

dr inż. Jacek Dudkiewicz^{1*)}
mgr inż. Piotr Organek¹⁾

Problematyka wzmocnień istniejących elementów konstrukcji DH Renoma w związku z przebudową obiektu

The issue of strengthen existing elements construction of Trading House Renoma in connection with the reconstruction of the object

DOI: 10.15199/33.2015.11.40

Streszczenie. W artykule przedstawiono sposób wzmocnienia elementów historycznej konstrukcji Domu Handlowego Renoma we Wrocławiu w związku z jego przebudową i rozbudową. Najszerzej potraktowano problem wzmocnienia konstrukcji stropu, które komplikował brak spawalności stali historycznej użytej na konstrukcję obiektu. W ramach przebudowy wewnątrz obiektu wykonano wiele wyburzeń. Stateczność obiektu zapewniono, stosując system dodatkowych elementów konstrukcyjnych (steżeń) oraz indywidualne rozwiązania w miejscach wycięcia słupów konstrukcyjnych, tzw. belki transferowe oraz portalowe ramy transferowe. Zwrócono również uwagę na wzmocnienie: ścian murowanych oraz fundamentów.

Słowa kluczowe: przebudowa, wzmocnienie konstrukcji, obiekt zabytkowy.

Abstract. The article presents the solutions of the strengthening elements in the historic structure of the Trading House Renoma in Wrocław with reference to the reconstruction and expansion of the object. The problem of the enhancement of the floor structure, which complicated the declaration of non-weldability steel used for the construction of a historical object is discussed in detail. Moreover, various ways to increase the capacity of vertical elements in the structure are presented. The process of reconstruction involved a series of demolitions inside the building. The stability of the building was ensured through the use of additional structural elements (bracings) and individual solutions where structural columns were cut out, so-called transfer beam and transfer portal frame. Attention was drawn to the other strengthenings of the building: brick walls and foundations.

Keywords: reconstruction of the building, strengthen of the construction, historic building.

W związku z dużą dynamiką rozwoju centrów handlowych zlokalizowanych w centrum miast, konieczne jest przystosowanie istniejącej zabudowy zabytkowej do nowych założeń funkcjonalno-użytkowych. Wiąże się to z przebudową, rozbudową i modernizacją obiektów. W artykule omówiono przykłady wzmocnienia istniejących elementów konstrukcyjnych Domu Handlowego Renoma (DH Renoma) we Wrocławiu (fotografia 1) w związku z jego przebudową, zwracając uwagę m.in. na problem wykonania prac budowlanych w okre-



Fot. 1. Dom Handlowy Renoma we Wrocławiu

Photo 1. Trading House Renoma in Wrocław

ślonym harmonogramie przy jednoczesnym zapewnieniu bezpieczeństwa i stateczności obiektu oraz spełnieniu wymagań konserwatorskich, aby wprowadzane rozwiązania nie burzyły ładu architektonicznego i nie niszczyły walorów zabytkowych obiektu.

Stan techniczny obiektu

DH Renoma ma siedem kondygnacji naziemnych i jedną podziemną oraz oryginalną konstrukcję szkieletową z 1930 r., która składa się ze stalowych słupów oraz rygli zmiennej rozpiętości. Budynek jest usztywniony pionami szybowiokowych oraz ścianami klatek schodowych. Siatka słupów jest ortogonalna i trapezowa. Narożniki budynku są zaokrąglone i mają promienisty układ rygli. Dwa dziedzińce zwieńczone są na wysokości IV piętra świetlikami, których konstrukcję nośną stanowią kratownice stalowe. Rygle stalowe wykonane są z dwuteowników równoległościennych wysokości 340 ÷ 700 mm (IP34 ÷ IP70), rozpiętości 6,90; 7,70 i 8,00 m oraz z dwuteowników szerokostopowych wysokości 650 mm i rozpiętości 13,80 m, wzmocnionych w środkowej części nakładkami stalowymi mocowanymi za pomocą nitowania. Na ryglach oparte są stalowe belki stropowe o przekroju dwuteowym wysokości 160 ÷ 380 mm (INP16 ÷ INP38) i rozpiętości 3,60 ÷ 9,20 m.

W miejscu połączenia z belkami stropowymi rygle mają żebra pionowe. Na konstrukcji stalowej opiera się strop z pustaków ceramicznych typu Förstera. Spoiny pomiędzy pustakami wypełnione zostały zaprawą cementowo-wapienną o wytrzymałości 3 MPa. Słupy są ciągłe od fundamentów po dach, o zmiennym przekroju w zależności od kondygnacji, połączone z fundamentami przegubowo oraz obudowane cegłą pełną lub dziurawką i otynkowane. Przekroje słupów składają się z dwóch lub trzech kształtowników walcowanych łączonych ze sobą za pomocą nitowania. Szyby klatek schodowych i wind wykonano jako murowane.

W czasie II wojny światowej budynek został uszkodzony i częściowo uległ pożarowi, co wpłynęło na nośność konstrukcji głównie przez zmianę parametrów wytrzymałościowych stali, a po wojnie wyremontowany i przebudowany. W latach dziewięćdziesiątych wykonano wzmocnienie stropów w postaci płyty żelbetowej z betonu C16/20, zespolonej z belkami drugorzędnymi oraz podciągami, dostosowując ich nośność do wymaganych polską normą 5 kN/m².

Ostatnia przebudowa DH Renoma została wykonana w latach 2005 – 2009. Stan konstrukcji stalowej budynku został oceniony jako średni. W związku z tym, że elementy konstrukcji nie zostały przystosowane do

¹⁾ Politechnika Wroclawska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

^{*)} Autor do korespondencji:
e-mail: jacek.dudkiewicz@pwr.edu.pl

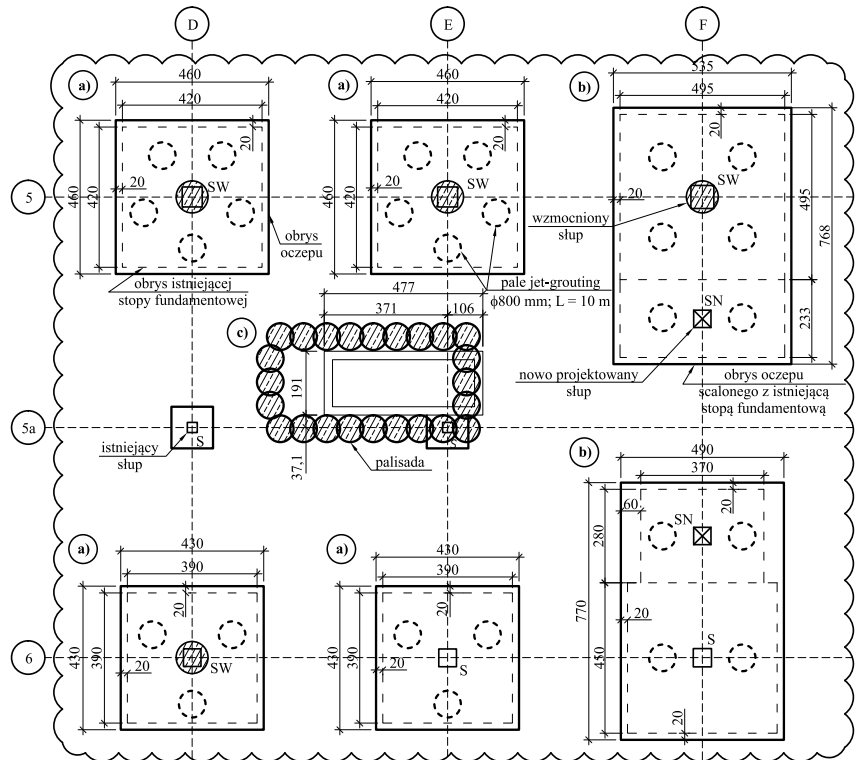
przeniesienia nowych obciążeń użytkowych związanych z rozbudową domu handlowego, wymagały wzmocnień, których rozwiązania szczegółowo przedstawiono w projekcie wykonawczym konstrukcji DH Renoma autorstwa J. Dudkiewicza.

Wzmocnienie elementów

Na podstawie badań laboratoryjnych określono rzeczywiste cechy wytrzymałościowe stali, betonu stóp fundamentowych, a także muru klatek schodowych. W analizie przyjęto następujące parametry:

- obliczeniowa granica plastyczności stalowych elementów konstrukcji $f_d = 175 \text{ MPa}$, a moduł Younga $E = 205 \text{ GPa}$ (badania wykazały, że stal jest niespawalna);
- beton fundamentów C16/20;
- wytrzymałość cegły ścian klatek schodowych $16,7 \text{ MPa}$ (wytrzymałość muru na ściskanie $2,6 - 2,9 \text{ MPa}$).

Fundamenty. Konstrukcja stalowa istniejącej części budynku została posadowiona bezpośrednio na żelbetonowych stopach fundamentowych na poziomie ok. 1,50 m poniżej posadzki piwnicy (ok. 5 m poniżej powierzchni terenu). Ustabilizowane zwierciadło wody gruntowej znajdowało się na poziomie ok. 0,5 m powyżej poziomu stóp fundamentowych. W analizie nośności założono, że grunt pod stopami uległ konsolidacji na skutek długoletniego obciążenia. W przypadku stóp fundamentowych, dla których różnica pomiędzy obciążeniami nowo projektowanymi a obciążeniami z projektu archiwalnego (historycznego) przekraczała 20%, zaprojektowano wzmocnienie posadowienia za pomocą pali wykonywanych wysokociśnieniową iniekcją strumieniową (jet-grouting; rysunek 1a). Prace prowadzono w dwóch fazach. W pierwszej fazie wykonano w stopach fundamentowych odwerty średnicy $100 \div 180 \text{ mm}$ na projektowaną długość pala za pomocą żerdzi wiertniczej wyposażonej w tzw. monitor z zainstalowanymi dyszami iniekcyjnymi i zakończonej specjalną końcówką wierzącą – koronką. Faza druga obejmowała formowanie elementu iniekcyjnego w gruncie, tj. pala o średnicy 800 mm. Przez dysze iniekcyjne podawano zaczyn cementowy pod ciśnieniem, a następnie stopniowo podnoszono obracającą się żerdź wiertniczą aż do poziomu posadowienia stóp fundamentowych. Przewierciły przez stopy fundamentowe zabetonowano betonem ekspansyjnym, a stopę wzmocniono przez nadbetonowanie. Zbrojenie nadbetonu zespolono z częścią istniejącą za pomocą wklejanych



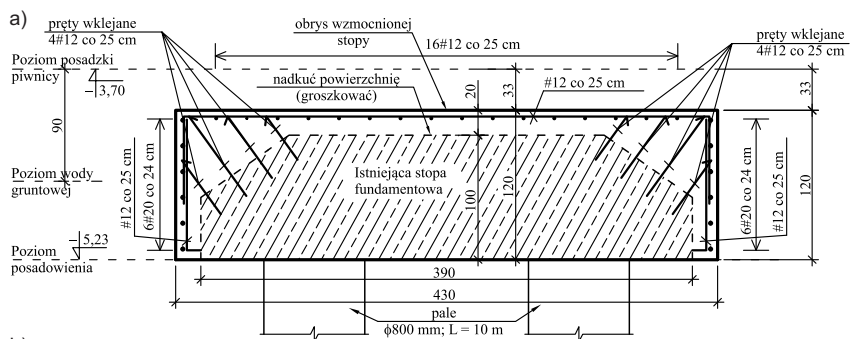
Rys. 1. Rzut fundamentów budynku (fragment): a) wzmocnienie posadowienia istniejącej stopy; b) wzmocnienie posadowienia i scalenie istniejącej stopy z nowo projektowaną; c) palisada pod płytę schodów ruchomych

Fig. 1. The ground plan of building foundations (fragment): a) strengthening of the existing spot footing; b) strengthening and merger of the existing spot footing with newly constructed; c) palisade under the slab foundation of escalator

prętów zbrojeniowych (rysunek 2). Po zabetonowaniu stopa przyjęła postać oczepu palowego.

Ze względu na zmianę funkcji obiektu, nowe stopy posadowiono na palach z oczepami żelbetowymi, które w wielu przypadkach zostały scalone z istniejącymi stopami fundamentowymi za pomocą prętów wklejanych.

Natomiast ze względu na wysoki poziom wody gruntowej powyżej poziomu posadowienia stóp fundamentowych, pale formowano z poziomu posadzki piwnicy, z zachowaniem minimum 1 m naziomu. Następnie wykonano wykop w szalunku zabezpieczającym przed osuwaniem się gruntu, stosując ścianki berlińskie i umieszczono w nim zbroje-



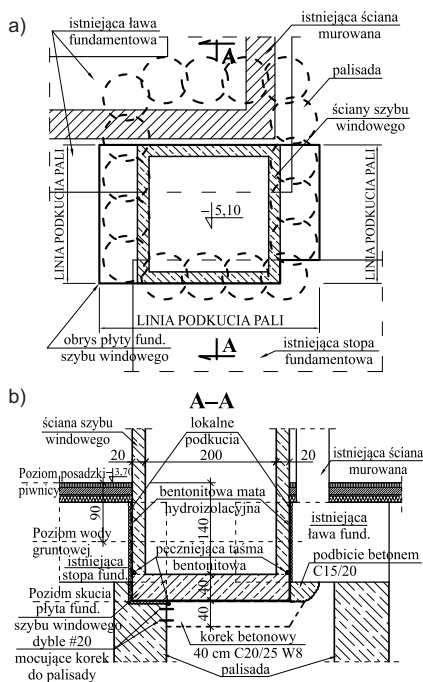
Rys. 2. Wzmocnienie stóp fundamentowych (stworzenie oczepu palowego): a) do-zbrojenie i nadbetonowanie istniejącej stopy; b) zbrojenie scalające istniejącą stopę z nowo wykonywaną

Fig. 2. Strengthening of the existing spot footing (creation of pile cap): a) adding reinforcement and concreting; b) reinforcement that merges existing spot footing with a newly constructed

nie. Mieszanke betonową układano w technologii betonowania podwodnego.

W celu wykonania izolacji wodoszczelnej pod fundamentem nowych szybów windowych zaprojektowano palisadę z pali, które pełniły funkcję ścianki szczelnej (rysunki 1c i 3a). Palisady wprowadzono pod ściany murowanych klatek schodowych, które przylegały do nowo wykonywanych szybów windowych, zabezpieczając je w ten sposób przed podkopaniem. Wewnątrz palisad wykonano wykop pod płytę fundamentową szybów windowych, której niski poziom posadzenia spowodowany był koniecznością wykonania przegłębienia pod podszysie, a w wykopie korka betonowego technologią betonowania podwodnego, ponieważ palisady nie były doprowadzone do warstwy nieprzepuszczalnej i nie odcinały dopływu wody. Następnie wypompowano wodę oraz wykonano niezbędne doszczelnienia korka i palisad pęczniącą taśmą bentonitową, skuto fragmenty ściany palisad wchodzące w obrys szybu windowego, a wewnętrzną powierzchnię palisady wyrównano za pomocą betonu i ułożono bentonitowe maty hydroizolacyjne (rysunek 3b).

Ceglane trzony klatek schodowych wzmocniono elementami żelbetowymi przez wykonanie „koszulek” żelbetowych grubości 10 ÷ 15 cm oraz domurowanie nowych odcinków ścian. Elementem wzmacniającym były także żelbetowe szyby windowe

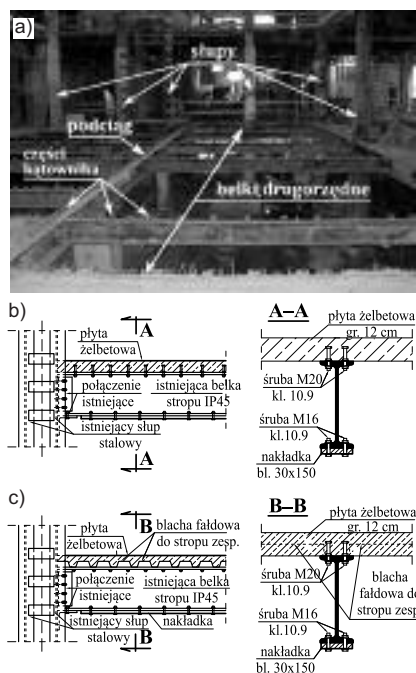


Rys. 3. Nowy szyb windowy: a) rzut; b) przekrój poprzeczny płyty fundamentowej
Fig. 3. The new lift shaft: a) a ground plan; b) cross-section of slab footing

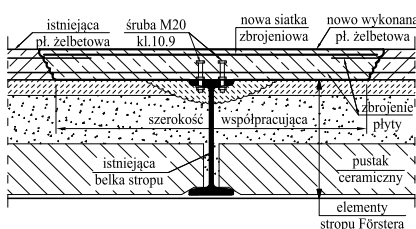
we, przylegające do klatki schodowej, zespolone ze ścianami murowanymi.

Stropy. W ramach przebudowy DH Renoma wykazano konieczność wzmocnienia istniejących elementów konstrukcji nośnej, tj. płyty stropowej, belek drugorzędnych, podciągów i słupów, których nośność obliczeniowa okazała się niewystarczająca wobec nowych założeń funkcjonalno-użytkowych. Projekt wzmocnienia komplikowały wyniki prób spawalności, które wykazały, że stal konstrukcji nośnej nie jest spawalna, co potwierdziły badania Instytutu Metalurgii w Gliwicach. Płyta żelbetowa wykonana w latach dziewięćdziesiątych XX w. została zespolona z belkami stropowymi za pomocą kątownika przyspawanego do pasa górnego kształownika. Fakt niespawalności stali z 1929 r. podawał w wątpliwość skuteczność tego rozwiązania. Stan techniczny istniejącej płyty żelbetowej określono jako dobry, z wyjątkiem kilku części, w których zdecydowano się na jego całkowitą rozbiórkę (rysunek 4a).

Belki stalowe wzmocniono przez dokręcenie nakładki z blachy do ich pasa dolnego oraz zespolenie z nową płytą żelbetową stropu za pomocą śrub. Nowe płyty stropowe grubości 12 cm, z betonu C30/37 wykonano jako monolityczne z użyciem deskowania pełnego z płyt ze sklejki szalunkowej podpartego stemplami (rysunek 4b). Wyjątek stanowiły płyty stropowe o lokalnie zwiększonym obciążeniu użytkowym oraz ograniczonej możliwości wykonania deskowania pełnego pod nimi (np. ze względu na brak stropu poniżej). W tych miejscach mieszanke betonową układano na blasze fałdowej do stropów zespolonych, która stanowiła jednocześnie deskowanie i zbrojenie dolne płyty żelbetowej (rysunek 4c). W pozostałej części obiektu płyta żelbetowa pozostała, a pod nią ceramiczne elementy stropu Förfstera. W miejscach, gdzie nie dokonano wzmocnienia belek od spodu, prace wzmacniające rozpoczęto od odciążenia konstrukcji stropu, usuwając istniejące wykończenie, aż do wierzchu płyty żelbetowej. W dalszej kolejności skuto płytę żelbetową na szerokości współpracującej z belką i jej całej długości. Częściowo usunięto również warstwę stropu nad pustakami w celu umożliwienia wykonania łączników zespalających na pasie górnym (śruby w określonym rozstawie), uzupełniono zbrojenie, umieszczając w skutym fragmencie siatki zbrojeniowej i ułożono mieszanke betonową C30/37 (rysunek 5). Część belek stalowych ze względu na ich zły stan techniczny (np. nadmierne odkształcenia wskutek pożaru) zastąpiono nowymi kształtownikami gorącowalco-



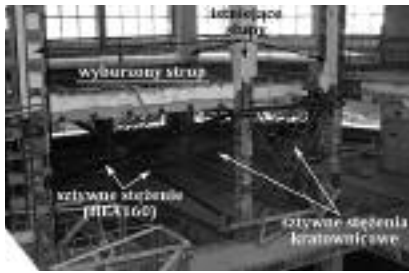
Rys. 4. Stalowa konstrukcja nośna po całkowitym usunięciu stropu: a) widok ogólny; b) i c) przykład wzmocnienia belki stalowej
Fig. 4. Steel structure where was demolished floor slab: a) general view; b) and c) example of strengthen the steel beam



Rys. 5. Przykład wzmocnienia belki przez jej zespolenie z płytą żelbetową
Fig. 5. Example of strengthen the beams through connection with reinforced concrete floor slab

wanymi lub w przypadku większej rozpiętości – spawanymi belkami blachownicowymi. W trakcie wzmacniania belek i płyt stropowych stosowano tymczasowe konstrukcje usztywniające, zapewniające odpowiednią sztywność obiektu (fotografia 2).

Zmiana usytuowania słupów. W części handlowo-usługowej obiektu (parter i cztery piętra) istniejąca siatka słupów nie odpowiadała nowym wymaganiom funkcjonalno-użytkowym i konieczna była jej przebudowa (pozostałe 2 kondygnacje, 5 i 6 piętro, przeznaczone na część biurową nie wymagały zmiany usytuowania słupów). Wiązało się to z rozebraniem części istniejących słupów poniżej 5. piętra obiektu i wykonaniem nowych konstrukcji transferowych, które po ich usunięciu przekazały obciążenie na sąsiednie słupy (nowe żelbetowe lub wzmocnione ist-

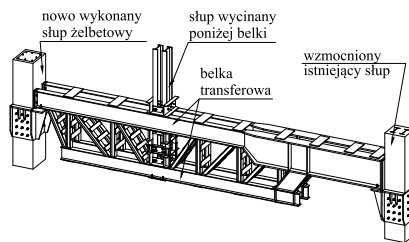


Fot. 2. Stężenia słupów w miejscach rozbiórki stropów
 Photo 2. Bracings of posts where was demolished floor slab

niejące). Prace rozpoczynano od wykonania konstrukcji transferowej (fotografia 3, rysunek 6) pod stropem nad kondygnacją 5. Następnie w obrębie konstrukcji transferowej zastosowano dodatkowe gałęzie stalowe i umieszczając między nimi podnośnik hydrauliczny, wycięto fragment oryginalnego słupa. Wykonano połączenia śrubowe słupa z belką transferową i rozpoczęto przekazywanie obciążenia na konstrukcję transferową oraz słupy, stopniowo opuszczając podnośnik. Opuszczanie podnośników prowadzono pod ciągłym monitoringiem geodezyjnym



Fot. 3. Konstrukcja transferowa: rama portalowa
 Photo 3. Transfer structure: portal frame



Rys. 6. Konstrukcja transferowa – belka portalowa
 Fig. 6. Transfer structure – portal beam

(odkształcenia konstrukcji względem reperów na słupach). Po całkowitym przekazaniu obciążenia na element transferowy wycinano pozostałą część słupa – sukcesywnie od góry aż do fundamentu. W miejscach, w których usuwano słup, wykonywano dodatkowe belki stalowe mocowane do sąsiednich słupów.

Podsumowanie

Przedstawiony w artykule przypadek potwierdza trudną specyfikę prac związanych z przebudową obiektów zabytkowych, ich częściową rozbiórką, modernizacją, czy rozbudową. Kolejność prowadzenia prac jest ściśle związana z zapewnieniem stateczności obiektu oraz bezpieczeństwem osób pracujących. W trakcie robót budowlanych ciągle mamy do czynienia z dynamiczną zmianą sytuacji, nowymi warunkami związanymi ze stanem technicznym odkrywanych elementów konstrukcyjnych. Sprawne podejmowanie decyzji wymaga bardzo dużego doświadczenia zawodowego przez osoby nadzorujące prace oraz projektantów konstrukcji.

*Wszystkie fotografie – J. Dudkiewicz
 Przyjęto do druku: 02.09.2015 r.*

mgr inż. Monika Dybowska-Józefiak^{1)}
 dr inż. Krzysztof Pawłowski¹⁾*

Renowacja ścian zewnętrznych budynków ocieplonych od wewnątrz – wybrane aspekty fizyczne

Renovation of the exterior walls of buildings insulated on the inside – some aspects physical

DOI: 10.15199/33.2015.11.41

(Oryginalny artykuł naukowy)

Streszczenie. W artykule przedstawiono analizę parametrów fizycznych złączy przegród zewnętrznych poddanych renowacji z zastosowaniem ocieplenia od wewnątrz. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń i analiz sformułowano wytyczne dotyczące konstruowania struktury materiałowej złączy przegród zewnętrznych ocieplonych od wewnątrz z uwzględnieniem wymagań cieplno-wilgotnościowych wg Rozporządzenia w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie z 2013 r. [1].

Słowa kluczowe: materiały izolacyjne, ocieplenie od wewnątrz, opór cieplny komponentu.

Abstract. The article presents an analysis of physical parameters of connectors envelope undergoing renovation with the use of warming from the inside. On the basis of calculations and analyzes formulated guidelines for constructing the structure of the material connectors insulated building envelope from inside, taking into account temperature and humidity requirements according to WT – 2013.

Keywords: insulation materials, insulation from the inside, thermal resistance component.

Kolejność położenia poszczególnych warstw nie ma wpływu na izolacyjność termiczną przegrody, gdyż wynika ona jedy-

nie z sumy oporów cieplnych użytych materiałów. O ile jest to możliwe, izolację termiczną wykonuje się po stronie zewnętrznej przegrody. Istnieje jednak grupa budynków, które z różnych względów i warunkowań nie mogą lub nie powinny być ocieplone od zewnątrz. Możemy do nich zaliczyć następujące obiekty:

- **zabytkowe**, a więc wpisane do rejestru zabytków lub objęte ochroną konserwatorską;
- **o wartości architektonicznej**, mające ciekawy charakter elewacji lub oryginalny wygląd;
- **o ograniczonym prawie własności**, np. w przypadku gdy część ścian zewnętrz-

¹⁾ Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska

^{*} Autor do korespondencji:
 e-mail: monikadybowska@op.pl