowanych:

a) łączenie przez zazębianie, b) łączenie przez nałożenie warstw

Długość zakładu siatek zbrojeniowych l₀ określa się zgodnie ze wzorem (10.6):

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

Kotwienie strzemion i zbrojenia na ścinanie, powinno być zakończone hakami półokrągłymi (albo prostymi) lub poprzez przyspójone pręty poprzeczne.



9.2. Reguły szczegółowe konstruowania elementów żelbetowych

9.2.1. Konstruowanie belek

Rozstawy prętów w belkach żelbetowych powinny umożliwić poprawne ułożenie i zagęszczenie mieszanki betonowej, co zapewni właściwą przyczepność betonu do zbrojenia.

Rozstawy prętów w belkach żelbetowych powinny umożliwić poprawne ułożenie i zagęszczenie mieszanki betonowej, co zapewni właściwą przyczepność betonu do zbrojenia. Odległości s w świetle (w kierunku poziomym i pionowym między pojedynczymi prętami lub między warstwami prętów) muszą spełniać następujące warunki (patrz rys. 10.6):

$$s \geq \max \begin{cases} k_1 \varnothing \\ d_g + k_2 \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (10.7)$$

gdzie: \varnothing - maksymalna średnica pręta, d_g - maksymalny wymiar średnicy ziaren kruszywa, $k_1 = 1,0$, $k_2 = 5 \text{ mm}$.

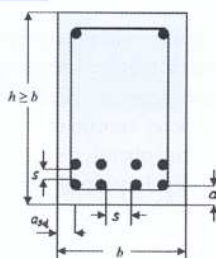
W przypadku rozmieszczenia prętów w kilku warstwach poziomych, konieczne jest zapewnienie ich ułożenia w pionie, jeden nad drugim (patrz rys. 10.6).

Minimalne szerokości belek i odległości osiowej zewnętrznych prętów zbrojenia (odległość a liczona od dolnej krawędzi i a_{sd} liczona od bocznej krawędzi) wynikają z utuliny zbrojenia (patrz p.1.5), ale także muszą być skorygowane z uwagi na wymagania uzyskania odporności ogniowej R , według reguł podanych w PN-EN 1992-1-2 [N3]. Oznaczenie odległości a i a_{sd} podano na rys.10.6. Kombinacje możliwych do przyjęcia odległości a w zestawieniu z minimalną szerokością belki b_{min} podano w tabl. 10.1.

Odległość osiową a_{sd} zewnętrznych prętów od ścian bocznych belki przy jednym rzędzie zbrojenia i przyjętej szerokości belki b_{min} określa się z wyrażenia:

$$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$$

Rys. 10.6. Reguły ustalania odległości prętów zbrojenia w belkach zginanych:
 a i a_{sd} - odległości osiowe prętów zewnętrznych od krawędzi z uwagi na odporność ogniową, s - odległości prętów w świetle



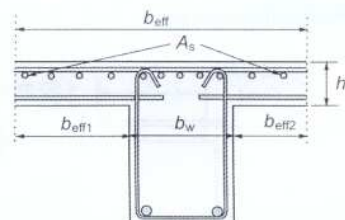
Odrębne reguły uwzględniające wymagania przeciwpożarowe normy [N3] obowiązują dla ciągłych belek o przekroju teowym, w zakresie minimalnej szerokości środka b_w . Minimalne wymiary b_{min} dla wyższych klas odporności ogniowej R 120 – R 240 podano w tabl. 10.2.

Tabl. 10.2. Minimalne szerokości średników ciągłych belek o kształcie teowym wg [N3]

Normowa odporność ogniowa R	Minimalna szerokość belki b_{min} i środka b_w [mm]
R 120	220
R 180	380
R 240	480

Reguły szczegółowe dotyczące zbrojenia belek muszą spełniać następujące wymagania:

- Warunki minimum i maksimum pola powierzchni zbrojenia na zginanie podane w wyrażeniach (2.2).
- Przy podporach belek monolitycznych, traktowanych nawet jako wolno podparte, wymaga się zastosowania zbrojenia górnego na moment częściowego zamocowania o wartości $0,15M_{max}$ (gdzie M_{max} oznacza maksymalny moment przesłowy). Obowiązuje tu także warunek minimum zbrojenia.
- Na podporach pośrednich belek wieloprzęsłowych całe pole zbrojenia górnego należy rozmieścić na efektywnej szerokości półki przekroju (patrz rys. 10.7).
- Każdy pręt ściskanego zbrojenia podłużnego o średnicy \varnothing wymaganego z uwagi na nośność należy uchwycić przez strzemiona o rozstawie nie większym niż $15\varnothing$.



Rys. 10.7. Sposób rozmieszczenia prętów rozciąganych nad podporą belek teowych

Tabl. 10.1. Minimalne szerokości belek i odległości osiowe a prętów zbrojenia od krawędzi belki z uwagi na odporność ogniową wg PN-EN 1992-1-2 [N3]

Odporność ogniowa R	Możliwe kombinacje minimalnej szerokości belki b_{min} i odległości a [mm]								
	Wymiary	Belki wolno podparte				Belki ciągłe			
R 30	b_{min}	80	120	160	200	80	160		
	a	25	20	15	15	15	12		
R 60	b_{min}	120	160	200	300	120	200		
	a	40	35	30	25	25	12		
R 90	b_{min}	150	200	300	400	150	250		
	a	55	45	40	35	35	25		
R 120	b_{min}	200	240	300	500	200	300	450	500
	a	65	60	55	50	45	35	35	30
R 180	b_{min}	240	300	400	600	240	400	550	600
	a	80	70	65	60	60	50	50	40
R 240	b_{min}	280	350	500	700	280	500	650	700
	a	90	80	75	70	75	60	60	50

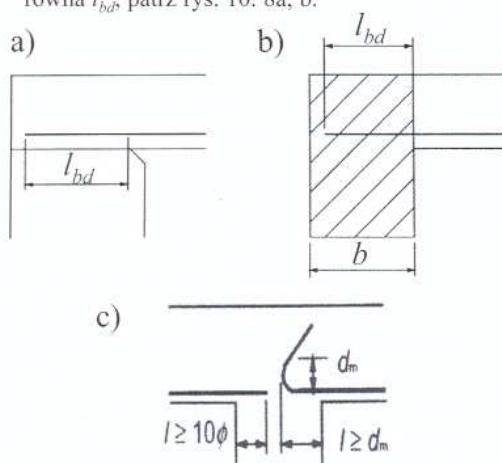
Należy stosować następujące reguły w zakresie zakończenia rozciąganego zbrojenia podłużnego i kotwienia zbrojenia dolnego belek na podporach skrajnych:

- W każdym przekroju belki należy umieszczać zbrojenie potrzebne do przeniesienia ekstremalnych sił rozciągających w tym przekroju.
- W belkach z wymaganym zbrojeniem na ścinanie występującą dodatkową rozciągającą siłę podłużną ΔF_{td} należy obliczyć według wzoru (4.10). Alternatywnie można dokonać rozsunęcia obwiedni momentów zginających o odcinek a_l obliczany ze wzoru (4.11), według zasad pokazanych na rys. 4.6.
- Długość zakotwienia prętów odgiętych należy przyjmować nie mniejszą niż $1,3 l_{bd}$ (dla prętów kończonych w strefie rozciąganej) i $0,7 l_{bd}$ dla prętów kończonych w strefie ściskanej.
- Pole przekroju dolnego zbrojenia przy podporach skrajnych belek powinno być nie mniejsze niż $1/4$ pola przekroju zbrojenia przęsłowego.
- Siła rozciągająca F_{Ed} w zakotwieniu zbrojenia na podporze w zależności od wartości siły poprzecznej V_{Ed} (i ewentualnie siły podłużnej N_{Ed}) obliczana jest ze wzoru:

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \frac{a_l}{z} + N_{Ed}, \quad (10.8)$$

który obowiązuje w przypadku obliczenia na ścinanie. Można też alternatywnie dokonać rozsunęcia obwiedni, według schematu z rys. 4.6.

- Długość zakotwienia prętów dolnych na podporze skrajnej, mierzona od linii styku belki z podporą jest równa l_{bd} , patrz rys. 10. 8a, b.



Rys. 10.8. Sposoby zakotwienia dolnego zbrojenia na podporach belek

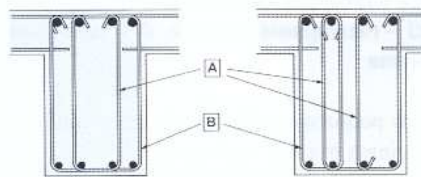
a) - podpora skrajna przy podparciu bezpośrednim (oparcie na ścianie), b) - podpora skrajna przy podparciu pośrednim, c) podpora pośrednia

W przypadku podpór pośrednich w belkach ciągłych długość zakotwienia nie może być mniejsza niż 10ϕ w przypadku prętów prostych i nie mniejsza niż średnica wewnętrznego zagięcia d_m (przy zastosowaniu haków półokrągłych lub prostych, w prętach o średnicy min. 16 mm). Rozwiązania te pokazano na rys. 10.8c.

Zbrojenie belek na ścinanie (omówienie sposobu obliczania podano w rozdz. 4) może być ukształtowane w postaci strzemion okalających zbrojenie podłużne lub prętów odgiętych (kąąt odgięcia mieści się w granicach $90^\circ \geq \alpha \geq 45^\circ$). Innym rozwiązaniem mogą być klatki lub drabinki, które kotwione są w strefach rozciąganej i ściskanej, lecz nie muszą otaczać zbrojenia podłużnego.

Jeżeli zbrojenia na ścinanie jest potrzebne obliczeniowo, to strzemiona powinny przenosić siłę poprzeczną o wartości równej co najmniej $\beta_3 V_{Ed}$, gdzie β_3 jest współczynnikiem o zalecanej wartości równej 0,5. Ponadto pole przekroju zbrojenia na ścinanie musi spełniać warunki minimum określone w tabl. 4.1.

Przykłady rozwiązań strzemion łączących pręty podłużne pokazano na rys. 10.9.



Rys. 10.9. Sposoby ukształtowania strzemion w belkach zginanych: A – strzemiona otwarte, B – strzemiona zamknięte, okalające zbrojenie podłużne, ściskane i rozciągane

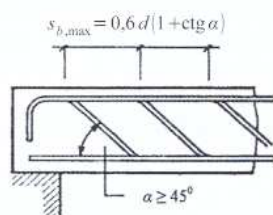
Sposoby kotwienia strzemion przedstawiono na rys. 10.2. Maksymalny rozstaw podłużny strzemion nie powinien przekraczać $s_{l,max}$. Zalecaną w EC2 [N2] wartość określa wzór:

$$s_{l,max} = 0,75 d (1 + \text{ctg } \alpha), \quad (10.9)$$

Maksymalny, zalecany, podłużny rozstaw prętów odgiętych wynosi (patrz rys. 10.10):

$$s_{b,max} = 0,6 d (1 + \text{ctg } \alpha) \quad (10.10)$$

We wzorach (10.9) i (10.10) α oznacza kąt nachylenia zbrojenia na ścinanie względem osi podłużnej belki.



Rys. 10.10. Maksymalny, podłużny rozstaw prętów odgiętych w belkach

Poprzeczny rozstaw strzemion w przekroju belki nie powinien być większy niż $s_{t,max}$. Wartością zalecaną jest wyrażenie:

$$s_{t,max} = 0,75 d \leq 600 \text{ mm}. \quad (10.11)$$

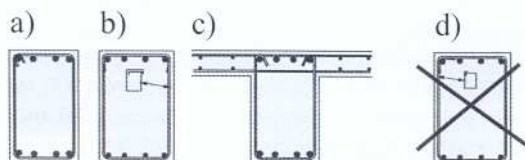
Zbrojenie belek na skręcanie (omówienie podano w rozdz. 6) składa się ze zbrojenia podłużnego oraz zamkniętych strzemion. Pręty podłużne powinny być rozlokowane w taki sposób, aby w każdym narożu przekroju poprzecznego znajdował się minimum jeden pręt. Pozostałe pręty należy rozmieścić równomiernie po



Pręty podłużne powinny być rozlokowane w taki sposób, aby w każdym narożu przekroju poprzecznego znajdował się minimum jeden pręt.

wewnętrzny obwódzie strzemion, w rozstawie maksymalnym równym 350 mm.

Zamknięte strzemiona na skręcanie należy zakotwić za pomocą haków lub zakładów. Ułożenie tych strzemion na długości elementu skręcanego powinno być prostopadłe do osi podłużnej belki. Dopuszczalne rozwiązania strzemion na skręcanie pokazano na rys. 10.11.



Rys. 10.11. Sposoby ukształtowania strzemion w belkach poddanych skręcaniu wg [N2]: a), b), c) – rozwiązania zalecane, d) – rozwiązanie niepoprawne

Rozstaw podłużny zamkniętych strzemion na skręcanie s_t powinien być nie większy niż:

$$s_t \leq u/8 \text{ i } s_t \leq b_{\min},$$

gdzie u – obwód zewnętrzny elementu,

b_{\min} – mniejszy wymiar przekroju poprzecznego belki.

Zbrojenie przypowierzchniowe belek, które ma zapobiegać odłupywaniu się betonu, należy stosować, gdy zbrojenie główne na zginanie jest przewidziane z prętów (lub z wiązek prętów) o średnicy większej niż 32 mm. Zbrojenie to wykonuje się w formie siatki lub montuje z prętów o niewielkiej średnicy. Zbrojenie to lokalizuje się na zewnątrz strzemion, w obszarze strefy rozciąganej o wymiarze $d - x$ (ułożenie pokazano na rys. 10.12.).

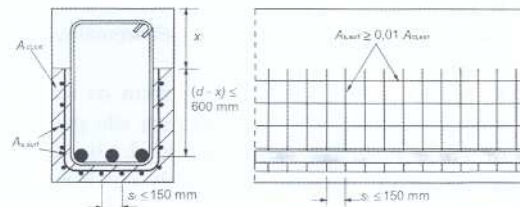
Pole przekroju zbrojenia przypowierzchniowego $A_{s,surf}$ które układa się w kierunku zbrojenia rozciągającego belki, powinno spełniać następujący warunek minimum:

$$A_{s,surf} \geq A_{s,surf \min} = 0,01 A_{ct,ext} \quad (10.12)$$

gdzie $A_{ct,ext}$ – pole betonu rozciąganego, leżącego na zewnątrz strzemion (rys. 10.12).

Podobne zbrojenie przypowierzchniowe, ale o przekroju równym $A_{s,surf} = 0,005 A_{ct,ext}$, należy stosować także w przypadku, gdy otulina zbrojenia jest większa niż 70 mm.

Podłużne pręty zbrojenia przypowierzchniowego można zaliczyć do zbrojenia na zginanie, natomiast pręty poprzeczne w/w zbrojenia mogą być zaliczone do zbrojenia na ścinanie.



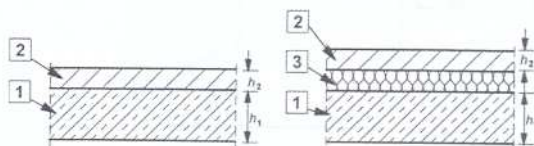
Rys. 10.12. Rozwiązanie zbrojenia przypowierzchniowego w belkach wg [N2] (x – oznacza zasięg strefy ściskanej określony w SGN)

10.2.2. Konstruowanie płyt w układach płytowo - belkowych

Minimalne grubości stropowych płyt pełnych jedno i dwukierunkowo pracujących muszą być ustalone z uwzględnieniem wymagań związanych z zapewnieniem ich odporności ogniowej R , integralności konstrukcji E i izolacyjności I , według reguł podanych w PN-EN 1992-1-2 [N3]. Przy tych wymaganiach bierze się pod uwagę wysokość przekroju (grubość) płyty h_s z uwzględnieniem grubości niepalnych warstw posadzki h_2 . Zatem grubość całkowita konstrukcji płyty h_1 wynosi:

$$h_1 = h_s + h_2 \quad (10.13)$$

Oznaczenia wymiarów h_1 i h_2 podano na rys. 10.13. Zestawienie minimalnych grubości płyt h_s i wymiarów odległości a (liczonej od dolnej powierzchni płyty do osi zbrojenia głównego) podano w tabl. 10.3. Należy pamiętać, że wymiar odległości a musi być zgodny z wymaganiami ustalania otuliny zbrojenia z uwagi na trwałość, stosownie do reguł podanych w p. 1.5.



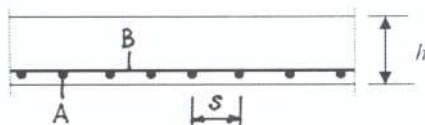
Rys.10.13. Oznaczenia grubości płyty h_s : 1- płyta z betonu zbrojonego, wg [N3], 2- posadzka niepalna, 3 – izolacja dźwiękochłonna (możliwość zapalenia)

Tabl. 10.3. Minimalne grubości płyt stropowych i odległości osiowe a zbrojenia od powierzchni dolnej płyt z uwagi na odporność ogniową wg PN-EN 1992-1-2 [N3]

Odporność ogniowa R , integralność E , izolacyjność I	Minimalne wymiary [mm]			
	Grubość płyty h_s	Osiowy wymiar a [mm]		
		Płyta zbrojona jednokierunkowo	Płyta zbrojona dwukierunkowo $l_x/l_y \leq 1,5$	Płyta zbrojona dwukierunkowo $1,5 < l_x/l_y \leq 2,0$
REI 30	60	10	10	10
REI 60	80	20	10	15
REI 90	100	30	15	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

W tablicy 10.3 wymiar l_y dla płyty 2-kierunkowo pracującej, opartej na czterech krawędziach, oznacza większą rozpiętość. Jeśli płyta nie jest oparta na czterech krawędziach, należy ją traktować jako pracującą jednokierunkowo.

Rozstawy prętów zbrojenia na zginanie w płytach żelbetonowych powinny umożliwić poprawne ułożenie i zagęszczenie mieszanki betonowej. Odległości s prętów w płytach żelbetonowych (rys. 10.14) nie mogą być większe niż $s_{\max, \text{slab}}$. Wartość tę określa się w zależności od zakresu intensywności zginania płyty.



Rys. 10.14. Rozstawy zbrojenia w płytach jednokierunkowo zbrojonych:
A – zbrojenie główne, B – zbrojenie drugorzędne (rozdzielcze)

W obszarze występowania obciążeń skupionych lub w obszarze maksymalnego momentu obowiązuje zależność:

- dla zbrojenia głównego

$$s_{\max, \text{slab}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2,0 h \\ 250 \text{ mm} \end{array} \right.$$

- dla zbrojenia drugorzędnego (rozdzielczego)

$$s_{\max, \text{slab}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3,0 h \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Poza obszarem występowania obciążeń skupionych lub maksymalnego momentu można przyjąć:

- dla zbrojenia głównego

$$s_{\max, \text{slab}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3,0 h \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right.$$

- dla zbrojenia drugorzędnego (rozdzielczego)

$$s_{\max, \text{slab}} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3,5 h \\ 450 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Pole przekroju zbrojenia płyt żelbetonowych musi spełniać wymagania w zakresie zbrojenia minimalnego, które przyjmuje się identycznie jak dla belek, ze wzorów (2.2).

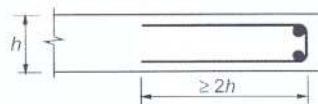
W płytach swobodnie podpartych do podpór należy doprowadzić i zakotwić 50% zbrojenia na zginanie, zgodnie z zasadami podanymi w p. 10.1.

W płytach częściowo zamocowanych na krawędziach (jeśli to zamocowanie nie zostało uwzględnione obliczeniowo) należy zaprojektować zbrojenie górne na moment równy 25% maksymalnego zbrojenia przęsłowego. Zbrojenie to należy przedłużyć na odległość minimum 20% rozpiętości przęsła przyległego płyty. Na skrajnej podporze zbrojenie to można wyliczyć na mniejszy moment, równy 15 % momentu przęsłowego.

W ortogonalnych płytach dwukierunkowo pracujących, których sposób podparcia ogranicza podnoszenie

się naroży, należy w tym obszarze zastosować ukośnie rozłożone zbrojenie dolne.

Krawędzie swobodne płyt należy zwykle zabezpieczać stosując zbrojenie podłużne i poprzeczne na odcinku o długości co najmniej równej $2h$, według schematu pokazanego na rys. 10.15.



Rys.10.15. Przykład zbrojenia krawędzi swobodnej płyty

10.2.3. Konstruowanie płyt w układach płytowo - słupowych

Minimalne grubości płyt h_s (patrz rys. 10.13) i odległości a (liczonej od dolnej powierzchni płyty do osi zbrojenia głównego płyty), zależne od określonej odporności ogniowej R , według PN-EN 1992-1-2 [N3] podano w tabl. 10.4. Podane odległości a muszą być zgodne z wymaganiami ustalania otuliny zbrojenia z uwagi na trwałość (patrz p. 1.5).

Główne, górne zbrojenie na zginanie płyty podpartej słupem koncentruje się w strefie przyległej do słupa, a główne zbrojenie dolne - w strefach międzysłupowych. Połowę obliczonego w górnej strefie, całkowitego pola przekroju zbrojenia A , należy rozmieścić na odcinku $1/8$ szerokości płyty z każdej strony słupa (zbrojenie A , przenosi cały ujemny moment zginający, obliczony dla pełnej szerokości pasma słupowego płyty). Ponadto, nad słupami wewnętrznymi, należy umieścić od dołu płyty co najmniej dwa pręty przechodzące przez słupy w każdym z dwu rozpatrywanych kierunków.

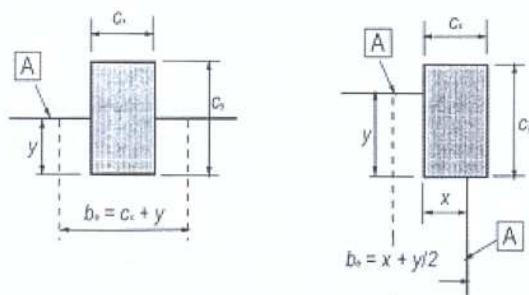
Tabl. 10.4. Minimalne grubości płyt podpartych słupami i odległości osiowe a zbrojenia od powierzchni dolnej płyt z uwagi na odporność ogniową wg PN-EN 1992-1-2 [N3]

Odporność ogniowa R , integralność E , izolacyjność I	Grubość płyty h_s	Osiowa odległość prętów a [mm]
REI 30	150	10
REI 60	180	15
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

Zbrojenie prostopadłe do krawędzi swobodnej płyty, którego zadaniem jest przeniesienie momentów zginających z płyty na słup skrajny (lub narożny), należy rozmieścić na szerokości efektywnej b_e , zależnej od usytuowania słupa względem zewnętrznej krawędzi płyty. Konstrukcję tego wymiaru pokazano na rys. 10.16.

W płytach swobodnie podpartych do podpór należy doprowadzić i zakotwić 50% zbrojenia na zginanie, zgodnie z zasadami podanymi w p. 10.1.

W płytach częściowo zamocowanych na krawędziach (jeśli to zamocowanie nie zostało uwzględnione obliczeniowo) należy zaprojektować zbrojenie górne na moment równy 25% maksymalnego zbrojenia przęsłowego. Zbrojenie to należy przedłużyć na odległość minimum 20% rozpiętości przęsła przyległego płyty.



Rys.10.16. Ustalanie szerokości efektywnej płyty b_e podpartej słupami:

A – przy słupie krawędziowym, **B** – przy słupie narożnym

(y oznacza odległość od krawędzi płyty do wewnętrznego lica słupa)

Zbrojenie płyt podpartych słupami na przebiecie należy rozmieszczać pomiędzy słupem i obwodem leżącym wewnątrz obwodu kontrolnego, poza którym zbrojenie to nie jest już potrzebne. Zbrojenie to powinno sięgać na odległość nie większą niż kd (zalecana wartość współczynnika $k=1,5$) od obwodu kontrolnego. Zbrojenie na ścinanie przy przebieciu można konstruować jako:

pakiety strzemion zawierające co najmniej 2 obwody złożone z ramion strzemion (rys.10.17a),

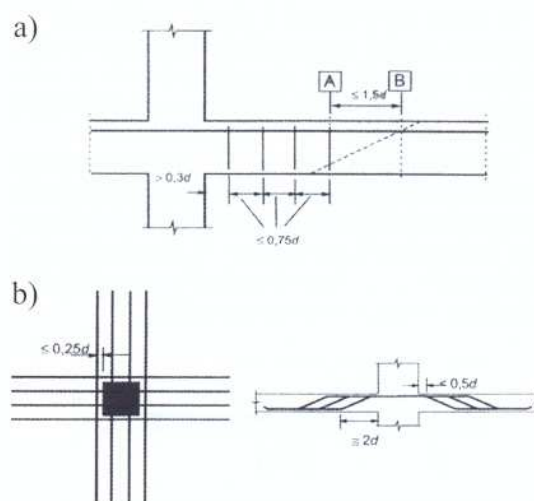
pręty odgięte, które przechodzą przez obwód słupa lub leżą w odległości nie większej niż $0,25d$ od jego obrysu (rozmieszczenie pokazano na rys.10.17b),

układy stalowych trzpieni zamocowanych do stalowych listew ustawionych radialnie lub ortogonalnie względem słupa (rys.10.18).

Minimalne zbrojenie na przebiecie $A_{sw,min}$ (jeśli jest ono potrzebne obliczeniowo) powinno spełniać warunek:

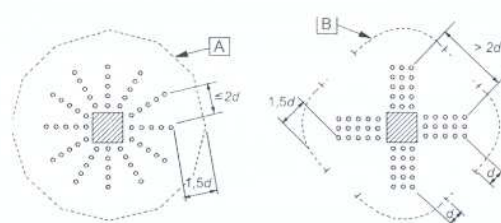
$$A_{sw,min} = \frac{1,5 \sin \alpha + \cos \alpha}{s_r s_t} \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}, \quad (10.14)$$

gdzie: α – kąt między zbrojeniem na przebiecie i zbrojeniem głównym (dla strzemion pionowych $\alpha = 90^\circ$,
 s_r – rozstaw strzemion w kierunku radialnym,



Rys.10.17. Rozmieszczenie zbrojenia na przebiecie w płytach podpartych słupami:

a) układy strzemion, **b)** układy prętów odgiętych



Rys.10.18. Rozmieszczenie zbrojenia na przebiecie w postaci stalowych trzpieni wg [N2]:

a) - umieszczonych radialnie, **b)** - umieszczonych ortogonalnie względem słupa

A - pierwszy obwód kontrolny, **B** - efektywny obwód kontrolny wg wzoru (5.6)

s_r – rozstaw strzemion w kierunku stycznym do obwodu,
 f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie betonu.

W słupach o przekroju wielokątnym w każdym narożu należy umieścić co najmniej jeden pręt. W słupie o przekroju kołowym minimalna liczba prętów podłużnych wynosi 4.

Tabl. 10.5. Minimalne szerokości przekroju słupa i odległości osiowe a zbrojenia podłużnego od krawędzi bocznej z uwagi na odporność ogniową wg PN-EN 1992-1-2 [N3]

Odporność ogniowa R	Minimalne wymiary [mm]			
	Szerokość słupa b_{min} /odległość osiowa a prętów podłużnych od powierzchni bocznej wg rys.10.19			Nagrzewanie z jednej strony $\mu_R = 0,7$
	Słupy nagrzewane więcej niż z jednej strony			
	$\mu_R = 0,2$	$\mu_R = 0,5$	$\mu_R = 0,7$	
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40*	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45* 450/40*	350/57* 450/51*	175/35
R 180	350/45*	350/63*	450/70*	230/55
R 240	350/61*	450/75*	-	295/70

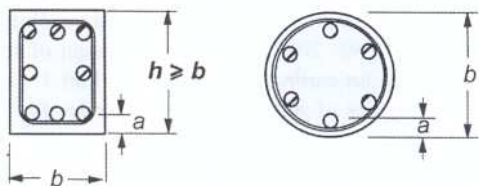
Uwaga! Wymiary oznaczone * wymagają zastosowania w przekroju słupa minimum 8 prętów

Uwaga! Wymiary oznaczone * wymagają zastosowania w przekroju słupa minimum 8 prętów

10.2.4. Konstruowanie słupów żelbetowych

Minimalne wymiary szerokości przekroju poprzecznego słupów b_{min} z uwagi na odporność ogniową według PN-EN 1992-1-2 [N3] wraz z wymaganymi odległościami a (wymiar obliczany od krawędzi przekroju słupa do osi jego zbrojenia, patrz rys. 10.19) podano w tabl. 10.5. Wartości te określono dla Metody A, którą stosuje się dla słupów z niewielkim mimośrodem $e < 0,15h$, obciążonych w warunkach pożaru [N3]. Odpowiednie tablice dla słupów obciążonych z większym mimośrodem według Metody B na podstawie normy [N3] zostały przytoczone w pracy [1].

Podane niżej wymiary minimalne słupów zostały przypisane wybranym wartościom ilorazu μ_{fi} (iloraz obliczeniowej siły osiowej w warunkach pożaru do obliczeniowej nośności słupa w temperaturze normalnej). Przyjęte odległości a muszą być ponadto zgodne z wymaganiami ustalania otuliny zbrojenia z uwagi na trwałość (patrz p. 1.5).



Rys.10.19. Przekroje słupów z oznaczeniem wymiaru b i a podanych w tabl. 10.5 na str. 50.

Zbrojenie podłużne słupów powinno mieć średnicę $\varnothing \geq \varnothing_{min}$. W Załączniku Krajowym NA do [N2] przyjęto, że minimalna średnica prętów podłużnych w słupach $\varnothing_{min} = 6 \text{ mm}$.

Maksymalne i minimalne pola przekroju zbrojenia podłużnego słupów podano we wzorach (3.27). W słupach o przekroju wielokątnym w każdym narożu należy umieścić co najmniej jeden pręt. W słupie o przekroju kołowym minimalna liczba prętów podłużnych wynosi 4.

Zbrojenie poprzeczne w słupach w postaci odpowiednio zakotwionych strzemion lub uzwojenia należy wykonywać z prętów o minimalnej średnicy 6 mm (lecz nie mniej niż 25% średnicy prętów podłużnych). Rozstaw zbrojenia poprzecznego s nie powinien przekraczać wartości $s_{cl,max}$. Wartość $s_{cl,max}$ zaleca się ustalać jako najmniejszą z trzech następujących wymiarów:

- 20 minimalnych średnic zbrojenia głównego,
- mniejszy wymiar boku słupa,
- 400 mm.

Maksymalny rozstaw zbrojenia poprzecznego należy zmniejszyć do wartości $0,6s_{cl,max}$ w następujących sytuacjach:

- na odcinkach równych większemu wymiarowi przekroju słupa, powyżej lub poniżej połączenia słupa z belką lub płytą,
- w strefie połączenia prętów podłużnych na zakład, przy średnicy maksymalnej prętów większej niż 14 mm.

Literatura

- [1] Ajdukiewicz A.: Podręczny skrót dla projektantów konstrukcji żelbetowych. Wyd. Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2009.
- [2] Godycki Ćwirko T.: Morfologia rys w konstrukcjach z betonu. Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 1993.
- [3] How to design concrete structures using Eurocode 2. www.eurocode2.info
- [4] Jensen B. Ch.: Beton konstruktioner efter DS/EN 1992-1-1. Nyt Tekstnik Forlag København, Dania 2008.
- [5] Jensen B. Ch., Łapko A.: On shear reinforcement design of structural concrete beams on the basis of theory of plasticity. Journal of Civil Engineering and Management. Vilnius, No 15 (4), 2009.
- [6] Jensen B. Ch.: Plasticitets teori, Nyt Tekstnik Forlag, København, Dania 2006.
- [7] Kamińska M.: Stan graniczny nośności elementów zginanych, ściskanych i rozciąganych. Komentarz Naukowy do PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Wyd. ITB, Warszawa 2003.
- [8] Kwieciński M.: Projektowanie układów płytowo-żebrowych metodami teorii plastyczności. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1986.
- [9] Lima J., Monteiro V., Pipa M.: Betão Armado, Esforços Transversos, de Torção e de Punção. REBAP - 83. LNEC, Lisboa 1989.
- [10] Łapko A., Jensen B. Ch.: Podstawy projektowania i algorytmy obliczeń konstrukcji żelbetowych. Wyd. Arkady, Warszawa 2008.
- [11] Łapko A.: Wyznaczanie obciążeń temperaturą. Builder, Nr 3, 2008.
- [12] Łapko A.: Problemy projektowania betonowych silosów i zbiorników na ciecz. Builder, Nr 2, 2007.
- [13] Łapko A.: Normalizacja projektowania konstrukcji z betonu. Builder, Nr 9, 2006.
- [14] Łapko A.: Projektowanie konstrukcji żelbetowych. Wyd. Arkady Warszawa 2000.
- [15] Łapko A.: Wymiarowanie pryzmatycznych, zginanych elementów żelbetowych z betonów wysokowartościowych. Inżynieria i Budownictwo. Nr 12/2003.
- [16] Łapko A., Sadowska Buraczewska B., Tomaszewicz A.: Behaviour of reinforced normal and high performance concrete composite members subjected to bending. Selected papers of 8th International Conference on „Modern Building Materials, Structures and Techniques”, Vilnius, Litwa, May 2004.
- [17] Łapko A., Prusiel J.: Obliczeniowa kontrola zarysowania żelbetowych silosów na podstawie Eurokodów. Przegląd Budowlany, Nr 1/2010.
- [18] Mac Gregor J.G.: Reinforced Concrete Mechanics and Design. New Jersey 1992, 2 edit.
- [19] Model Code 2010. First Complete Draft. Vol. 2. April 2010.

- [20] Pędziwiatr J.: Wstęp do projektowania konstrukcji żelbetowych wg PN-EN 1992-1-1:2008. Dolnośląskie Wyd. Edukacyjne, Wrocław 2009.
- [21] Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2, praca zbiorowa, pod redakcją M. Knauffa. Dolnośląskie Wyd. Edukacyjne, Wrocław 2009.
- [22] Starosolski W.: Konstrukcje żelbetowe. Tom 1-3. Wyd. VII, PWN, Warszawa 2007.
- [23] Ściślewski Z.: Ochrona konstrukcji żelbetowych. Arkady, Warszawa 1999.
- [24] Urban T., Habiera E.: Przykłady obliczeń elementów zginanych zbrojonych jednokierunkowo. Zeszyt 1. Wyd. Politechniki Łódzkiej, Łódź 2010.
- [N1-6] PN-EN 1991-1-6: 2007. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-6. Oddziaływania ogólne – Oddziaływania podczas wykonywania.
- [N1-7] PN-EN 1991-1-7: 2008. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-7. Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wyjątkowe.
- [N2] PN-EN 1992-1-1: 2008. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1. Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [N3] PN-EN 1992-1-2: 2008. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-2. Reguły ogólne – Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- [N4] PN-EN 1992-2: 2010. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 2. Mosty betonowe – projektowanie i zasady szczegółowe.
- [N5] PN-EN 1992-3: 2008. Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 3. Silosy i zbiorniki.
- [N6] PN-EN 206-1:2003/A2:2006. Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.
- [N7] PN-EN 1997-1: 2008. Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne. Część 1. Zasady ogólne.
- [N8] EN 1998: 2008. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules of seismic actions and rules for buildings.
- [N9] PN-EN 13670: 2010. Wykonywanie konstrukcji betonowych.
- [N10] PN-EN 13225: 2006/AC:2007. Prefabrykaty z betonu. Prętowe elementy konstrukcyjne.
- [N11] PN-EN 10080: 2007. Stal do zbrojenia betonu – Spawalna stal zbrojeniowa. Postanowienia ogólne.
- [N12] PN-B-03264:2002. Projektowanie konstrukcji betonowych, żelbetowych i sprężonych. PKN, Warszawa 2002.

Cytowane pozycje norm

- [N0] PN-EN 1990: 2004. Eurokod 0: Podstawy Projektowania konstrukcji.
- [N1] PN-EN 1991-1-1: 2004. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1. Oddziaływania ogólne – Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- [N1-2] PN-EN 1991-1-2: 2006. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-2. Oddziaływania ogólne – Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.
- [N1-3] PN-EN 1991-1-3: 2005. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3. Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem.
- [N1-4] PN-EN 1991-1-4: 2008. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-4. Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru.
- [N1-5] PN-EN 1991-1-5: 2005. Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-5. Oddziaływania ogólne – Oddziaływania termiczne.

