



dr hab. inż. Tadeusz URBAN  
Politechnika Łódzka

## STAN AWARYJNY NADPROŻA W DAWNEJ KOTŁOWNI ZESPOŁU FABRYCZNEGO RODZINY GROHMANÓW

### THE EMERGENCY STATE OF THE LINTEL IN THE FORMER BOILER ROOM OF FAMILY GROHMAN'S FACTORY COMPLEX

**Streszczenie** W referacie przedstawiono stan awaryjny ściany murowanej spowodowany wykonaniem w niej otworu komunikacyjnego o wymiarach 3,3 x 4,0 m. Bezpośrednią przyczyną zaistniałego zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji było niefachowe wykonawstwo, które przejawiało się wypadaniem cegieł z nadproża. Klasyczne obliczenia statyczne wykazały błędny dobór stalowych belek nadproża. Istniejącą stabilność konstrukcji udowodniono pracą tarczową muru znajdującego się nad stalowymi belkami nadproża. Wzmocnienie ściany w postaci żelbetowego portalu przedstawiono w końcowej części referatu.

**Abstract** The paper describes an emergency state of brick wall caused by execution of communication gate about dimensions 3,3 x 4,0 m. The unprofessional execution of the opening was the main reason for decreased safety of construction, bricks were falling out of the lintel. Static calculations proved the incorrect selection of the steel beams of the lintel. The existing stability of the construction was proved the disc work of wall being over the steel beams of the lintel. The strengthening of wall through the execution of the reinforced concrete portal was presented in the final part of the paper.

## 1. Wprowadzenie

W maju 2005r. autor został poproszony o ocenę bezpieczeństwa konstrukcji murowej w budynku byłej kotłowni zespołu fabrycznego rodziny Grohmanów w Łodzi. Bezpośrednią przyczyną tego zlecenia był wypadek polegający na oderwaniu się cegły z nadproża, która zraniła przechodzącą osobę przez wrota wykonane w północnej ścianie budynku. Sytuację, jaką autor zastał podczas pierwszej wizyty w obiekcie pokazuje rys.1. Pokazane zabezpieczenie, wykonane z drewna odzyskanego ze stosowanych przez najemcę obiektu opakowań, zabezpieczało przed spadającą cegłą przechodzących przez wrota ludzi, ale nie było w stanie przejąć obciążeń od ciężaru własnego nadproża i reakcji od wiaźara kratowego dachu kotłowni usytuowanego w świetle ościeży otworu.

## 2. Opis sytuacji

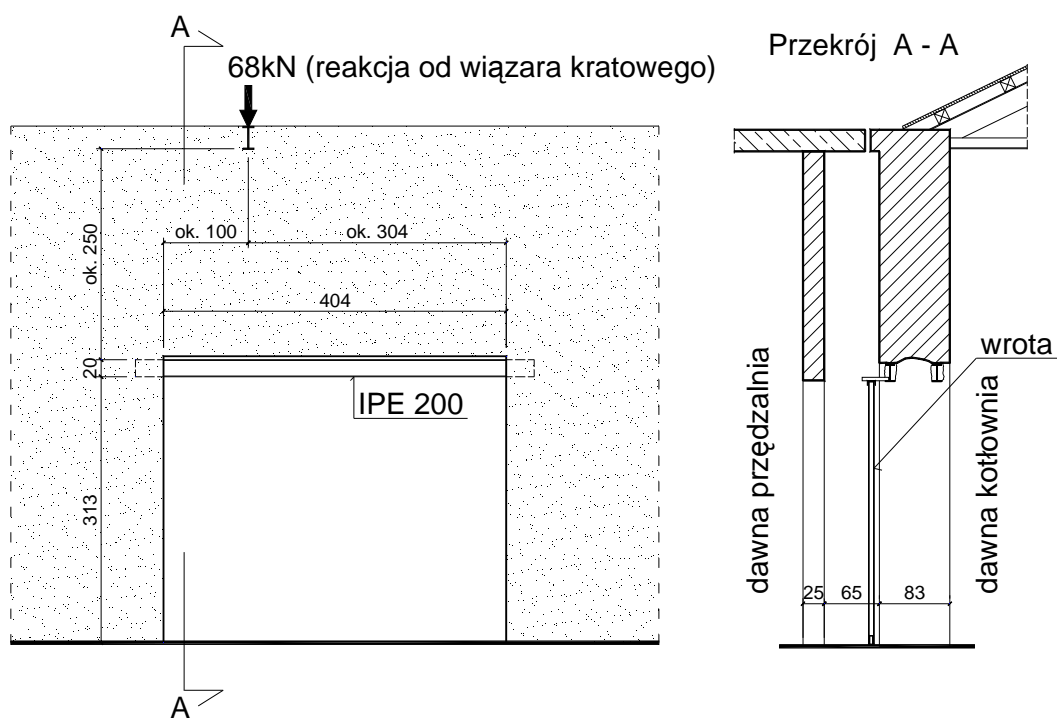
Budynek dawnej kotłowni został wybudowany na początku XX wieku. Konstrukcję nośną tego budynku stanowią murowane ściany z cegły ceramicznej na zaprawie wapiennej. Grubość ścian w miejscu wykonanego otworu komunikacyjnego wynosi około 83 cm. Ta



Rys. 1. Widoki ściany w strefie otworu komunikacyjnego z prowizorycznym zabezpieczeniem nadproża wykonanym przez użytkownika obiektu

jednonawowa hala została przekryta lekkim dachem o konstrukcji stalowej z poszyciem drewnianym. Rozpiętość wiązarów kratowych wynosi około 18 m. W bezpośrednim sąsiedztwie tego budynku została wykonana w latach sześćdziesiątych XX wieku hala (przedzalnia), której konstrukcję stanowi żelbetowy szkielet. Pomiędzy zewnętrznymi słupami tej hali znajduje się ściana murowana o grubości 25 cm. Odległość pomiędzy ścianami obu budynków wynosi około 65 cm. W obu tych ścianach wykonano przejście o wymiarach około 4 x 3,3 m, które stanowiło jedyną drogę dostępu do pomieszczeń biurowych i produkcyjnych dla kilkudziesięciu pracowników. W wolnej przestrzeni pomiędzy ścianami zainstalowano wrota przesuwne. Szczegóły sytuacji wyjaśnia rys. 2.

Biorąc pod uwagę brak brudnego osadu na przełomach cegieł ościeży otworów można domniemywać, że przebicia zostały wykonane stosunkowo niedawno – najdalej dwa lub trzy lata temu.



Rys. 2. Szczegóły konstrukcji w strefie otworu komunikacyjnego

Nadproże zostało wzmocnione dwiema belkami stalowymi z dwuteowników IPE200. Kształtowniki te zostały luźno osadzone w gniazdach muru, co pokazano na rys. 3. Górne prowadnice przesuwnych wrót zostały przymocowane do tych stalowych belek nadproża.



Rys. 3. Osadzenie belek nadprożowych w gniazdach muru bez zabezpieczenia przed ich obrotem wokół osi podłużnej



Rys. 4. Widok nadproża z luźnymi cegłami nad stalowymi belkami

Jakość wykonania nadproża, nawet gdyby było ono poprawnie zaprojektowane pod względem wytrzymałościowym, uniemożliwiało realizację założeń obliczeniowych modelu ze względu na brak blokady obrotu wokół osi podłużnych belek w miejscach ich oparcia. Pozostałe elementy o naturze estetycznej nie wymagają komentarza (patrz rys. 4). Pokazane luźne cegły stanowiły realne zagrożenie dla przechodzących osób pod opisywanym nadprożem.

Stan konstrukcji murej oceniono jako zły z powodu długotrwałej eksploatacji przez okres około 100 lat i braku bieżących napraw zwłaszcza w ostatnim czasie. Ściana w miejscu wykonanego przebiccia była najprawdopodobniej w przeszłości zalewana, gdyż w miejscu tym znajdowała się rura spustowa odprowadzająca wodę z dachu. Pozostałość tej rury tkwiła jeszcze w ceglonym nadprożu w czasie prowadzenia oględzin w maju 2005r. Jako bezpośrednią przyczynę wypadania cegieł z nadproża można było uznać dynamiczne oddziaływania przesuwnych wrót zainstalowanych w przestrzeni pomiędzy ścianami kotłowni i przedzalni. Górna prowadnica tych wrót była bezpośrednio przyspawana do stalowych belek nadproża (patrz rys. 2).

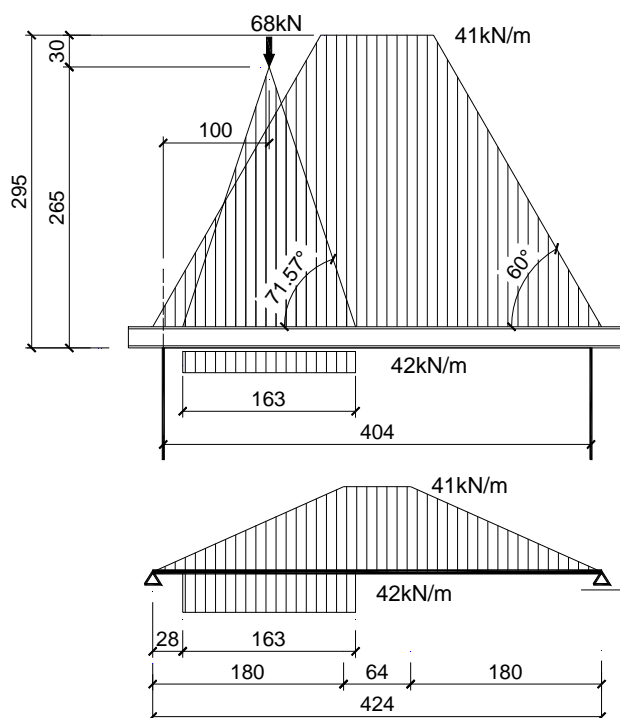
### 3. Klasyczna analiza wytrzymałościowa nadproża

W analizie klasycznej zgodnie z zaleceniami starej normy obciążeń (PN-64/B-02009) przyjęto model obliczeniowy pokazany na rys. 5. Założono, że obciążenie grawitacyjne jest przenoszone wyłącznie przez stalowe belki. Uwzględniono ciężar muru i reakcją od wiązara kratowego. Rozkład obciążenia od siły skupionej na wysokości nadproża przyjęto jak dla muru na zaprawie wapiennej ( $tg\alpha = 2$ ). Obliczenia przeprowadzono wyłącznie od obciążeń stałych (bez śniegu).

Dla tak przyjętego modelu, przy przyjętym współczynniku obciążenia  $\gamma_f = 1,1$ , maksymalny moment obliczeniowy wynosi  $122 \text{ kNm}$ . Momentowi temu odpowiadają naprężenia normalne w skrajnych włóknach przekroju rzędu  $\sigma_x = 317 \text{ MPa}$ . Temu wyężeniu



stalowych belek musiałyby towarzyszyć strzałka ugięcia wynosząca od obciążeń charakterystycznych około 25 mm. W rzeczywistości takie ugięcie nie było obserwowane.



Rys. 5. Klasyczny model obliczeniowy nadproża

Teoretyczna nośność tak przyjętego modelu zależy od granicy plastyczności stali i od warunków konstrukcyjnych – możliwości zwiczenia przekroju belki i więzów podporowych. Przy założeniu, że belki nadprożowe nie miały zabezpieczenia przed zwiczeniem na całej długości przęsła, nośności obliczeniowe byłyby przekroczone o 71% dla stali grupy St3S i o 20% w przypadku stali znaku 18G2A. Nawet gdyby nadproże zostało wykonane zgodnie ze „sztuką” (zabezpieczone przed zwiczeniem i z zablokowanym obrotem wokół osi podłużnej na podporach) to i tak teoretyczna nośność nie spełniałaby warunku bezpieczeństwa normowego. W tej sytuacji jedynym wytłumaczeniem równowagi konstrukcji mogła być jej praca tarczowa.

#### 4. Analiza konstrukcji jako tarczy

W celu udowodnienia wyżej postawionej tezy wykonano analizę fragmentu ściany z otworem metodą elementów skończonych z uwzględnieniem sił tarczowych w murze. Podstawowym problemem tej analizy było określenie cech fizycznych materiału. Zgodnie z doświadczeniem autora stosowana na przełomie XIX i XX wieku cegła ceramiczna ma średnią wytrzymałość wynoszącą około 5 MPa. Stosując zasady normy PN-B-03002:1999 ustalono wytrzymałość charakterystyczną muru na ściskanie:

$$f_k = 0,1 \cdot f_b = 0,1 \cdot 5 = 0,5 \text{ MPa}. \quad (1)$$

W powyższym wyliczeniu przyjęto, że wytrzymałość zaprawy jest  $f_m < 0,1 \text{ MPa}$ . Moduł odkształcalności podłużnej ustalono również na podstawie wyżej wymienionej normy ze wzoru:

$$E_{\infty} = \frac{\alpha_c}{1 + \eta_E \Phi_{\infty}} f_k = \frac{600}{1 + 0,3 \cdot 1,5} 0,5 = 206,9 \text{ MPa} \quad (2)$$

gdzie:  $\alpha_c$  – cecha sprężystości muru,

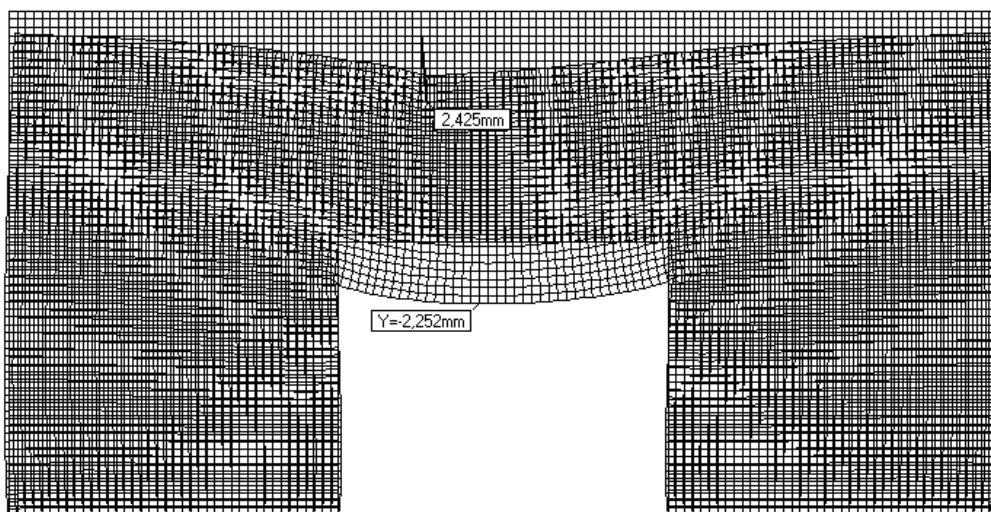
$\eta_E$  – współczynnik uwzględniający zmniejszenie wpływu pełzania muru,

$\Phi_{\infty}$  – końcowy współczynnik pełzania,

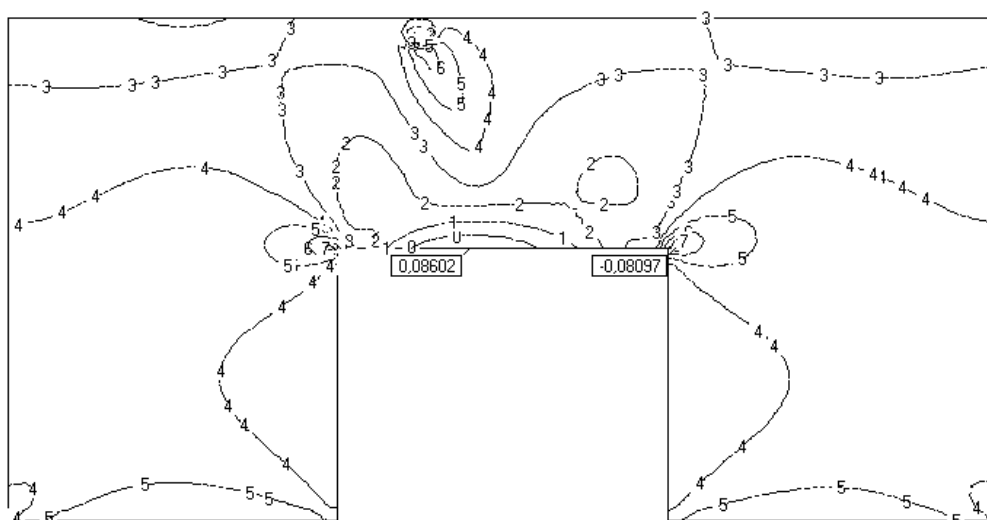
$f_k$  – wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie,

$E_{\infty}$  – długotrwały moduł sprężystości.

Do celów analizy statycznej zaokrąglono moduł sprężystości do wartości  $E_{\infty} = 200 \text{ MPa}$ , a współczynnik odkształcenia poprzecznego przyjęto  $\nu = 0,25$ . Obliczenia numeryczne przeprowadzono wykorzystując program ABC-Tarcza autorstwa *dr K. Grajka*. Wyniki analizy liniowo-sprężystej fragmentu ściany o długości  $12 \text{ m}$  przedstawiono na rys. 6 i 7. Oddziaływania sąsiednich części muru symulowano poprzez sprężyste poziome więzy na pionowych brzegach analizowanego modelu.



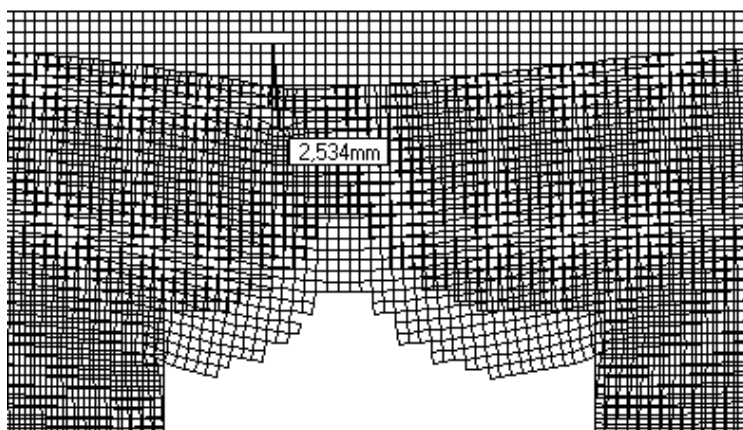
Rys. 6. Odkształcenia – maksymalne ugięcie nadproża wynosi  $2,25 \text{ mm}$



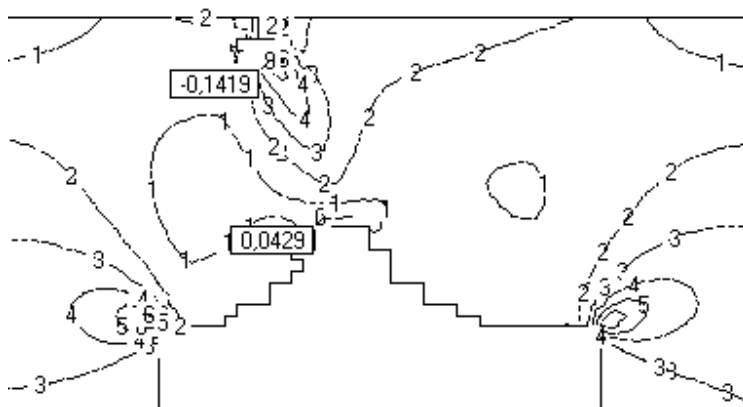
Rys. 7. Izolinie naprężeń głównych  $\sigma_1$ , maksymalna wartość  $\sigma_{1,max} \approx 0,086 \text{ MPa}$

Maksymalne napięcia główne ( $\sigma_1$  - rozciąganie) osiągają wartość około  $0,09 \text{ MPa}$ . Zgodnie z zasadami normowymi wytrzymałość muru na rozciąganie przyjmuje się zerowe. Wykonano więc powtórnie obliczenia nadproża z tzw. elementami pękającymi. Jako kryterium pękającego elementu przyjęto pojawienie się naprężeń głównych o wartości  $\sigma_1 \geq 0 \text{ MPa}$ . Okazało się wtedy, że konstrukcja nie można uzyskać równowagi – wszystkie elementy nadproża wypadają.

Wykonano następane kroki obliczeniowe, przyjmując jako kryterium pęknięcia elementów, pewne niewielkie wartości napięć głównych większych z zakresu  $0,01 \div 0,08 \text{ MPa}$ . Na rysunku 8 i 9 pokazano przykładowy efekt takiej analizy, który doprowadził do przesklepienia się nadproża. Na podstawie tej analizy oszacowano pewną minimalną wytrzymałość muru na rozciąganie konieczną do zachowania równowagi nadproża. W tym przypadku wartość tę ocenia się na około  $0,040 \div 0,045 \text{ MPa}$ .



Rys. 8. Odształcenia nadproża z elementami pękającymi  $\sigma_1 > 0,045 \text{ MPa}$



Rys. 9. Izolinie naprężeń głównych  $\sigma_1$ , maksymalna wartość  $\sigma_{1,max} \approx 0,043 \text{ MPa}$

## 5. Naprawa nadproża

Rozważając różne możliwe sposoby naprawy nadproża, najważniejszym postulatem jaki należało brać pod uwagę to bezpieczeństwo konstrukcji i ludzi w trakcie prowadzenia robót. Głównym zagrożeniem była możliwość wypadania cegieł od spodu nadproża. Zatem przed przystąpieniem do zdemontowania drewnianego deskowania wykonano zabezpieczenie za pomocą stalowych płaskowników, które zostały wsunięte pomiędzy górne półki dwuteowników i spód ceglano nadproża. Zostało to pokazane na rys. 10. Rozstaw

plaskowników dopasowano do wymiarów cegieł, tak aby każda z nich była zabezpieczona co najmniej jednym stalowym elementem.



Rys. 10. Zabezpieczenie nadproża na czas prowadzenia robót wzmocniających



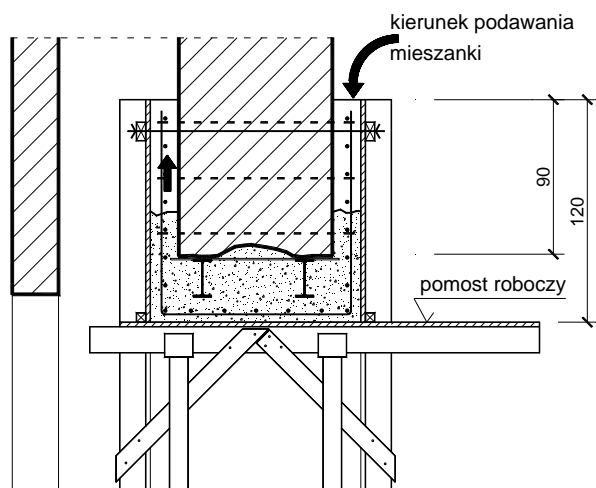
Rys. 11. Zbrojenie ramy wzmocniającej

Jako docelowe zabezpieczenie nadproża przyjęto monolityczną ramę żelbetową, która będzie stanowić pewien rodzaj ościeznicy. Przed montażem zbrojenia fragmenty powierzchni muru w miejscu przyszłego zespolenia z betonem oczyszczono z resztek tynku. Zbrojenie ramy stabilizowano za pomocą kotwi wklejanych do muru na klej żywiczny (patrz rys. 11).

Betonowanie wzmocniającej konstrukcji przeprowadzono w dwóch etapach – najpierw elementy pionowe i później rygiel. W przypadku pionowych elementów betonowanie nie przedstawiało zasadniczych problemów, gdyż było realizowane stopniowo z uzupełnianiem ścian szalunku wraz z wysokością (patrz rys. 12).



Rys. 12. Betonowanie pionowych elementów ościeznicy



Rys. 13. Koncepcja betonowania rygla portalu z dostępem z jednej strony

Znacznie trudniejsze okazało się zabetonowanie rygla ościeznicy z powodu braku dostępu do tego elementu od strony sąsiedniej hali. Założono możliwość wykonania tej operacji od jednej strony wykorzystując w tym celu mieszankę betonową o płynnej konsystencji (patrz rys. 13). W praktyce pomysłu tego nie udało się zrealizować. Przyczyną tego niepowodzenia był zbyt długi czas prowadzenia robót przy bardzo wysokiej temperaturze otoczenia wynoszącej w tym dniu około 30°C. Mieszanka betonowa była podawana ręcznie małymi

pojemnikami i ze względu na zmęczenie robotników konieczne były przerwy w pracy. Mieszanka betonowa zaczęła wiązać i w rzeczywistości wypłynęła po drugiej stronie tylko do połowy wysokości rygła. Konieczne okazało się dokończenie betonowania od drugiej strony, co wymagało rozebrania części muru nad nadprożem w sąsiednie ścianie. Na rysunku 14 pokazano końcowy efekt wykonanego wzmocnienia.



Rys. 14. Widok wzmocnienia – żelbetowego portalu

## 6. Podsumowanie

W podsumowaniu należy stwierdzić, że bezpośrednią przyczyną zaistnienia stanu awaryjnego było niewłaściwe wykonawstwo, które można określić skandalicznym.

Drugi wniosek, jaki zdaniem autora należy podkreślić, odnosi się do problematyki natury analitycznej. Odczuwa się brak we współczesnych dokumentach normalizacyjnych (PN-B-03002:1999/Az2:2002) parametrów wytrzymałościowych murów (zwłaszcza słabych), które można byłoby wykorzystywać w bardziej wyrafinowanych obliczeniach numerycznych. Ekspertowi pozostają jedynie własne doświadczenie i intuicja.

## Literatura

1. Urban T.: Ekspertyza techniczna ściany murowanej budynku nr 16 dawnej kotłowni zespołu fabrycznego rodziny Grohmanów przylegającej do budynku nr 9 byłej przędzalni na terenie kompleksu „Centrum” przy ul. ks. Tymienieckiego 22/24 w Łodzi – czerwiec 2005r.;
2. Urban T.: Projekt wykonawczy zabezpieczenia ściany murowanej budynku nr 16 dawnej kotłowni zespołu fabrycznego rodziny Grohmanów przylegającej do budynku nr 9 byłej przędzalni na terenie kompleksu „Centrum” przy ul. ks. Tymienieckiego 22/24 w Łodzi – czerwiec 2005r.;