

EUROKODY

praktyczne komentarze

Niniejszy skrypt to kolejne opracowanie w cyklu publikacji na temat podstaw projektowania konstrukcji budowlanych według aktualnie obowiązujących norm opartych na EUROKODACH. Każdy skrypt to teoria przedstawiona w przystępny sposób oraz przykłady, które prowadzą krok po kroku przez proces wymiarowania.

Skrypt 7

1. Wstęp	E02
1.1 Podstawy projektowania konstrukcji	E02
1.2 Materiały konstrukcyjne	E03
2. Projektowanie wybranych elementów konstrukcji wg PN-EN 1994-1-1	E03
2.1 Łączniki zespalaające	E03
2.2 Belki zespolone	E05
2.3 Słupy zespolone	E10
2.4 Płyty zespolone z profilowanymi blachami stalowymi	E11
3. Przykład	E14

Część 7. Eurokod 4

Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych wg norm europejskich

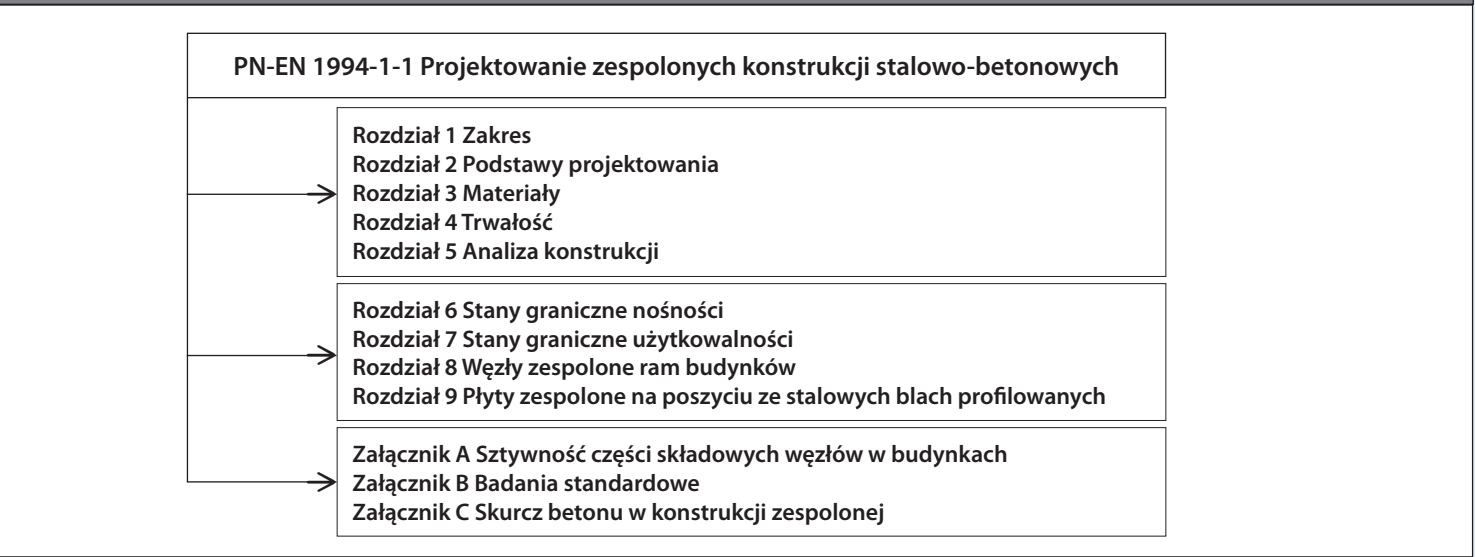
1. Wstęp

1.1 Podstawy projektowania konstrukcji

Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe należy projektować metodą stanów granicznych zgodnie z regułami określonymi w PN-EN 1990 [N1]. Szczegółowe zasady ich projektowania i obliczania zawarto w normach PN-EN 1994-1-1 [N2] oraz PN-EN 1994-1-2 [N3]. Podstawy teoretyczne obliczeń oraz ich normową implementację przedstawiono obszerniej w książkach [1,2,3] oraz publikacji [4], gdzie omówiono również podstawy badań eksperymentalnych. Specyficzne i szczegółowe aspekty projektowania wybranych elementów konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych podano i zilustrowano przykładami w publikacjach [5,6,7,8]. W niniejszym artykule omówiono podstawowe zasady projektowania podane w normie PN-EN 1994-1-1 [N2], koncentrując uwagę na najefektywniejszych w praktyce rozwiązaniach w konstrukcjach zespolonych stalowo-betonowych tj. ustrojach statycznie

wyznaczalnych, swobodnie podpartych. Strukturę ogólną normy PN-EN 1994-1-1 [N2] przedstawiono schematycznie na rysunku nr 1. Pięć pierwszych rozdziałów poświęcono ogólnym zasadom projektowania oraz analizy ustrojów konstrukcyjnych. W dalszych czterech rozdziałach podano podstawowe wymagania w odniesieniu do zespolonych stalowo-betonowych płyt, belek, i to zarówno swobodnie podpartych jak i ciągłych, słupów, ram i węzłów ram. Należy jednak podkreślić, iż zapisy normowe są często dość lakoniczne i nie podają bezpośrednich wzorów do obliczania nośności i sztywności elementów konstrukcji. W wielu przypadkach następuje odniesienie do norm konstrukcji stalowych np. PN-EN 1993-1-1 [N5] oraz PN-EN 1993-1-8 [7]. W załącznikach uszczegółowiono zasady określania sztywności części składowych węzłów ram zespolonych, zasady prowadzenia badań eksperymentalnych oraz sprecyzowano wpływy skurczu betonu w konstrukcjach zespolonych stalowo-betonowych.

Rys.1 Struktura ogólna normy PN-EN 1994-1-1 [N2]



1.2 Materiały konstrukcyjne [4]

Beton

Właściwości betonów zwykłych przyjmuje się według PN-EN 1992-1-1/p.3.1 [N4], a betonów lekkich według rozdziału 11.3 tejże normy. Do konstrukcji zespolonych stosuje się beton o wytrzymałości nie niższej niż C20/25 i LC20/22 oraz nie wyższej niż C60/75 i LC60/66.

Zbrojenie

Właściwości materiałowe przyjmuje się według PN-EN 1992-1-1/p.3.2 [N4]. Obliczeniowe wartości modułów sprężystości można przyjmować równe wartościom podanym dla stali konstrukcyjnej w PN-EN 1993-1-1/p.3.2.6 [N5].

Stal konstrukcyjna

Właściwości materiałowe przyjmuje się według PN-EN 1993-1-1/p.3.1 i p.3.2 [N5]. Do wykonania konstrukcji zespolonych budynków stosuje się stal o nominalnej granicy plastyczności nie większej niż 460 N/mm².

Łączniki

Najczęściej są stosowane łączniki sworzniowe z łbami według PN-EN ISO 13918 [N6].

Poszycie ze stalowych blach profilowanych pod płyty zespolone.

Blachy powinny być wykonane ze stali wg PN-EN 10025 [N9], stalowej blachy do kształtowania na zimno wg PN-EN 10149-2 [N10] lub PN-EN 10149-3 [N11] lub stalowej blachy ocynkowanej wg PN-EN 10326 [N12]. Nominalna grubość blachy powinna być nie mniejsza niż 0,7 mm.

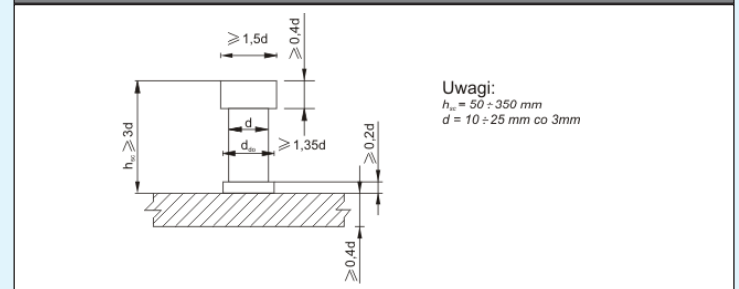
2. Projektowanie wybranych elementów konstrukcji wg PN-EN 1994-1-1

2.1 Łączniki zespalaające [4]

Kluczowym zagadnieniem w konstrukcjach stalowo-betonowych jest zespolenie. Za wyjątkiem słupów zespolonych oraz płyt zespolonych z blachami profilowanymi, ustalenia normowe narzucają wymóg uwzględniania w obliczeniach wyłącznie połączeń mechanicznych. Łączniki powinny być zdolne do przeniesienia podłuż-

nej siły rozwarstwiającej działającej w stanie granicznym nośności między płytą betonową i elementem stalowym oraz zabezpieczać płytę przed odrywaniem od belki. Najczęściej są stosowane łączniki sworzniowe z łbami (rys. 2). Łączniki te przejmują zarówno siły ścinające, jak i rozciągające, a ich połączenie z belką jest wykonywane półautomatycznie za pomocą urządzenia spawalniczego w kształcie pistoletu.

Rys.2 Łączniki sworzniowe z łbem - zależności wymiarowe



Łączniki przypawane w wytwórni lub na budowie. W przypadku stropów z płytami żelbetowymi wykonuje się je z reguły w wytwórni. W przypadku stropów z płytami betonowymi na blachach profilowanych spotykane są trzy warianty rozwiązań:

- arkusze blachy rozsunięte na belce - łączniki przypawane w wytwórni,
- blacha z otworami na łączniki - łączniki przypawane w wytwórni,
- łączniki przypawane na budowie przez blachę.

Przypawanie łącznika przez blachę powoduje tylko nieznaczne wydłużenie procesu spawania (do 2 s) i jest obecnie najczęściej stosowane.

Nośność łączników na ścinanie w płycie jednolitej

Nośność obliczeniowa na ścinanie pojedynczego łącznika przypawanego automatycznie jest określona mniejszą z wartości:

$$P_{Rd} = 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \quad (1)$$

$$P_{Rd} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} \quad (2)$$

gdzie:

f_u – wytrzymałość materiału sworznia na rozciąganie, nie większa jednak niż 500 MPa,
 f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość walcowa betonu na ściskanie (o gęstości nie mniejszej niż 1750 kg/m³),
 E_{cm} – modułu sieczny sprężystości betonu.

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ dla } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4, \alpha = 1 \text{ dla } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

przy czym:

d – średnica sworznia,
 h_{sc} – wysokość sworznia po przypawaniu (nie mniejsza niż)
 γ_v – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla łącznika równy 1,25

Nośność łączników na ścinanie w płycie zespolonej z blachą profilowaną

Nośność obliczeniowa łączników przyjmuje się równą ich nośności w płycie jednolitej pomnożonej przez współczynnik zmniejszający k_l lub k_t , zależnie od kierunku i wymiarów żeber blachy oraz wysokości łącznika.

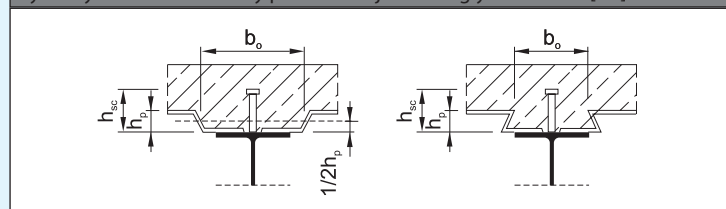
Jeżeli żebra blachy profilowanej są równoległe do belki podpierającej (rys.3) to współczynnik zmniejszający k_l oblicza się ze wzoru:

$$k_l = 0,6 \frac{b_o}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (3)$$

gdzie:

b_o – szerokość żebra,
 h_p – wysokość żebra,
 h_{sc} – wysokość sworznia, obliczeniowo nie większa niż $h_p + 75 \text{ mm}$.

Rys.3 Płyta z żebrami blachy profilowanej równoległymi do belki [N2]



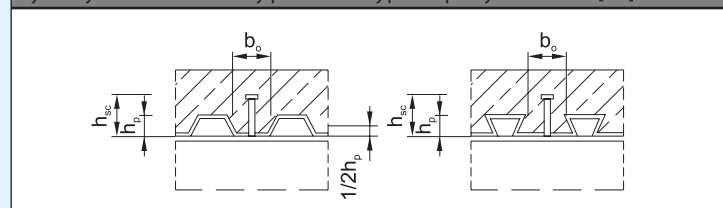
Jeżeli żebra blachy profilowanej są prostopadłe do belki podpierającej (rys.4) to współczynnik zmniejszający k_t oblicza się wg wzoru:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_o}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (4)$$

gdzie:

h_p – wysokość żebra – nie większa niż 85 mm,
 b_o – szerokość żebra – nie mniejsza niż h_p ,
 n_r – liczba łączników w jednym żebrze na skrzyżowaniu z belką – nie większa niż 2.

Rys.4 Płyta z żebrami blachy profilowanej prostopadłymi do belki [N2]



Współczynnik k_t należy przyjmować nie większy niż podano w tabeli 1.

Tabela 1. Górne wartości współczynnika k_t

Liczba sworzni w żebrze	Sworznie spawane przez blachę grubości		Sworznie spawane przez otwory w blasze
	$t > 1,0 \text{ mm}$	$t < 1,0 \text{ mm}$	
$n_l = 1$	1,00	0,85	0,75
$n_l = 2$	0,80	0,70	0,60

Średnica sworznia d nie może być większa niż:

- 20 mm w przypadku przypawania przez blachę,
- 22 mm w przypadku przypawania przez otwory w blasze.

Rozmieszczenie łączników

Łączniki należy rozmieszczać na długości belki w taki sposób, aby zapobiec podłużnemu ścięciu lub oddzieleniu płyty betonowej od belki stalowej przy uwzględnieniu rzeczywistego rozkładu siły rozwarstwiającej.

Maksymalny rozstaw osiowy łączników w kierunku podłużnym nie powinien przekraczać 6-krotnej całkowitej grubości płyty ani 800 mm. Odległość między brzegiem łącznika i krawędzią półki belki, do której jest przypawany, powinna być nie mniejsza niż 20 mm. Rozstaw sworzni w kierunku działania siły ścinającej powinien być nie mniejszy niż $5d$; rozstaw sworzni w kierunku poprzecznym do kierunku działania siły ścinającej powinien być nie mniejszy niż $2,5d$ w płytach jednolitych i $4d$ w innych przypadkach.

Z wyjątkiem belek, w których sworznie przyspawane są wprost nad środkiem, średnica sworznia nie powinna przekraczać 2,5-krotnej grubości części, do której jest on przypawany.

Zakotwienie i otulina łączników

Powierzchnia łącznika, która przenosi siły odrywające (dolna powierzchnia główki) powinna wystawać ponad dolne zbrojenie płyty nie mniej niż 30 mm. Otulina betonowa ponad łącznikiem, jeśli jest wymagana, powinna być przyjęta jak dla zbrojenia płyty z możliwością zmniejszenia o 5 mm, lecz do wartości nie mniejszej niż 20 mm. Jeżeli otulina nie jest wymagana to wierzch łącznika może licować z górną powierzchnią płyty. W płytach z blachami profilowanymi łączniki powinny wystawać nie mniej niż $2d$ ponad górną powierzchnię blach.

2.2 Belki zespolone [4]

2.2.1 Informacje ogólne

Belki zespolone mają zwykle przekrój teowy złożony ze stalowego żebra i żelbetowej płyty. W elementach swobodnie podpartych płyta jest ściskana, podczas gdy stalowe żebro, a szczególnie jego pas dolny, przejmuje siłę rozciągającą. Rozwiązanie to jest najczęściej stosowane, gdyż umożliwia efektywne wykorzystanie właściwości obu zastosowanych materiałów.

Belki zespolone stalowo-betonowe należy zabezpieczyć przed rozwarstwieniem na całej długości elementu za pomocą łączników i zbrojenia poprzecznego. Łączniki stosuje się w celu zespolenia płyty z elementem stalowym, natomiast zbrojenie poprzeczne w celu zabezpieczenia betonu przed ścięciem w otoczeniu łączników.

Zespolenie belki może być pełne lub częściowe. Zespolenie pełne ma miejsce wtedy, gdy zwiększenie liczby łączników ścinanych nie powoduje zwiększenia nośności obliczeniowej elementu, w innym przypadku zespolenie jest częściowe.

Z uwagi na nierównomierny rozkład naprężeń normalnych w betonowym pasie belki zespolonej w obliczeniach stosowana jest tzw. szerokość efektywna. Efektywną szerokością w belkach zespolonych określa się taką szerokość płyty, która wystarcza do przeniesienia siły osiowej przy założeniu równomiernego rozkładu naprężeń maksymalnych. Rzeczywistą szerokość płyty b zastępuje się zastępczą szerokością efektywną b_{eff} . Całkowitą szerokość efektywną b_{eff} płyty betonowej jako półki przekroju teowego (rys. 5) określają normowe wzory:

- w przęsłach i nad podporami wewnętrznymi

$$b_{eff} = b_o + \sum b_{ei} \quad (5)$$

gdzie:

b_o – szerokość łącznika lub rozstaw sworzni,
 b_{ei} – jednostronny wysięg półki równy $L_e/8$ nie większy niż do połowy rozstawu belek lub wysięg wspornika,
 L_e – równoważna rozpiętość belki.

- nad podporami skrajnymi

$$b_{eff} = b_o + \sum \beta_i b_{ei} \quad (6)$$

gdzie:

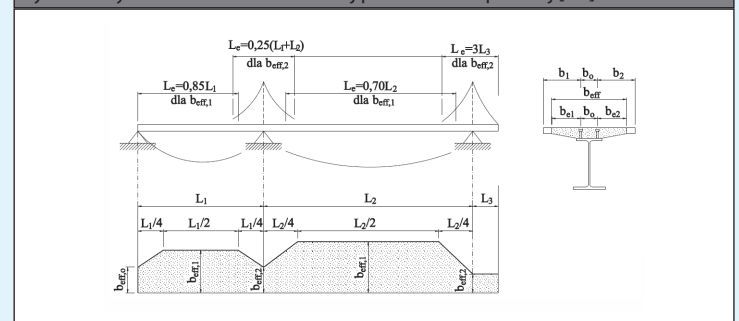
b_o – szerokość łącznika lub rozstaw sworzni,
 b_{ei} – jednostronny wysięg półki równy $L_e/8$ nie większy niż do połowy rozstawu belek lub wysięg wspornika,
 L_e – równoważna rozpiętość belki,
 β_i – współczynnik.

$$\beta_i = 0,55 + \frac{0,025L_e}{b_{ei}} \quad (7)$$

Długość L_e jest przybliżoną odległością między punktami zerowymi momentów zginających.

W przypadku belek swobodnie podpartych długość ta jest równa rozpiętości. Dla belek ciągłych długość L_e można przyjmować wg rysunku 5.

Rys.5 Efektywna szerokość betonowej półki belki zespolonej [N2]



Na potrzeby analizy konstrukcji szerokość efektywną płyty można przyjmować o wartości stałej na całej długości przęsła. Przy sprawdzaniu przekrojów w strefie oddziaływania momentów przęsłowych należy przyjmować wartość w środku odpowiedniej rozpiętości. Przy sprawdzaniu przekrojów w strefie działania momentów podporowych należy przyjmować wartość nad odpowiednią podporą.

Grubość płyty

Grubość płyty płaskiej przyjmuje się zgodnie z wymiarem rzeczywistym. Jeżeli płyta jest wy-

konana na blachach profilowanych z żebrami prostopadłymi do osi belki do obliczeń przekroju zespolonego należy przyjmować wyłącznie grubość płyty bez żeber, której grubość nie może być mniejsza niż 50mm. Całkowita grubość płyty nie może być mniejsza niż 90 mm.

2.2.2 Nośność przekrojów krytycznych

Belki wykonuje się najczęściej z dwuteowników walcowanych o przekroju poprzecznym w klasie 1 lub 2 i oblicza w zakresie plastycznym. W obliczeniach takich belek należy uwzględnić:

- nośność krytycznych przekrojów poprzecznych na zginanie i ścinanie,
- nośność ze względu na zwichrzenie w strefie przypodporowej belek ciągłych,
- nośność na podłużne ścinanie (rozwarstwienie) w płaszczyźnie zespolenia oraz w samej płycie w otoczeniu łączników.

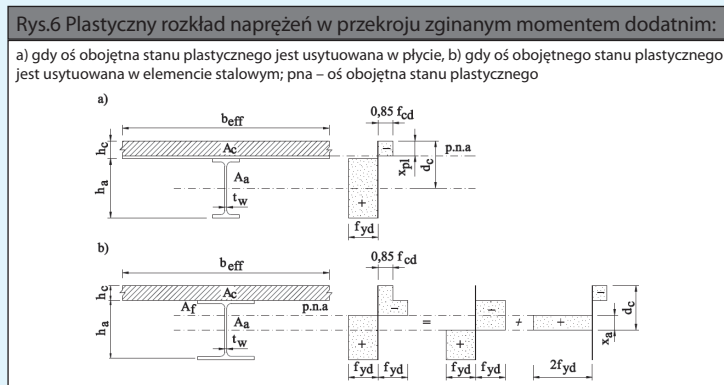
Krytycznymi przekrojami belek są:

- przekroje, w których moment zginający osiąga wartość maksymalną,
- przekroje podporowe,
- przekroje poddane działaniu sił skupionych,
- miejsca, w których następuje nagle zmiana przekroju poprzecznego

Plastyczny rozkład naprężeń w przekroju zginanym momentem dodatnim przedstawiono na rysunku 6. Przy obliczaniu $M_{pl,Rd}$ przyjmuje się, że naprężenia ściskające lub rozciągające w stali konstrukcyjnej osiągają obliczeniową

granicę plastyczności $f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = f_y$, a efektywne pole przekroju betonu ściskanego przenosi na-

prężenia $0,85f_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ stałe na całej wysokości między plastyczną osią obojętną i najbardziej ściskanym włóknom betonu.



Nośność przekroju oblicza się w zależności od położenia osi obojętnej. W celu określenia położenia osi obojętnej stanu plastycznego należy sprawdzić, czy nośność efektywnego przekroju płyty betonowej na ściskanie $0,85f_{cd}A_c$ jest większa od nośności przekroju belki stalowej na rozciąganie $f_{yd}A_a$. Jeśli tak jest, to oś obojętna przechodzi przez płytę, a jeśli nie, to przez belkę stalową (przez pas lub środek belki).

Przypadek 1 (rys. 6a)

Oś obojętna znajduje się w płycie betonowej, gdy $A_a f_{yd} < 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c$. Jej położenie względem górnej powierzchni płyty, x_{pl} , można wyznaczyć z równania $0,85 f_{cd} b_{eff} x_{pl} = f_{yd} A_a$, stąd

$$x_{pl} = \frac{f_{yd} A_a}{0,85 f_{cd} b_{eff}} \quad (8)$$

Nośność obliczeniowa przekroju zespolonego

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} A_a (d_c - 0,5 x_{pl}) \quad (9)$$

Obliczeniowa podłużna siła ścinająca (rozwarstwiająca) jest równa różnicy siły ściskającej w płycie belki z pełnym zespoleniem N_{cf} lub rozciągającej w belce stalowej $N_{pl,a}$ na odcinku między podporą, a przekrojem maksymalnego momentu

$$V_{l,Ed} = |N_{c,f}| = |N_{pl,a}| = f_{yd} A_a \quad (10)$$

Przypadek 2

Oś obojętna przechodzi przez półkę belki stalowej, gdy $f_{yd} A_a > 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c > f_{yd} (A_a - 2A_f)$. Można wówczas bezpiecznie przyjąć $x_{pl} = h_c$ i pominąć udział górnej półki belki stalowej w przenoszeniu zginania. Wówczas wzór (9) przybiera postać:

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} (A_a - A_f) (d_c - 0,5 h_c) \quad (11)$$

gdzie:

d_c – oznacza położenie nowego środka ciężkości belki stalowej względem górnej powierzchni płyty. Obliczeniowa podłużna siła ścinająca (rozwarstwiająca) jest równa różnicy siły ściskającej w płycie N_{cf} na odcinku między podporą, a przekrojem maksymalnego momentu

$$V_{l,Ed} = N_{c,f} = 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c \quad (12)$$

Przypadek 3 (rys. 6b)

Oś obojętna przechodzi przez środek belki stalowej, gdy $0,85 f_{cd} b_{eff} h_c < f_{yd} (A_a - 2A_f)$.

Położenie osi obojętnej względem środka ciężkości belki stalowej x_a , można wyznaczyć z równania $0,85 f_{cd} b_{eff} h_c = 2x_a f_{yd} t_w$, stąd

$$x_a = \frac{0,85 f_{cd} b_{eff} h_c}{2 f_{yd} t_w} \quad (13)$$

Nośność obliczeniowa przekroju zespolonego

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} W_{pl} + 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c (d_c - 0,5 h_c - 0,5 x_a) \quad (14)$$

gdzie:

W_{pl} – wskaźnik oporu plastycznego przy zginaniu przekroju belki stalowej.

Ścinanie poprzeczne

Nośność plastyczną przekroju poprzecznego belki zespolonej określa się jako nośność przekroju stalowego

$$V_{pl,Rd} = f_{yd} \frac{A_v}{\sqrt{3}} \quad (15)$$

gdzie:

A_v – pole przekroju poprzecznego belki przenoszące ścinanie.

Zginanie i ścinanie poprzeczne

Jeśli siła poprzeczna V_{Ed} przekracza połowę nośności na ścinanie V_{Rd} przyjętej jako mniejsza z wartości $V_{pl,Rd}$ lub $V_{b,Rd}$, to należy uwzględnić jej wpływ na zginanie. Wpływ ścinania na nośność na zginanie przekrojów klasy 1 i 2 uwzględnia się przez zmniejszenie wytrzymałości stali w strefie ścinania do wartości $(1-\rho)f_{yd}$, gdzie:

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 \quad (16)$$

Ścinanie podłużne (rozwarstwienie)

Podłużna siła ścinająca jest przenoszona przez łączniki i zbrojenie poprzeczne w płycie. Liczba łączników na odcinku między podporą a przekrojem maksymalnego momentu powinna spełniać warunek:

$$n_f \geq \frac{N_{c,f}}{P_{Rd}} \quad (17)$$

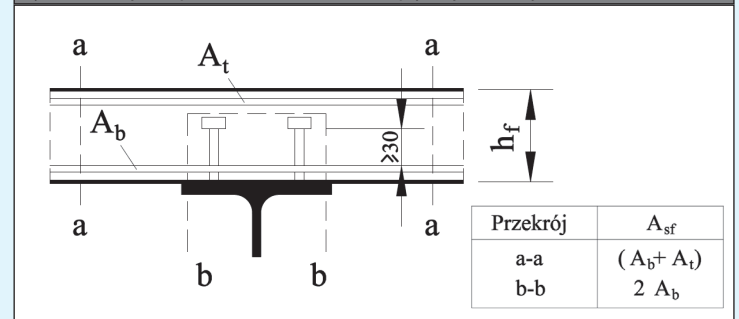
gdzie:

$N_{c,f}$ – obliczeniowa podłużna siła ścinająca,

P_{Rd} – obliczeniowa nośność łącznika.

Łączniki należy rozmieszczać na całej długości przęsła belki zgodnie z warunkami podanymi wcześniej. W celu zabezpieczenia płyty przed ścięciem lub rozszczepieniem w otoczeniu łączników należy przewidzieć odpowiednie zbrojenie poprzeczne. Potencjalne powierzchnie ścinania w jednolitej płycie żelbetowej przedstawiono na rysunku 7.

Rys.7 Potencjalne powierzchnie ścinania w płycie jednolitej [N2]



Podłużne naprężenia styczne v_{Ed} w płaszczyźnie styku między jedną stroną półki betonowej i belką stalową (płaszczyzna a-a na rysunku 7) są równe zmianie siły normalnej podłużnej na długości rozpatrywanej części półki, zgodnie ze wzorem:

$$v_{Ed} \geq \frac{\Delta N_{c,f}}{2 h_f \Delta x} \quad (18)$$

gdzie:

$\Delta N_{c,f}$ – oznacza zmianę siły normalnej w płycie na długości rozpatrywanego odcinka Δx .

Gdy powierzchnia ścinania przechodzi wokół łączników ścinanych (powierzchnia b-b na rysunku 7), zamiast h_f we wzorze (18) należy przyjmować długość śladu powierzchni ścinania. Długość odcinka Δx przyjmuje się nie większą niż:

- połowa odległości między przekrojami, w których $M=0$ lub odległość między przekrojami, w których $M=0$ i $M=M_{max}$,
- odległość pomiędzy siłami skupionymi.

Stan graniczny nośności może być osiągnięty ze względu na ściskanie krzyżulców lub rozciąganie ciągów.

Zbrojenie poprzeczne na jednostkę długości A_{sf}/s_f można określić ze wzoru:
gdzie:

$$A_{sf}/s_f \geq \frac{v_{Ed} h_f}{f_{sd} t g \theta_f} \quad (19)$$

f_{sd} – obliczeniowa graniczna plastyczność zbrojenia.

Zmiażdżeniu ściskanych krzyżulców w półce zapobiega się spełniając warunek:

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (20)$$

gdzie:

v – współczynnik równy $v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$

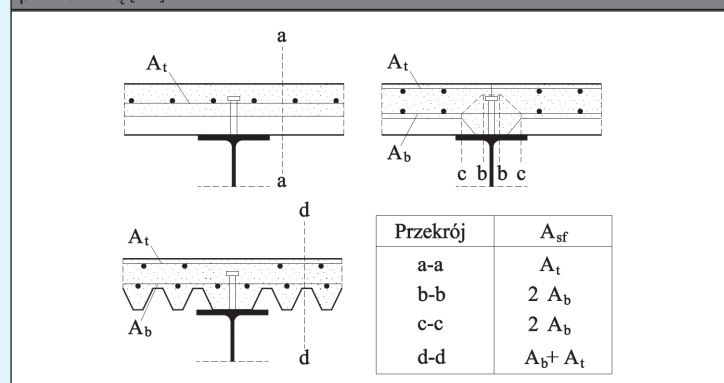
Zalecanymi wartościami $ctg \theta_f$ w przypadku płyt ściskanych są zakresy wartości:

$$1,0 \leq ctg \theta_f \leq (45^\circ \geq \theta_f > 26,5^\circ)$$

W płytach zespolonych z blachą profilowaną potencjalne powierzchnie ścinania przedstawiono na rysunku 8. Nośność płyty na podłużne ścinanie w poszczególnych przekrojach należy obliczać z uwzględnieniem następujących warunków dodatkowych:

- w przekroju a-a należy pominąć beton wypełniający żebra blachy.
- w przekroju b-b można nie sprawdzać nośności na ścinanie jeśli nośność łączników została określona przy zastosowaniu współczynnika zmniejszającego k_t wg wzoru (4).
- w przekroju c-c należy pominąć beton położony poniżej górnej powierzchni blachy (za wyjątkiem przypadków zbadanych doświadczalnie).

Rys.8 Potencjalne powierzchnie ścinania w płytach zespolonych z blachą profilowaną [N2]



Jeżeli blacha w przekroju a-a jest ciągła nad górną półką belki stalowej a zespolenie jest mechaniczne lub cienne to można uwzględnić udział blachy w zbrojeniu poprzecznym. Wtedy: gdzie:

$$\frac{A_{sf} f_{sd}}{s_f + A_{pe} f_{yp,d}} > v_{Ed} h_f ctg \theta_f \quad (21)$$

A_{pe} – efektywny przekrój poprzeczny profilowanej blachy stalowej z otworami na łączniki, na jednostkę długości belki.

Jeżeli w przekroju a-a sworznie są przyspawane do belki stalowej bezpośrednio przez blachę, to udział blachy w zbrojeniu poprzecznym wynosi

$$\frac{P_{pb,Rs}}{s} a_{le} \leq A_p f_{yp,d} \quad (22)$$

gdzie:

$P_{pb,Rd}$ – obliczeniowa nośność sworzni przyspawanych przez blachę,
 s – podłużna odległość między osiami sworzni.

Nośność obliczeniową $P_{pb,Rd}$ przyjmuje się jako mniejszą z obliczeniowych nośności na ścinanie sworzni według wzorów (1) i (2) lub nośności blachy na docisk określonej wzorem:

$$P_{pb,Rd} = k d_{d0} t f_{yp,d} \quad (23)$$

gdzie:

d_{d0} – średnica spoiny wieńcowej łącznika sworznioowego, którą można przyjmować równą 1,1 średnicy trzonu sworznia,
w którym:

$$k = \frac{1+a}{d_{d0}} \leq 6,0 \quad (24)$$

gdzie:

a – odległość osi sworznia od końca blachy, nie mniej niż $1,5 d_{d0}$,

t – grubość blachy.

Minimalny procent zbrojenia (0,2%) odnosi się do powierzchni betonu powyżej żebrowania blachy.

2.2.3 Sprawdzenie stanów granicznych użytkowalności

Stanami granicznymi użytkowalności belek zespolonych są:

- ugięcie,
- zarysowanie betonu.

Ugięcie

Ugięcie belki stalowej od obciążeń przyłożonych przed zespoleniem oblicza się zgodnie z PN-EN 1993-1-1 [N5]. Ugięcie belki zespolonej od obciążeń przyłożonych po zespoleniu oblicza się przy wykorzystaniu analizy sprężystej metodą przekroju zastępczego. Ugięcie całkowite oblicza się stosując zasadę superpozycji. Graniczne wartości ugięć powinny być podane w specyfikacji projektowej i uzgodnione z inwestorem. Zaleca się aby ugięcie całkowite netto (po odjęciu ewentualnej strzałki odwrotnej) oraz strzałka ugięcia od obciążeń zmiennych nie przekraczały 1/250 rozpiętości belki. Metoda przekroju zastępczego polega na zastąpieniu rzeczywistego przekroju belki przekrojem o cechach wytrzymałościowych jednego wybranego materiału. W metodzie przekroju zastępczego wpływ skurczu i pełzania betonu oraz zmian temperatury na stan odkształcenia i naprężenia oraz ugięcia belek są uwzględniane w sposób przybliżony. Szczegółowe ustalenia są podane w PN-EN 1994-1-1/p.5.4.2.2 [N2], w zależności od rodzaju i konstrukcji belek, długotrwałości obciążenia oraz wieku betonu w rozpatrywanej chwili i w czasie obciążenia.

W obliczeniach belek stropowych wpływ pełzania można uwzględnić zastępując pole przekroju betonu A_c przez równoważne pole przekroju stali konstrukcyjnej A_s/n gdzie n jest nominalnym stosunkiem modułów sprężystości

$$n = \frac{E_a}{E_{c,eff}} \quad (25)$$

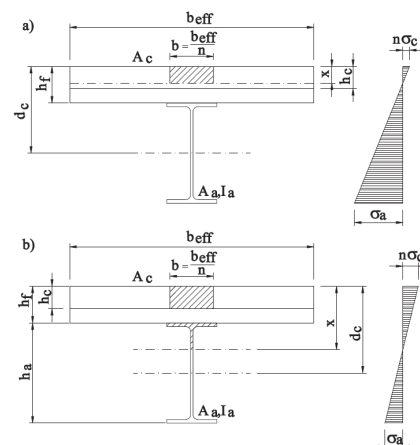
gdzie:

E_a – moduł sprężystości stali konstrukcyjnej,
 $E_{c,eff}$ – efektywny moduł sprężystości betonu, który można w budynkach zazwyczaj przyjmować jako $E_{cm}/2$.

Przekrój zastępczy belki zespolonej oraz rozkład naprężeń sprężystych przedstawiono na rysunku 9.

Rys.9 Przekrój zastępczy belki zespolonej i rozkład naprężeń sprężystych przy zginaniu momentem dodatnim:

- a) oś obojętna znajduje się w płycie,
 b) oś obojętna znajduje się w środku belki stalowej



W zależności od wielkości odległości osi obojętnej od górnej powierzchni betonu x moment bezwładności przekroju zespolonego I_1 wynosi:
 Gdy $x < h_c$ wówczas:

$$I_1 = \frac{bx^3}{3} + I_a + A_a(d_c - x)^2 \quad (26)$$

a gdy $x > h_c$ wówczas:

$$I_1 = \frac{bh_c^3}{12} + bh_c(x - \frac{h_c}{2})^2 + I_a + A_a(d_c - x)^2 \quad (27)$$

Zarysowanie betonu

Szerokość rys ogranicza się do wielkości granicznych za pomocą podłużnego zbrojenia o odpowiednich średnicach i rozstawie prętów. Minimalny przekrój zbrojenia nad podporą wewnętrzną oraz maksymalne średnice prętów należy przyjmować zgodnie z zaleceniami podanymi w PN-EN 1994-1-1/7.4.2 [N2].

W przypadku gdy belki w budynku są projektowane jako swobodnie podparte, a ich płyta jest ciągła, przekrój podłużnego zbrojenia rozmieszczonego na efektywnej szerokości płyty, powinny być nie mniejsze niż :

- 0,4% powierzchni przekroju betonu w przypadku elementów podpartych montażowo,
- 0,2% powierzchni przekroju betonu dla elementów nie podpartych montażowo.

2.3 Słupy zespolone [4]

2.3.1 Ogólne zasady kształtowania i obliczania

Trzony słupów projektuje się w postaci obetonowanych kształtowników stalowych lub rur wypełnionych betonem. Obetonowanie kształtowników może być całkowite lub częściowe. Szczegółowe warunki jakim powinny odpowiadać przekroje słupów są podane w PN-EN 1994-1-1/8.7.1 [N2]. W elementach obetonowanych należy stosować zbrojenie złożone z prętów podłużnych i strzemion zgodnie z wymaganiami PN-EN 1992-1-1 [N4] dla słupów żelbetowych. Grubość otuliny słupa stalowego w elementach całkowicie obetonowanych powinna być nie mniejsza niż 40 mm i nie mniejsza niż 1/6 szerokości półki kształtownika.

Udział stali konstrukcyjnej w przenoszeniu obciążeń powinien mieścić się w granicach:

$$0,2 \leq \delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,9 \quad (28)$$

gdzie:

$N_{pl,Rd}$ – nośność przekroju zespolonego na ściskanie w stanie plastycznym wg wzoru (29).

Obliczenia słupów powinny obejmować:

- sprawdzenie nośności elementu,
- sprawdzenie statyczności miejscowej,
- sprawdzeni sposobu wprowadzenia obciążeń,
- sprawdzenie ścinania między stalą i betonem.

2.3.2 Nośność bisymetrycznego przekroju poprzecznego słupa

Nośność przekroju zespolonego na ściskanie należy obliczać:

- w elementach obetonowanych całkowicie lub częściowo

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (29)$$

- w elementach wypełnionych betonem

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_s f_{sd} \quad (30)$$

gdzie:

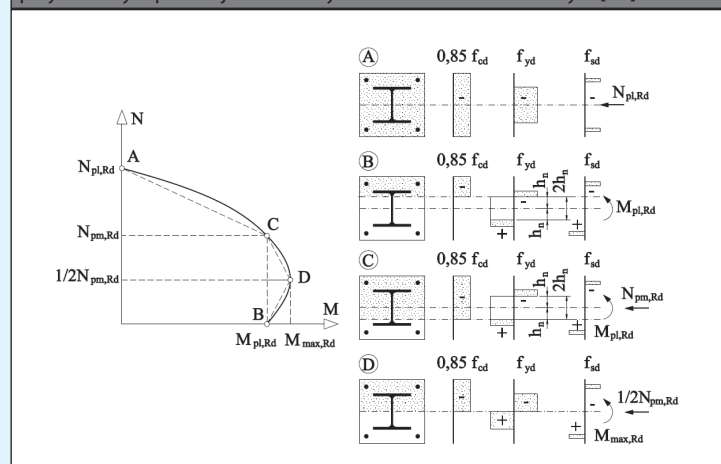
A_a, A_c, A_s , – pola przekrojów stali konstrukcyjnej, betonu i zbrojenia,

f_{yd}, f_{cd}, f_{sd} , – wytrzymałości obliczeniowe stali konstrukcyjnej, betonu i zbrojenia.

Dla uproszczenia, krzywą interakcji można zastąpić wielobokiem poprowadzonym przez charakterystyczne punkty krzywej jak na rysunku 10. Na rysunku tym pokazano również przykładowe rozkłady naprężeń plastycznych w całkowicie obetonowanym przekroju poprzecznym słupa, odpowiadające charakterystycznym punktom wykresu interakcji.

Przyjęto, że przy czystym zginaniu oś obojętna stanu plastycznego leży między pasami dwuteownika, w odległości h_n od osi symetrii przekroju.

Rys.10 Uproszczony wykres interakcji i odpowiadające rozkłady naprężeń w przykładowym przekroju dwuteowym całkowicie obetonowanym [N2]



Wartości sił i momentów odpowiadających charakterystycznym punktom krzywej interakcji oblicza się następująco:

- w punkcie A – $N_{pl,Rd}$ wg (29) i (30),
- w punkcie C

$$N_{pm,Rd} = A_c (\alpha f_{cd}) \quad (31)$$

- w punkcie D

$$M_{max,Rd} = W_{pa} f_{yd} + W_{ps} f_{sd} + 0,5 W_{pc} (\alpha f_{cd}) \quad (32)$$

- w punktach B i C

$$M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - W_{pan} f_{yd} - W_{psn} f_{sd} - 0,5 W_{pcn} (\alpha f_{cd}) \quad (33)$$

gdzie:

W_{pa}, W_{ps}, W_{pc} – wskaźniki oporu plastycznego przekrojów stali konstrukcyjnej, zbrojenia i betonu,

$W_{pan}, W_{psn}, W_{pcn}$ – wskaźniki oporu plastycznego prze-

krojów stali konstrukcyjnej, zbrojenia i betonu mieszczących się w obszarze o wysokości $2h_n$, $\alpha=0,85$ dla przekrojów obetonowanych i $\alpha=1$ dla rur wypełnionych betonem.

Wysokość h_n oblicza się ze wzoru:

$$h_n = \frac{A_c f_{cd}}{2b_c f_{cd} + 2t_w(2f_{yd} - f_{cd})} \quad (34)$$

gdzie:

b_c - szerokość obetonowania przekroju stalowego.

W rurach o przekroju kołowym wypełnionych betonem można uwzględnić wzrost wytrzymałości betonu z powodu ograniczenia odkształceń poprzecznych zgodnie z zasadami podanymi w normie.

2.3.3 Nośność słupów osiowo ściskanych

Słup ma wystarczającą nośność, jeżeli dla obu osi przekroju jest spełniony warunek:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1 \quad (35)$$

gdzie:

N_{Ed} - obliczeniowa siła ściskająca,

$N_{pl,Rd}$ - nośność przekroju zespolonego na ściskanie w zakresie plastycznym według wzoru (29) lub (30),

χ - współczynnik redukcyjny dla stosowanej postaci wyboczenia podany w PN-EN 1993-1-1/6.3.1.2 [N5] w zależności od względnej smukłości λ .

Smukłość względną elementu w rozpatrywanej płaszczyźnie oblicza się wg wzoru:

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (36)$$

gdzie:

$N_{pl,Rk}$ - nośność charakterystyczna przekroju na ściskanie obliczona wg (2.3.2) na podstawie wytrzymałości charakterystycznych,

N_{cr} - siła krytyczna przy wyboczeniu sprężystym określona na podstawie efektywnej sztywności giętej $(EI)_{eff}$. Wartość $(EI)_{eff}$ należy obliczyć według wzorów podanych w punkcie 6.7.3.3 normy.

2.3.3 Nośność słupów jednokierunkowo mimośrodowo ściskanych

Warunek nośności ma postać:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (37)$$

gdzie:

M_{Ed} - maksymalny obliczeniowy moment zginający w słupie z uwzględnieniem imperfekcji i wpływów drugiego rzędu (jeśli występują),

$M_{pl,N,Rd}$ - nośność obliczeniowa na zginanie przekroju zespolonego w zakresie plastycznym z uwzględnieniem siły ściskającej równa $\mu_d M_{pl,Rd}$,
 $M_{pl,Rd}$ - nośność przekroju na zginanie w zakresie plastycznym, patrz punkt B na rys. 10.

Współczynnik α_M należy przyjmować:

- dla gatunków stali od S235 do S355 włącznie $\alpha_M=0,9$,
- dla gatunków S420 i S460 $\alpha_M=0,8$.

Współczynnik $\mu_d = \mu_{dy}$ lub μ_{dz} odnosi się do obliczeniowej nośności przekroju na zginanie w zakresie plastycznym $M_{pl,Rd}$ w rozpatrywanej płaszczyźnie zginania. Wartość $\mu_d > 1$ można przyjmować gdy moment zginający M_{Ed} jest spowodowany działaniem siły N_{Ed} .

2.4 Płyty zespolone z profilowanymi blachami stalowymi [4]

Płyty zespolone tego typu zaleca się projektować w budynkach, w których przeważają obciążenia statyczne.

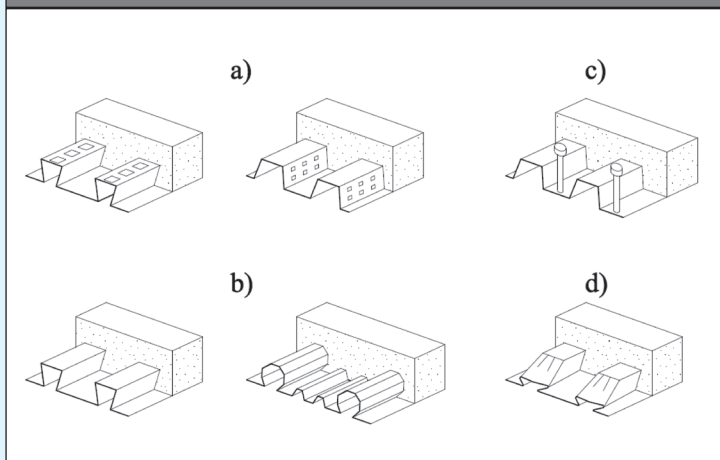
Współdziałanie blachy profilowanej z betonem zapewnia się za pomocą następujących sposobów (rys. 11):

- zespolenie mechaniczne za pomocą karbów lub wytłoczeń blachy (rys.11a),
- zespolenie cienne przez ukształtowanie blachy wywołującej siły docisku (rys. 11b),
- zakotwienie końców blachy za pomocą przyspawanych łączników (rys.11c), stosowane łącznie z a) lub b),
- zakotwienie końcowe utworzone przez deformacje fałd blachy (rys.11d) stosowane łącznie z b).

Podobnie jak w przypadku belek możliwe jest występowanie przypadku pełnego i częściowego zespolenia stalowej blachy profilowanej i płyty betonowej.

Przeszło płyty jest w pełni zespolone, gdy

Rys.11 Typowe sposoby zespolenia blachy profilowanej z betonem [N2]



wzrost nośności ścinanego połączenia podłużnego nie powoduje wzrostu obliczeniowej nośności elementu na zginanie. W innym przypadku zespolenie jest częściowe.

Grubość i zbrojenie płyt.

Całkowita grubość płyty zespolonej powinna być nie mniejsza niż 80 mm. Grubość warstwy betonu h_c ponad górną płaszczyznę żeber powinna być nie mniejsza niż 40 mm. Jeżeli płyta pracuje w zespoleniu z belką lub wykorzystywana jest jako tarcza wówczas całkowita grubość powinna być nie mniejsza niż 90 mm, natomiast wartość h_c nie mniejsza niż 50 mm. Pole przekroju zbrojenia umieszczonego w obrębie grubości betonu h_c powinno być nie mniejsze niż 80 mm²/m w obu kierunkach.

Odstępy prętów zbrojeniowych, uziarnienie kruszywa i długość oparcie płyt należy przyjmować wg PN-EN 1994-1-1 [N2]. Arkusze blachy układają się na podporach stałych i na podporach montażowych, których rozstaw zależy od grubości i liczby przeseł blachy oraz od grubości płyty.

Obliczanie płyt.

Obliczenia powinny zawierać:

- w stadium realizacji:
sprawdzenie nośności i ugięć blachy profilowa-
nej wg PN-EN 1993-1-3 [N9],

- w stadium użytkowania:
sprawdzenie stanów granicznych nośności
i użytkowalności płyty zespolonej.

Sprawdzenie stanów granicznych nośności płyty

zespolonej polega na wykazaniu, że siły wewnętrzne E_{di} w przekrojach krytycznych I ÷ III (rys. 12), wywołane działaniem obciążeń obliczeniowych, są nie większe niż nośności obliczeniowe:

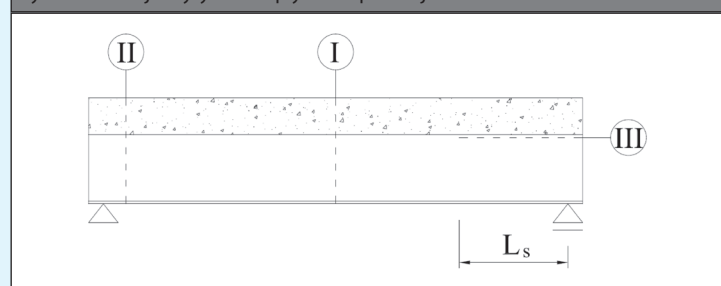
odpowiednio:

$M_{pl,Rd}$ - nośności na zginanie w przekroju I,

$V_{V,Rd}^{pl,Rd}$ - nośności na ścinanie poprzeczne w przekroju II,

V_{lRd} - nośności na ścinanie podłużne (rozwar-

Rys.12 Przekroje krytyczne w płycie zespolonej



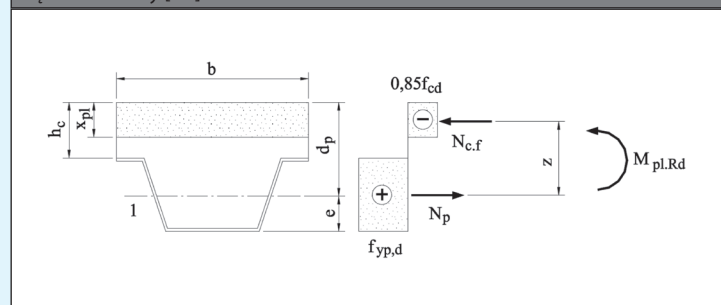
stwienie) na długości ścinania L_s w przekroju III.

Sprawdzenie wymagań stanów granicznych nośności

Przyjmuje się plastyczny rozkład naprężeń w przekroju zginanym. Położenie osi obojętnej w stanie granicznym nośności pod działaniem momentów przesłowych wyznacza się z warunku równowagi wypadkowych sił ściskających w betonie i rozciągających w stalowej blasze profilowanej. Możliwe są dwa przypadki. Jeśli nośność na ściskanie efektywnego przekroju płyty betonowej ponad blachą jest większa od nośności na rozciąganie blachy, oś obojętna znajduje się płycie betonowej, w przeciwnym przypadku przecina blachę profilowaną. Przypadek 1 (rys. 13)

$$0,85 f_{cd} b_{hc} > f_{yp,d} A_p \quad (38)$$

Rys.13 Rozkład naprężeń przy zginaniu w przekroju przeszłowym w przypadku gdy oś obojętna jest usytuowana ponad blachą profilowaną: 1- oś środka ciężkości blachy [N2]



Oś obojętna usytuowana jest ponad blachą profilowaną, gdy spełniony jest warunek:

$$0,85f_{cd}b_{hc} > f_{yp,d}A_p \quad (38)$$

Położenie osi obojętnej można określić w tym przypadku ze wzoru

$$x_{pl} = \frac{f_{yp,d}A_p}{0,85f_{cd}b} \quad (39)$$

a nośność obliczeniową płyty zespolonej ze wzoru

$$M_{pl,Rd} = N_p z \quad (40)$$

gdzie:

$$N_p = f_{yp,d}A_p$$

$$z = d_p - 0,5x_{pl}$$

w których:

A_p - pole przekroju blachy profilowanej w strefie rozciąganej na szerokości b ,

d_p - odległość od górnej krawędzi płyty do środka ciężkości efektywnego przekroju blachy profilowanej,

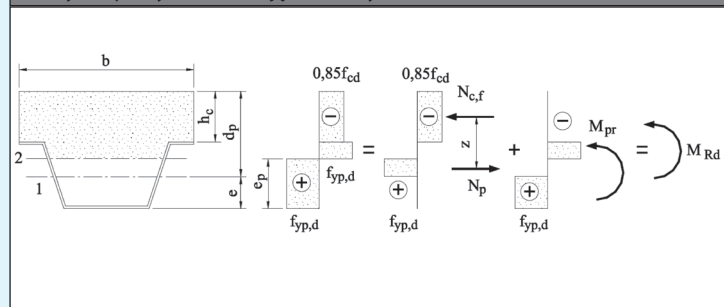
$f_{yp,d}$ - obliczeniowa granica plastyczności blachy profilowanej,

x_{pl} - wysokość ściskanej strefy betonu.

Przypadek 2 (rys. 14)

Oś obojętna usytuowana jest w blasze profilowanej, gdy $0,85f_{cd}b_{hc} < f_{yp,d}A_p$

Rys.14 Rozkład naprężeń przy zginaniu w przekroju przęsłowym w przypadku, gdy oś obojętna jest usytuowana w blasze profilowanej: 1- oś środka ciężkości blachy, 2- plastyczna oś obojętna blachy [N2]



Nośność obliczeniową płyty zespolonej wyznacza się w tym przypadku z rozkładu naprężeń pokazanego na rys. 14.

Wzory na nośność obliczeniową mają w tym wypadku postać

$$M_{Rd} = N_p z + M_{pr} \quad (41)$$

gdzie:

$$N_p = n_f f_{yp,d} A_{pe}, z = d_p - 0,5h_c - (1 - \eta_f)(e_p - e)$$

$$M_{pr} = 1,25(1 - \eta_f)M_{pa} \leq M_{pa}$$

przy czym

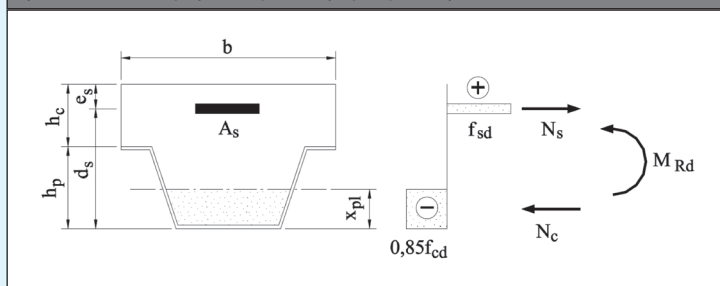
$$\eta_f = \frac{0,85f_{cd}bh_c}{A_{pe}F_{yp,d}}$$

A_{pe} - efektywne pole przekroju blachy,

M_{pa} - obliczeniowa nośność plastyczna na zginanie przekroju blachy.

Nośność przekroju nad podporami pośrednimi płyty ciągłej, przy pominięciu udziału blachy, można wyznaczyć z rozkładu naprężeń przedstawionego na rys. 15. Wzorów na nośność nie przytacza się. W praktyce bowiem płyty ciągłe można projektować jako szereg płyt swobodnie podpartych, pod warunkiem zastosowania nad podporami pośrednimi zbrojenia przeciwdziałającego zarysowaniu betonu. Przekrój tego zbrojenia powinien wynosić nie mniej niż 0,2% przekroju betonu powyżej żeber blachy w przypadku płyty nie podpartej montażowo i nie mniej niż 0,4% tego przekroju w przypadku zastosowania podparcia montażowego.

Rys.15 Rozkład naprężeń w przekroju podporowym [N2]



Ścinanie podłużne

Nośność na ścinanie podłużne jest zwykle podawana w katalogach producentów blach lub aprobatkach technicznych. Określana jest na podstawie badań doświadczalnych. Warunek nośności na ścinanie podłużne można sprawdzać metodą „m-k” lub metodą częściowego zespolenia wg PN-EN 1994-1-1 [N2].

Ścinanie pionowe

Nośność na ścinanie pionowe płyty zespolonej na szerokości równej odległości pomiędzy środkami żeber, określa się zgodnie z PN-EN 1992-1-1/6.2.2 [N4].

Sprawdzenie stanów granicznych użytkowalności

Stanami użytkowalności płyt zespolonych są:

- zarysowanie betonu,
- ugięcia stalowego poszycia i płyty zespolonej.

Szerokość rys w strefie momentu ujemnego płyty ciągłej sprawdza się jak w konstrukcjach betonowych zgodnie z PN-EN 1992-1-1/7.3 [N4].

Ugięcia blachy jako stalowego poszycia od ciężaru własnego i ciężaru świeżego betonu oblicza się zgodnie z PN-EN 1993-1-3/7 [N13], a ugięcie płyty zespolonej według PN-EN 1994-1-1/5 [N2] z pominięciem efektu skurczu betonu. W pierwszym przypadku należy pamiętać o posiłkowaniu się efektywnymi charakterystykami cienkościennych profili, przy czym dodatkowym utrudnieniem statycznym może być odmienna wartość charakterystyk geometrycznych blachy w strefie przęsłowej i podporowej. W praktyce trudności te jednak są najczęściej nieistotne, bowiem w katalogach producentów podane są dopuszczalne rozpiętości przęseł blachy spełniające stosowne wymagania nie tylko sztywności ale również nośności dla szerokiego zakresu grubości płyt betonowych.

Ugięcie płyty zespolonej nie powinno powodować uszkodzeń ścianek działowych oraz innych elementów wyposażenia lub wykończenia budynku. Graniczne wartości należy ustalić w projekcie i uzgodnić z inwestorem.

3. Przykład

Sprawdzić nośność oraz sztywność belki zespolonej swobodnie podpartej

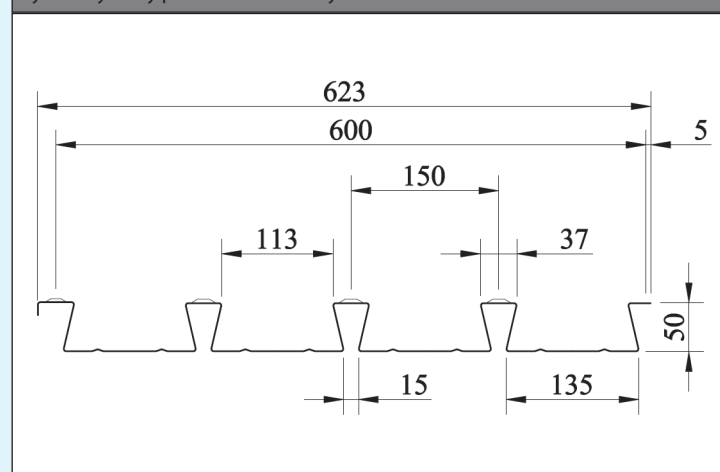
Założenia projektowe:

Przedmiotem obliczeń jest swobodnie podparta belka stropowa, zespolona z płytą betonową na profilowanych blachach typu HOLORIB SHR. Płyta wykonana będzie z betonu C25/30, zbrojona stałą klasy A-III. Wymiary podstawowe arkusza blachy podano na rysunku 16. Rozpiętość obliczeniowa przęsła belki $L = 6,5 \text{ m}$. Rozstaw belek $a = 2,4 \text{ m}$. Całkowita grubość stropu $h_f = 110 \text{ mm}$ (w kontekście rysunku nr 6 i wzorów 8 do 14 należy pamiętać, iż w przypadku płyt betonowych pełnych będzie $h_c = h_f$, natomiast w przypadku płyt na profilowanych blachach stalowych h_c oznacza tylko grubość płyty ponad górną powierzchnią blachy), wysokość blach $h_p = 50 \text{ mm}$, moduł fałd blachy $b_s = 150 \text{ mm}$. Belki zaprojek-

towano z kształtowników walcowanych IPE220. Łączniki sworzniowe zespalaające przyjęto o średnicy 19mm, zakładając ich spawanie przez blachę profilowaną na placu budowy. Wysokość łączników $h_{sc} = 100 \text{ mm}$.

Obciążenia użytkowe stropu $2,5 \text{ kN/m}^2$, obciążenia stałe stropu $2,4 \text{ kN/m}^2$ (warstwy wykończeniowe, ścianki działowe). Belki w fazie realizacji będą podparte montażowo.

Rys.16 Wymiary podstawowe blachy HOLORIB SHR



Dane techniczne blachy profilowanej:

pole przekroju $A_p = 13,2 \text{ cm}^2/\text{m}$, masa $11,0 \text{ kg/m}^2$, przyjęto do obliczeń ciężar blachy $0,11 \text{ kN/m}^2$, przekrój poprzeczny betonu $1010 \text{ cm}^2/\text{m}$,

Dane techniczne belki stalowej:

$h = 220 \text{ mm}$, $b_f = 110 \text{ mm}$, $t_f = 9,2 \text{ mm}$, $t_w = 5,9 \text{ mm}$, $r = 12 \text{ mm}$, $A = 33,4 \text{ cm}^2$, $I_y = 2770 \text{ cm}^4$, $W_{ply} = 285 \text{ cm}^3$, $W_{ely} = 252 \text{ cm}^3$

Dane materiałowe:

Stal konstrukcyjna: $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $E = 210000 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,0$

Łączniki sworzniowe: $f_u = 450 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_s = 1,25$

Beton: $f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$ (należy odnotować, iż w krajowych zaleceniach PN-EN 1992-1-1 [N4] przyjęto częściowy współczynnik bezpieczeństwa o wartości 1,4, w przykładzie przyjęto wartość 1,5 jak w EN 1992-1-1), $f_{ctd} = 1,2 \text{ N/mm}^2$, $E_{cm} = 31000 \text{ N/mm}^2$

Obliczenie nośności i sztywności w fazie realizacji:

Zastosowanie podparcia montażowego belki praktycznie eliminuje wpływ ugięć i naprężeń powstałych w fazie realizacji. Sprawdzenie nośności belki, które w przypadku przypawania łączników sworzniowych przez blachę na placu budowy może być rozpatrywane z pominięciem zwiczenia, należy wykonać wg normy projek-

towania konstrukcji stalowych PN-EN 1993-1-1 [N5]. W obliczeniach należy uwzględnić ponadto zalecenia PN-EN 1991-1-6 [N8].

Obliczenie nośności i sztywności w fazie użytkowania:

Zestawienie obciążeń podano w tabeli 2.

Obciążenie płytą betonową wynosi:

$$1010 \cdot 10^{-4} \cdot 25 \cdot 2,4 = 6,06 \text{ kN/m},$$

Obciążenia stałe stropu

$$2,4 \cdot 2,4 = 5,76 \text{ kN/m},$$

obciążenia użytkowe

$$2,5 \cdot 2,4 = 6,00 \text{ kN/m}.$$

Tabela 2. Zestawienie obciążeń w fazie użytkowania				
Rodzaj obciążenia	Obciążenia char. [kN/m]	Współczynnik obciążenia	Obliczenia char. [kN/m]	
Ciężar płyty betonowej	6,06	1,35/1,15		8,18/6,97
Ciężar blachy perforowanej	0,26	1,35/1,15		0,35/0,30
Ciężar belki	0,26	1,35/1,15		0,35/0,30
Obciążenia stałe stropu	5,76	1,35/1,15		7,78/6,62
Razem	12,34	1,35/1,15		16,66/14,19
Obciążenia użytkowe	6,00	1,05/1,50		6,30/9,00

Maksymalna wartość obciążeń obliczeniowych

$$q_d = 14,19 + 9,00 = 23,19 \text{ kN/m}$$

Obciążenia charakterystyczne

$$q_k = 12,34 + 6,00 = 18,34 \text{ kN/m}$$

Maksymalny moment zginający

$$M_{Ed} = \frac{q_d L^2}{8} = \frac{23,19 \cdot 6,5^2}{8} = 122,5 \text{ kNm}$$

Maksymalna siła poprzeczna

$$V_{Ed} = \frac{q_d L}{2} = \frac{23,19 \cdot 6,5}{2} = 75,4 \text{ kN}$$

Moment od obciążeń charakterystycznych

$$M_{Ek} = \frac{q_k L^2}{8} = \frac{18,34 \cdot 6,5^2}{8} = 96,8 \text{ kNm}$$

Nośność łączników sworzniowych

Nośność obliczeniowa łącznika

$$P_{Rd} = \min \left[\frac{0,8 \frac{f_u}{\gamma_v} \frac{\pi d^2}{4}}{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v}} \right]$$

$$P_{Rd} = \min \left[\frac{0,8 \frac{450000}{1,25} \frac{\pi \cdot 0,019^2}{4}}{0,29 \cdot 1,0 \cdot 0,019^2 \sqrt{25 \cdot 31 \cdot 10^9} \frac{1}{1,25}} \right] = \left[\frac{81,6}{73,7} \right] = 73,7 \text{ kN}$$

Z uwagi na proporcje $h_{sc}/d = 100/19 = 5,26 > 4$ przyjęto współczynnik nośności $\alpha = 1,0$.

Współczynnik zmniejszający nośność łączników w płycie na blachach profilowanych dla $b_o = 113 \text{ mm}$, $h_p = 50 \text{ mm}$, liczba łączników w fałdzie $n_r = 1$,

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_o}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \frac{113}{50} \left(\frac{100}{50} - 1 \right) = 1,58$$

Zgodnie z tabelą 1 (6.2 PN-EN 1994-1-1) należy przyjąć $k_t = 0,85$

Nośność zredukowana łączników

$$k_t P_{Rd} = 0,85 \cdot 73,7 = 62,6 \text{ kN}$$

Szerokość efektywna półki betonowej

$$\frac{L}{8} = \frac{6,5}{8} = 0,81 \text{ m} < \frac{a}{2} = \frac{2,4}{2} = 1,2 \text{ m}$$

przyjęto $b_{el} = b_{e2} = 0,81 \text{ m}$

Całkowita szerokość efektywna

$$b_{eff} = b_o + b_{el} + b_{e2} = 0 + 0,81 + 0,81 = 1,62 \text{ m}$$

Nośność płyty betonowej

$$N_{c,Rd} = 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c = 0,85 \cdot 16670 \cdot 1,62 \cdot 0,06 = 1377,3 \text{ kN}$$

Nośność osiowa przekroju belki

$$N_{pl,a,Rd} = A f_{yd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 33,4 \cdot 10^{-4} \frac{355 \cdot 10^3}{1,0} = 1185,7 \text{ kN}$$

Siła ściskająca w płycie

$$N_{c,f} = \min(N_{c,Rd}; N_{pl,a,Rd}) = \min(1377,3; 1185,7) = 1185,7 \text{ kN}$$

Teoretyczna liczba żeber pracujących na ścinanie

$$n_v = \frac{L}{2 \cdot b_s} = \frac{6500}{2 \cdot 150} = 21,7$$

przyjęto do obliczeń 20 łączników.

Sumaryczna nośność łączników

$$N_{c,f} = n_v n_r k_t P_{Rd} = 20 \cdot 1 \cdot 0,85 \cdot 73,7 = 1252,9 \text{ kN}$$

Stopień zespolenia

$$\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}} = \frac{1252,9}{1185,7} = 1,06 > 1$$

występuje przypadek zespolenia pełnego

Nośność obliczeniowa przekroju zespolonego na zginanie

Wysokość strefy ściskanej

$$x_{pl} = \frac{f_{yd} A_a}{0,85 f_{cd} b_{eff}} = \frac{355 \cdot 33,4}{0,85 \cdot 16,7 \cdot 162} = 5,2 \text{ cm} < h_c = 6,0 \text{ cm}$$

Nośność plastyczna przekroju zespolonego przy pełnym zespoleniu

$$M_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} \left(\frac{h}{2} + h_f - \frac{x_{pl}}{2} \right) = 1185,7 \left(\frac{0,22}{2} + 0,11 - \frac{0,052}{2} \right) = 230,4 \text{ kNm}$$

Warunek nośności przekroju

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{122,5}{230,4} = 0,53 < 1$$

Warunek nośności na ścinanie

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,a,Rd}} = \frac{75,4}{325,9} = 0,23 < 1$$

gdzie:

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{15,9 \cdot 35,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 325,9 kN$$

przy czym

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 33,4 - 2 \cdot 11 \cdot 0,92 + (0,59 + 2 \cdot 1,2) \cdot 0,92 = 15,9 cm^2$$

Nie jest wymagana redukcja nośności na zginanie z tytułu działania sił poprzecznych.

Nośność płyty na podłużne ścinanie należy sprawdzać wg wymagań normy PN-EN 1994-1-1 punkt 6.6.6.

Ugięcie belki zespolonej

Przyjęto do obliczeń:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{2} = \frac{31000}{2} + 15500 N/mm^2$$

oraz

$$n = \frac{E_{ap}}{E_{c,eff}} = \frac{210000}{15500} = 13,55$$

Nierówność

$$A(d_c - h_c) = 33,4(22 - 6) = 534,4 cm^3 > \frac{1}{2} b h_c^2 = \frac{1}{2} 11,9 \cdot 6^2 = 214,2 cm^3$$

$$\text{gdzie } d_c = 0,5h + h_f = 0,5 \cdot 22 + 11 = 22 cm, b = \frac{b_{eff}}{n} = \frac{162}{13,55} = 11,9 cm$$

świadczący o tym, iż oś obojętna jest usytuowana poza płytą żelbetową, $x > h_f$.

Położenie osi obojętnej

$$x = \frac{\frac{b h_c^2}{2} + A d_c}{b h_c + A} = \frac{\frac{11,9 \cdot 6^2}{2} + 33,4 \cdot 22}{11,9 \cdot 6 + 33,4} = 9,1 cm$$

Moment bezwładności przekroju sprowadzonego

$$I_1 = I_y = A(d_c - x)^2 + \frac{b h_c^3}{12} + b h_c \left(x - \frac{h_c}{2} \right)^2 = 2770 + 33,44(22 - 9,1)^2 + \frac{11,9 \cdot 6^3}{12} + 11,9 \cdot 6 \left(9,1 - \frac{6}{2} \right)^2 = 11199 cm^4$$

Ugięcie od obciążeń charakterystycznych

Warunek ugięć belki zespolonej

$$\delta = \frac{5 q_k L^4}{384 E I_1} = \frac{5}{384} \frac{18,34 \cdot 6,5^4}{210 \cdot 10^6 \cdot 11199 \cdot 10^{-8}} = 0,018 m = 18 mm$$

Warunek ugięć jest spełniony.

$$\delta_{max} = 18 mm < \frac{L}{250} = \frac{6500}{250} = 26 mm$$

ArCADia-PRESS

Naprężenia w przekroju od obciążeń charakterystycznych

- naprężenia w kształtowniku stalowym
- naprężenia w płycie betonowej

$$\frac{M_{Ek}(h + h_f - x)}{I_1} = \frac{96,8 \cdot 10^6 (220 + 110 - 91)}{11199 \cdot 10^4} = 206,6 N/mm^2 < f_y = 355 N/mm^2$$

Warunki naprężeń są spełnione.

$$\frac{M_{Ek} x}{n I_1} = \frac{96,8 \cdot 10^6 \cdot 91}{13,55 \cdot 11199 \cdot 10^4} = 5,7 N/mm^2 < f_{ck} = 25 N/mm^2$$

Belka spełnia warunki nośności i sztywności, możliwa jest nawet optymalizacja rozwiązania. Należy jednak pamiętać o zastosowanych przybliżeniach w formułach warunków nośności i sztywności, nie tylko w kontekście arbitralnego założenia współczynnika sprężystości betonu $E_{cm}/2$ ale również punktowego oddziaływania podpór montażowych. Ponadto konieczne jest ewentualne uwzględnienie dodatkowych wymagań nośności w warunkach pożarowych określonych w PN-EN 1994-1-2 [N3].

Sławomir Labocha

Bibliografia

- [1] Johnson R.P., Composite Structures of Steel and Concrete. Beams, slabs, columns and frames for buildings. Blackwell Scientific Publications 1994.
- [2] Johnson R.P., Anderson D.: Designers' guide to EN 1994-1-1 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1.1. General rules and rules for buildings. Thomas Telford Publishing, London 2004.
- [3] Rucharczuk W., Labocha S., Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe budynków. Arkady, Warszawa 2007.
- [4] Rucharczuk W., Labocha S.: Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe. Ogólne zasady projektowania. XXVII WPPK s.613-698, Szczyrk 2012.
- [5] Byrdy A.: Obliczanie i wykonywanie stropów betonowych na blachach fałdowych. Inżynieria i Budownictwo Nr 2/2000, s.73-76.
- [6] Byrdy A.: Wymiarowanie zespolonych płyt betonowych na blachach fałdowych według Eurokodu 4. Inżynieria i Budownictwo Nr 2/2001, s.118-121.
- [7] Kozłowski A.: Węzły konstrukcji zespolonych. Rozdział 10 w Projektowanie i obliczanie połączeń i węzłów konstrukcji stalowych pod red. Bródka J. i Kozłowski A., Polskie Wydawnictwo Techniczne, Rzeszów 2009.
- [8] Labocha S.: Obliczanie węzłów konstrukcji zespolonych. XXVII WPPK s.177-239, Szczyrk 2012.

Normy

- [N1] PN-EN 1990 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji.
- [N2] PN-EN 1994-1-1 Eurokod 4 Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [N3] PN-EN 1994-1-2 Eurokod 4 Projektowanie zespolonych konstrukcji stalowo-betonowych. Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.
- [N4] PN-EN 1992-1-1 Eurokod 2 Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [N5] PN-EN 1993-1-1 Eurokod 3 Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [N6] PN-EN ISO 13918 Spawanie - Kołki i pierścienie ceramiczne do łukowego przypawania kołków.
- [N7] PN-EN 1993-1-8 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-8: Projektowanie węzłów.
- [N8] PN-EN 1991-1-6 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-6: Oddziaływania w czasie wykonywania konstrukcji.
- [N9] PN-EN 10025 Wyroby walcowane na gorąco ze stali konstrukcyjnych
- [N10] PN-EN 10149-2 Wyroby płaskie walcowane na gorąco ze stali o podwyższonej granicy plastyczności do obróbki plastycznej na zimno. Warunki dostawy wyrobów walcowanych termomechanicznie.
- [N11] PN-EN 10149-3 Wyroby płaskie walcowane na gorąco ze stali o podwyższonej granicy plastyczności do obróbki plastycznej na zimno. Warunki dostawy wyrobów normalizowanych lub walcowanych normalizująco.
- [N12] PN-EN 10326 Taśmy i blachy ze stali konstrukcyjnej ocynkowanej ogniowo w sposób ciągły. Warunki techniczne dostawy.
- [N13] PN-EN 1993-1-3 Eurokod 3: Projektowanie konstrukcji stalowych. Część 1-3: Reguły ogólne. Reguły uzupełniające dla konstrukcji z kształtowników i blach profilowanych na zimno.