

Ewolucja zaleceń konstrukcyjnych w polskich normach projektowania konstrukcji żelbetowych

Prof. dr hab. inż. Włodzimierz Starosolski, Politechnika Śląska, Gliwice

Normy, w tym także normy konstrukcji z betonu, są świadectwem czasu. Odzwierciedlają stan naszej wiedzy, sposoby myślenia o konstrukcji i jej bezpieczeństwie. Tworzone były zawsze w przekonaniu sumowania wiedzy istniejącej, czasem co prawda z pozycji konserwatywnych, ale to dobrze. Przepisy konstrukcyjne mają często, jako uboczne zadanie, zabezpieczyć nas przed nonszalancją, a często po prostu przed skutkami braku wiedzy.

Śledzenie zmian w przepisach norm konstrukcyjnych pozwala analizować postęp w formułowaniu modelu obliczeniowego, w metodach i technikach obliczeniowych, w rozwiązaniach i materiałach konstrukcyjnych, a także w metodach wykonawczych. Kierunek tych zmian nie zawsze jest jednoznaczny, występują po latach powroty do dawnych rozwiązań. Ale nie tylko postęp wiedzy technicznej odzwierciedla się w normach. W normach znajduje odbicie także wielka polityka, i to od zarania norm polskich aż po dzień dzisiejszy. Pierwotnie normy były lapidarne, ustalające sprawy podstawowe. Normy te odwoływały się do wiedzy inżyniera, do podręczników. Dawały jednocześnie dużą swobodę twórczą, ale na rachunek twórcy. W niewielu sprawach można się było normą „zasłonić”. Z czasem normy przekształciły się w grube i wszechstronne podręczniki. Zapisano w nich nie tylko zasady, podstawowe ustalenia decydujące o bezpieczeństwie, ale także wzory szczegółowe, czasem drobiazgowo przepisy, dołączono różnego rodzaju pomoce – algorytmy, tablice. Ograniczyło to swobodę twórczą projektanta, ale zapewniło parasol ochronny nad jego działalnością, zdejmując z niego znaczną część odpowiedzialności. Celem tej pracy jest przypomnienie historii niektórych przepisów normowych dotyczących konstrukcji żelbetowych i zmian, jakim w czasie podlegały. Z konieczności omówienie dotyczyć będzie tylko niektórych zagadnień (pominięto m.in. konstrukcje z betonu, zasady wymiarowania konstrukcji żelbetowych). Autor ma nadzieję, że podany wyżej przegląd zmian wybranych przepisów konstrukcyjnych pozwoli Czytelnikom na refleksję nad ich względnością, mając na uwadze fakt, że zawsze odzwierciedlały one istniejący stan wiedzy. Jest to szczególnie istotne teraz, gdy odchodzimy

od norm narodowych przyjmując w projektowaniu normalizację europejską – Eurokody.

Z racji dużej objętości pracy została ona podzielona na dwie części.

1. Zagadnienia nietechniczne

Autorstwo norm

Według świadomości autora, pierwszy dokument dotyczący projektowania konstrukcji żelbetowych zawierający w tytule zapis „Norma” pojawił się w roku 1945. Wcześniej, w okresie międzywojennym były to następujące (anonimowe) dokumenty:

- Rok 1920 „Tymczasowe przepisy budowy i utrzymania mostów żelbetowych drogowych z dodatkiem tymczasowych przepisów dotyczących” zatwierdzone przez Ministra Robót Publicznych rozporządzeniem z 4 marca 1920.
- Rok 1923 „Przepisy, dotyczące obliczeń statycznych w budownictwie lądowym” zatwierdzone przez Ministerstwo Robót Publicznych rozporządzeniem Nr VIII – 436 z 20 maja 1923 r.
- Rok 1932 „Projekt zmiany przepisów, dotyczących obliczeń statycznych dla konstrukcji betonowych i żelbetowych”. Ustalony w marcu 1932 przez „Radę Cementową” powołaną w charakterze organu doradczego przez „Związek Polskich Fabryk Cementu Portlandzkiego” w Warszawie (nie udało się autorowi ustalić, czy dokument ten stał się dokumentem państwowym).

Różnymi meandrami krąży podawanie nazwisk autorów normy. Wiemy kto opracował pierwszą normę (1945 r.). Następnie do roku 1956 autorzy normy są anonimowi. Dopiero od 1957 roku ujawniają się zespoły autorskie norm państwowych (lata 1957, 1959, 1976, 1977, 1984, 1991), zwykle norm branżowych (1974 r., 1979 r.), choć mamy w tym okresie także normy anonimowe (lata 1958, 1966, 1969). Normy ostatnich lat (1999, 2000, 2002) firmowane są wyłącznie przez ciało zbiorowe, jakim jest Komitet Techniczny (dawniej Normalizacyjna Komisja Problemowa), w tym przypadku nr 213 ds. Projektowania i Wykonawstwa Konstrukcji z Betonu i Konstrukcji Zespolonych. Warto

tu dodać, że zgodnie z istniejącym ustawodawstwem (Ustawa z 12 września 2002 r. „o normalizacji” – art. 5 pkt 5) „Polskie Normy korzystają z ochrony jak utwory literackie, a autorskie prawa majątkowe do nich przysługują krajowej jednostce normalizacyjnej”. Tak więc, w świetle obowiązujących przepisów odmawia się dziś autorom norm nawet satysfakcji moralnej, a egzemplarze opracowanych przez siebie norm członkowie Komitetu Technicznego mogą sobie kupić po rynkowej cenie.

Zakres obowiązywania norm

Ciekawa jest zmiana umieszczonej na okładce normy wymogu odnośnie zakresu jej zastosowań. Pierwsze takie stwierdzenie pojawia się w (1956 r.) „jako norma zalecana od dnia” i dalej (1966 r.) „jako norma obowiązująca w zakresie projektowania”, (1976 r.) „jako norma obowiązująca w zakresie opracowywania dokumentacji technicznej” (1984 r.) „jako norma obowiązująca” – w (1999 r.) zniknęły wszelkie określenia wypisywane na normach, zostały przeniesione do innych dokumentów obowiązujących projektanta. W zakresie, nie omawianych tutaj norm dotyczących betonu zwykłego, stosowano określenia (1955 r.) silniejsze jako norma obowiązująca „Nieprzestrzeganie normy jest karalne” (podkreślenie autora).

Przygotowanie zawodowe

Zdaniem autora bardzo ważnym stwierdzeniem w normie z 1945 roku było, że „projektowanie konstrukcji betonowych i żelbetonowych wymaga specjalnego przygotowania zawodowego, wobec czego osoby projektujące powinny posiadać odpowiednią wiedzę i doświadczenie w tej dziedzinie” (podkreślenie autora). Zapis ten nie wchodzi już w projekt normy konstrukcji żelbetonowych z 1969 roku, a przestaje obowiązywać z chwilą wejścia w życie nowej normy w 1976 roku. W konstrukcjach mostowych zapis ten obowiązuje aż do ostatniej normy z 1991 roku. Jest rzeczą charakterystyczną, że normy dotyczące konstrukcji sprężonych nigdy nie stawiały wymagań, co do kwalifikacji projektanta, jak gdyby domniemając, że nikt nie mający odpowiednich kwalifikacji nie podejmie się projektowania tego typu konstrukcji. Wymóg posiadania odpowiednich kwalifikacji przez projektanta jest obecnie zawarty w innych dokumentach. Tym niemniej nie jest to tak jednoznacznie kierunkowo stwierdzone jak w dawnych przepisach.

2. Zagadnienia techniczne

Praca ta ma charakter przeglądowy, stąd wszystkie rysunki podawane będą w wersji oryginalnej, a teksty oryginalne kursywą. Niektóre oznaczenia dla ułatwienia porównań uwspółcześniono, tak jak obciążenia i naprężenia, które wyrażono w kN i Mpa. Punktem wyjścia będzie pierwsza polska norma powojenna (1945 r.), dlatego układ pracy będzie zgodny z tą normą. W dal-

szej kolejności dopiero omawiane będą zapisy wprowadzane w latach późniejszych. Wybór omawianych przepisów dokonany został w sposób subiektywny.

Dokładność obliczeń statycznych

Norma z 1945 roku stwierdzała: „Obliczenia należy wykonywać z uwzględnieniem najniekorzystniejszych warunków przewidywanych dla danej konstrukcji”, a „metody, sposoby i wzory oraz pomocnicze tablice i wykresy stosowane w obliczeniach powinny mieć naukowe uzasadnienie”. Dopuszczono „w obliczeniach statycznych wykonywanie działań rachunkowych przy pomocy zwykłego suwaka logarytmicznego o długości 25 cm lub innych metod tejże dokładności z wyjątkiem wypadków rozwiązywania równań z wieloma niewiadomymi, w których błędy narastają wskutek odejmowania liczb niedokładnie obliczonych”.

W roku 1951 norma z kolei uznawała, że „graniczny procent zbrojenia lub naprężenia dopuszczalne mogą być przyjmowane z odchyleniem + 5%, a współczynniki bezpieczeństwa z zaokrągleniem do $\pm 0,05$ ”. W następnej normie (1954 r.) sformułowano to prościej stwierdzając, że „ilość zbrojenia przyjętego w przekroju może być mniejsza od obliczonej najwyżej o 5%”. Warunek ten utrzymuje się w normach konstrukcji żelbetonowych zwykłych i mostowych aż do roku 1969, kiedy to w projekcie normy zaproponowano zapis „przekrój przyjętego zbrojenia może być mniejszy od obliczonego najwyżej o 2,5%”. W normie dla konstrukcji żelbetonowych z roku 1976 i następnych, zapisu takiego już nie znajdujemy. Prowadzi to do wniosku formalnego, że obecnie w konstrukcjach nie mostowych, nie dopuszcza się ujemnych odchyłek powierzchni przekroju poprzecznego przyjętego zbrojenia.

Równocześnie obowiązująca norma mostowa (z 1991 r.) stwierdza, że „naprężenia obliczeniowe w betonie nie powinny przekraczać wytrzymałości obliczeniowej więcej niż 5%”, a także „naprężenia obliczeniowe w stali zbrojeniowej nie powinny przekraczać więcej niż o 5% wytrzymałość obliczeniową lecz nie więcej niż 10 MPa, zaś dla stali sprężającej nie więcej niż o 20 MPa”. Jedynie w tej normie znajdujemy bardzo praktyczne wskazanie, że „przy obliczaniu sił przekrojowych, stanowiących podstawę wymiarowania, nie należy wymagać wyznaczania większych dokładności sił wewnętrznych niż 1 kN oraz 0,1 kN/m, naprężenia w betonie 0,1 MPa, zaś w stali 1 MPa”.

Powyższe stwierdzenia powinny znaleźć się we wszystkich normach konstrukcyjnych analogicznie jak tolerancje wymiarów elementu czy położenia zbrojenia. Jest ciekawostką, pojawienie się w normie z 1976 roku dużej tablicy pt. „Relacje między legalnymi jednostkami miar i jednostkami dopuszczonymi przejściowo do stosowania”. Nie trzeba dodawać, że sama norma podawała wszystkie wartości w „jednostkach dopuszczonych przejściowo”. Stan taki trwał aż do pojawienia się normy z 1984 roku.

Przy określaniu wartości naprężeń dopuszczalnych znajdujemy w normie z 1956 roku taki zapis: „Jeżeli obliczenia statyczne mają być wykonane z uwzględnieniem wszystkich możliwych niekorzystnych wpływów, jak działanie wiatru, zmiany temperatury, skurcz betonu itp., wówczas wolno podnieść dopuszczalne naprężenia w stali o 20 MPa ...”. Należy sądzić, że uwzględnienie wpływu wiatru nie było w tych latach powszechne, choć dzisiaj wydaje się to dziwne.

Odchylenia od normy

W normie z roku 1951 pojawił się po raz pierwszy zapis, wspominany z czułością przez starszych wiekiem projektantów, mówiący:

„Obliczenia statyczne i wytrzymałościowe oparte na założeniach innych niż podane w niniejszej normie mogą być stosowane pod warunkiem należytego uzasadnienia naukowego i gospodarczego”. Towarzyszył temu przypis „w szczególności dopuszcza się stosowanie metody odkształceń plastycznych opartej na prostokątnym wykresie naprężeń w stadium zniszczenia”.

W następnej normie (1954 r.) zapis ten pozostał, ale już bez przypisu. W takiej formie zapis zachowany był we wszystkich normach aż do roku 1976 i więcej się nie pojawił.

Wpływ skurczu

Wpływ skurczu betonu na wolnym powietrzu określano w propozycjach z 1932 roku jako równoważny obniżeniu temperatury o 10°C. Uważano wtedy, że w zwykłych budowlach można nie uwzględniać natężeń wywołanych zmianami temperatury i skurczem betonu.

W pierwszej normie powojennej zaostrożono ten warunek, uznając skurcz betonu jako równoważny obniżeniu temperatury o 15°C. Ten przepis utrzymał się do dnia dzisiejszego, dodano jedynie w 1965 roku, że dla betonów lekkich należy przyjąć równoważne skurczowi obniżenie temperatury o 20°C.

Zapis ten dobrze świadczy o trafności uśrednienia dokonanego prawie 60 lat temu. Obejmuje bowiem swoim zakresem, zarówno bardzo szeroką gamę różnorodnych konstrukcji żelbetowych, jak i klas betonu.

Wpływ temperatury

Najwcześniejsze, znane autorowi zalecenia (1932 r.) proponowały, aby: „jako granicę zmian temperatury ... przyjąć na wolnym powietrzu ochłodzenie i ogrzanie o 20°C, zaś w budynkach ostłoniętych na ochłodzenie względnie ogrzanie o 10°C”. Przepis ten utrzymał się przez ponad 65 lat.

Od 1999 roku, zamiast tego wygodnego ustalenia, norma żelbetowa odsyła obliczenie zmian temperatur do normy PN-86/B-02015 (Obciążenia budowli. Obciążenia zmienne środowiskowe. Obciążenie temperaturą). Za to od 1932 roku do dnia dzisiejszego utrzymał się przepis: „W częściach budowli, w których najmniejszy

wymiar wynosi 70 cm ..., albo które z powodu nadsypki albo innych urządzeń są mniej narażone na zmiany temperatury, mogą powyższe różnice temperatur być niższe o 5°C”.

Sposoby ustalania wytrzymałości betonu

W normie z 1945 roku figurował zapis, że „Miarodajną wytrzymałość betonu określa się w zależności od przewidywanej umiejętności wykonawców i staranności przy wykonywaniu i kontrolowaniu robót jak następuje”.

„Gdy budowa ma być wykonywana przez personel o wysokich kwalifikacjach zawodowych, posiadający umiejętność ustalania najwłaściwszych proporcji składników i możliwość zapewnienia przez odpowiednie urządzenia techniczne i organizacyjne praktycznie niezmiennego jakości wytwarzanego na danej budowie betonu, jako wytrzymałość miarodajną – przyjmuje się wytrzymałość na ściskanie próbek walcowych wykonanych zgodnie z normą PN/B-196”, ... zaś „gdy przy budowie nie przewiduje się spełnienia wymagań wymienionych w punkcie 1, ... jako wytrzymałość miarodajną przyjmuje się podaną w tablicy I wytrzymałość betonu, w zależności zawartości cementu w jednym metrze sześciennym gotowego betonu”.

Zapis analogicznej treści, choć inaczej sformułowany znajdujemy także w normie z 1951 roku. W następnej edycji normy (1956 r.) mówi się już tylko o sytuacji, „gdy budowa ma być wykonywana przez personel o wysokich kwalifikacjach zawodowych ...”. W latach późniejszych normy nie poruszają tego zagadnienia.

Warto pokazać jak w omawianej najstarszej normie powojennej określano wytrzymałość betonu wykonywanego bez odpowiedniej kontroli.

Tablica I.

Miarodajna wytrzymałość betonu R_w w kg/cm^2 w zależności od ilości cementu w 1 m^3 gotowego betonu od stopnia ciekości i stosunku objętościowego piasku do żwiru lub tłucznia.

Ilość kg cementu w 1 m^3 gotowego betonu	Stosunek objętościowy:					
	piasku do żwiru 1:1 lub piasku do tłucznia kamiennego 1:0,8			piasku do żwiru 1:2 lub piasku do tłucznia kamiennego 1:1,6		
	ciekły	plastyczny	ubijalny	ciekły	plastyczny	ubijalny
200	0	30	60	40	90	120
300	50	90	120	100	140	160
400	100	140	160	140	180	200

Przy użyciu cementów glinowych wytrzymałości miarodajne należy przyjmować o 15% wyższe. Wartości pośrednie interpolować linowo

W pierwszej normie powojennej (1945 r.) zwracano uwagę, że „przy ustalaniu wytrzymałości miarodajnej betonu należy brać pod uwagę:

- klasę projektowanej budowli i stopień ważności konstrukcji,
- warunki, w jakich ma trwać konstrukcja,
- gatunek stali stosowanej do uzbrojenia.

Zapis ten w niezmiennym formie pozostaje ważny aż

do roku 1966, by powrócić, co prawda w innej formie, dopiero niedawno (lata 1999, 2002).

Rodzaje stali uzbrojeniowej (pisownia oryginału z 1945 roku)

Jako uzbrojenie konstrukcji żelbetowej zgodnie z przepisami 1945 roku stosowano:

1. Stal handlową (gładką) bez stwierdzonej granicy płynności.
2. Stal konstrukcyjną (gładką) o stwierdzonej granicy płynności $Q_{\geq 240}$ MPa.
3. Stal przednią (gładką) o stwierdzonej granicy płynności $Q_{\geq 360}$ MPa. Pręty tej stali powinny być zaopatrzone w znaki, wykluczające pomieszenie ze stalą handlową lub konstrukcyjną.
4. Stal przednią żebrowaną o stwierdzonej granicy płynności $Q_{\geq 360}$ MPa. Do tego rodzaju stali zalicza się pręty ze stali przedniej zaopatrzone w wypukłości, jak żeberka, ząbki, guzy itp. (w odstępnie w świetle w kierunku długości nie większej od 6 średnic) mające na celu zwiększenie przyczepności do betonu.
5. Stal wydłużaną na zimno, gładką, o umownej granicy płynności $Q_r=360$ MPa, odpowiadającej wydłużeniu 4%. Pręty tej stali powinny być zaopatrzone w znaki, wykluczające pomieszenie ze stalą handlową lub konstrukcyjną.
6. Stal wydłużaną na zimno, żebrowaną, o umownej granicy płynności $Q_r=360$ MPa, odpowiadającej wydłużeniu 4%. Do tego rodzaju stali zalicza się:
 - a) pręty pojedyncze zaopatrzone w wypukłości jak w p. 4, wydłużone przez rozciągnięcie osiowe,
 - b) pręty złożone z 2 pojedynczych prętów, wydłużone przez skręcanie dokoła wspólnej osi.
7. Siatka jednolita (ciężko-ciężniona) o umownej – jak w p. 4 – granicy płynności $Q_r=360$ MPa.

Tak więc asortyment typów zbrojenia był według przepisów z 1945 roku znaczny.

Sześć lat potem (1951 r.) zanika w normie opis technologii wytwarzania zbrojenia, pojawia się „Znak” i „Cecha” stali, a liczba rodzajów stali zostaje zredukowana do 4, łącznie z siatką jednolitą.

Rodzaje stali podlegają z normy na normę tak rozlicznym zmianom, że nie sposób tego ująć. Warto jedynie podać w formie informacji, że: w normie z 1951 roku pojawił się zapis:

„... kiedy granica plastyczności dla całej partii stali została sprawdzona, i ustalona w sposób nie nasuwający żadnych wątpliwości, wolno przyjmować sprawdzoną granicę plastyczności jako obliczeniową granicę plastyczności”. Zapis ten honorowany był jedynie w pierwszym wydaniu normy z 1956 roku, w późniejszych wydaniach tej normy zanika.

W latach 1951–1956 wykonawca mógł samodzielnie (oczywiście po wykonaniu badań) decydować o zastosowaniu danej partii stali zbrojeniowej. Obecnie wykonawca nie jest pozbawiony możliwości odrzucenia

dostarczonego zbrojenia. W żadnym jednak przypadku wykonawca nie może zastosować zbrojenia, nawet bardzo dokładnie zbadanego, ale co do którego brak obowiązujących dokumentów.

W dalszych wydaniach normy z 1956 roku (wydanie z 1966 r.) wprowadzono po raz pierwszy „klasa stali wg RWPG”. Wtedy także pojawił się incydentalnie zapis, że granicę plastyczności ściskanej stali klasy A-III należy obniżyć o 10% w stosunku do granicy plastyczności stali rozciąganej.

Oznaczenie średnicy zbrojenia

W 1945 roku stosowano oznaczenia:

Δ – średnica zastępcza do obliczania naprężeń osiowych ($1,13\sqrt{F}$),

δ – średnica sprowadzona przy obliczaniu przyczepności ($4F/U$),

d – średnica rzeczywista.

Ten sposób oznaczania średnic utrzymał się aż do roku 1976, kiedy wprowadzono „średnicę nominalną d ” miarodajną, zarówno dla określania przekroju pracującego pręta, jak i długości zakotwienia.

Średnicę tę uznano jako :

– równą rzeczywistej średnicy pręta lub średnicy poza żebrowaniem w przypadku żebrowania prostopadłego do osi pręta;

– wartości obliczonej ze wzoru $d=12,74 \sqrt{G/l}$ (gdzie G jest masą pręta w g) w przypadku żebrowania ukośnego lub równoległego do osi pręta.

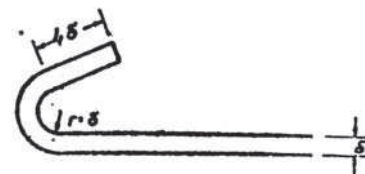
W dalszych latach poprzez odpowiednie oznaczanie średnic zbrojenia operowano zawsze średnicą nominalną d , aż do ostatnich lat (1999 r.), kiedy wprowadzono symbol \emptyset dla oznaczenia średnicy stali zbrojeniowej.

Haki

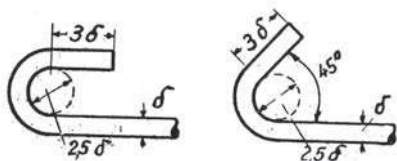
Prześledzimy teraz zmienność kształtu haka kończącego pręty gładkie.

Projekt przepisów polskich z 1932 roku mówił: „*wkładki stalowe należy w belkach żelbetowych zakotwić, zaginając końce w hak ostrokątny lub okrągły, którego średnica w świetle winna się równać co najmniej 2,5-krotnej grubości wkładki*”.

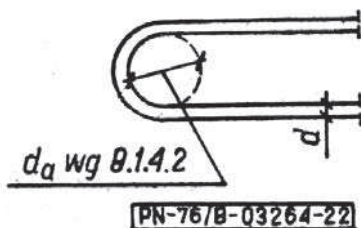
W pierwszej normie powojennej (1945 r.) hak, był hakiem lekko ukośnym o średnicy zagięcia $2 \emptyset$ i miał kształt jak na rysunku



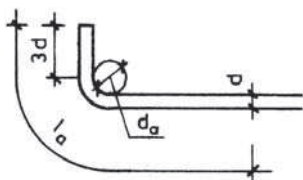
Następna norma (1951 r.) wprowadza dwa rodzaje haków, półokrągły i ukośny zwiększając wewnętrzną średnicę zgięcia z 2 na 2,5 δ (czyli powracając do założeń przedwojennych) i jednocześnie skracając odcinek prosty do 3 δ .



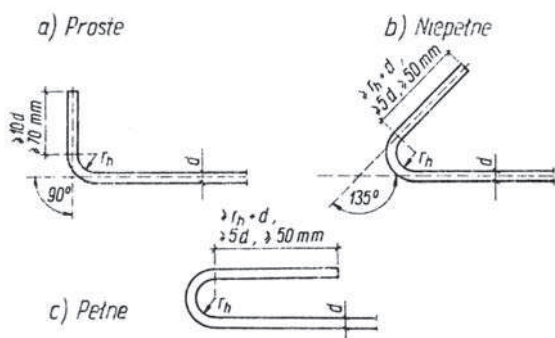
Te typy haków przetrwały do 1976 roku, gdy wycofano hak półokrągły, a wprowadzono, jako sposób kotwienia, pętle – przy czym średnica zagięcia pętli zależała od klasy stali.



Dopiero w roku 1984 wprowadzono hak prosty uzależniając dodatkowo średnicę zgięcia haków i pętli zarówno od klasy stali, jak i średnicy pręta.



Obowiązująca od 1991 roku norma mostowa zastrzyła istotnie warunki zakotwienia haków uwarunkowując promień zagięcia haka r_h od rodzaju stali, jej wytrzymałości oraz średnicy pręta.



Ostatnie normy (lata 1999, 2002) wydłużyły, w stosunku do norm poprzednich, długość odcinka prostego za wygięciem do 5δ i 50 mm.

Wydłużenie odcinka haka poza wygięciem jest słuszne ze względu zarówno na większe wytrzymałości stosowanych obecnie stali zbrojeniowych, jak i konieczność uwzględnienia tolerancji wykonawczych.

Zbrojenie ściskane

Warto prześledzić jak zmieniały się poglądy na sposób kształtowania zbrojenia ściskanego (podkreślenia autora):

(1945 r.) – „Wkładki ściskane z jakiegokolwiek stali stosowane są bez haków”;

(lata 1951, 1956) – „Wkładki ściskane z jakiegokolwiek stali mogą być stosowane bez haków”;

(lata 1976, 1984) – o zaleceniach tego typu można wnosić jedynie pośrednio;

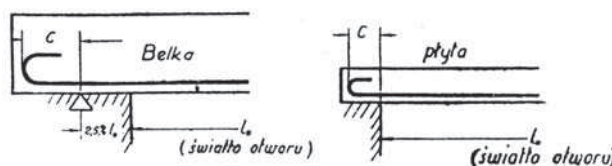
(1991 r. – mosty) – „zakończenie proste zaleca się stosować dla prętów ściskanych ze wszystkich gatunków stali” – z podanych współczynników wynika, że dopuszcza się stosowanie haków prostych w przypadku stosowania zbrojenia ściskanego;

(lata 1999, 2002) – „nie zaleca się stosowania haków prostych, haków półokrągłych jak również pętli do kotwienia prętów ściskanych”.

W ten sposób ostatnie normy powróciły do zaleceń z 1945 roku, z tym, że wtedy wymaganie miało charakter kategoriyczny.

Zakotwienie na podporze

Pierwsze zalecenia (1945 r.) mówiły, że: Wkładki rozciągane z hakami lub bez nich powinny być w belkach przedłużone poza teoretyczny punkt podparcia o długość $c \geq 5\delta$, a w płytach poza krawędź podpory o długość $c \geq 10\delta$.



W 1956 roku zredukowano długość przedłużenia w płytach wkładek poza krawędź podpory do $c \geq 5\delta$, a od 1984 roku długość przedłużenia wkładek poza krawędź podpory zależy od wartości siły poprzecznej i relatywnej powierzchni zbrojenia doprowadzonego do podpory.

W efekcie, długości zakotwienia wkładek na podporze zostały znacznie zwiększone. Wiąże się to bezpośrednio z przyjmowanym obecnie modelem pracy strefy podporowej, modelem kratownicowym.

Złącza w nakładkę

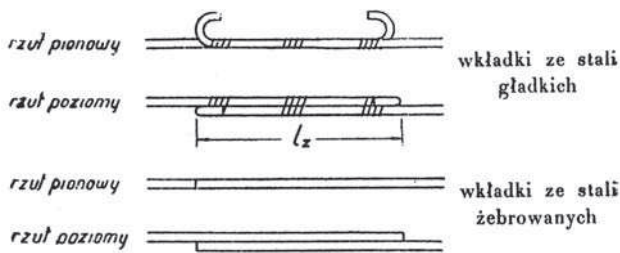
W tym przypadku zmiana przepisów odbywa się w sposób stały, z normy na normę.

W projekcie zmiany przepisów dotyczących obliczeń statycznych dla konstrukcji betonowych i żelbetowych z 1932 roku proponowano: „długość założenia wkładek powinna być obliczona ze względu na przyczepność wkładek do betonu”, a ponadto „styki wkładek powinny być względem siebie przesunięte średnio o 40-krotną grubość wkładek”.

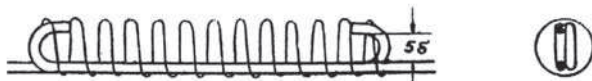
Po wojnie w normie z 1945 roku odnośnie złączy w nakładkę wymagano m.in.:

– długość l_z nałożenia na siebie wkładek (podkreślenie autora) określa się z reguły według naprężenia dopuszczalnego na przyczepność, dozwolone jest jednak przyjmować bez obliczenia:

1. w przypadku ściskania $l_z \geq 30\delta$;
2. w przypadku rozciągania $l_z \geq 60\delta$.



Dopuszczano łączenie w jednym miejscu co czwarty pręt (w zbiornikach co ósmy), a oddalenie wzajemne miejsc łączenia nie mogło być mniejsze niż l_z . W ściągach i wieszakach wymagano specjalnego zabezpieczenia, „np. przez zastosowanie specjalnego haka o średnicy w świetle 5 d”.



W następnej normie (1951 r.) zagadnienie zostało potraktowane znacznie szerzej. Określono „teoretyczną długość „ l_c ” założenia dwóch łączonych wkładek rozciąganych” ze wzoru:

$$l_c \geq \frac{\delta Q_r}{4 R_r}$$

Mamy tu powrót do koncepcji z 1932 roku. Jeżeli wykonano haki (wg rysunku poniżej), można było przyjmować długość zakotwienia

$$l_z = 0,75 l_c$$



Wymagano ponadto:

- wiązania prętów równoległych pętlami drutowymi nie rzadziej niż co 5 d;
- łączenia w przekroju nie więcej niż co czwartego pręta, a w ścianach zbiorników co ósmego pręta, przy czym w tym ostatnim przypadku wymagano zwiększenia długości l_z o 10 d.

Przy spełnieniu powyższych warunków teoretyczną długość założenia l_c wolno było zmniejszyć o 25%, lecz nie mniej niż:

- $l_z = 60 d$, gdy są haki;
- $l_z = 75 d$, gdy haków nie ma (tylko przy stali żebrowej) – (podkreślenie W. S.).

W prętach ściskanych wolno było bez obliczeń przyjmować:

- $l_z = 40 d$, przy hakach;
- $l_z = 75 d$, bez haków.

Jednocześnie ograniczono połączenia na zakład w elementach pracujących wyłącznie na rozciąganie do elementów o długości nie większej niż 10 m i wkładki o średnicy nie większej niż $d \leq 30 \text{ mm}$.

Następna edycja normy (1956 r.) rozluźniła te przepisy, nie wymagano wiązania wzajemnego wkładek, żądając jedynie:

- dla wkładek rozciąganych długości l_z z wzoru ..., lecz nie mniej niż 40 d;
- dla wkładek rozciąganych w ścianach zbiorników i silosów także długości l_z wg wzoru ... lecz nie mniej niż 50 d.

Podane wyżej minimalne długości przy stosowaniu haków na końcach prętów można było zredukować o 25%, to jest odpowiednio do 30 d i 37,5 d.

W elementach zginanych i rozciąganych można było łączyć co trzeci pręt, przy jednoczesnym zakazie łączenia na zakład ściągów i wieszaków.

Długość zakładu w złączach ściskanych można było bez obliczenia przyjmować 30 d przy złączach bez haków i 20 d przy stosowaniu haków (podkreślenie W. S.).

W kolejnych edycjach normy z 1956 roku, wprowadzono zapis, że prętów ściskanych nie należy w zakładzie łączyć drutem.

Kolejna norma (1976 r.) i kolejne zmiany. Długość zakotwienia l_a określa się tym razem z tablicy.

Tablica 23. Długość zakotwienia l_a w strefie rozciąganej

Klasa stali	Klasa betonu	
	do B150	B 200 i wyżej
A-0, A-I	35 d	30 d
od A-II do A-IV	45 d	40 d

Utrzymany jest przepis mówiący, że połączeń na zakład nie należy stosować w ściągach i wieszakach. W przypadku stali gładkiej, dopuszcza się łączenie co czwartego pręta, z wyjątkiem sytuacji, gdy zastosowano wydłużenie zakładu do $1,5 l_a$, w którym dopuszczono łączenie co drugiego pręta.

W przypadku prętów żebrowanych, dopuszczono łączenie co drugiego pręta.

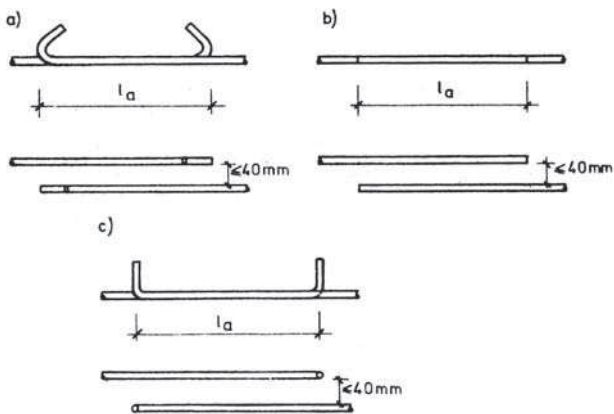
Długość zakładu prętów ściskanych mogła być mniejsza niż podano w tablicy o 10 d z tym, że długość ta nie mogła być mniejsza niż 200 mm, a w przypadku stali gładkich bez haków nie mniejsza niż 30 d. Ograniczono jedynie w przypadku słupów o procencie zbrojenia $\mu \geq 3\%$ łączenie zbrojenia w jednym przekroju do 50%. Kolejna norma (1984 r.) wprowadziła kolejne zmiany. Podstawowa długość zakotwienia l_{a0} została silniej zróżnicowana.

Tablica 20. Podstawowa długość zakotwienia l_{a0}

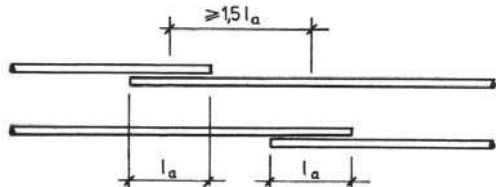
Klasa stali	Klasa betonu				
	B10, B12,5	B15, B17,5	B20	$\geq B25$	
A-0, A-I	50d	40d	35d	30d	
A-II, A-III	-	45d	40d	35d	
A-IIIIN	-	-	45d	40d	

W celu obliczenia wartości długości zakotwienia l_a , wartości z tablicy można była zmniejszyć w stosunku o przekroju stali wymaganego w danym miejscu i rzeczywiście umieszczonego, a dla strefy ściskania betonu wartości te ulegały dalszej redukcji o 20%. Wyłączono z połączeń na zakład pręty o średnicy ponad 25 mm oraz jak zawsze dotychczas pręty w ściągach i wieszakach.

Przedstawiono nowe rysunki połączeń na zakład odchodzące od konieczności bezpośredniego styku prętów łączonych.



Dopuszczono, ponad ustalenia poprzednich norm, możliwość łączenia w jednym przekroju wszystkich prętów ze stali żebrowej, pod warunkiem zwiększenia o 50% długości zakładu (tzn. $1,5 l_a$). Wydłużono odległość pomiędzy prętami łączonymi na zakład do $1,5 l_a$.



W ostatnich normach (lata 1999 i 2002) zmiana prązków (EC-2) normy, zaowocowała powrotem do pierwotnego podejścia z lat 1945–1956, to jest wyliczenia długości zakładu, oczywiście z dodatkowymi uwarunkowaniami obliczeniowymi i konstrukcyjnymi.

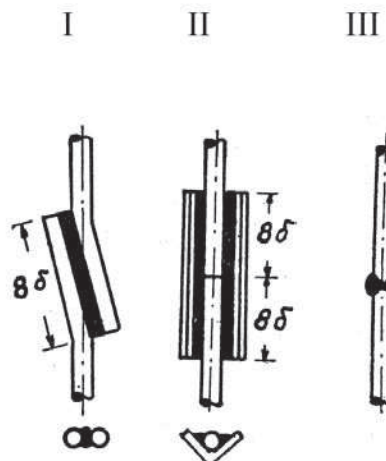
Złącza spawane

Przedwojenny (1932 r.) projekt zmiany przepisów, dotyczących obliczeń statycznych dla konstrukcji betonowych i żelbetonowych, dopuszczał przedłużanie wkładki „przez złożenie, przez spawanie, przez łączenie gwintowane, wreszcie w inny sposób równorzędny”. Wymagano wykonania „3 próbek na rozerwanie przy wymiarach zbliżonych do tych jakie mają być zastosowane na budowie”.

Pierwsza norma powojenna (1945 r.) wymagała w tym względzie „wytrzymałość w miejscu spawania powinna być równa co najmniej 80% wytrzymałości pręta na rozciąganie” oraz, że „odpowiednie próby powinny być wykonane zgodnie z normą PN/B-1912 – na żądanie

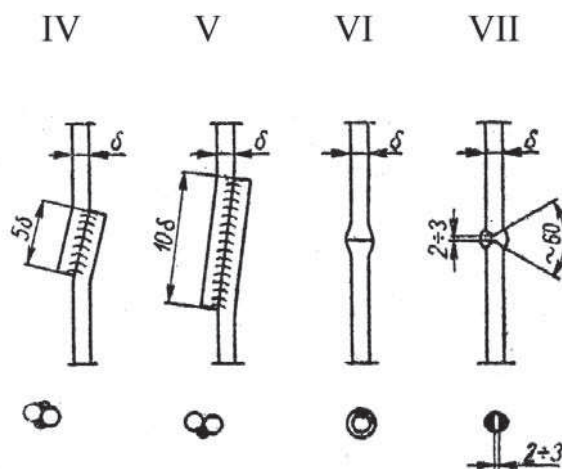
kierownictwa budowy” dopuszczając „wykonanie przy pomocy spawania łukiem elektrycznym, spawania acetylenem, spawania oporowego lub innym równorzędnym sposobem”. Zwraca tu uwagę właśnie ostatnie stwierdzenie przeniesione z przedwojennych propozycji, nieograniczające sposobu wykonania pod warunkiem jego równorzędności.

Następny dokument normalizacyjny (1951 r.) wprowadza już istotne ograniczenia. Można spawać jedynie stal gładką, a „złącza powinny być wykonywane zasadniczo zgodnie z rysunkiem”.



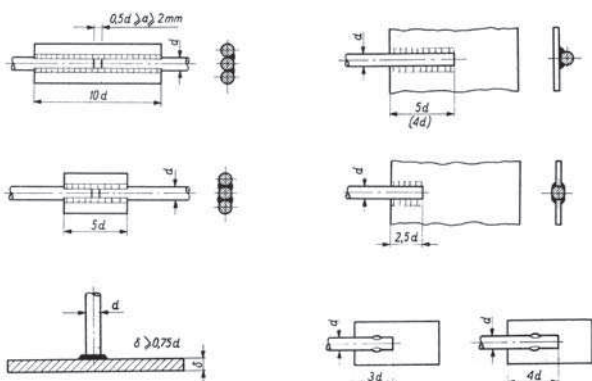
Widzimy tu wprowadzenie przegięcia prętów w przypadku obustronnego spawania pachwinowego, co miało na celu minimalizację bocznego oddziaływania łączonych prętów.

Nowa norma z 1956 roku nie wymagała już ograniczenia spawania do prętów gładkich, żądając jedynie, w wypadku prętów ze stali pospolitej jakości, sprawdzenia ich spawalności. W normie tej stwierdza się: „złącza spawane wykonuje się wg jednego ze sposobów wskazanych na rysunku ..., lub w inny sposób sprawdzony doświadczalnie (podkreślenie W. S.).



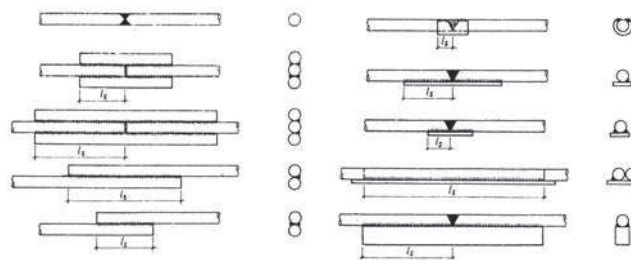
Postawiono wymagania, że „długość spoin w złączach na zakład nie powinna być mniejsza niż 5 d, gdy ułożone są obustronnie i nie mniejsza niż 10 d, gdy spoinę

ulożono jednostronnie”. W zasadzie przepis ten funkcjonuje do dzisiaj (dla stali żebrowanej). Norma tłumaczyła, że „końce spawanych prętów należy ułożyć tak, ażeby pod działaniem sił w prętach styk nie ulegał zginaniu”. Dopuszczano stosowanie złączy doczołowych spawanych i zgrzewanych dla prętów o średnicy $d \geq 16$ mm. Istotne dla rozwiązań praktycznych było stwierdzenie, że „złącza spawane doczołowo należy uważać za pręty ciągłe (bez uwzględnienia osłabienia spoiną), jeśli w danym przekroju są przynajmniej trzy pręty, z których jeden jest połączony spoiną czołową”. Pod rządami tej samej normy (z 1956 roku) ale innego jej wydania (wyd. VI z 1966 roku) nastąpiła generalna zmiana sposobów łączenia prętów przez spawanie. Stwierdzono „złącza spawane wykonuje się (podkreślenie W. S.) wg jednego ze sposobów podanych w tabelicy ...”. Tak więc nie dopuszczono innych niż normowych połączeń. Między innymi wycofano się z połączeń spawanych czołowo, a wprowadzono połączenie z prętami dodatkowymi oraz szereg połączeń prętów zbrojeniowych z blachami. Wycofano się także z niepraktycznego zalecenia odginania prętów łączonych spawem pachwinowym. Pozwolono na zgrzewanie oporowe prętów o średnicy $d \geq 10$ mm.



Paradoksalnie, ale ustanowiona w roku 1958 norma mostowa, która obowiązywała do roku 1991, dopuszczała, obok innych, także spawanie czołowe wymagając, aby „Wytrzymałość w miejscu spawania powinna być równa, co najmniej wytrzymałości pręta na rozciąganie. Miejsca złącz w kierunku długości zbrojenia powinny być oddalone od siebie, co najmniej o 10 cm”.

Następne normy konstrukcji żelbetowych nie wprowadziły już istotnych zmian w zasady spawania zbrojenia. W 1976 roku zrezygnowano jedynie z odginania prętów łączonych bezpośrednio spoiną jednostronną. Pozostałe zasady utrzymano do dnia dzisiejszego. Jednocześnie obowiązująca od 1992 roku norma mostowa mówi „w obiektach mostów kolejowych należy stosować wyłącznie połączenia czołowe prętów. (podkreślenie W. S.). W obiektach mostowych drogowych dopuszcza się również stosowanie innego rodzaju spawanych połączeń prętów.”



Pokazane rodzaje połączeń zostały w normie szczegółowo opisane, wraz z podaniem wszystkich koniecznych parametrów.

Zdaniem autora najważniejsze było podejście normy z 1945 roku, odsyłające zagadnienia łączenia prętów zbrojeniowych przez spawanie do właściwej normy stalowej. Tak też postępuje EC-2.

Otulenie zbrojenia

Przedwojenna propozycja z 1932 roku mówiła że „najmniejsza grubość okrycia wkładek betonem nie może schodzić w płytach niżej 1 cm, a w innych zespołach niżej 2 cm”.

Po wojnie (1945 r.) zachowując uprzednią grubość otulenia zbrojenia w płytach, dopuszczono „w innych urządzeniach” otulenie 2 cm, ale „licząc od powierzchni wkładek głównych. Wprowadzono jednak wtedy zastrzeżenie, że „w konstrukcjach narażonych na wpływy atmosferyczne ..., grubość tej warstwy powinna być odpowiednio większa”.

W następnej normie (1951 r.) ustalono już precyzyjniej; „Grubość warstwy betonu pokrywającego wkładki od zewnątrz powinna w najcieńszym miejscu wynosić co najmniej:

- a) w płytach i urządzeniach cienkościennych o grubości
 - ≤ 10 cm 1,0 cm
 - > 10 cm 1,5 cm
- b) w belkach i słupach
 - przy strzemionach 1,2 cm
 - przy zbrojeniu głównym 2,0 cm”.

Sprecyzowano wcześniejsze przepisy mówiąc „w konstrukcjach narażonych na wpływy atmosferyczne ... grubość tej warstwy powinna być zwiększona co najmniej o 1 cm”.

Przepisy te utrzymały się do 1974 roku. W przypadku, gdy powyższe zapisy rozumiane były dosłownie, tzn. że są to otulenia ostateczne, a nie projektowane, nie odbiegają istotnie od zapisów dzisiejszych.

W 1974 roku przepisy te zostały złagodzone, przez zmniejszenie minimalnego otulenia strzemion do 1,0 cm i poprzez zmniejszenie dodatku z uwagi na wpływy atmosferyczne do 0,5 cm. W normie z 1974 roku wprowadzono zapis: „w elementach prefabrykowanych wykonanych w zakładach prefabrykacji (z zastosowaniem wibrowania) z betonu klas 150 i wyższych, grubości otulenia mogą być zmniejszone o 0,5 cm, lecz do wartości nie mniejszych niż 1,0 cm”.

Te fatalne zapisy utrzymały swoją ważność aż do roku 1999. Są one w dużej mierze odpowiedzialne za stan niektórych konstrukcji żelbetowych. Dopiero w 1999 roku jako minimalne otulenie dla warunków wnętrza obiektów wprowadzono praktycznie 20 mm, a w przypadku kontaktu z atmosferą 30 mm.

Przepisy dotyczące konstrukcji mostowych także nie oparły się niefrasobliwości w zakresie minimalnych otuleń. Obowiązująca przez 33 lata norma z roku 1958 żądała aby w płytach „otulenie zbrojenia głównego, licząc od jego powierzchni, nie powinno być mniejsze od 1,5 cm”, a otulenie zbrojenia głównego belek nie miało być mniejsze od bocznych krawędzi niż 25 mm, a od dolnej 30 mm. Norma ta nie precyzowała minimalnego otulenia strzemion. Uwzględniając minimalną średnicę strzemion w belkach jako $8 \div 10$ mm, otrzymujemy otulenie strzemion w granicach 15 mm. Efekty tego widać na naszych mostach do dzisiaj.

Dopiero norma mostowa z 1991 roku wprowadziła zapis „żadne zbrojenie nie może znaleźć się bliżej powierzchni elementu niż 25 mm”. Można się domyślać, choć brak takiego wyraźnego zapisu, że powyższy przepis dotyczy obiektu gotowego. Stąd w projektowaniu powinno się doliczyć odpowiednie tolerancje wykonawcze.

Zbrojenie rozdzielcze

W roku 1945 wymagano, aby przekrój prętów rozdzielczych w płycie wynosił nie mniej niż $\frac{1}{4}$ przekroju zbro-

jenia głównego (podkreślenie W. S.), przy czym co najmniej powinno przypadać 3 pręty na 1 m szerokości. Zbrojenie to już w 1951 roku ograniczono, żądając zbrojenia rozdzielczego o przekroju $\frac{1}{4}$ zbrojenia głównego jedynie przy przeważającym działaniu sił skupionych. Gdy zbrojenia rozdzielcze „ma charakter raczej montażowy” wymagano, aby zbrojenie to miało przekrój nie mniejszy niż $\frac{1}{10}$ przekroju zbrojenia głównego.

W 1976 roku doprecyzowano, że zbrojenie poprzeczne o wartości $\frac{1}{10}$ przekroju zbrojenia głównego stosuje się przy „obciążeniu równomiernie rozłożonym”. Ostatnio, w 1999 roku ograniczono zakres stosowania zbrojenia poprzecznego o wartości $\frac{1}{4}$ zbrojenia głównego, jedynie do przypadków, gdy momenty od sił skupionych są nie mniejsze niż 50% momentów od obciążeń całkowitych.

Bardziej zachowawcza, i słusznie, jest w tym względzie norma mostowa z 1991 roku, która przewiduje, że „ilość zbrojenia rozdzielczego w płycie nie powinna być mniejsza niż 20% zbrojenia głównego”.

Zbrojenia rozdzielcze w płytach powinno, zdaniem autora, być nie mniejsze niż $\frac{1}{4}$ zbrojenia przęsłowego – tak jak to przewidywała norma z 1945 roku. Zbrojenie to będzie wówczas w stanie przenieść zarówno momenty poprzeczne przy zginaniu walcowym, a także część momentów z tytułu nie w pełni równomiernie rozłożonego obciążenia zmiennego.

Część druga artykułu w kolejnym numerze

Optymalizacja ekonomiczno-środowiskowa budynku na przykładzie zewnętrznej przegrody budowlanej

Dr inż. Janusz Adamczyk, Wydział Ekonomii i Zarządzania, Uniwersytet Zielonogórski,
dr Robert Dylewski, Wydział Matematyki, Informatyki i Ekonometrii, Uniwersytet Zielonogórski

1. Wprowadzenie

Współczesna gospodarka charakteryzuje się dużą interwencją środowiskową. Wszelkie zjawiska jakie nieustannie zachodzą w strukturach gospodarczych noszą znamiona nieustannej presji antropogenicznej i związane są z przekształcaniem zasobów środowiskowych i współzależnej

z nimi przestrzeni dla potrzeb człowieka. Także budownictwo jest tym sektorem gospodarki, który powoduje duże obciążenie środowiska, obok takich gałęzi przemysłu, jak: przemysł wydobywczy, energetyczny, hutniczy i chemiczny [3]. Środowiskowe efekty działalności budowlanej związane są między innymi z uszczuplaniem zasobów surowcowych, w tym nośników

energetycznych i przestrzeni. Jeśli nawet przyjąć, że wpływ pojedynczego obiektu budowlanego nie stwarza wysokiego zagrożenia, to fakt, iż oddziaływanie na środowisko jest generowane jednocześnie i długotrwale przez masową liczbę obiektów, przyczynia się do kumulacji negatywnych efektów w ekosystemach na dużą skalę. Oddziaływanie to ma miejsce