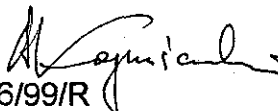


EW  
3

EGC  
N/3

**ORZECZENIE TECHNICZNE**  
**dotyczące określenia możliwości nośnych stropów**  
**w budynku Akwarium Gdyńskiego MIR**  
**Gdynia Al. Zjednoczenia 1**

Autorzy opracowania:

mgr inż. Antoni Kapuściński   
Rzecznik budowlany 86/99/R

mgr arch. Eugeniusz Skorupa 

Gdynia, grudzień 2003

# Orzeczenie techniczne dotyczące określenia możliwości nośnych stropów w budynku Akwarium Gdyńskiego MIR Gdynia Al. Zjednoczenia 1

## 1. INFORMACJE OGÓLNE

1.1. Podstawa opracowania – zlecenie Morskiego Instytutu Rybackiego w Gdyni.

1.2. Przedmiot opracowania – stropy budynku Akwarium Gdyńskiego MIR w Gdyni przy Al. Zjednoczenia 1:

- żelbetowy strop parteru,
- stalowa konstrukcja dźwigająca akwaria na piętrze budynku,
- strop ~~1~~ piętra rotundy.

1.3. Cel i zakres opracowania – ocena możliwości nośnych wybranych elementów konstrukcyjnych przedmiotowych stropów.

### 1.4. Materiały wykorzystane w opracowaniu.

1.4.1. Wyniki badań i pomiarów konstrukcji stropów przeprowadzonych w trakcie wizji lokalnych w grudniu 2003 r.

1.4.2. Własna inwentaryzacja konstrukcji stropów – w załączeniu (Zał. nr 1).

1.4.3. Własna dokumentacja fotograficzna w załączeniu (Zał. nr 2).

1.4.4. Inwentaryzacja architektoniczna budynku, K. Stępiński, październik 1996.

1.4.5. Orzeczenie techniczne dotyczące stanu technicznego fragmentu stropu budynku Akwarium Gdyńskiego w Gdyni, Al. Zjednoczenia 1, A. Kapuściński, czerwiec 2003

1.4.6. Polskie Normy:

- PN-82/B-02003 Obciążenie zmienne i technologiczne.
- PN-84/B-03264 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne, projektowanie.
- PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.

1.4.7. Konstrukcje żelbetowe, J. Kobiak, W. Stachurski, Arkady, Warszawa 1967.

1.4.8. Budownictwo betonowe t.II. Teoria żelbetu. L. Suwalski, Arkady, Warszawa 1964.

## 2. OPIS PRZEDMIOTOWEJ KONSTRUKCJI

### 2.1. Żelbetowy strop na poziomie +3.02 m

Przedmiotowy strop znajduje się w budynku Akwarium Gdyńskiego wzniesionego w latach trzydziestych XX wieku. Konstrukcją nośną budynku jest żelbetowy monolityczny szkielet. Rozważany strop usytuowany jest na poziomie +3,02 m i dźwiga salę ekspozycyjną z akwariami. Poniżej w kondygnacji przyziemia mieszczą się żelbetowe zbiorniki na wodę wraz z urządzeniami filtrującymi i pompami.

Strop przekrywa pomieszczenie, które w rzucie poziomym ma kształt prostokąta 10,80x18,27 m. Na obwodzie strop ten opiera się na słupach (20/40 cm) ścian zewnętrznych (podłużne) oraz na wewnętrznych ścianach poprzecznych. W środku strop podparty jest rzędem słupów żelbetowych (40/50 cm). Usytuowanie konstrukcji nośnej stropu wraz z zasadniczymi wymiarami pokazano na rys. 1 i 3 (Zał. nr 1).

Zasadniczą konstrukcję nośną stropu stanowią poprzeczne dwuprzęsłowe podciągi ułożone w rozstawach ok. 3,60 i 5,40 m oraz podciągi skośne wbudowane we wschodnim przęśle stropu (patrz rys. 1 i 3). Podciągi oparte są na słupach ścian zewnętrznych (skrajne podpory) oraz słupach środkowych. Podpory skrajne podciągów ukośnych usytuowane są nad narożnikami żelbetowych ścian zbiorników (rys. 1). W przęsłach podciągi mają wymiar 50/75 cm, przy podporach skrajnych 20/170 cm (patrz rys. 6). Szerokość podciągów w pobliżu podpór skrajnych została dostosowana do szerokości słupów ścian zewnętrznych. Również wysokość przekroju podciągów zmienia się wraz ze schodkową zmianą poziomu płyty stropowej (patrz przekrój rys. 5 oraz detale 3, 4, i 6 na rys. 6). Zmiany poziomu oraz grubość płyty stropowej dostosowane są do funkcji pomieszczenia. W paśmie przy ścianie zewnętrznej (pomiędzy osiami A i B) płyta ma grubość 10 cm, następnie pod akwariami podłużnymi (pomiędzy osiami B i C) grubość 19 cm, zaś najbardziej rozległa centralna część stropu ma grubość ok. 27 cm (dokładne wymiary płyt stropowych podano na detalach rys. 6).

Umieszczone w sali ekspozycyjnej akwaria spoczywają na, niezależnej od konstrukcji opisanego wyżej stropu, żelbetowej konstrukcji wybudowanej w latach 1969 – 1970. Żelbetowa konstrukcja akwariów podparta została stalowymi słupami z

rur o średnicy zewnętrznej ok. 8 cm. Rury przechodzą przez wykute w płycie stropowej otwory i spoczywają na stalowych podwalinach z belek dwuteowych. Stalowe dźwigary oparte są na koronach ścian żelbetowych zbiorników. Sytuację stalowych słupów i podwalin wraz z ich przekrojami przedstawiono na rzucie przyziemia rys. 1 oraz przekrojach rys. 4 i 5.

Strop nad salą z akwariami poziom + 6,74 m (przekroje 1-1 i 2-2, rys. 4 i 5) podparty jest dwoma rzędami żelbetowych słupów, patrz rzut I pietra rys. 2, które stoją na omawianych wcześniej podciągach przyziemia w osiach 2, 3, 4 i 5.

W celu rozeznania możliwości eksploatacyjnych przedmiotowego stropu wykonano niezbędne odkrywki zasadniczych elementów nośnych konstrukcji. Ze względu na to, że obiekt jest użytkowany, ilość odkrywek oraz ich zakres ograniczono do minimum. Na rys. 3 zaznaczono miejsca wykonanych odkrywek, zaś na rys. 6 na poszczególnych detalach naniesiono informacje uzyskane w odkrywkach. W załączonej dokumentacji fotograficznej (Zał. nr 2) przedstawiono fotografie odkrywek.

Badania żelbetowych elementów konstrukcji stropu wykazały, że beton w warstwie powierzchniowej (warstwa otuliny zbrojenia) sięgającej do głębokości 2 – 3 cm jest zły, a w wielu miejscach bardzo zły jakości. W części wykonanych odkrywek beton powierzchniowy łatwo można było oddzielić od zasadniczego elementu. Znacznie lepszy jakościowo był beton w głębi badanych elementów, jego wytrzymałość oszacowano na klasę B 20 MPa i wyższą. Odsłonięte w odkrywkach pręty stalowe były powierzchniowo, a w kilku miejscach również włącznie skorodowane.

Zbrojenie główne elementów konstrukcji stropu wykonane zostało z obecnie już nie stosowanej stali Isteq. Każda wkładka z tej stali wykonana jest z dwóch wzajemnie ze sobą skręconych pojedynczych prętów okrągłych. W wyniku splatania włókna każdego pręta zostają rozciągnięte, co powoduje wzmocnienie materiału, a tym samym wzrost jego granicy plastyczności i wytrzymałości obliczeniowej. Przyjęto, że pręty zostały wykonane ze stali StN o granicy plastyczności  $Q_{\approx 300}$  MPa. Średnice poszczególnych prętów oraz ich usytuowanie pokazano na detalach rys. 6.

Słupy zbrojone są zwykłymi pojedynczymi prętami okrągłymi.

Ogłędziny budynku wykazały, że stan żelbetowej konstrukcji jest zły. W wielu miejscach elementy konstrukcyjne są wyraźnie zarysowane. Układ rys świadczy o

odspojeniu się warstwy betonu pod wpływem silnej korozji zarówno betonu jak i prętów stalowych. Uszkodzony beton łatwo daje się odspoić odsłaniając pod spodem bardzo silnie skorodowany pręt. Dotyczy to zarówno elementów stropów, jak i podpierających je słupów. W dokumentacji fotograficznej (Zał. nr 2) pokazano kilka przykładów uszkodzeń spowodowanych korozją. W niektórych przypadkach korozja prętów jest bardzo duża np. fot. 7, 8, 9, 11, 12, 15, 16, 18. W słupach zewnętrznych na skutek korozji zupełnemu zniszczeniu uległ przekrój strzemion, patrz fot. 8.

Rozległymi śladami wysoleń oraz korozji prętów stalowych charakteryzują się zewnętrzne lica ścian zbiorników, patrz fot. 19 i 20.

Silnie skorodowana jest konstrukcja stalowa podpierająca akwaria, patrz fot. 22, 23, 24.

## 2.2. Rotunda, podciąg I pietra poziom + 6,74 m

Przedmiotowy podciąg w rzucie poziomym ma kształt pierścienia opartego na sześciu słupach (w tym pięć okrągłych) usytuowanych na obwodzie okręgu o średnicy ok. 4,70 m. Przekrój podciagu ma kształt trapezu o podstawie ok. 90 cm i średniej wysokości ok. 55 cm. Podciąg dźwiga płytę stropową grubości ok. 16 cm wraz z ułożoną na niej posadzką grubości ok. 5 cm. Na krawędzi podciagu przedstawiona jest ściana działowa wysokości 2,80 m i grubości 10 cm, wykonana z obustronnie otynkowanego muru z betonu komórkowego grubości 6 cm. Ściana od zewnątrz osłonięta jest płytą gipsowo – kartonową. Na podciagu opiera się obwodowy pomost drewniany spoczywający na stalowych dźwigarach.

Pierścień i płyta stropowa wykonane są w konstrukcji żelbetowej. Na podstawie „Orzeczenia technicznego...” (poz. 1.4.5.) można przyjąć, że beton konstrukcji jest klasy B20 a zbrojenie jest klasy A-III, stal 18G2. Ze względu na to, że sale rotundy są aktualnie użytkowane, nie wykonano odkrywki zbrojenia podciagu.

## **3. ZESTAWIENIE WYNIKÓW ANALIZY STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWEJ**

Na podstawie obliczeń w Załączniku nr 3 poniżej zestawiono możliwości nośne i eksploatacyjne wybranych zasadniczych elementów przedmiotowej konstrukcji. Podano maksymalne wartości obciążeń charakterystycznych, które konstrukcja bezpiecznie może przenieść oprócz ciężaru własnego.

### 3.1. Strop żelbetowy poziom + 3.20 m

#### 3.1.1. Płyta stropowa – strop Akermana

zbrojenie nieuszkodzone  $\phi 12$   $p \leq 4,19 \text{ kN/m}^2$

zbrojenie uszkodzone  $\phi 11$   $p \leq 3,77 \text{ kN/m}^2$

Nośność płyty stropowej jest wystarczająca do eksploataowania pomieszczenia obciążeniem normowym przewidzianym dla pomieszczeń muzealnych  $p=4,0 \text{ kN/m}^2$ .

#### 3.1.2. Belka w osi „B” pomiędzy osiami „4” i „5”

ciężar stały konstrukcji 6,88 kN/mb

szerokość pasma ok. 1,15 m

$$p \leq \frac{9,90 - 6,88}{1,15 \times 1,4} = 1,88 \text{ kN/m}^2$$

Belka ma dostateczną nośność do przenoszenia ciężarów własnych stropu oraz obciążenia użytkowego w wysokości ok.  $2,0 \text{ kN/m}^2$ , co jest wystarczające dla obsługi zaplecza akwariów.

#### 3.1.3. Belka podłużna w osi „D” pomiędzy osiami „3” – „4”

$$p \leq 22,0 \text{ kN/m}^2$$

#### 3.1.4. Podciąg w osi „3”

$$p \leq 11,30 \text{ kN/m}^2 \quad p \leq 11,30 \times 4,5 = 50,8 \text{ kN/mb}$$

#### 3.1.5. Podciąg ukośny

$$p \leq 8,13 \text{ kN/m}^2 \quad p \leq 8,13 \times 2,5 = 20,3 \text{ kN/mb}$$

#### 3.1.6. Słup środkowy

$$p \leq 34,6 \text{ kN/m}^2 \quad N_p \leq 1274 \text{ kN}$$

#### 3.1.7. Słup w ścianie zewnętrznej północnej, oś „5”

słup żelbetowy nieuszkodzony  $N \leq 803 \text{ kN}$

słup żelbetowy ze zbrojeniem częściowo uszkodzonym  $N \leq 720 \text{ kN}$

słup betonowy  $N \leq 514 \text{ kN}$

### 3.2. Konstrukcja stalowa niosąca akwaria

#### 3.2.1. Słupy z rur D=82,5 mm

$$N=250 \text{ kN} \gg P=40 \text{ kN}$$

#### 3.2.2. Belka 2I260 obok osi „2”

$$\sigma = 6,7 \text{ kN/cm}^2 < f_d = 17,5 \text{ kN/cm}^2$$

#### 3.2.3. Belka 2I160 pod osią „4”

$$\sigma = 16,6 \text{ kN/cm}^2 < f_d = 17,5 \text{ kN/cm}^2$$

#### 3.2.4. Słupy z 2 [ 100

$$N=190 \text{ kN} \gg P=17,7 \text{ kN}$$

## **4. ANALIZA MOŻLIWOŚCI NOŚNYCH KONSTRUKCJI**

### 4.1. Strop żelbetowy, poziom + 3.02 m

Dla oceny nośności przedmiotowego stropu wybrano w nim kilka reprezentatywnych elementów:

- belka niosąca zaplecze akwariów,
- płyta stropowa obciążona tłumem zwiedzających,
- belka (podciąg) poprzeczna,
- belka (podciąg) ukośna,
- belka podłużna,
- słup środkowy,
- słup w ścianie zewnętrznej.

W powyższych elementach miarę możliwości, wykonano odkrywki i przeprowadzono badania. Już wstępne oględziny stropu pozwoliły zarejestrować szereg uszkodzeń konstrukcji, mogących wskazywać na jej zły stan techniczny. Są to liczne podłużne spękania elementów w pobliżu krawędzi narożnych (Fot. 7, 9, 12, 15, 16 i 18). Odkucie betonu w celu odsłonięcia prętów zbrojenia potwierdziło zły stan betonu w warstwie otuliny i korozję stalowych prętów. Stopień uszkodzenia prętów jest różny, od korozji powierzchniowej (Fot. 3, 4, 5, 10 i 14), przez korozję wgłębną (Fot. 12 i 18), do zupełnego zniszczenia przekroju, jak to ma miejsce w przypadku strzemięcia słupa ściany zewnętrznej (Fot. 8).

Obecnie po nałożeniu na spód stropu powłoki ochronnej (Fot. 3, 5 i 6) zarysowania i zniszczenia są mniej widoczne, co nie świadczy o tym, że proces korozji betonu i stali ustał. Stan ten powoduje zmniejszenie nośności konstrukcji i jest groźny dla dalszej długotrwałej bezpiecznej eksploatacji budynku. Mając na względzie dalsze długotrwałe użytkowanie obiektu, w niedalekiej przyszłości należy wykonać naprawy elementów i przedsięwziąć środki zmniejszające stopień zagrożenia konstrukcji korozją.

Badania wgłębne elementów konstrukcji w miejscach odkrywek wykazały, że w większości przypadków pod stosunkowo słabą warstwą otuliny beton jest dobrej jakości, a jego klasę oszacowano na ok. B20. Obliczenia statyczne przeprowadzono przy założeniu, że stan betonu wewnątrz przekrojów jest dobry, szczególnie w elementach o dużych gabarytach takich, jak słupy i podciągi.

Wyznaczona w analizie nośność poszczególnych elementów konstrukcji jest znacznie zróżnicowana, patrz poz. 3.1. Takie elementy, jak płyta stropowa Akermana, czy pasmo stropu na zapleczu akwariów mają wystarczające nośności do przenoszenia obciążeń użytkowych związanych z funkcją pomieszczenia.

Belki główne (poprzeczne, skośne, podłużne) oraz podpierające je słupy wykazują znaczną nadwyżkę nośności ponad aktualnie wystarczającą do przeniesienia obciążeń eksploatacyjnych wynikających z funkcji pomieszczenia na poziomie + 3,02 m.

Belki – podciągi zostały zaprojektowane do przenoszenia znacznie większych obciążeń prawdopodobnie akwariów.

Istniejące akwaria w zasadzie nie obciążają przedmiotowego stropu, w latach 1969 – 70, niezależnie od konstrukcji stropu, za pomocą stalowych słupów zostały posadowione na ścianach zbiorników przyziemia.

Podpierające strop słupy mają dostateczny zapas nośności do przeniesienia obciążeń użytkowych determinowanych możliwościami nośnymi głównych belek stropowych.

Istniejącą nadwyżkę nośności konstrukcji przedmiotowego stropu można będzie wykorzystać przy ewentualnej modernizacji sali ekspozycyjnej na poziomie + 3,02 m.

Prace modernizacyjne bezwzględnie powinny być poprzedzone sporządzeniem dokumentacji technicznej i dodatkową weryfikacją konstrukcji, obecnie znacznie ograniczoną ze względu na użytkowanie obiektu.



#### 4.2. Konstrukcja stalowa

Wyrywkowe obliczenia statycznie – wytrzymałościowe (poz. 3.2.) wykazały, że poszczególne elementy stalowej konstrukcji, przy nieznacznych ubytkach w ich przekrojach, mają wystarczającą nośność do bezpiecznego dźwigania akwariów. Niestety warunki panujące w pomieszczeniu przyziemia sprzyjają intensywnym procesom korozji stalowej konstrukcji, co jest groźne szczególnie dla wszelkiego rodzaju złącz.

Dla zapewnienia możliwości dalszego bezpiecznego eksploataowania tej konstrukcji należy zadbać o jej stan zabezpieczając przed korozją.

#### 4.3. Rotunda – podciąg w stropie na poziomie + 6,74 m

W przypadku nowej aranżacji ekspozycji na poziomie II piętra rotundy bez żadnych zastrzeżeń będzie można ustawić gabloty, których ciężar łącznie nie przekroczy ciężaru przeznaczonej do demontażu ściany działowej oraz obciążenia użytkowego przypadającego na powierzchnię rzutu poziomego gablot (patrz poz. III 1 w Zał. Nr 3).

Należy sądzić, że rzeczywiste możliwości nośne kolistego podciagu rotundy są większe od podanych w sentencji powyżej. W wariantcie II analizy (Zał. Nr 3) wyznaczono nośność użytkową podciagu – pierścienia przy założeniu minimalnego procentu zbrojenia wbudowanego w jego przekrój. Jeżeli podciąg spełnia przyjęte założenie, to dodatkowe obciążenie konstrukcji mogłoby dochodzić do ok. 13,0 kN/mb.

W trakcie prac modernizacyjnych należy wykonać odkrywkę zbrojenia podciagu i ewentualnie zweryfikować podaną powyżej nośność.

Opracował



Mgr inż. Antoni Kapuściński

Gdynia, grudzień 2003

**DOKUMENTACJA RYSUNKOWA**  
**do orzeczenia technicznego**  
**dotyczącego określenia możliwości nośnych stropów**  
**w budynku Akwarium Gdyńskiego MIR**  
**Gdynia Al. Zjednoczenia 1**

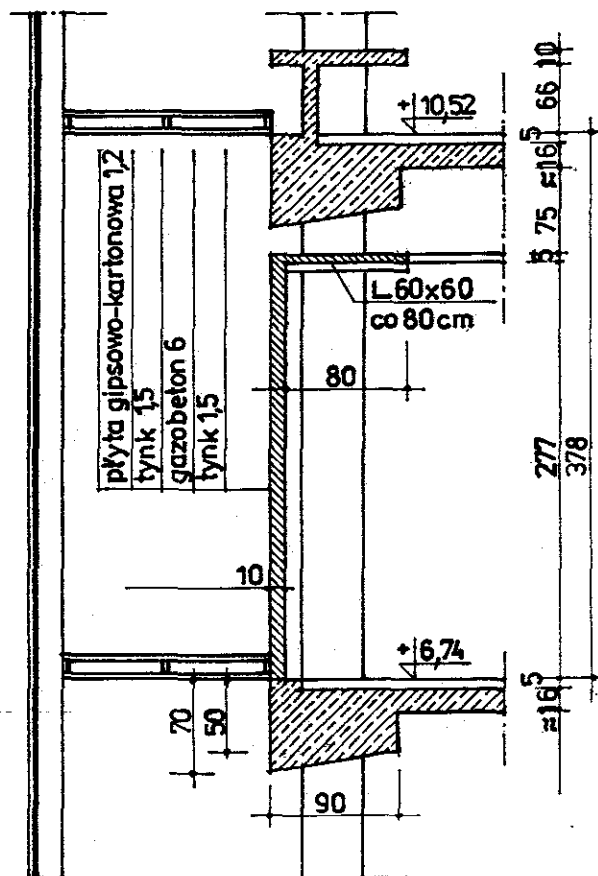
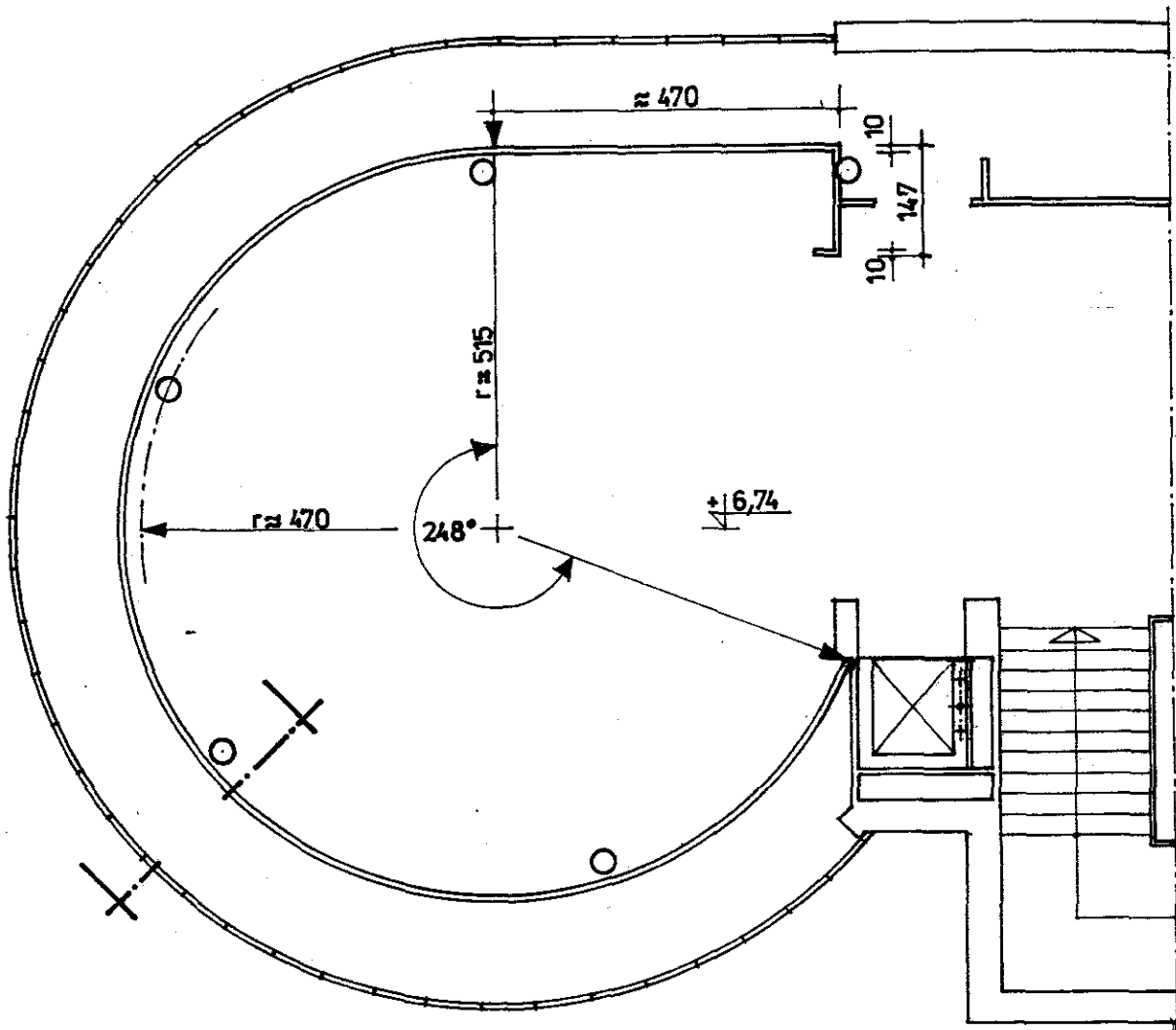
Rys. 1. – Rzut przyziemia	1:50
Rys. 2. – Rzut I piętra	1:50
Rys. 3. – Rzut stropu przyziemia	1:50
Rys. 4. – Przekrój podłużny 1-1	1:50
Rys. 5. – Przekrój poprzeczny 2-2	1:50
Rys. 6. – Detale odkrywek	1:25
Rys. 7. – Rzut II piętra rotundy	1:10, 1:50

Autorzy:

mgr inż. Antoni Kapuściński

mgr arch. Eugeniusz Skorupa

Gdynia, grudzień 2003



AKWARIUM GDYŃSKIE - GDYNIA AL. ZJEDNOCZENIA 1

ORZECZENIE TECHNICZNE GRUDZIEŃ 2003

RZUT II PIĘTRA ROTUNDY + DETAL 1:10, 1:50

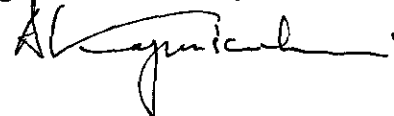
AUTORZY PROJEKTU:  
mgr inż. Antoni Kapuściński  
mgr arch. Eugeniusz Skorupa

**ANALIZA STATYCZNO – WYTRZYMAŁOŚCIOWA  
do orzeczenia technicznego dotyczącego  
określenia możliwości nośnych stropów w budynku  
Akwarium Gdyńskiego MIR,  
Gdynia Al. Zjednoczenia 1**

- I. Konstrukcja żelbetowa stropu poziom +3,02 m
- II. Konstrukcja stalowa pod akwarium
- III. Podciąg II piętra rotundy +6,74 m

Opracował

mgr inż. Antoni Kapuściński



Gdynia, grudzień 2003

# Analiza statyczno - wytrzymałościowa

## I. KONSTRUKCJA ŻELBETOWA

### 0. Założenia materiałowe

#### 0.1. Beton

- w warstwie otuliny słaby klasy B10
- wewnątrz belki klasy B15 – B20

Do obliczeń przyjęto beton klasy B17,5 o wytrzymałości:

- na ściskanie  $R_b=10,5$  MPa  
 $R_{bb}=8,3$  MPa
- na rozciąganie  $R_{bz}=0,83$  MPa

#### 0.2. Stal

Stal I stęg o granicy plastyczności ok. 330 Mpa

Do obliczeń przyjęto wytrzymałość obliczeniową  $R_a \approx 290$  Mpa.

Stal w słupach  $R_a \approx 210$  Mpa

## 1. Zestawienie obciążeń

### 1.1. Strop I piętra, poz. + 6,74 m

#### 1.1.1. Płyta stropowa

parkiet 22 mm	= 0,17 kN/m <sup>2</sup>	1,3	0,22 kN/m <sup>2</sup>
plyta Akermana 18+3 cm	= 2,64 kN/m <sup>2</sup>	1,1	2,90 kN/m <sup>2</sup>
warstwa betonu	0,04x23,0= 0,92 kN/m <sup>2</sup>	1,2	1,10 kN/m <sup>2</sup>
tynk	~ 0,01x19,0= 0,19 kN/m <sup>2</sup>	1,3	0,25 kN/m <sup>2</sup>
	$g= 3,92$ kN/m <sup>2</sup>	1,14	4,47 kN/m <sup>2</sup>
obciążenie użytkowe	$p= 4,00$ kN/m <sup>2</sup>	1,3	5,20 kN/m <sup>2</sup>

#### 1.1.2. Podciąg podłużny

plyta poz. 1.1.1.	$3,92 \times 0,5(6,86+2,0)= 17,36$ kN/mb	1,14	19,80 kN/mb
podciąg	$0,27 \times 0,27 \times 24,0= 1,75$ kN/mb	1,1	1,92 kN/mb
	$19,11$ kN/mb	1,136	21,72 kN/mb
obciążenie użytkowe	$4,0 \times 0,5(6,86+1,50)= 16,72$ kN/mb	1,3	21,74 kN/mb

### 1.1.3. Słupy

#### 1.1.3.1. Słupy w osi „3”

podciąg poz. 1.1.2.	$20,88 \times 0,5(3,62+5,41) =$	86,28 kN	1,136	98,02 kN
słup	$0,30 \times 0,20 \times 2,52 \times 24,0 =$	3,63 kN	1,1	3,99 kN
		89,91 kN	1,134	102,00 kN
obciążenie użytkowe	$16,72 \times 0,5(3,62+5,41) =$	75,49 kN	1,3	98,14 kN
		165,40 kN	1,21	200,14 kN

#### 1.1.3.2. Słupy w osi „5”

podciąg poz. 1.1.2.	$19,11 \times (0,5 \times 3,34 + 1,90) =$	68,22 kN	1,136	77,50 kN
słup	=	3,63 kN	1,1	3,99 kN
		71,85 kN	1,142	81,49 kN
obciążenie użytkowe	$16,72 \times (0,5 \times 3,34 + 1,90) =$	59,69 kN	1,3	77,60 kN

### 1.2. Strop parteru

#### 1.2.1. Płyty stropowe

##### 1.2.1.1. Płyta stropowa – poziom +3,94 m

plyta żelbetowa	$\sim 0,08 \times 24,0 =$	1,92 kN/m <sup>2</sup>	1,1	2,11 kN/m <sup>2</sup>
posadzka	$\sim 0,02 \times 22,0 =$	0,44 kN/m <sup>2</sup>	1,3	0,57 kN/m <sup>2</sup>
tynk	$\sim 0,01 \times 19,0 =$	0,19 kN/m <sup>2</sup>	1,3	0,25 kN/m <sup>2</sup>
		2,55 kN/m <sup>2</sup>	1,15	2,93 kN/m <sup>2</sup>
obciążenie użytkowe		2,00 kN/m <sup>2</sup>	1,4	2,80 kN/m <sup>2</sup>
		4,55 kN/m <sup>2</sup>	1,26	5,73 kN/m <sup>2</sup>

##### 1.2.1.2. Płyta stropowa – poziom +3,67 m

plyta + posadzka	$\sim 0,18 \times 23,0 =$	4,14 kN/m <sup>2</sup>	1,1	4,55 kN/m <sup>2</sup>
tynk	$\sim 0,01 \times 19,0 =$	0,19 kN/m <sup>2</sup>	1,3	0,25 kN/m <sup>2</sup>
		4,33 kN/m <sup>2</sup>	1,11	4,80 kN/m <sup>2</sup>
obciążenie użytkowe		2,00 kN/m <sup>2</sup>	1,4	2,80 kN/m <sup>2</sup>
		6,33 kN/m <sup>2</sup>	1,20	7,60 kN/m <sup>2</sup>

### 1.2.1.3. Płyta stropowa – poziom +3,02 m

posadzka terakota	$0,03 \times 22,0 = 0,66 \text{ kN/m}^2$	1,3	0,86 $\text{kN/m}^2$
plyta Akermana 15+3 cm	= 2,35 $\text{kN/m}^2$	1,1	2,56 $\text{kN/m}^2$
warstwa betonowa	$0,06 \times 23,0 = 1,38 \text{ kN/m}^2$	1,2	1,66 $\text{kN/m}^2$
tynk	$0,01 \times 19,0 = 0,19 \text{ kN/m}^2$	1,3	0,25 $\text{kN/m}^2$
	<u>4,58 <math>\text{kN/m}^2</math></u>	1,16	<u>5,33 <math>\text{kN/m}^2</math></u>
obciążenie użytkowe	4,00 $\text{kN/m}^2$	1,3	5,20 $\text{kN/m}^2$
	<u>g+p= 8,58 <math>\text{kN/m}^2</math></u>	1,23	<u>10,55 <math>\text{kN/m}^2</math></u>

### 1.2.2. Belki stropowe

#### 1.2.2.1. Belka na poziomie +3,49 m. oś „B”

plyta z poz. 1.2.1.1.	$2,55 \times 0,5 \times 0,8 = 1,02 \text{ kN/mb}$	1,15	1,17 $\text{kN/mb}$
plyta z poz. 1.2.1.2.	$4,33 \times 0,5 \times 0,96 = 2,08 \text{ kN/mb}$	1,11	2,31 $\text{kN/mb}$
belka	$0,28 \times 0,46 \times 24,0 = 3,09 \text{ kN/mb}$	1,1	3,40 $\text{kN/mb}$
	<u>6,19 <math>\text{kN/mb}</math></u>	1,11	<u>6,88 <math>\text{kN/mb}</math></u>
obciążenie użytkowe	$\sim 2,0 \times (0,40 + 0,48 + 0,28) = 2,32 \text{ kN/mb}$	1,4	3,25 $\text{kN/mb}$

#### 1.2.2.2. Belka na poziomie +3,67 m. oś „C”

plyta z poz. 1.2.1.2.	$4,33 \times 0,5 \times 0,96 = 2,08 \text{ kN/mb}$	1,11	2,31 $\text{kN/mb}$
belka	$0,28 \times 0,97 \times 24,0 = 6,52 \text{ kN/mb}$	1,1	7,17 $\text{kN/mb}$
	<u>8,60 <math>\text{kN/mb}</math></u>	1,1	<u>9,48 <math>\text{kN/mb}</math></u>
obciążenie użytkowe	$\sim 2,0 \times (0,48 + 0,28) = 1,52 \text{ kN/mb}$	1,4	2,13 $\text{kN/mb}$

#### 1.2.2.3. Belka na poziomie +3,02 m. oś „D”

belka	$\sim 0,22 \times 0,81 \times 24,0 = 4,28 \text{ kN/mb}$	1,1	4,70 $\text{kN/mb}$
plyta z poz. 1.2.1.3.	$\sim 0,3 \times 4,58 = 1,37 \text{ kN/mb}$	1,16	1,59 $\text{kN/mb}$
	<u>5,65 <math>\text{kN/mb}</math></u>	1,11	<u>6,29 <math>\text{kN/mb}</math></u>

### 1.2.3. Podciąg

#### 1.2.3.1. Podciąg w osi „3”

a) odcinek „C” – „D”

plyta z poz. 1.2.1.3.	$4,58 \times 0,5 \times (3,10 + 4,90) =$	18,32 kN/mb	1,16	21,25 kN/mb
podciąg	$0,52 \times 0,80 \times 24,0 =$	9,98 kN/mb	1,1	10,98 kN/mb
		<u>28,30 kN/mb</u>	1,139	<u>32,23 kN/mb</u>

b) odcinek „B” – „C”

podciąg	$0,52 \times 1,50 \times 24,0 =$	18,72 kN/mb	1,1	20,59 kN/mb
---------	----------------------------------	-------------	-----	-------------

c) odcinek „A” – „B”

podciąg	$0,20 \times 1,75 \times 24,0 =$	8,4 kN/mb	1,1	9,24 kN/mb
---------	----------------------------------	-----------	-----	------------

d) belka w osi „B”

plyta z poz. 1.2.2.1.	$6,19 \times 0,5 \times (3,10 + 4,90) =$	24,76 kN	1,11	27,48 kN
-----------------------	--	----------	------	----------

e) belka w osi „C”

plyta z poz. 1.2.2.2.	$8,06 \times 0,5 \times (3,10 + 4,90) =$	34,40 kN	1,1	37,84 kN
-----------------------	--	----------	-----	----------

#### 1.2.3.2. Podciąg ukośny osie „4” – „5”

a) odcinek „C” – „D”

plyta z poz. 1.3.1.3.	$\sim 4,58 \times 2,00 =$	9,16 kN/mb	1,16	10,62 kN/mb
podciąg	$0,52 \times 0,80 \times 24,0 =$	9,98 kN/mb	1,1	10,98 kN/mb
		<u>19,14 kN/mb</u>	1,13	<u>21,60 kN/mb</u>

b) odcinek „B” – „C”

podciąg	$0,52 \times 1,50 \times 24,0 =$	18,72 kN/mb	1,1	20,59 kN/mb
---------	----------------------------------	-------------	-----	-------------

c) belka w osi „C”

plyta z poz. 1.2.2.2.	$8,06 \times 0,5 \times 3,0 =$	12,90 kN/mb	1,1	14,19 kN/mb
-----------------------	--------------------------------	-------------	-----	-------------



## 2. Określenie nośności poszczególnych elementów

### 2.1. Płyta stropowa – strop Akermana

rozpiętość  $\sim 1,05 \times 4,89 = 5,13$  m

rozstaw żeber 0,31 m

obciążenie z poz. 1.2.1.3.  $g = 5,33$  kN/m<sup>2</sup>

wysokość pustaka 15 cm

nadbeton 3 cm

$h = 0,18$  m     $h_0 = 0,16$  m     $b = 0,31$  m

a) zbrojenie 2  $\phi$  11     $F_a = 1,9$  cm<sup>2</sup> ( $F_a = 6,13$  cm<sup>2</sup>/m)

$$x = \frac{6,13 \times 290}{100 \times 10,5} = 1,69 \text{ cm}$$

$$M = 6,13 \times 29,0 \times (0,16 - 0,5 \times 0,0169) = 26,91 \text{ kNm}$$

$$q \cong \frac{10 \times 26,94}{5,13^2} = 10,24 \text{ kN/m}^2 \quad p \leq \frac{10,24 - 5,33}{1,3} = 3,77 \text{ kN/m}^2$$

b) zbrojenie 2  $\phi$  12     $F_a = 2,26$  cm<sup>2</sup> ( $F_a = 7,29$  cm<sup>2</sup>/m)

$$x = \frac{7,29 \times 290}{100 \times 10,5} = 2,01 \text{ cm}$$

$$M = 7,29 \times 29,0 \times (0,16 - 0,01) = 31,7 \text{ kNm}$$

$$q \cong \frac{10 \times 31,71}{5,13^2} = 12,04 \text{ kN/m}^2 \quad p \leq \frac{12,04 - 5,33}{1,3} = 4,19 \text{ kN/m}^2$$

### 2.2. Belka w osi „B” pomiędzy osiami „4” i „5”

rozpiętość  $\sim 1,05 \times 4,0 = 4,20$  m

obciążenie z poz. 1.2.2.1.  $q = 6,88 + 3,25 = 10,13$  kN/mb

wysokość belki  $h = 0,45$  m,     $h_0 = 0,43$  m

szerokość belki  $b = 0,27$  m

zbrojenie 2x2  $\phi$  6 + 2  $\phi$  4,5     $F_a = 1,45$  cm<sup>2</sup>

$$x = \frac{1,45 \times 290}{27 \times 10,5} = 1,48 \text{ cm}$$

$$M = 1,45 \times 29,0 \times (0,43 - 0,5 \times 0,0148) = 17,45 \text{ kNm}$$

$$q \leq \frac{10 \times 17,45}{4,20^2} = 9,90 \text{ kN/mb} \cong q = 10,13 \text{ kN/mb}$$

### 2.3. Belka podłużna w osi „D”

rozpiętość  $1,05 \times 4,89 = 5,13$  m

obciążenie z poz. 1.2.2.3.  $g = 6,29$  kN/mb

szerokość belki  $0,20$  m

wysokość belki  $h = 0,75$  m,  $h_0 = 0,72$  m

zbrojenie  $2 \times 2 \phi 12$   $F_a = 4,52$  cm<sup>2</sup>

$$x = \frac{4,52 \times 290}{20 \times 10,5} = 6,24 \text{ cm}$$

$$M = 4,52 \times 29,0 \times (0,72 - 0,5 \times 0,0624) = 86,20 \text{ kNm}$$

$$q \leq \frac{10 \times 86,20}{5,13^2} = 32,75 \text{ kN/mb} \quad p \leq \frac{32,75 - 6,29}{1,2} \cong 22,0 \text{ kN/mb}$$

### 2.4. Podciąg w osi „3”

rozpiętość  $l_t = 1,05 \times 5,20 \cong 5,46$  m

obciążenie z poz. 1.2.2.3.  $g = 6,29$  kN/mb

wysokość belki  $0,70$  m,  $h_0 = 0,66$  m

szerokość belki  $0,50$  m

zbrojenie dołem  $6 \times 2 \phi 17$   $F_a = 27,24$  cm<sup>2</sup>

$$x = 5 \frac{27,24 \times 290}{20 \times 10,5} = 15 \text{ cm}$$

Możliwości nośne przęśła podciagu

$$M = 27,24 \times 29,0 \times (0,66 - 0,5 \times 0,15) = 462 \text{ kNm}$$

Nośność ze względu na ścinanie

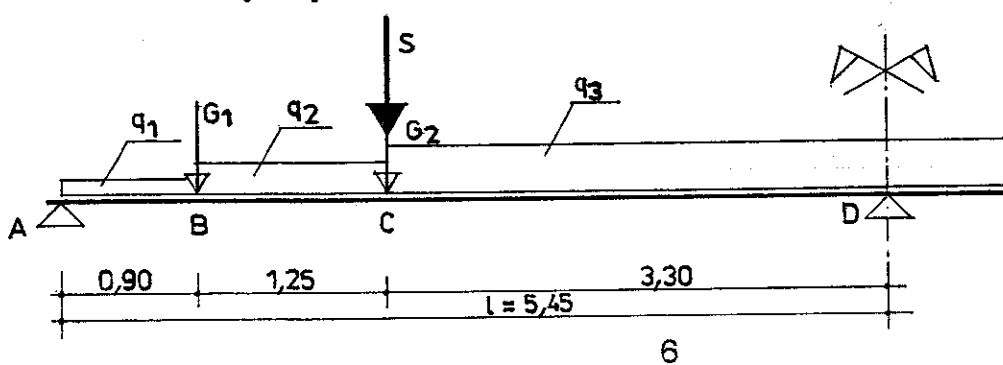
a) przy podporze środkowej  $b \times h_0 = 50 \times 66$  cm

$$Q_{\min} = 0,75 \times 0,083 \times 50 \times 66 = 205 \text{ kN}$$

b) przy podporze skrajnej  $b \times h_0 = 20 \times 170$  cm

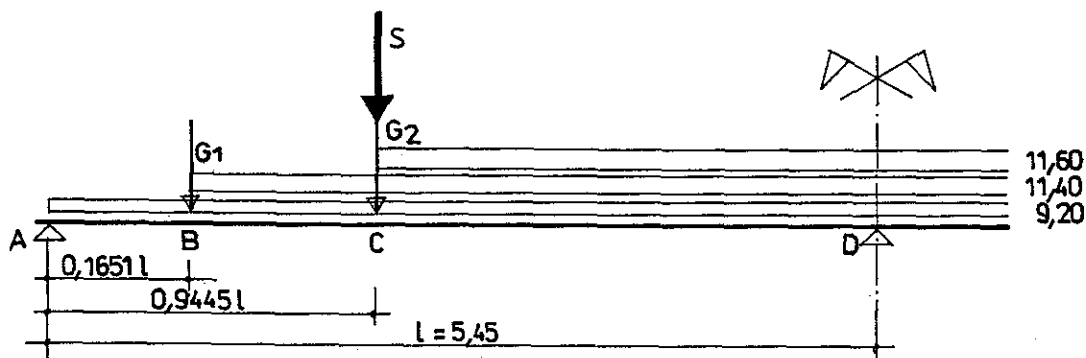
$$Q_{\min} = 0,75 \times 0,083 \times 20 \times 170 = 211 \text{ kN}$$

Schemat statyczny belki



## Obciążenia

- z poz. 1.2.3.1.d  $G_1=27,50$  kN  
 z poz. 1.2.3.1.e  $G_2=37,80$  kN  
 z poz. 1.1.3.1.  $S=102,0+98,0=210,0$  kN  
 z poz. 1.2.3.1.c  $q_1=9,20$  kN/mb  
 z poz. 1.2.3.1.b  $q_2=20,60$  kN/mb  
 z poz. 1.2.3.1.a  $q_3=32,20$  kN/mb



$$\text{Współczynniki katów obrotu } \varphi_D = \frac{1}{24} g l^3 (1-\xi^2)^2 \quad \varphi_D = \frac{1}{6} G \xi^2 \xi (1-\xi^2)$$

$$4M_D = -6 \Sigma (\varphi_B^l + \varphi_B^p) \quad \varphi_B^l = \varphi_B^p$$

$$M_D = - \left[ \frac{1}{8} g l^2 (-\xi^2)^2 + \frac{1}{2} G \xi (1-\xi^2) \right]$$

$\xi$	$\xi^2$	$1-\xi^2$	$(1-\xi^2)^2$	$\xi(1-\xi^2)$	$1/8(1-\xi)^2$	$1/2\xi(1-\xi^2)$
0,165	0,0273	0,9727	0,9462	0,1606	0,1183	0,0803
0,3945	0,1556	0,8444	0,7130	0,3331	0,0891	0,16655

a) Moment podporowy bez uwzględnienia obciążeń użytkowych

$$M_D' = -(0,125 \times 9,20 + 0,1183 \times 11,40 + 0,0891 \times 11,60) \times 5,45^2 -$$

$$-[0,0803 \times 27,50 + 0,16655(37,80 + 102,0)] \times 5,45 = -104,91 - 138,93 =$$

$$=-243,84 \text{ kNm}$$

b) Moment podporowy z uwzględnieniem obciążeń użytkowych na poziomie I piętra (+6,74 m)

$$M_D'' = -243,84 - 0,16655 \times 98,0 \times 5,45 = -332,79 \text{ kNm}$$

Sily tnące przypodorowe

$$\text{a) } Q_D' = \frac{1}{5,45} (243,84 + 27,5 \times 0,9 + 37,8 \times 2,15 + 102,0 \times 2,15 + 9,20 \times 0,9 \times 0,45 + 20,6 \times 1,25 \times 1,52 + 32,2 \times 3,30 \times 3,80) = 186,4 \text{ kN}$$

$$\text{b) } Q_D'' = \frac{1}{5,45} (332,79 + 27,5 \times 0,9 + 37,8 \times 2,15 + 200,1 \times 2,15 + 9,20 \times 0,9 \times 0,45 + 20,6 \times 1,25 \times 1,52 + 32,2 \times 3,30 \times 3,80) = 241,3 \text{ kN}$$

Momenty zginające w przęśle

$$\text{a) } \max M' = 186,4 \times 3,30 - 32,2 \times 3,30 \times 1,65 - 243,84 = 195,9 \text{ kNm}$$

$$\text{b) } \max M'' = 241,3 \times 3,30 - 32,2 \times 3,30 \times 1,65 - 332,79 = 288,1 \text{ kNm}$$

Możliwości użytkowe podciągu  $\max M_p \leq 0,096 \text{ gl}^2$

$$\text{a) } \Delta M = 462,0 - 195,9 = 266,1 \text{ kNm}$$

$$p \leq \frac{266,1}{0,096 \times 5,45^2} = 93,28 \text{ kN/mb}$$

$$p \leq \frac{93,28}{4,5 \times 1,2} = 17,27 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{b) } \Delta M = 462,0 - 288,1 = 173,9 \text{ kNm}$$

$$p \leq \frac{173,9}{0,096 \times 5,45^2} = 60,99 \text{ kN/mb}$$

$$p \leq \frac{60,99}{4,5 \times 1,2} = 14,30 \text{ kN/m}^2$$

## 5. Podciąg ukośny

rozpiętość  $l_t \approx 1,05 \times 6,40 \approx 6,70 \text{ m}$

wysokość belki  $0,70 \text{ m}$ ,  $h_o = 0,66 \text{ m}$

szerokość belki  $0,50 \text{ m}$

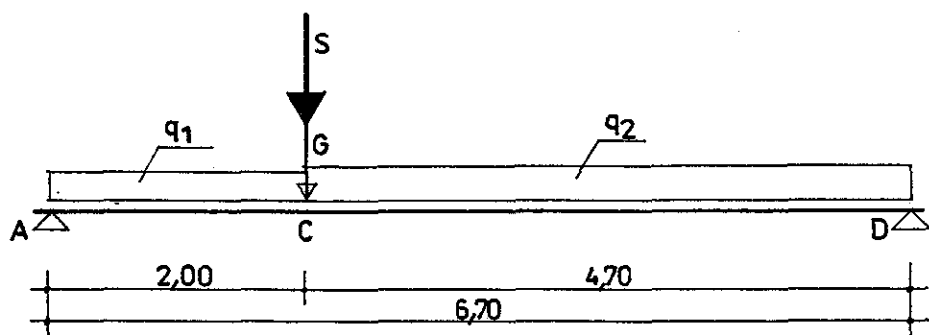
zbrojenie dołem  $5 \times 2 \phi 17$   $F_a = 22,70 \text{ cm}^2$

$$x = \frac{22,70 \times 290}{50 \times 10,5} = 12,54 \text{ cm}$$

Możliwości nośne przęsla podciągu

$$M = 22,70 \times 29,0 \times (0,66 - 0,5 \times 0,1254) = 393,2 \text{ kNm}$$

## Schemat statyczny belki



### Obciążenia

- z poz. 1.2.3.2.c  $G=14,20$  kN
- z poz. 1.1.3.2.  $S=81,50+77,60=159,10$  kN
- z poz. 1.2.3.2.b  $q_1=20,60$  kN/mb
- z poz. 1.2.3.2.a  $q_2=21,60$  kN/mb

Przyjęto, że belka jest częściowo zamocowana na podporze D

$$Q_D = \frac{1}{6,70} [(14,20+159,10) \times 2,00 + 20,60 \times 2,00 \times 1,00 + 21,60 \times 4,70 \times 4,35] = 123,8 \text{ kN}$$

$$\max M \approx 0,8 \frac{126,1^2}{2 \times 21,60} = 283,7 \text{ kNm}$$

Możliwości użytkowe podciagu

$$\Delta M = 393,2 - 283,7 = 109,5 \text{ kNm}$$

$$p \leq \frac{109,5 \times 10}{6,70^2} = 24,39 \text{ kN/mb}$$

przyjmując średnią szerokość pasma ok. 2,5 m

$$p \leq \frac{24,39}{2,5 \times 1,2} = 8,13 \text{ kN/m}^2$$

## 6. Słupy

### 6.1. Słup środkowy

wysokość słupa ok. 5,10 m

przekrój 50x40 cm

zbrojenie 6  $\phi$  20  $F_a=18,85 \text{ cm}^2$

$$\frac{l_0}{b} = \frac{5,10}{0,4} = 12,75 \quad \varphi \approx 0,83$$

$$N = 0,83 \left( \frac{1,02 \times 50 \times 40}{1,15} + 18,85 + 21,0 \right) = 1800 \text{ kN}$$

obciążenia:

$$\text{z poz. 4. } Q_D'' \quad 2 \times 241,3 = 482,6 \text{ kN}$$

$$\text{z poz. 3.} \quad 6,29 \times 0,5(3,10 + 4,90) = 25,16 \text{ kN}$$

$$\text{słup} \quad \sim 0,52 \times 0,42 \times 24,0 \times 3,5 = 18,34 \text{ kN}$$

$$N_g = 526,10 \text{ kN}$$

$$N_p = 1800,0 - 526,10 \approx 1273,9 \text{ kN}$$

$$p \leq \frac{1273,9}{0,5(5,40 + 3,60) \times 1,25 \times 5,45 \times 1,2} = 34,62 \text{ kN/m}^2$$

## 6.2. Słup w ścianie zewnętrznej

wysokość słupa  $l_x \approx 1,80 \text{ m}$ ,  $l_y \approx 2,70 \text{ m}$

przekrój słupa 40x20 cm

$$\frac{l_x}{b_x} = \frac{180}{20} = 9 \quad \varphi \approx 0,86$$

$$\frac{l_y}{b_y} = \frac{270}{40} = 6,75$$

Przekrój nieuszkodzony

zbrojenie 4  $\phi$  18,5  $F_a = 10,72 \text{ cm}^2$

$$N = 0,86 \left( \frac{1,02 \times 40 \times 20}{1,15} + 10,72 + 21,0 \right) = 803 \text{ kN}$$

Przekrój uszkodzony

zbrojenie 4  $\phi$  17  $F_a = 9,08 \text{ cm}^2$

$$N \approx 0,86 \left( \frac{1,02 \times 720}{1,15} + 9,08 + 21,0 \right) = 713 \text{ kN}$$

$$\text{Spadek nośności } \frac{713}{803} = 0,888$$

Przypadek uszkodzonego w 100% przekroju strzemienia.

Traktujemy słup jak betonowy

$$N \approx 0,86 \times 0,83 \times 720 = 514 \text{ kN}$$

$$\text{Spadek nośności } \frac{514}{803} = 0,64$$

## II. KONSTRUKCJA STALOWA POD AKWARIUM

### 0. Założenia materiałowe

Dla rur przyjęto stal R o wytrzymałości  $f_d = 16,5 \text{ MPa}$ .

Dla dźwigarów przyjęto stal St0S o wytrzymałości  $f_d = 17,5 \text{ MPa}$ .

### 1. Zestawienie obciążeń

#### 1.1. Ciężar akwarium podłużnego

ściana tylna + ½ dna	$0,13 \times 2,0 \times 24,0 =$	6,24 kN/mb		
podciąg	$0,5 \times 0,20 \times 24,0 =$	2,40 kN/mb		
½ dna	$0,13 \times 0,7 \times 24,0 =$	2,18 kN/mb		
szyby	$0,06 \times 1,3 \times 27,0 =$	2,11 kN/mb		
		6,69 kN/mb	1,1	7,35 kN/mb
woda	$1,3 \times 10,0 \times 0,60 =$	7,80 kN/mb	1,1	8,58 kN/mb
		14,59 kN/mb		15,93 kN/mb

#### 1.2. Ciężar akwarium poprzecznego

szyby	$0,06 \times 2,0 \times 27,0 =$	3,24 kN/mb		
½ dna	$0,13 \times 0,65 \times 24,0 =$	2,03 kN/mb		
woda	$0,60 \times 1,85 \times 10,0 =$	11,10 kN/mb		
		16,37 kN/mb	1,1	18,0 kN/mb

### 2. Weryfikacja elementów

#### 2.1. Słupy z rur $\phi 82,5 \text{ mm}$

$$D = 82,5 \text{ mm}, t = 8 \text{ mm} \quad A = 18,7 \text{ cm}^2, i = 2,65 \text{ cm}$$

wysokość max  $M \approx 180 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{180}{2,65} \approx 68, \quad \lambda_p = 84 \sqrt{\frac{215}{165}} = 96$$

$$\frac{\lambda}{\lambda_p} = \frac{68}{96} = 0,7 \quad \rightarrow \quad \varphi \approx 0,90$$

$$N \leq 0,9 \times 16,5 \times 18,7 = 277,7 \text{ kN}$$

uwzględniając ~ 10% ubytek przekroju

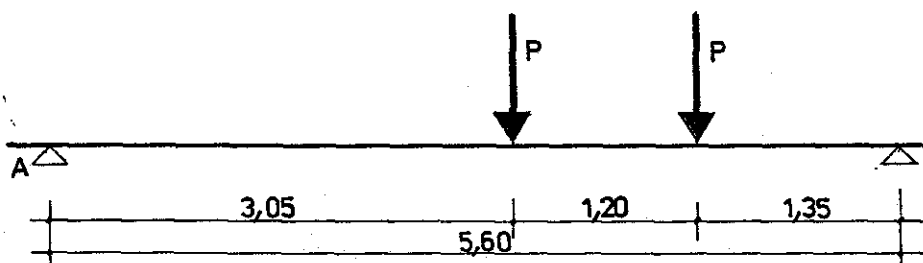
$$N = 0,9 \times 277,7 \approx 250,0 \text{ kN}$$

obciążenie przy rozstawie słupów ~ 1,80 m

$$P \approx 18,0 \times 2,0 = 36,0 \text{ kN} \ll N = 250 \text{ kN}$$

## 2.2. Belki dwuteowe

### 2.2.1. Belka w pobliżu osi „2” – 2 I 260



obciążenia

z poz. 1.1.

$$P \approx 14,6 \times 1,50 = 21,9 \text{ kN} \quad \left| \begin{array}{l} 1,1 \\ 24,1 \text{ kN} \end{array} \right.$$

2 I 260

$$2 \times 0,42 = 0,84 \text{ kN/mb} \quad \left| \begin{array}{l} 1,1 \\ 0,92 \text{ kN/mb} \end{array} \right.$$

$$R_A = 0,5 \times 0,84 \times 5,60 + \frac{22,0}{5,6} (2,55 + 1,35) = 17,7 \text{ kN}$$

$$M \approx 17,7 \times 3,05 = 53,9 \text{ kNm}$$

$$2 \text{ I } 260 \quad W = 2 \times 442 = 884 \text{ cm}^3, \quad J = 2 \times 5740 = 11480 \text{ cm}^4$$

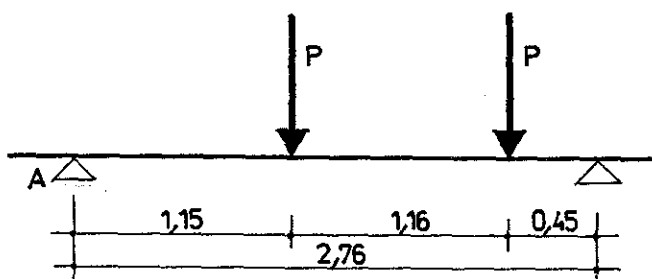
$$\sigma = \frac{5390}{884} \times 1,1 = 6,7 \text{ kN/cm}^2 < f_d = 17,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{ugięcie graniczne } \frac{l}{350} = \frac{560}{350} \approx 1,6 \text{ cm}, \quad \alpha = 17,78$$

$$J \geq 17,78 \times 53,9 \times 5,60 = 5367 \text{ cm}^4 < J = 11480 \text{ cm}^4$$



### 2.2.2. Belka pod osiá „4” - 2 I 260



z poz. 1.1.  $\sim 14,60 \times 1,25 = 18,25 \text{ kN}$

z poz. 1.2.  $\sim 16,40 \times 1,40 = 22,96 \text{ kN}$

41,21 kN	1,1	45,33 kN
----------	-----	----------

$$R_A = \frac{41,21}{2,76} (0,45 + 1,61) = 30,76 \text{ kN}$$

$$M = 30,76 \times 1,15 = 35,37 \text{ kNm}$$

2 I 260  $W = 2 \times 117 = 234 \text{ cm}^3$ ,  $J = 2 \times 935 = 1870 \text{ cm}^4$

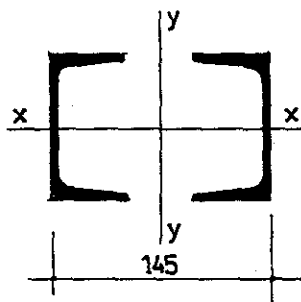
$$\sigma = \frac{3537}{234} \times 1,1 = 16,62 \text{ kN/cm}^2 < f_d = 17,5 \text{ kN/cm}^2$$

ugięcie graniczne  $\frac{l}{350} = \frac{276}{350} \cong 0,79 \text{ cm}$ ,  $\alpha = 17,78$

$$J \geq 17,78 \times 35,37 \times 2,76 = 1736 \text{ cm}^4 < J = 1870 \text{ cm}^4$$

### 2.3. Słup z ceowników

#### 2.3.1. Słup 2 I 100E, wysokość ok. 4,5 m



$$A = 21,9 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 3,99 \text{ cm}$$

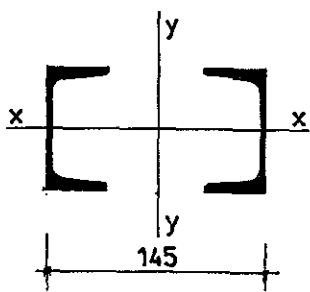
$$i_y = 6,20 \text{ cm}$$

$$i_t = 1,36 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{450}{3,99} = 113, \quad \frac{\lambda_x}{\lambda_p} = \frac{113}{93} = 1,21 \quad \varphi \cong 0,5$$

$$N = 0,5 \times 21,9 \times 17,5 = 191,6 \text{ kN} \gg \text{ z poz. 2.2.1. } R_A = 17,7 \text{ kN}$$

### 2.3.2. Słup 2[ 80E, wysokość ok. 2,20 m



$$A=18,0 \text{ cm}^2$$

$$i_x=3,16 \text{ cm}$$

$$i_y=6,30 \text{ cm}$$

$$i_1=1,19 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{220}{3,16} = 69,6, \quad \frac{\lambda_x}{\lambda_p} = \frac{69,6}{93} = 0,75 \quad \varphi \approx 0,8$$

$$N=0,8 \times 18,0 \times 17,5 = 252 \text{ kN}$$

### III. PODCIĄG II PIĘTRA ROTUNDY

Weryfikacja możliwości nośnych wspartego na słupach żelbetowego podciągu – pierścienia pokazanego na rys. 7.

**1. Wariant I** – określenie możliwości nośnych w granicach ciężaru istniejącej ściany działowej wysokości 2,80 m.

ciężar  $\text{m}^2$  ściany

beton komórkowy odm. 0,7

$$0,06 \times 10,0 = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

tynk

$$2 \times 0,015 \times 19,0 = 0,57 \text{ kN/m}^2$$

płyta gipsowo - kartonowa

$$= 0,10 \text{ kN/m}^2$$

---

$$1,27 \text{ kN/m}^2$$

ciężar mb ściany

$$1,27 \times 2,80 = 3,55 \text{ kN/mb}$$

Uwzględniając obciążenie użytkowe stropu w wysokości 4,0  $\text{kN/m}^2$  można dopuścić ciężar gąbłot, w zależności od ich szerokości „b”, w wysokości:

$$b \times 4,0 + 3,5 \text{ [kN/mb]}$$

np. przy szerokości gąbłot  $b=1,0$  m ich ciężar może być rzędu 7,5  $\text{kN/mb}$ .

**2. Wariant II** – określenie możliwości nośnych pierścienia przy przyjęciu minimalnego procentu zbrojenia w strefie rozciąganej przekroju belki.

Wymiary przekroju  $b=0,9\text{ m}$   
 $h=0,55\text{ m}, \quad h_0=0,52\text{ m}$

$$\min \mu = 0,0015 \times 52 \times 90 = 7,02\text{ cm}^2$$

na podstawie Orzeczenia... (poz. 1.4.5.) można przyjąć, że pierścień wykonany jest z betonu klasy B20 ( $R_b=11,5\text{ MPa}$ ) zbrojonego prętami ze stali 18G2 ( $R_a=310\text{ MPa}$ ).

Przyjmując  $4\phi 18 \quad F_a=7,08\text{ cm}^2$

$$x = \frac{7,08 \times 310}{90 \times 11,5} = 2,12\text{ cm}$$

$$M = 7,08 \times 31,0 \times \left(0,52 - \frac{2,12}{2}\right) = 111,80\text{ kNm}$$

Dla pierścienia opartego na sześciu podporach momenty zginające wynoszą:

w przęśle  $M=0,047\text{ qr}^2$

na podporze  $M=-0,093\text{ qr}^2$

Rozpatrując moment podporowy możliwości nośne pierścienia przy promieniu  $r=4,70\text{ m}$  wynoszą:

$$q \leq \frac{111,80}{0,093 \times 4,70^2} = 54,42\text{ kN/mb}$$

obciążenie istniejące

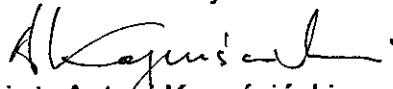
posadzka	$\sim 0,05 \times 22,0 = 1,10\text{ kN/m}^2$	1,3	1,43 kN/m <sup>2</sup>
plyta	$\sim 0,16 \times 24,0 = 3,84\text{ kN/m}^2$	1,1	4,22 kN/m <sup>2</sup>
tynk	$\sim 0,01 \times 19,0 = 0,19\text{ kN/m}^2$	1,3	0,25 kN/m <sup>2</sup>
obciążenie użytkowe	$= 4,00\text{ kN/m}^2$	1,3	5,20 kN/m <sup>2</sup>
	$9,13\text{ kN/m}^2$	1,22	$11,10\text{ kN/m}^2$

plyta stropowa	$9,13 \times 0,5 \times 5,15 = 23,50\text{ kN/mb}$	1,22	28,68 kN/mb
pierścień żelbetowy	$\sim 0,4 \times 0,90 \times 24,0 = 8,64\text{ kN/mb}$	1,1	9,50 kN/mb
podest drewniany	$\sim 0,5 \times 0,7 = 0,35\text{ kN/mb}$	1,2	0,42 kN/mb
	$32,49\text{ kN/mb}$	1,188	$38,60\text{ kN/mb}$

Dodatkowe obciążenie, które może przenieść pierścień wynosi:

$$\frac{54,42 - 38,60}{1,2} \cong 13,2 \text{ kN/mb}$$

obliczenia wykonał

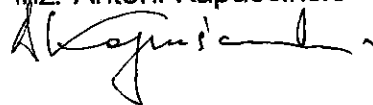
  
mgr inż. Antoni Kapuściński

**DOKUMENTACJA FOTOGRAFICZNA  
do orzeczenia technicznego  
dotyczącego określenia możliwości nośnych stropów  
w budynku Akwarium Gdyńskiego MIR  
Gdynia Al. Zjednoczenia 1**

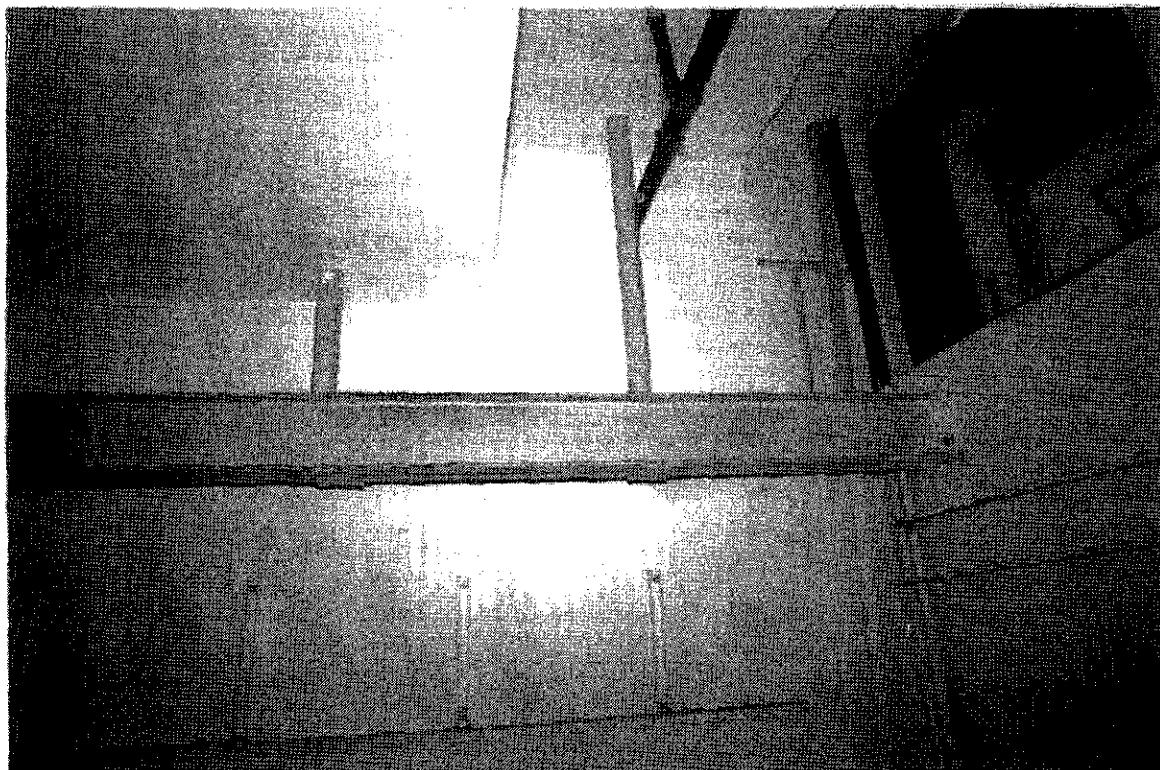
Fot. 1-24 przedstawiają stan wybranych elementów konstrukcji w  
grudniu 2003 roku.

Opracował:

mgr inż. Antoni Kapuściński



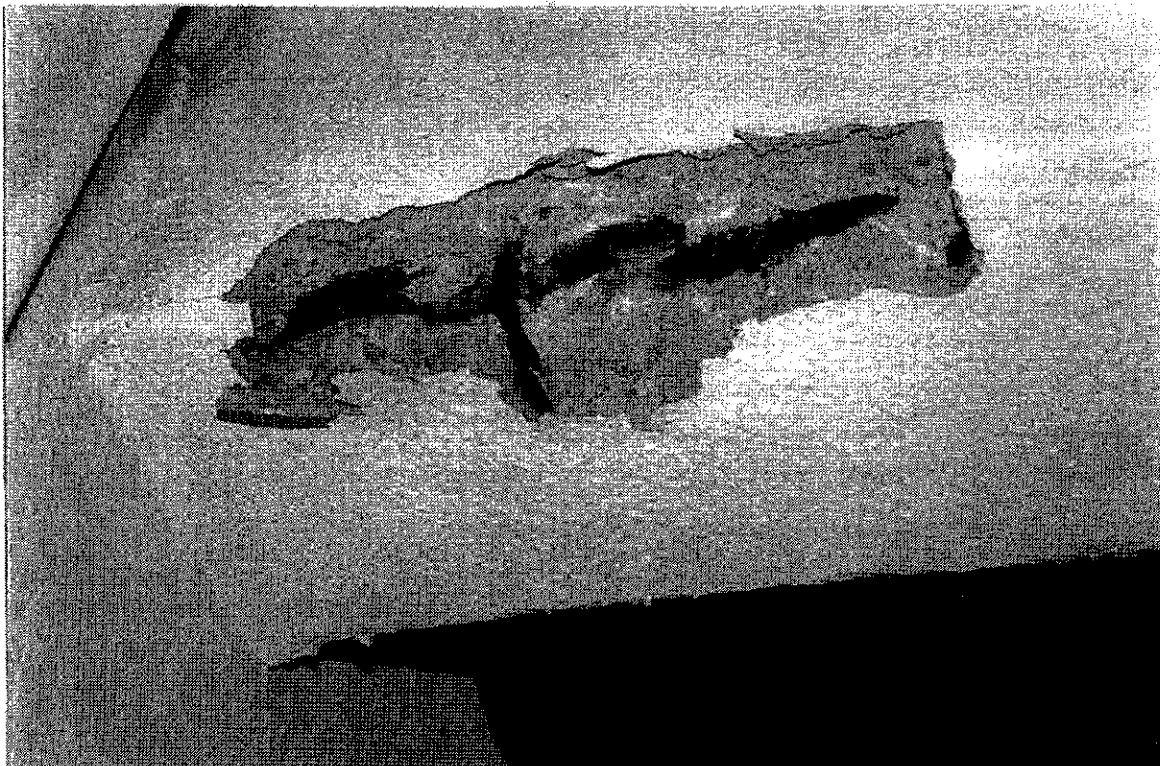
Gdynia, grudzień 2003



Fot. 1. Płn.-zach. narożnik przyziemia. Widoczna stalowa konstrukcja podpierająca akwaria. Po prawej zewnętrzna ściana płn.



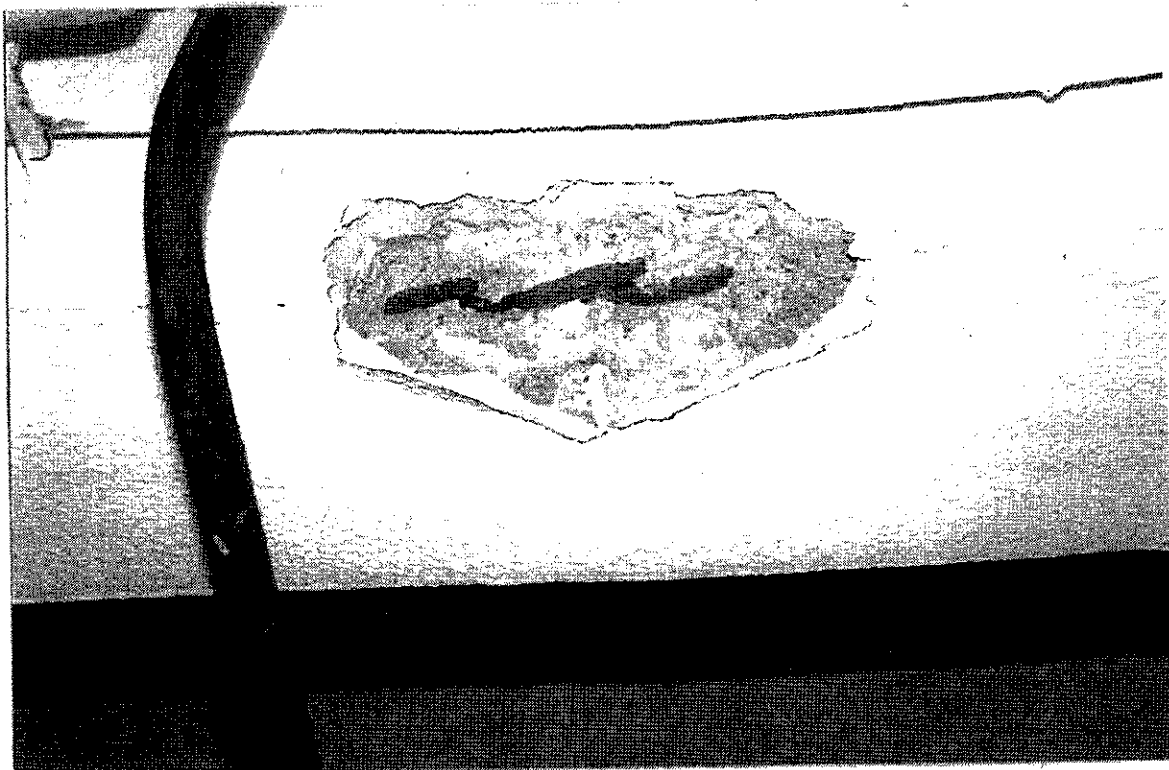
Fot. 2. Podciąg w osi „3”, po lewej zewnętrzna ściana płn. Widoczne miejsca odkrywek zbrojenia podciagu.



Fot. 3. Podciąg w osi „3”. Detal z Fot. 2.



Fot. 4. Podciąg w osi „3”. Detal z Fot. 2.

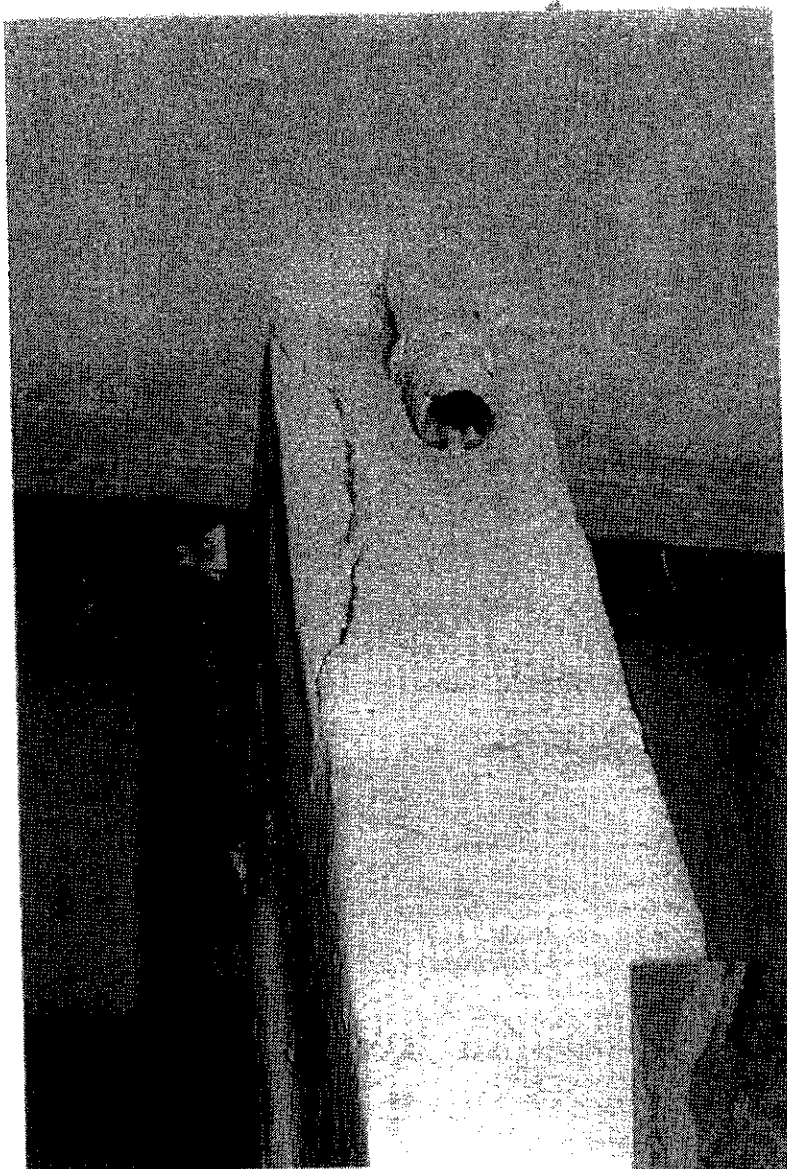


Fot. 5. Środkowy podciąg podłużny, przęsło „3-4”. Odkrywka zbrojenia podciagu, widok od płu.

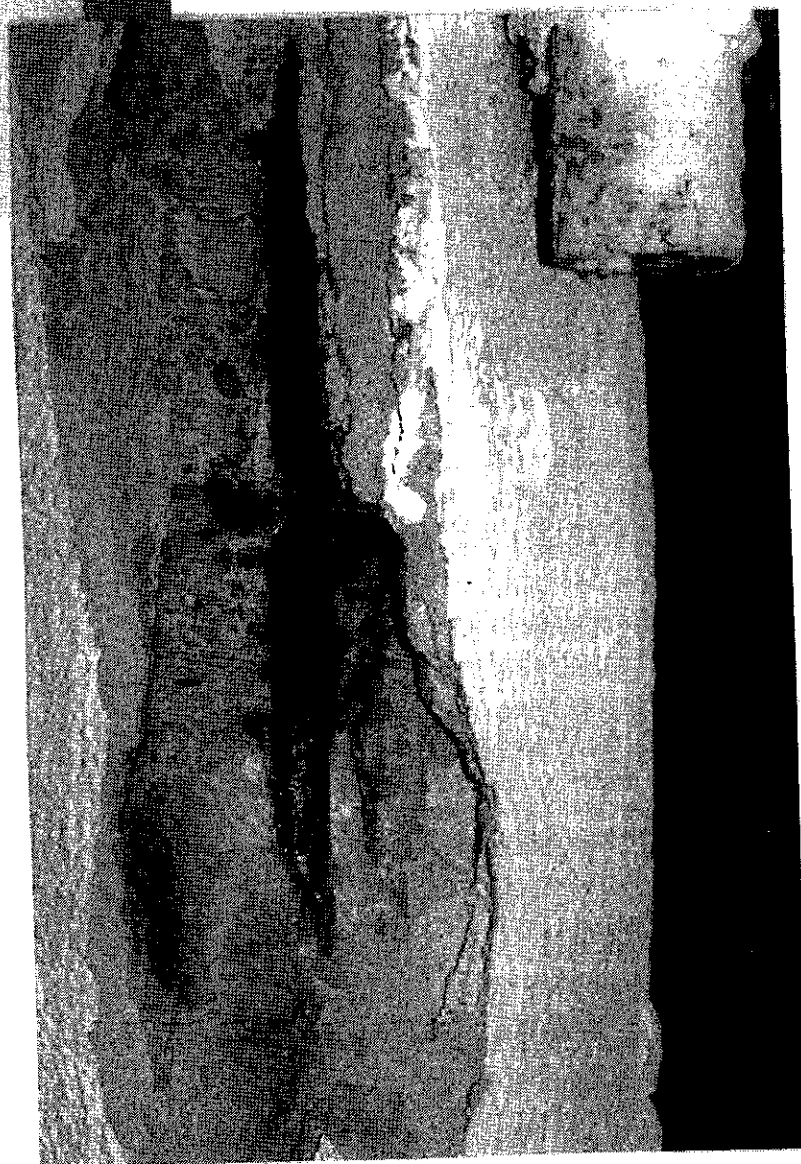


Fot. 6. Płyta stropowa, przęsło „3-4”. Odkrywka żebra stropu Akermana.





Fot. 7. Słup w zewnętrznej ścianie płn. Widoczna odspojona krawędź słupa.

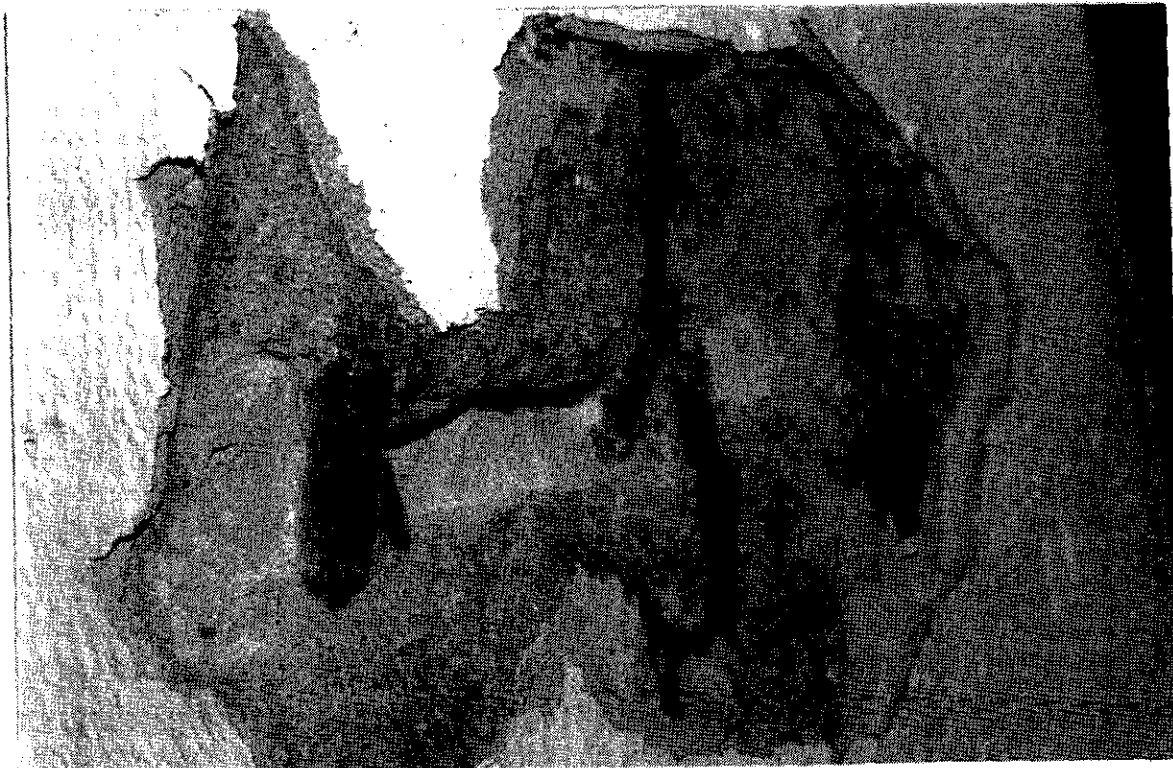


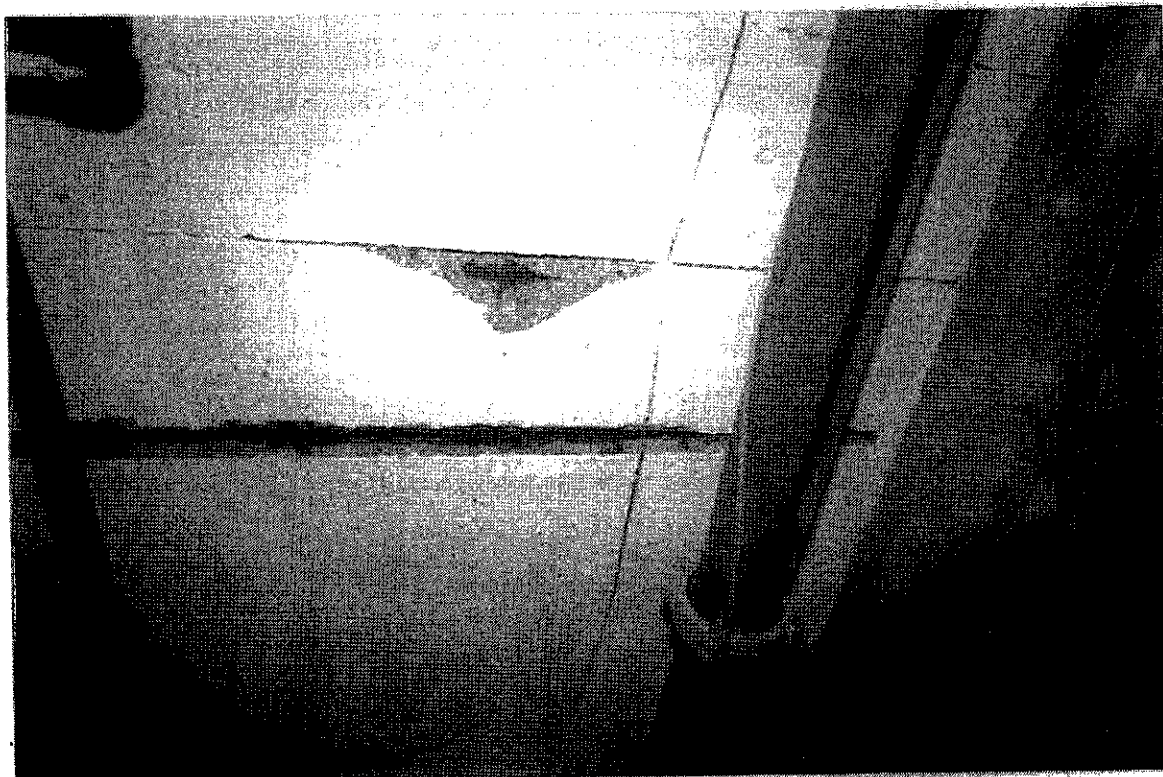
Fot. 8. Detal z fot. 7. Silnie skorodowane pręty zbrojenia słupa.



Fot. 9. Pln.-wsch.  
narożnik  
kondygnacji  
przyziemia. Po  
lewej widoczny  
ukośny podciąg,  
po prawej  
odkrywka zbrojenia  
w słupie ściany  
zewnętrznej. U  
góry odkrywka  
zbrojenia płyty  
stropowej.

Fot. 10. Podciąg  
ukośny, odkrywka  
zbrojenia dolnego  
podciagu.





Fot. 11. Prefabrykowane płyty stropowe korytarza pomiędzy zbiornikami. Widoczna silna korozja zbrojenia płyt.

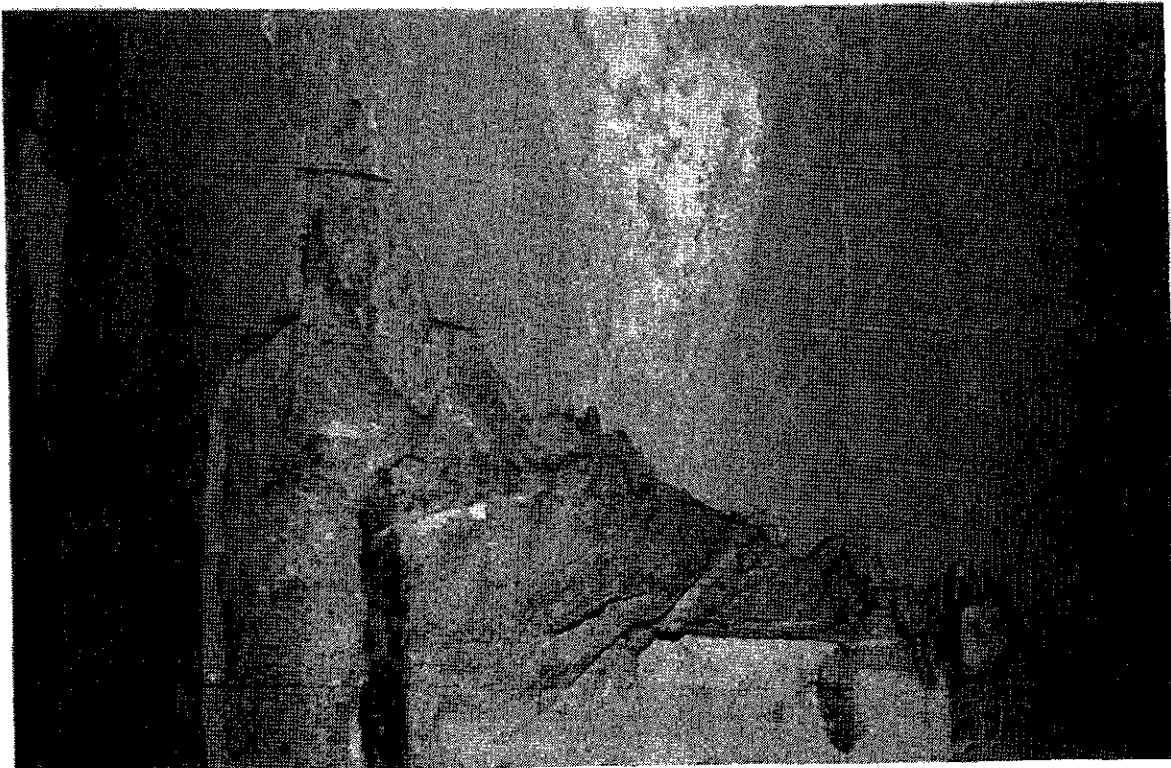


Fot. 12. Szczegół jednej z płyt pokazanych na Fot. 11. Korozja zniszczyła prawie cały przekrój pręta.



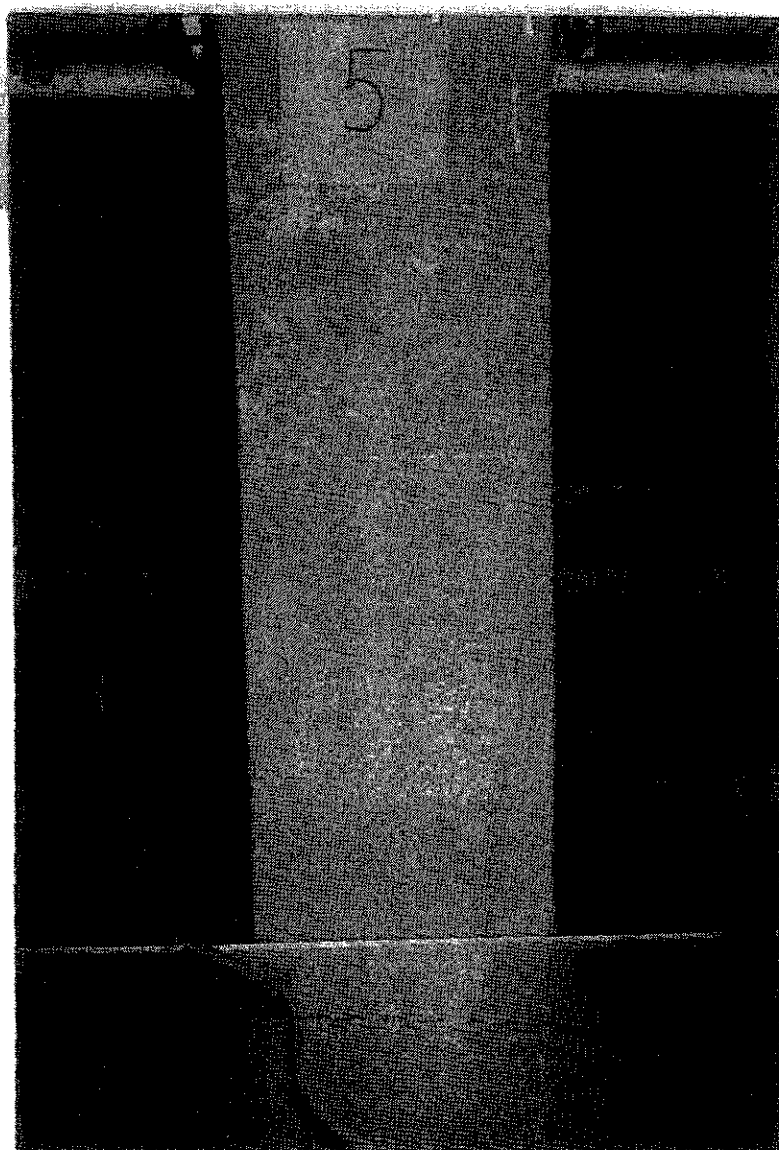
Fot. 13. Słup środkowy,  
oś „4”. Odkrywka  
zbrojenia.

Fot. 14. Detal z Fot. 13.  
Widoczne 2 pręty  
zbrojenia  
podłużnego.

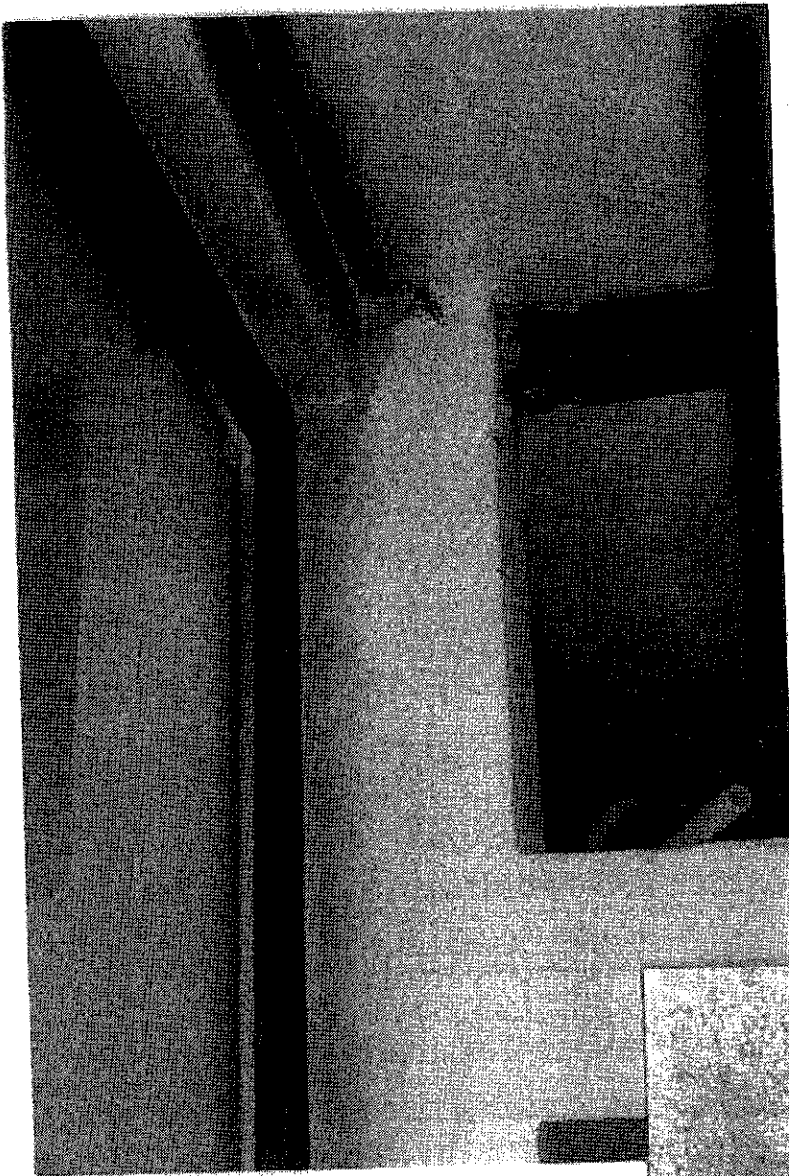




Fot. 15. Słup przyziemia  
w osi „3”. W  
pobliżu  
narożników słupa  
widoczne są  
pionowe  
zarysowania  
betonu.



Fot. 16. Słup parteru  
usytuowany w akwarium.  
Widoczne pionowe rysy  
w pobliżu krawędzi słupa.



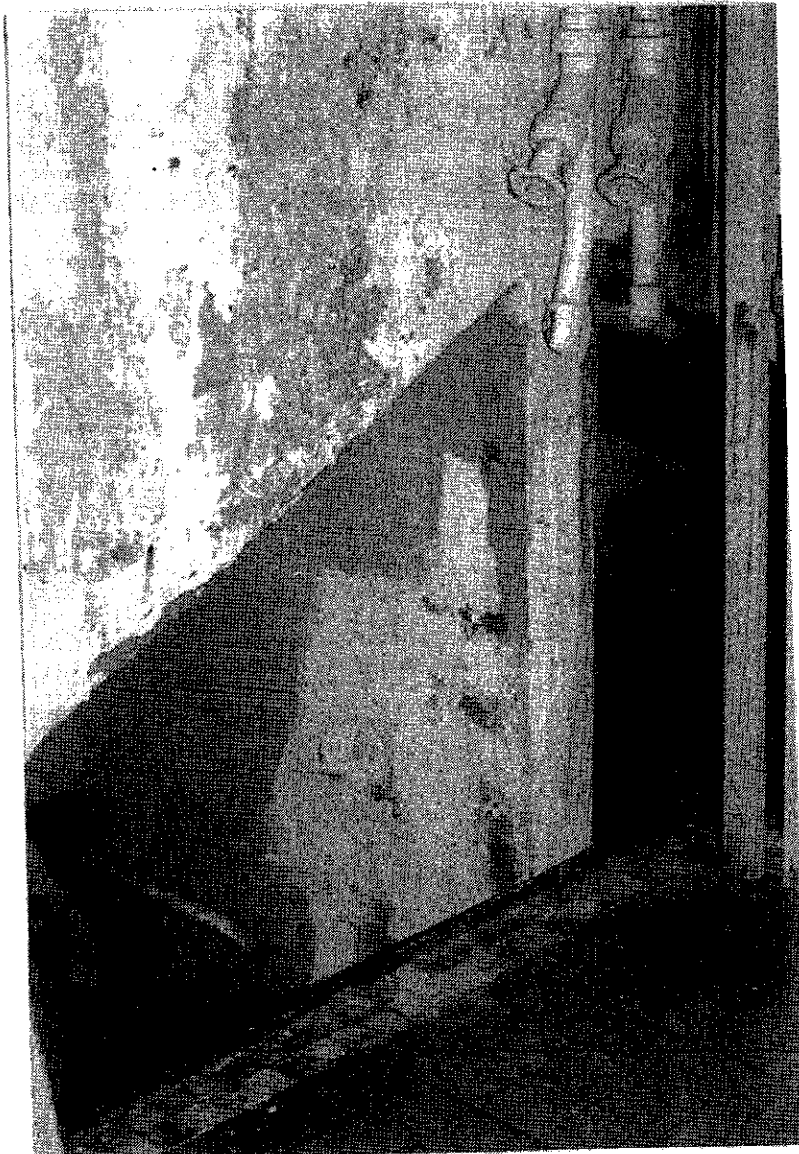
Fot. 17. Silnie  
zawilgocone  
nadproże oraz  
słup ściany  
zewnętrznej w  
pomieszczeniu  
akwarium.



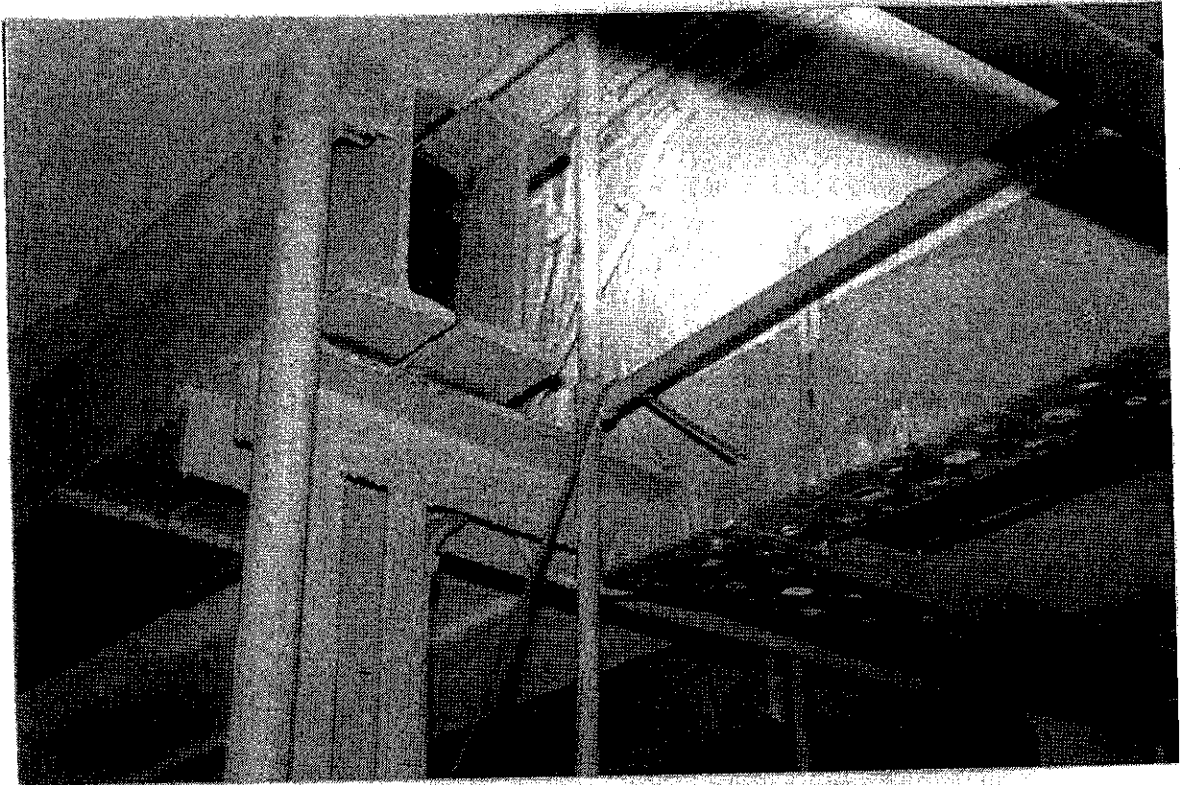
Fot. 18. Słup zewnętrzny  
w pomieszczeniu z  
akwariami, partia dolna  
słupa. Widoczne silnie  
skorodowane zbrojenie  
główne oraz beton słupa.



Fot. 19. Zbiorniki na wodę w sąsiedztwie słupa w osi „3”. Widoczna korozja ścian zbiornika.



Fot. 20. Detal z Fot. 19.

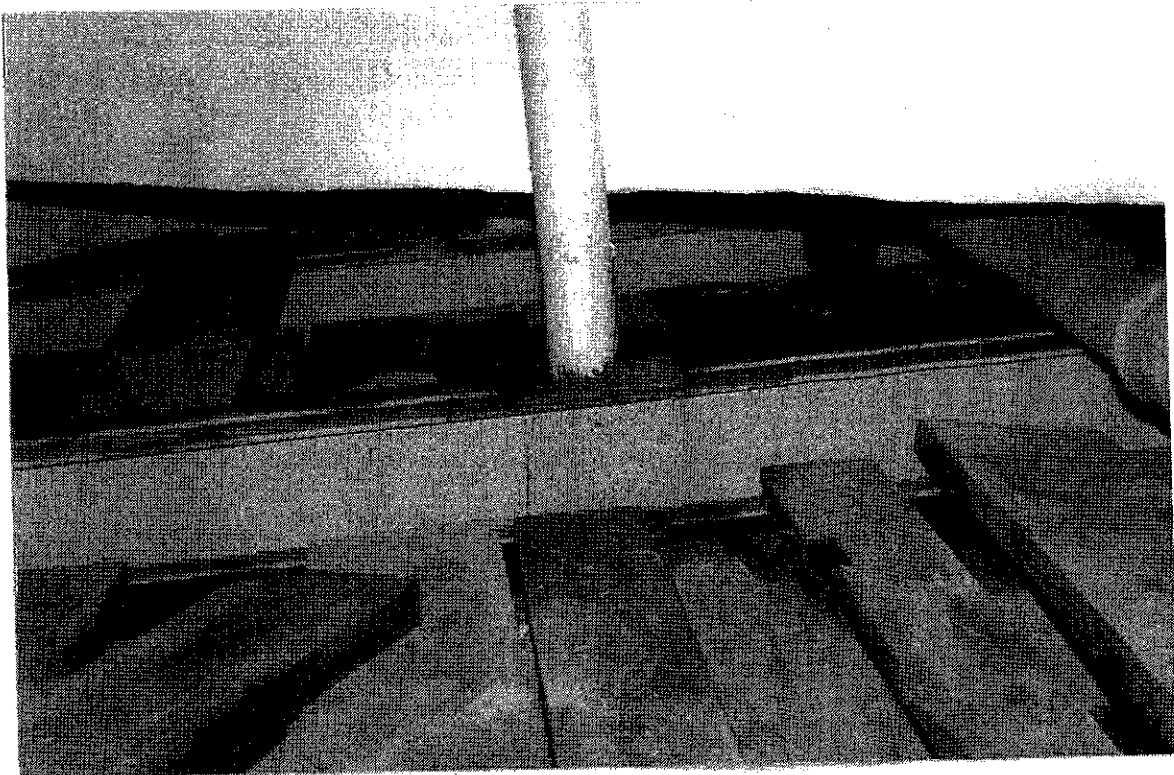


Fot. 21. Konstrukcja stalowa podpierająca akwaria. W głębi widoczny żelbetowy podciąg w osi „3”.

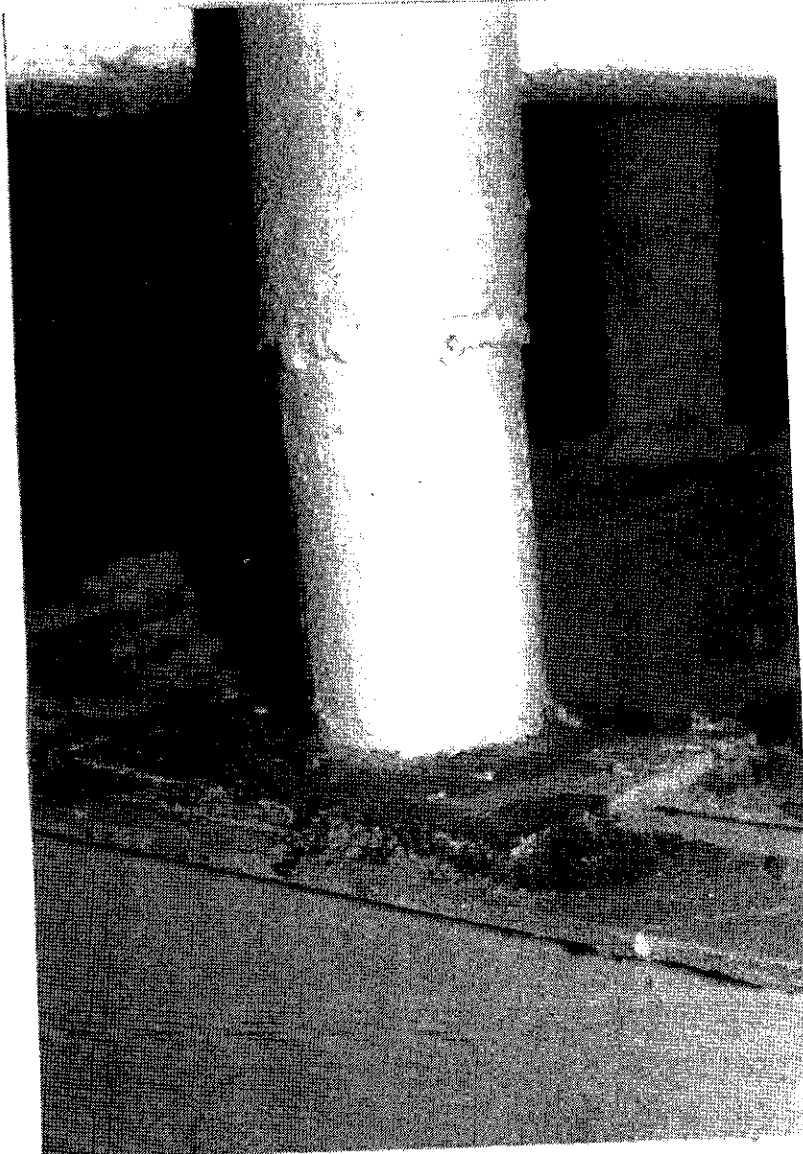


Fot. 22. Silnie skorodowana podwalina pod słupem z Fot. 21.

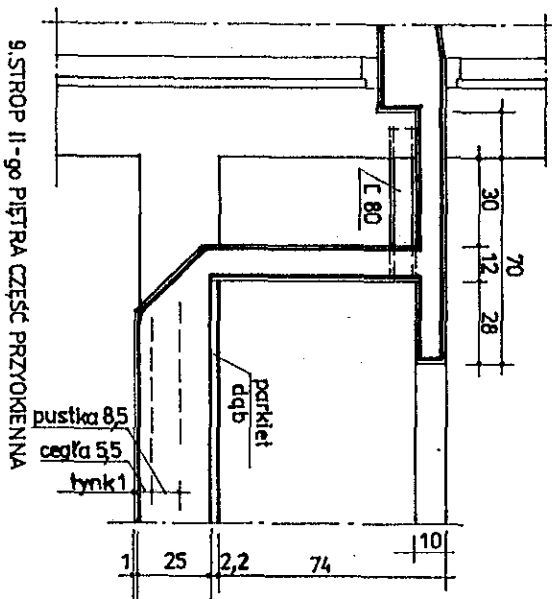
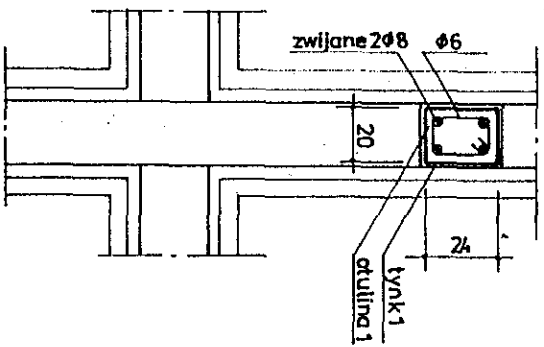
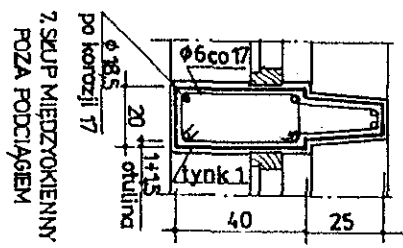
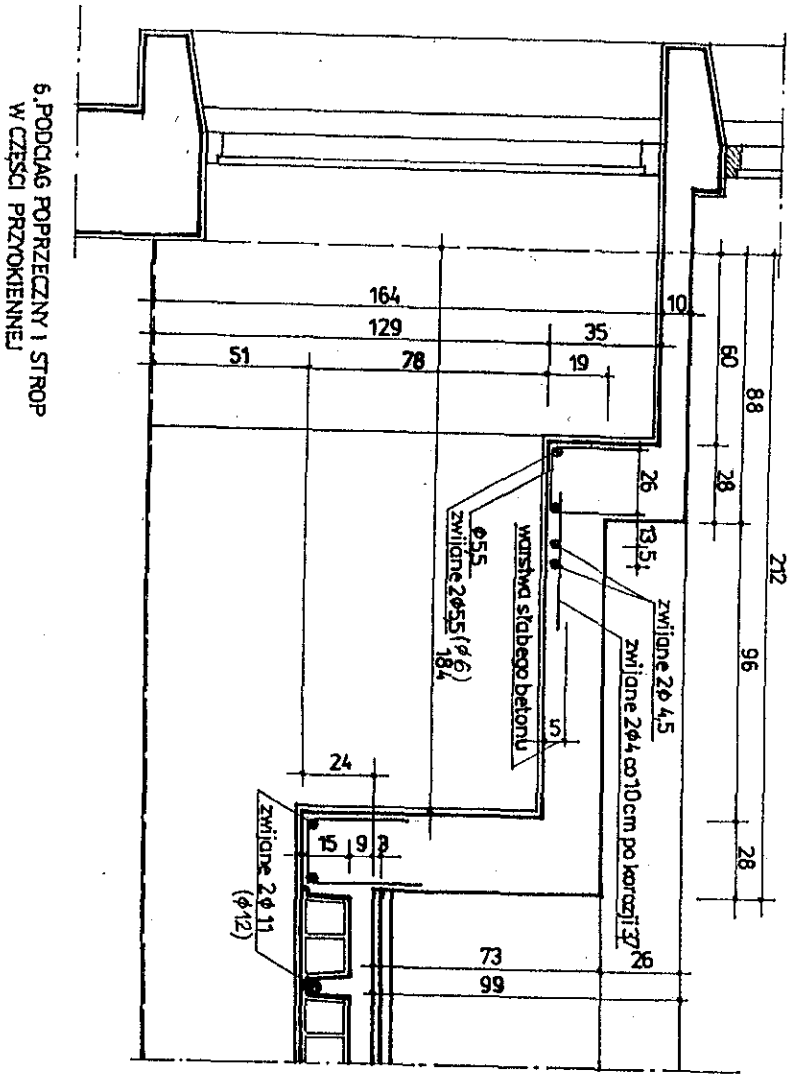
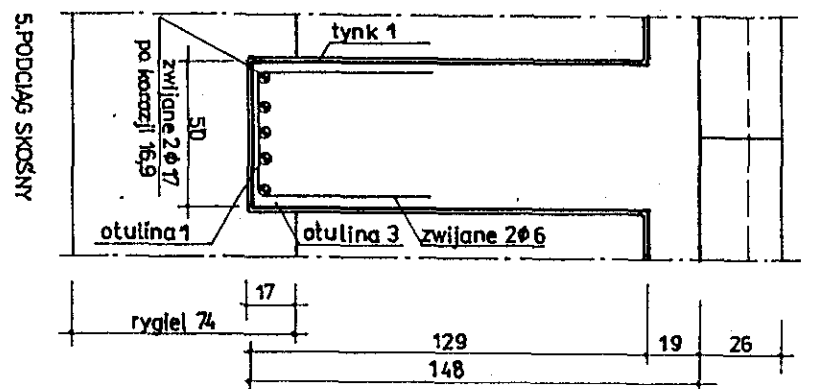
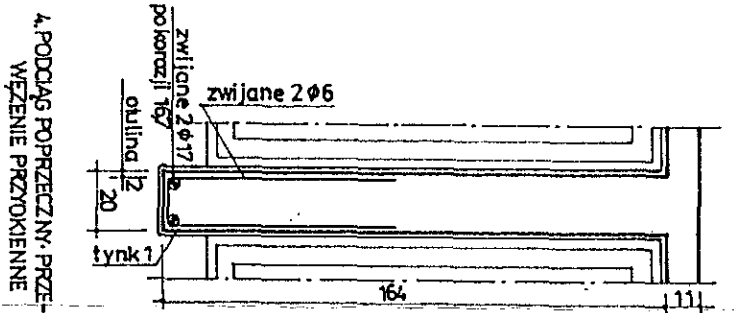
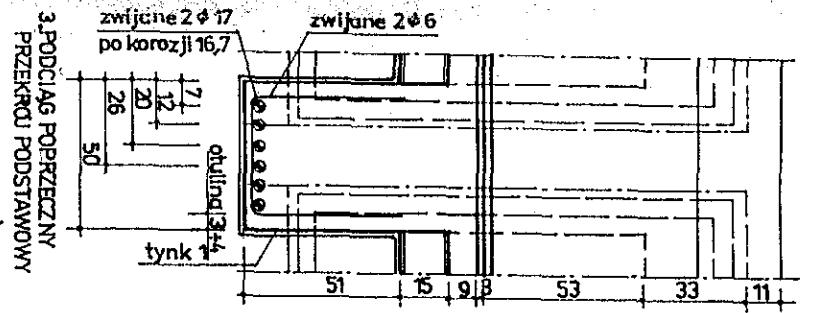
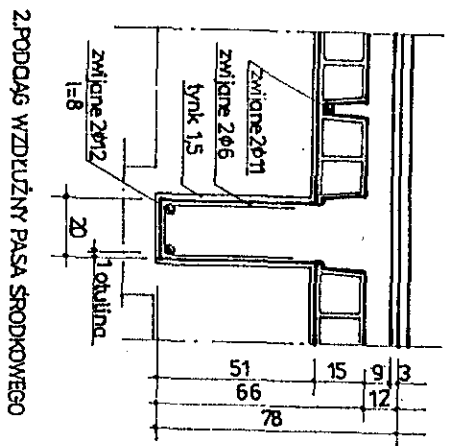
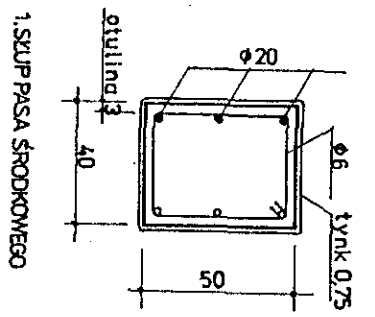




Fot. 23. Leżąca na zbiornikach stalowa konstrukcja podpierająca akwaria. Widoczna rozległa korozja stalowych elementów.



Fot. 24. Detal oparcia rury stalowej na dwuteowych belkach. Widoczna jest dospawana końcówka rury.



6. PODCIĄG POPRZECZNY I STROP W CZĘŚCI PRZYOKIENNEJ

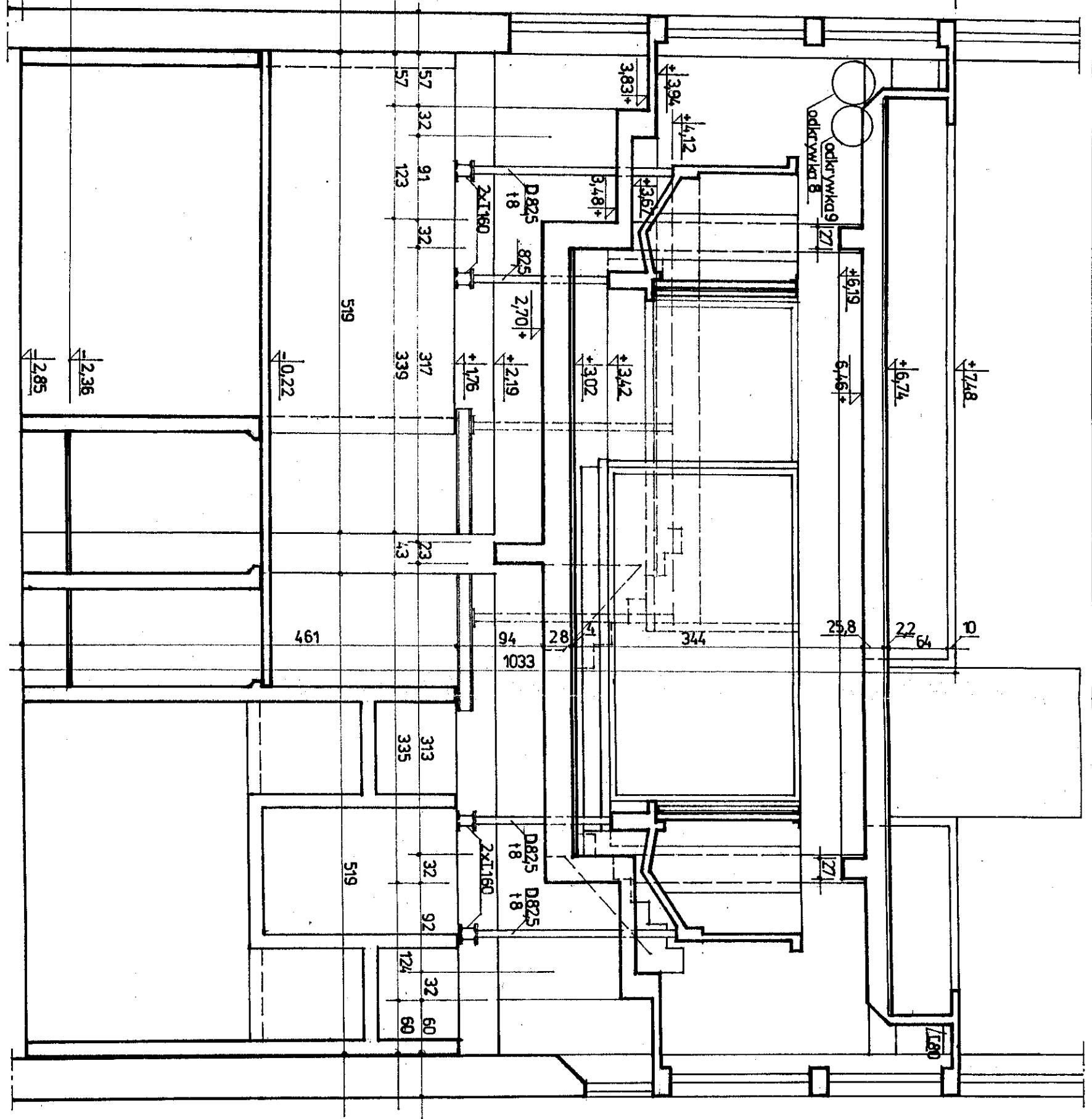
8. BELKA PRZYOKIENNA STROPU II-go PIĘTRA

9. STROP II-go PIĘTRA CZĘŚĆ PRZYOKIENNA

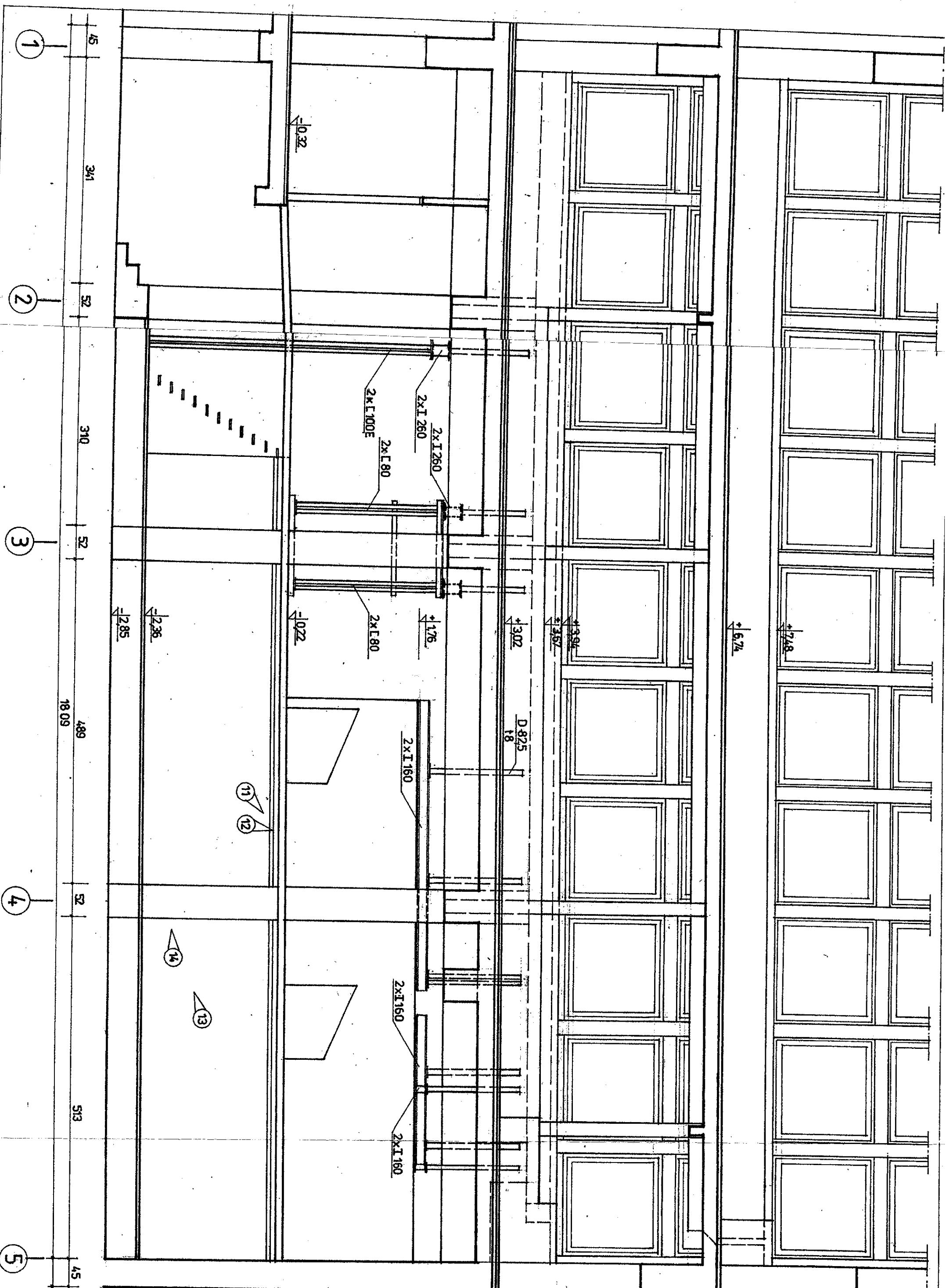
AKWARIUM GDYŃSKIE - GDYŃIA AL. ZJEDNOCZENIA 1	
ORZECZENIE TECHNICZNE	GRUDZIEŃ 2003
DETALE - ODKRYWKI	
AUTORZY PROJEKTU: mgr inż. Antoni Kapuściński mgr arch. Eugeniusz Skorupa	
6	

49	504	79	69	27	225	528	762
	455	51	28	50	19	611	225
						27258	662
							10

A B C D C B A



AKWARIUM GDYŃSKIE - GDYŃIA AL. ZJEDNOCZENIA 1	
ORZECZENIE TECHNICZNE	GRUDZIEŃ 2003
PRZEKRÓJ POPRZECZNY 2-2	1:50
AUTORZY PROJEKTU: mgr inż. Antoni Kapuściński mgr arch. Eugeniusz Skorupa	5



1

2

3

4

5

45

341

52

310

52

489

18 09

52

513

45

+0.32

2xL 100E

2xI 260

2xL 80

+1.76

2xL 80

+3.02

D 825  
18

+3.94

+3.97

+7.48

+6.74

2xI 160

2xI 160

2xI 160

+2.85

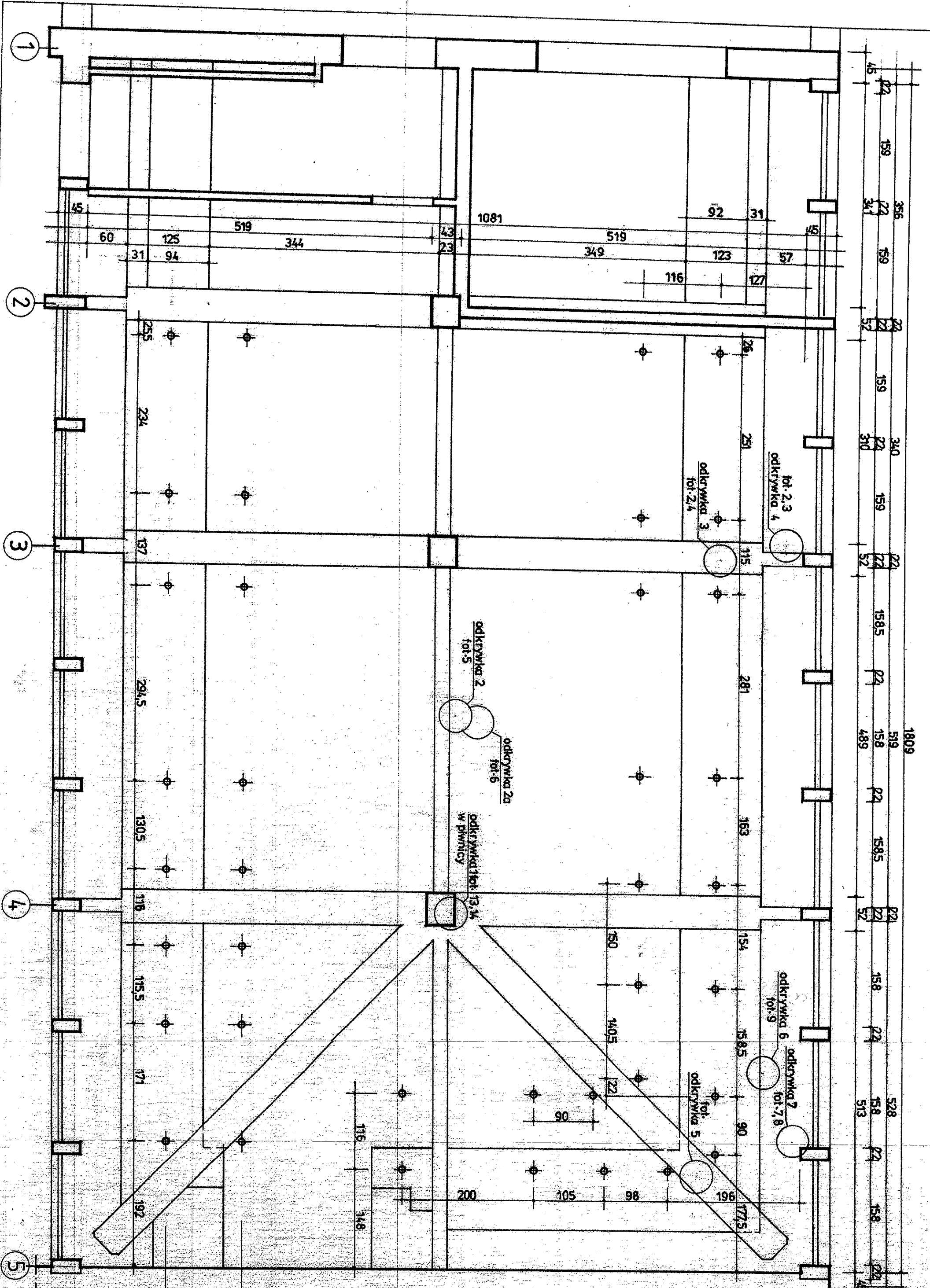
+2.36

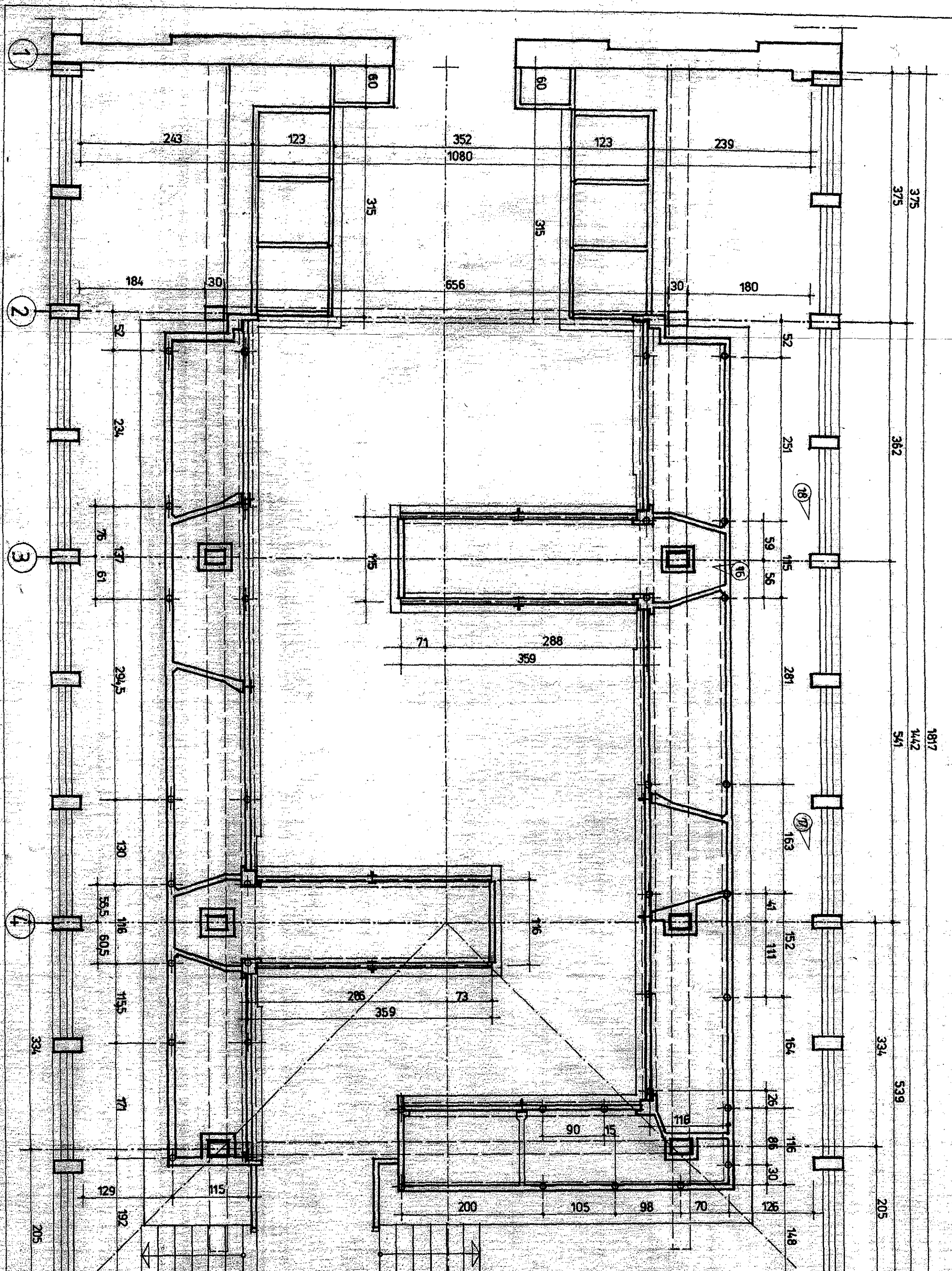
11

12

14

13





375  
375

362

1817  
1442  
541

334  
539

205

352  
1080

656

288  
359

286  
359

243

184

234

137

294,5

130

55,5

116

1155

71

129

192

239

180

52

251

59

56

281

163

41

152

111

164

26

116

86

30

12

148

115

71

288

359

116

73

90

15

116

200

105

98

70

1

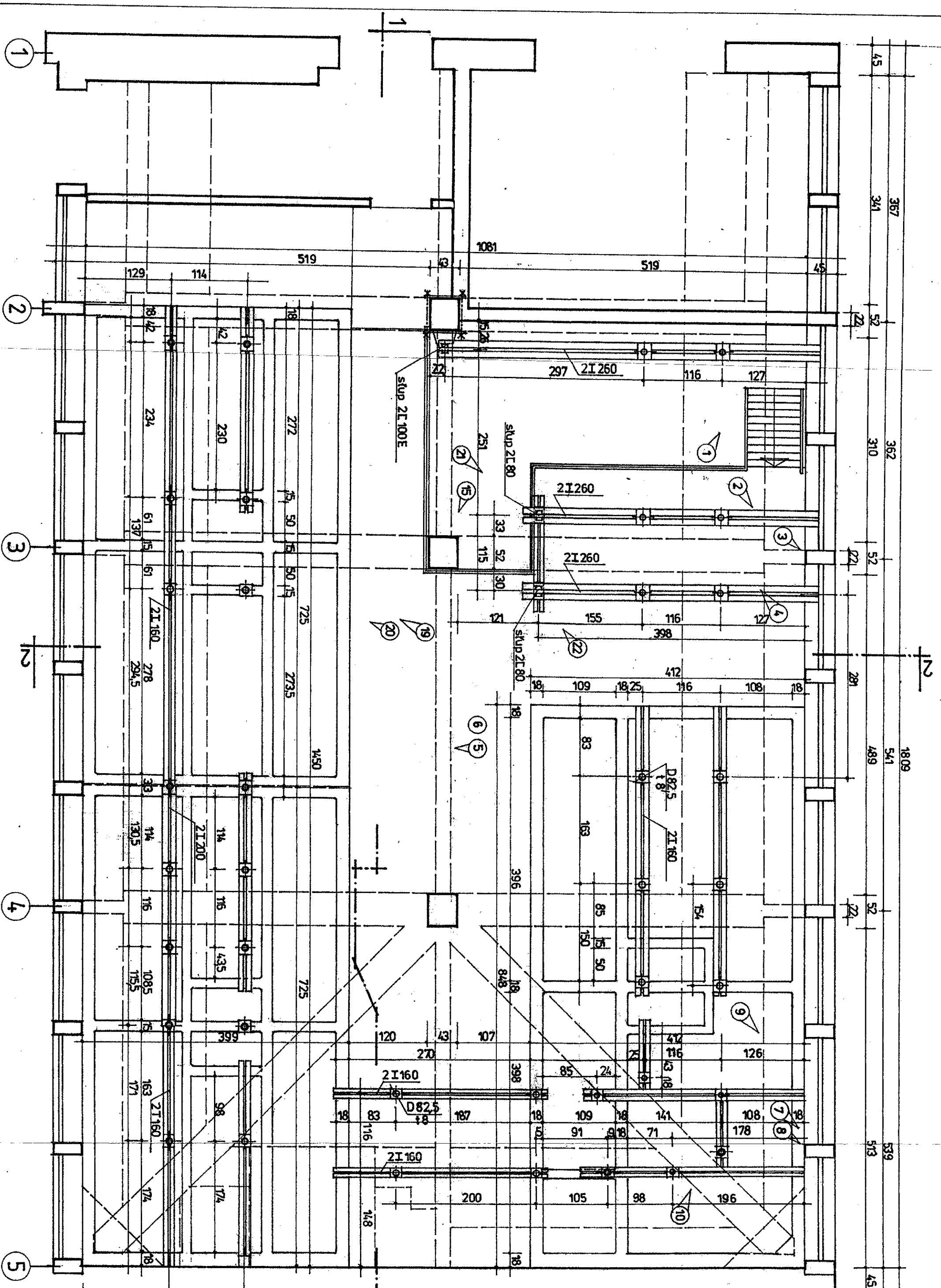
2

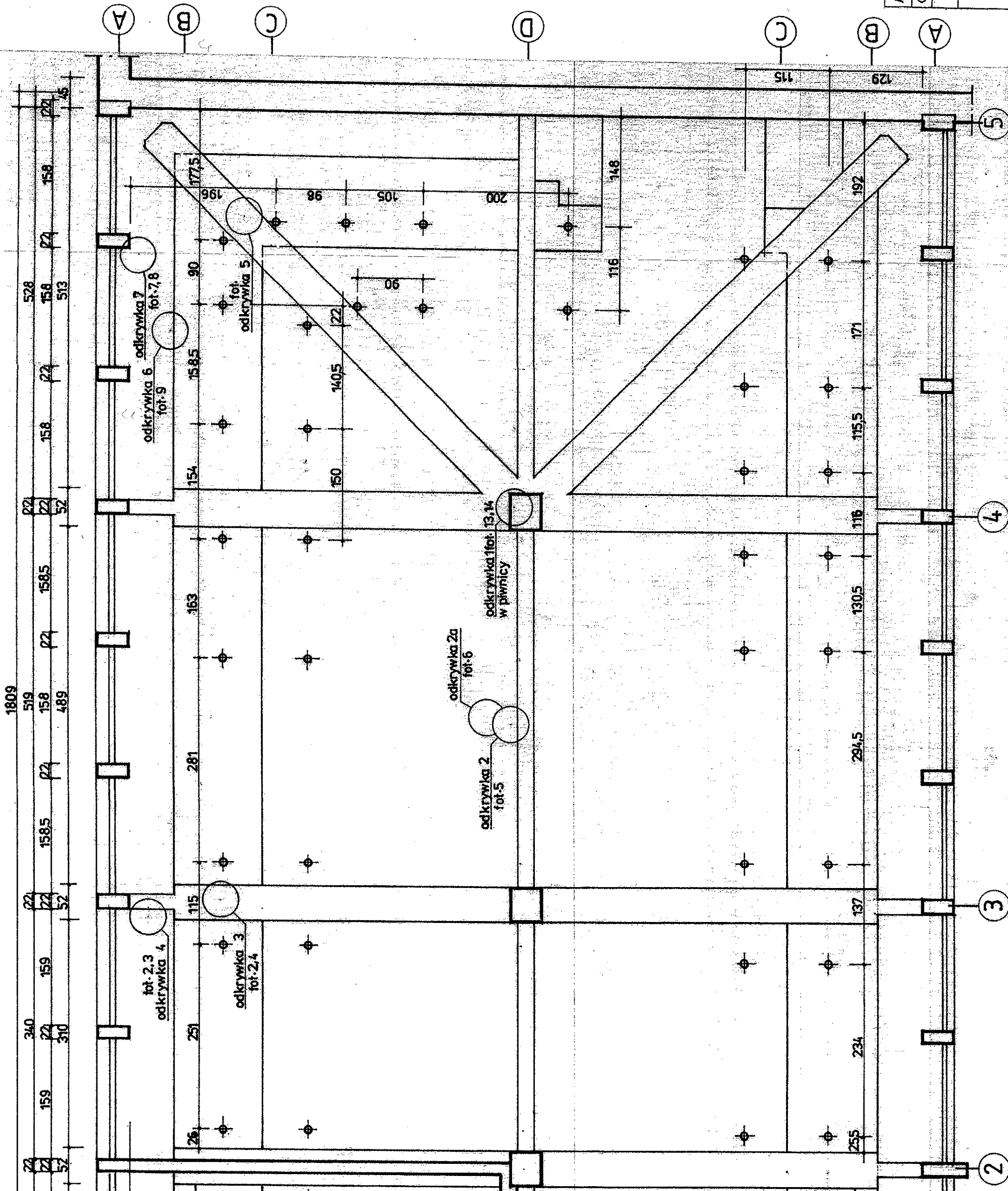
3

4

334

205

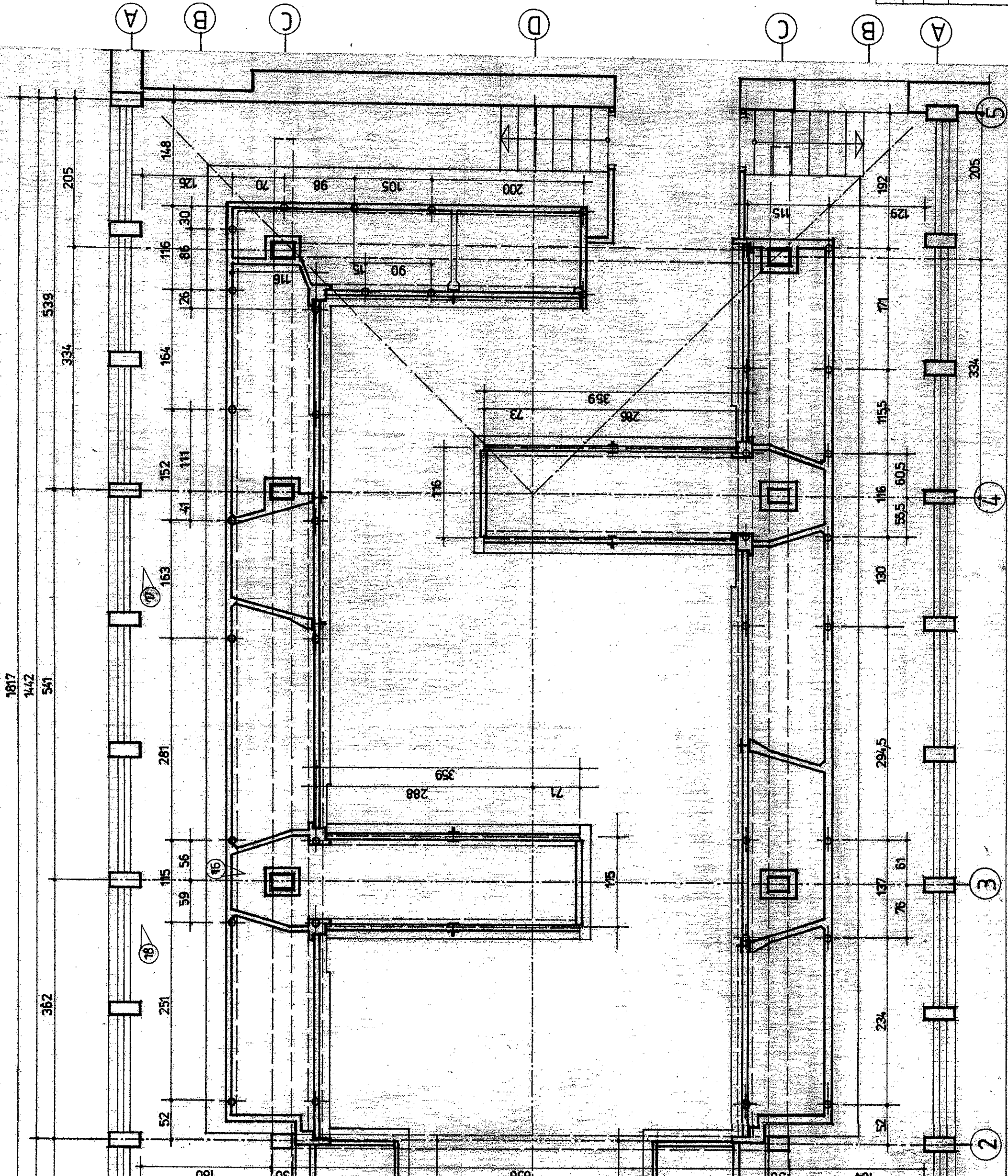




AKWARIUM GDYŃSKIE - GDYNIA AL. ZJEDNOCZENIA 1	
ORZECZENIE TECHNICZNE	GRUDZIEŃ 2003
RZUT STROPU PRZYZIEMIA	1:50
AUTORZY PROJEKTU: mgr inż. Antoni Kapuściński mgr arch. Eugeniusz Skorupa	
3	



AKWARIUM GDYŃSKIE - GDYNIA AL. ZJEDNOCZENIA 1  
ORZECZENIE TECHNICZNE GRUDZIEŃ 2003  
RZUT I PIĘTRA 1:50  
AUTORZY PROJEKTU:  
mgr inż. Antoni Kapusiński  
mgr arch. Eugeniusz Skorupa



1817

1442

541

362

334

205

281

251

52

A

B

C

D

C

B

A

17

18

16

3

2

4

5

205

334

116

130

294,5

137

76

61

234

52

192

129

171

1155

55,5

60,5

73

288

71

359

116

116

80

30

26

152

41

111

164

90

15

148

12

30

116

26

152

163

59

56

115

52

70

98

105

200

70

359

71

288

116

98

105

200

70

359

71

288

116

116

288

359

71

288

116

116

359

73

288

359

116

116

116

80

30

26

152

41

111

164

90

15

192

129

171

1155

55,5

60,5

73

288

71

359

116

205

334

116

130

294,5

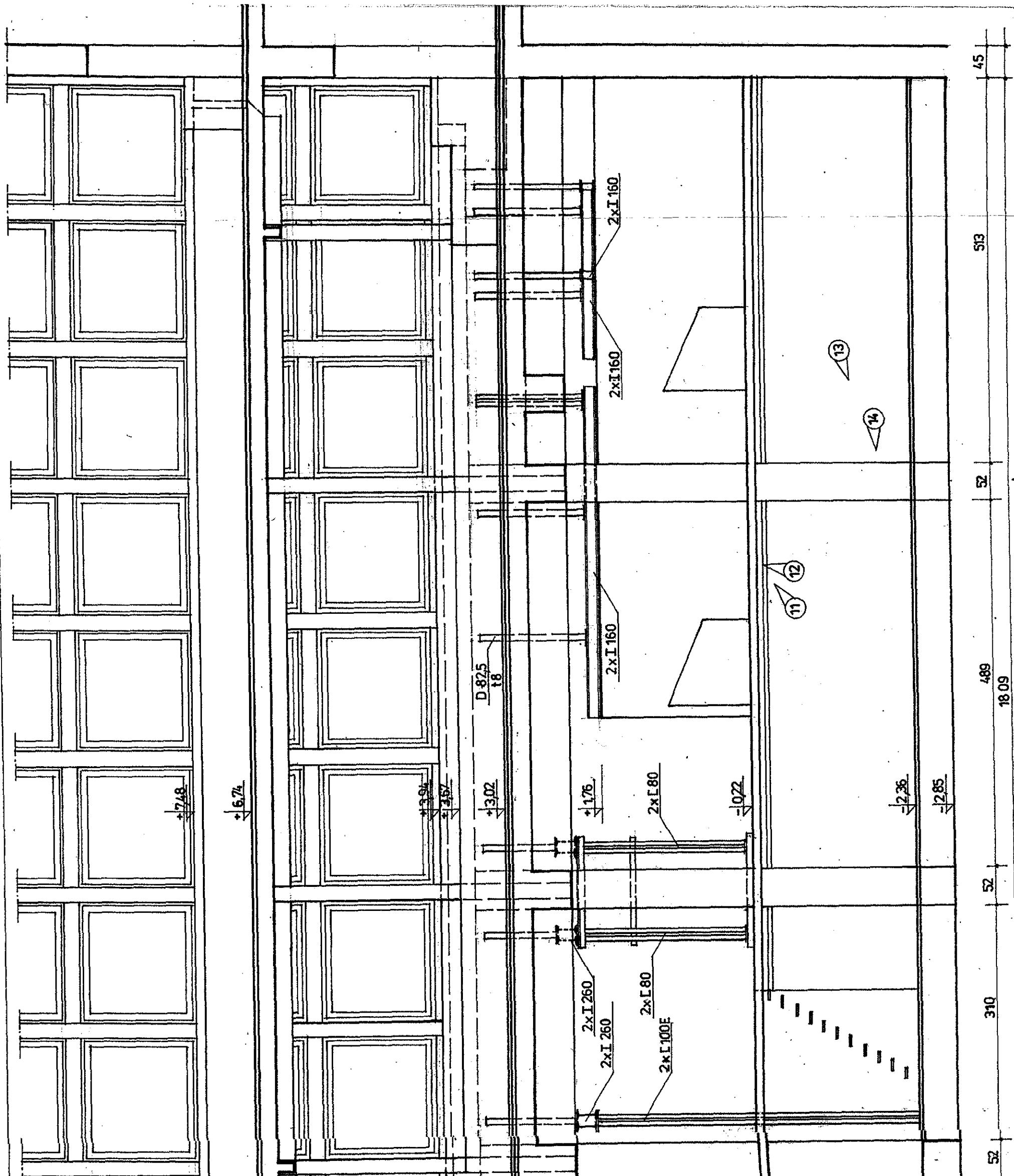
137

76

61

234

52



AKWARIUM GDYŃSKIE - GDYNIA AL. ZJEDNOCZENIA 1  
 ORZECZENIE TECHNICZNE GRUDZIEŃ 2003  
 PRZEKRÓJ PODŁUŻNY 1-1 1:50  
 AUTORZY PROJEKTU:  
 mgr inż. Antoni Kapuściński  
 mgr arch. Eugeniusz Skorupa

2

3

4

5

4

