

COLAPSO DE PARED LATERAL DE SILO GALPÓN, DIAGNOSTICO Y REHABILITACIÓN

Ing. Gustavo A. Melgarejo, Ing. Paulo G. Yugovich.
PROPACO S.R.L.- Av. Santísimo Sacramento N°420 – propaco@pla.net.py

Palabras claves: Patología, estructuras, hormigón.

RESUMEN

Este trabajo presenta la pericia técnica realizada en la estructura colapsada de la pared lateral de un silo galpón destinado al acopio de granos de trigo. También presenta el proyecto de rehabilitación y el seguimiento de la ejecución de los mismos. El silo presenta una planta rectangular con 20 metros de ancho y 50 metros de largo, siendo la estructura de contención lateral conformada por paredes de mampostería de 0,27 metros de espesor y 5,50 metros de altura reforzadas horizontalmente con vigas de hormigón armado en cuatro niveles de su altura y verticalmente con contrafuertes de hormigón armado ubicados cada 5 metros a lo largo del muro lateral. El silo tenía aproximadamente 10 años de operación período en el que no había sido cargado hasta la altura máxima de su capacidad cuando ocurrió el colapso.

1. INTRODUCCION

La pericia técnica realizada tuvo por objetivos diagnosticar la causa del colapso de la estructura del muro, evaluar la seguridad estructural existente y el diseño de los refuerzos de los pilares no colapsados y de los nuevos pilares a reconstruir.

La metodología de trabajo consistió primeramente en el levantamiento de los daños, de las dimensiones de la estructura y de las secciones de armadura. Paralelamente se realizaron los estudios de los materiales para determinar las propiedades mecánicas de los mismos.

En otra etapa del estudio, con los datos obtenidos en el levantamiento sobre las dimensiones y los valores de la resistencia de los materiales se realizó el análisis estructural bajo las hipótesis de carga más desfavorables determinando los esfuerzos máximos en cada sección en estudio y verificando la seguridad estructural existente. La verificación de la seguridad incluyó la confrontación de los valores de las longitudes de empalme requeridas según las normas con los valores medidos en el lugar del siniestro.

Finalmente, conocidos los esfuerzos en cada sección se elaboró el diseño de los nuevos pilares a reconstruir y el refuerzo de los pilares existentes con los mismos vicios ocultos que llevaron al colapso de otros.

2. TOMA DE DATOS

2.1. Levantamiento de daños

Los daños más importantes observados durante la inspección son:

- a) Colapso del muro pantalla de mampostería con 6 (seis) pilares de contrafuerte y daños en la cobertura metálica (figura 1);



Figura 1. Colapso del muro pantalla de

- b) Rotura de los pilares de contrafuerte a nivel del empalme en el piso (figuras 2 y 3);



Figura 2. Rotura de los pilares a nivel del empalme en el piso



Figura 3. Rotura de los pilares a nivel del empalme en el piso

- c) Fisura y giro en el plano de la viga metálica del pórtico de la viga cadena superior de coronación (figura 4);



Figura 4. Fisura y giro de la viga cadena en el plano de la viga metálica del pórtico

mampostería y de los pilares

2.2. Levantamiento de la geometría y dimensiones de la estructura

El silo tiene una planta rectangular de 20 metros de ancho por 50 metros de largo con pilares de contrafuerte distanciados cada 5 metros. Sobre estos pilares apoyan las vigas que conforman la estructura metálica de soporte de la cobertura que tiene una pendiente de 93% (figura 5).

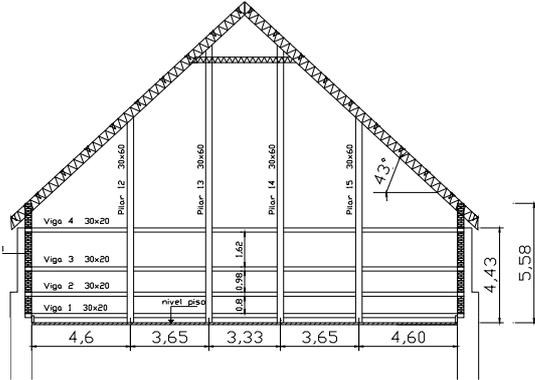


Figura 5. Corte transversal del silo galpón

El muro lateral de mampostería de 27 centímetros de espesor tiene una altura de 5,58 metros reforzado con 4 (cuatro) vigas horizontales de hormigón armado de 30 x 20 centímetros.

Se verificó que no había simetría en la disposición de las armaduras longitudinales respecto a la línea neutra de los pilares prevaleciendo mayor refuerzo en el lado interno del pilar dentro del depósito.

En cuatro pilares de los seis colapsados no se encontraron las armaduras de montaje del fuste en el lado externo del pilar y no habían estribos alrededor de los empalmes por solape (figura 6).



Figura 6. Ausencia de armadura de espera longitudinal y de estribos del lado externo del fuste

Se midieron en el lugar las longitudes de empalme por solape y las secciones de las armaduras que quedaron expuestas después del colapso que se exponen en la tabla I.

Pilar N°	Sección fuste	Armadura de fuste		Armadura del pilar		L _o (cm)
		Ext	Int	Ext	Int	
3	38x99	-	6φ25	3φ20	7φ20	25
4	38x99	-	6φ25	3φ20	7φ20	60
5	38x99	-	6φ25	3φ20	7φ20	25
6	38x99	-	6φ25	3φ20	7φ20	60
7	38x99	2φ25	6φ25	3φ20	7φ20	70

Tabla I. Secciones de armaduras y longitudes de solape

En la figura 7 se detallan las secciones de los pilares y la disposición de las armaduras verificados en el lugar.

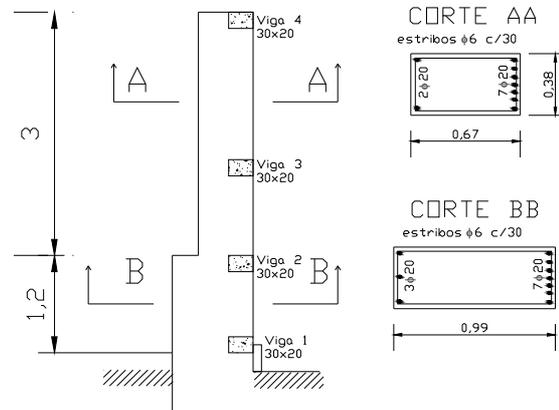


Figura 7. Dimensiones del pilar

Se verificó que no se respetó la distancia máxima entre armaduras longitudinales de 35 centímetros en todos los pilares. El recubrimiento encontrado en la sección del empalme es de 3 (tres) centímetros aproximadamente, valor inferior al mínimo recomendado por las normas [1] que es dos veces el diámetro de la armadura.

2.3. Estudios de materiales

Se tomaron 2 (dos) muestras cilíndricas de testigos de hormigón con diámetro de 100 y alturas de 194 y 162 milímetros para ensayos de resistencia a la compresión cuyos resultados fueron de 228 y 229 kg/cm² respectivamente.

3. VERIFICACION ESTRUCTURAL

3.1. Verificación de la longitud de empalme

Para la verificación de la longitud de empalme "l_o" se utilizó la ecuación (1) dada por la norma española [1]:

$$l_o = \alpha \cdot l_b \cdot A_s / A_{s,real} \dots \dots (1)$$

Donde “ α ” es 2,0 porque el porcentaje de barras trabajando a tracción es mayor a 50% y la distancia entre los dos empalmes más próximos es menor a 10ϕ .

La longitud de anclaje “ l_b ” necesaria se determinó por la ecuación (2) dada por la norma española [1]:

$$l_b = 1,4 \cdot m \cdot \phi^2 \dots\dots(2)$$

Siendo “ ϕ ” el diámetro de la armadura igual a 2,5 centímetros y “ m ” un coeficiente dado en las normas españolas [1] en función a la resistencia de los materiales. Para este caso se consideró para el hormigón un $f_{ck}=225 \text{ kg/cm}^2$ y para el acero un $f_{yk}=4000 \text{ kg/cm}^2$ obteniendo el valor de “ m ” de 13.

Con los datos se obtiene una longitud de anclaje “ l_b ” igual a 113,8 centímetros.

La sección de acero necesaria “ A_s ” por cálculo se determinó a partir de los esfuerzos de diseño obtenidos del análisis de las hipótesis de carga más desfavorables.

La relación $A_s/A_{s,real}$ resultó 0,57 para la hipótesis más desfavorable en la que actúan simultáneamente las carga permanentes, las sobrecargas y el viento. Para la otra hipótesis en la que actúan solamente las cargas permanentes y las sobrecargas esta relación es 0,49.

A partir de los datos obtenidos, la longitud de empalme necesaria “ l_o ” se calculó por la ecuación (1) obteniéndose los valores de 130 centímetros para la hipótesis más desfavorable y 112 centímetros para la otra hipótesis.

3.2 Verificación de los Estados Límites de Rotura de los elementos estructurales

Se analizaron las hipótesis de carga más desfavorables para determinar los esfuerzos de diseño de las secciones (figura 8).

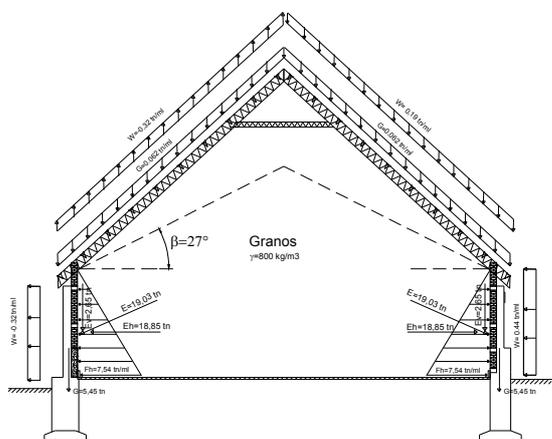


Figura 8. Estado de carga del silo

Las hipótesis de carga analizadas son dos:

- a) Cargas permanentes y sobrecargas;
- b) Cargas permanentes, sobrecargas y viento.

Las cargas permanentes están constituidas por el peso propio de la estructura metálica de la cobertura que apoya en los pilares de contrafuerte, por el peso propio de los pilares y del muro transmitido a éstos a través de las vigas de refuerzo horizontales.

Las sobrecargas están constituidas por los empujes vertical y horizontal de los granos de trigo acopiados que tienen una densidad de 800 kg/m^3 y un ángulo de talud natural de 27° .

La velocidad característica del viento considerada para el análisis es de 50 metros/segundo con el viento soplando perpendicularmente al eje longitudinal del silo y del lado este donde no existe construcción.

Los diagramas de momentos flectores para ambas hipótesis se presentan en las figuras 9 y 10.

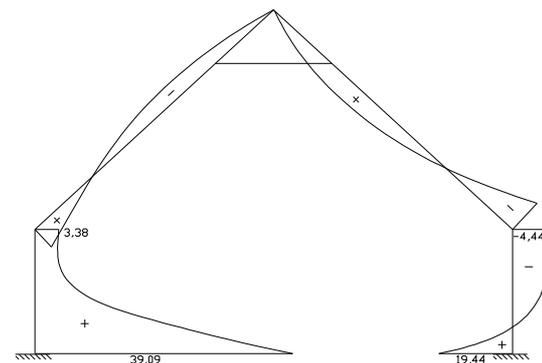


Figura 9. Diagrama de momentos flectores, Hipótesis con acción del viento

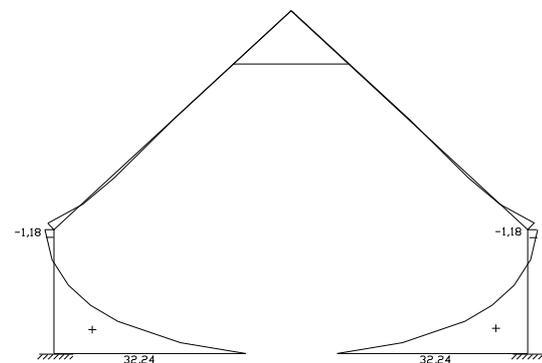


Figura 10. Diagrama de momentos flectores Hipótesis sin acción del viento

En la tabla II se describen los máximos esfuerzos de flexo-compresión y los respectivos coeficientes de seguridad existentes en las secciones A y B del pilar de contrafuerte.

Seccion	Momento flector Tn.m		Esfuerzo normal Tn		Coef. Seg. γ_f
	M_{max}	M_u	N_{max}	N_u	
A	17,4	53,0	6,0	18,3	3,05
B	39,1	78,6	6,0	39,0	2,0

Tabla II. Esfuerzos máximos y de rotura

4. DIAGNÓSTICO

De acuerdo a los daños observados y al resultado de los análisis realizados se puede diagnosticar que el colapso de la estructura de la pantalla del silo galpón y los demás daños ocasionados a la estructura de la cobertura metálica se debieron a la falla en el empalme de las armaduras traccionadas a nivel de la junta de construcción del piso teniendo en cuenta que las longitudes de solape medidas en el lugar son muy inferiores a los valores calculados. La falta de estribos envolviendo los empalmes y el recubrimiento insuficiente colaboraron al colapso.

Esta hipótesis es reforzada por la observación de que las armaduras traccionadas no entraron en fluencia, además de la verificación en gabinete de los satisfactorios coeficientes de seguridad contra la rotura de las secciones afectadas.

5. DISEÑO DE LOS REFUERZOS

Teniendo en cuenta de la falta de datos sobre el armado de las zapatas de fundación y en vista de la verificación mediante calicatas de la profundidad de asiento, se diseñó un sistema de refuerzo que transmita a la fundación solamente cargas normales (figura 11).

Este sistema de refuerzo consistió en la construcción de un tubulón de 80 centímetros de diámetro distanciado 3,0 metros del eje del pilar en al cual concurren dos vigas con sección 55x55 centímetros que transfieren las cargas horizontales del muro. El fuste existente fue reforzado agregando un espesor de 15 centímetros adicionales a cada lado incorporando en ese espesor toda la armadura necesaria según el análisis de esfuerzos. También se incorporó un muro pantalla de hormigón armado de 30 centímetros de espesor y 140 centímetros de altura reemplazando las dos primeras vigas cadena y uniéndose con el piso.

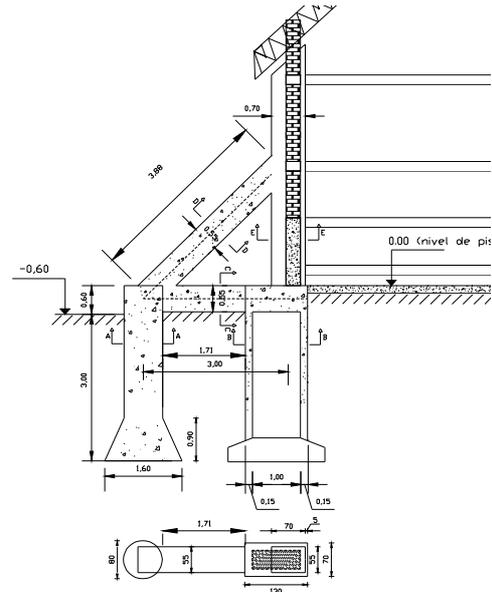


Figura 11. Sistema de refuerzo diseñado

El mismo sistema de refuerzo se utilizó en los pilares existentes no colapsados cuidando de envolver el pilar existente con las armaduras de las vigas (figura 12). Las armaduras de refuerzo del pilar en el lado traccionado se prolongaron hasta el nudo de unión con el extremo de la viga de refuerzo superior.



Figura 12. Nudo de unión de la viga inferior con el pilar existente a reforzar

Durante la construcción se anclaron los hierros de refuerzo del fuste en la base de la zapata mediante perforación y utilización de adhesivo epóxi. La superficie del fuste fue picoteado con el objeto de mejorar la adherencia y se agregaron hierros en U en las caras laterales (figura 13). No se empalmaron los hierros principales a nivel del piso sino que se prolongaron hasta el nudo de unión con la viga de refuerzo superior (figuras 14 y 15).



Figura 13. Anclaje de hierros en al zapata



Figura 16. Encofrado y carga de muros de hormigón con los pilares y vigas



Figura 14. Hormigonado en primera etapa del fuste con prolongación de las armaduras principales del pilar sin empalmes a nivel de piso

Finalmente, terminada la reconstrucción y el refuerzo de los pilares se construyó el muro de mampostería y las vigas de refuerzo de la misma (figura 17).



Figura 17. Construcción de los muros de mampostería y de las vigas de refuerzo



Figura 15. Armado de pilares y vigas para hormigonado en segunda etapa

El muro de hormigón fue construido con la segunda etapa de hormigonado dejando los hierros de espera para la continuidad del muro (figura 16).

6. CONCLUSIÓN

El diagnóstico del colapso de la pantalla permitió concluir que el origen de la falla está en el proyecto debido a la falta de atención a los detalles constructivos fundamentales como la longitud de empalme de los hierros que fue la causa principal del colapso.

La reconstrucción y el refuerzo de la pantalla tuvieron un comportamiento satisfactorio después de entrar en operación.

7. REFERENCIAS

1. Jiménez Montoya, P.; García Meseguer, A.; Morán Cabré, F., Hormigón Armado, 14ª edición, Editorial GG, Barcelona, España, 2.000, pág. 178-185.