

ESTRATEGIA PARA VERIFICAR EFECTO DE DEMOLICIÓN SOBRE INFRAESTRUCTURA URBANA

Ascheri, Juan Pablo^a; Lucero, Germán^a; Möller, Oscar^a; Fideleff, Horacio^a

^aInstituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE), FCEIA, Universidad Nacional de Rosario, email: jascheri@fceia.unr.edu.ar

Palabras clave: vibraciones, mediciones experimentales, monitoreo estructural

RESUMEN

La evolución urbana conlleva conflictos entre distintos tipos de actores, la mayoría de ellos profesionales que tienen la obligación de velar por la seguridad y continuidad de servicios mientras otros precisan desarrollar nuevos proyectos e intervenciones.

En este contexto las ciudades suelen tener una gran cantidad de servicios, como desagües, aliviadores, cañerías de agua, luz y gas además de túneles y subterráneos, muchos de ellos sin la suficiente información tanto de ubicación como de estado.

En este trabajo se describe un caso particular del proyecto de demolición de silos de hormigón armado próximo a un conducto subterráneo de 2,60 metros de diámetro interno y 26 cm de espesor, construido en hormigón sin armar.

La traza del mismo se encuentra aproximadamente a 60 metros en planta y a 10 metros en profundidad de la zona de demolición.

Se describe las herramientas y métodos numéricos utilizados, así como las mediciones realizadas en el terreno, las hipótesis determinadas en cada proceso y las conclusiones que permitieron el desarrollo del proyecto.

ABSTRACT

Urban development entails conflicts between different types of stakeholders, most of them professionals who have the obligation to ensure the safety and continuity of services, while others need to develop new projects and interventions.

Cities typically have a large number of services, such as drainage systems, water, electricity, and gas pipes, as well as tunnels and underground infrastructure, many of which lack sufficient information regarding their location and condition.

This paper describes a specific case study: the demolition of reinforced concrete silos located near an underground unreinforced concrete whater pipeline, where describes the numerical tools used, as well as the measurements taken on-site, the assumptions made in each process, and the conclusions that allowed the development of the project.

INTRODUCCIÓN

Los nuevos proyectos son por un lado signos de desarrollo, evolución y prosperidad. Sobre todo, aquellos propuestos e impulsados por capitales privados, tienen un peso importante en la dinámica productiva de la zona donde se desarrollan, generando expectativas de fuentes laborales tanto en las etapas de construcción como en las incidencias sobre la zona emplazada una vez desarrollado el proyecto.

Todos estos factores hacen muy atractivas las propuestas, que muchas veces se lanzan con contenidos netamente comerciales, generando expectativas y aprobaciones generalizadas de la sociedad.

En general estos desarrollos constructivos suelen emplazarse en cascos céntricos o de alto valor. Es lógico que para que inversiones de esta magnitud sean rentables, se desarrollen multiplicando superficies donde el precio de venta por metro cuadrado sea elevado.

En consecuencia, estos desarrollos suelen encontrarse en etapas más avanzadas de proyectos, con una serie de obstáculos no siempre previstas. La construcción en las zonas céntrica de toda gran urbe conlleva sobre todo tres aspectos que suelen ser problemáticos.

En primer lugar, la convivencia con los vecinos en la etapa de ejecución. Generación de ruidos, cortes de calle, generación de residuos, son principalmente molestias que en la convivencia deben ser encausados a tiempo, lo cual, con una buena comunicación y respetando las reglamentaciones de cada ciudad evitan llegar a situaciones extremas que lleven a paralización de obra muchas veces costosas o exageradas mediática o políticamente.

En segundo lugar y más en el plano técnico, la interferencia con las instalaciones preexistentes, como instalaciones de gas, agua, desagües, electricidad, telefonía, etc., a veces circunscriptas a instalaciones menores y otras a troncales que abastecen una gran parte de la ciudad. En este caso, se resalta como gran inconveniente, la escasa o nula información que generalmente se tiene sobre localización y estado de estas instalaciones.

Por último, en tercer lugar, se debe prever las consecuencias generadas sobre los linderos, por la intervención. Es muy común en estas obras recibir reclamos sobre daños, fisuraciones, asentamientos y otros tipos de consecuencias que no necesariamente sean responsabilidad de la obra, pero, debido a las dificultades para definir responsabilidades y a motivaciones meramente oportunistas, se deriva en largos y costoso reclamos y discusiones.

En este trabajo se describe la experiencia en el marco de un proyecto de construcción de torres en altura sobre la costa central de la Ciudad de Rosario. El proyecto incluye la demolición de silos de hormigón armado preexistentes, excavaciones y movimientos de suelo todo ello en la cercanía del conducto troncal de provisión de agua de la mayor parte de la ciudad.

Además, dicho proyecto se emplaza próximo a áreas comerciales y residenciales con edificios en altura construidos y habitados que suman una complejidad adicional.

Se plantea una propuesta de estudio de la posible incidencia de los efectos de demolición sobre el conducto, combinando métodos numéricos con mediciones de campo, además de proponer un plan de monitoreo durante la obra. Estas propuestas

permiten satisfacer las demandas de las empresas proveedora del servicio, y de generar un respaldo para la empresa interviniente en la construcción.

CONTEXTO DE LA OBRA

En el sector de la costanera central de la ciudad de Rosario se proyecta un edificio en torre que incluye varios niveles de subsuelo. Dicho proyecto se desarrolla en un lote donde actualmente existen silos de hormigón armado que hace años se encuentran sin uso.

El proyecto contempla la demolición completa de los silos, y la excavación para subsuelos y fundaciones.

Aproximadamente a 60 metros de la ubicación de los silos se encuentra la traza del acueducto principal de la ciudad. La información recabada describe el mismo como un caño de 2.60 metros de diámetro interior, paredes de 26 cm de espesor construido con hormigón simple y con capacidad de transportar más de doce millones de litros de agua potable por hora.

Las crónicas confirman la fecha de construcción alrededor del año 1964, con lo que ratifican una antigüedad de más de sesenta años. Se muestran en la figura 1 el título de uno de los tantos artículos que pueden encontrarse en los diarios de la región y hacen referencia a esta obra.

A partir de las progresivas identificadas en la planimetría, fue posible ubicar el punto correspondiente en el perfil altimétrico que se observa en la figura 3. El punto de menor distancia coincide con la progresiva 0+250. Entre las progresivas 0+240 y 0+260, las cotas relevadas muestran que el conducto mantiene una pendiente constante de $-0,06\%$, por lo que es válido suponer una variación lineal de las cotas para interpolar los valores exactos en la progresiva 0+250.

Esto permite determinar la profundidad de la cota superior del conducto para la progresiva estudiada que corresponde a 10,73 m con respecto al nivel de terreno.

Un largo túnel de 34 años

Este gran conducto subterráneo fue inaugurado en octubre de 1964 y se convirtió en una obra imprescindible para solucionar los problemas de abastecimiento de agua potable que sufría la población rosarina.

Figura 1. Título diario La Capital de julio de 1998



Figura 2. Foto aérea con menor distancia de los silos a la traza del conducto

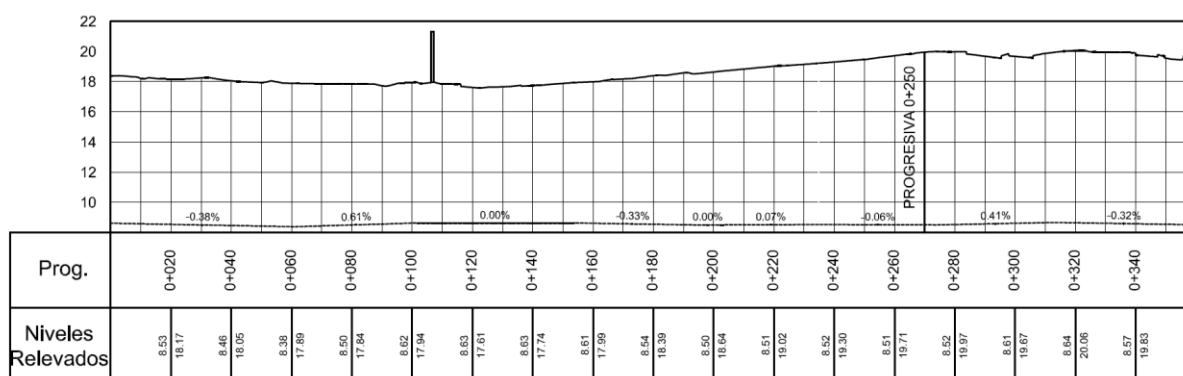


Figura 3. Altimetría relevada

Los planos estructurales históricos provistos por la empresa proveedora del servicio permitieron confirmar la geometría y detalles constructivos del conducto.

- Diámetro interno del conducto: 2,60 m.
- Espesor de pared: 26 cm, confirmado en los cortes y secciones.
- Presencia de distintos tipos de hormigón identificados como “Hormigón I” y “Hormigón II”, según la rotulación original del proyecto.
- Cotas de solera y clave referidas al sistema IGN.
- Geometría de cámaras, empalmes y derivaciones.
- Detalles generales de la sección, espesores y configuraciones de los elementos adyacentes.

EXIGENCIAS Y DISCUSIONES

Es de resaltar la intención tanto de la empresa constructora como de los técnicos responsables de la empresa proveedora del servicio, por priorizar la ejecución de la obra bajo condiciones adecuadas de seguridad, al mismo tiempo de que ambos actores entendían lo delicado de la situación al tratarse de poner en riesgo un servicio

Organiza:

de alto impacto.

Bajo este contexto, se convoca al grupo dinámica estructural del IMAE como asesor externo para sumar aportes y recomendaciones teniendo en cuenta la experiencia de este grupo en el área. En las primeras reuniones las exigencias por parte de la empresa contratista del servicio, se orientaban a solicitar informes que “garanticen la estabilidad durante la fase de demolición y obra” haciendo foco en la necesidad de estudios sobre modelos numéricos que representen fielmente el fenómeno dinámico.

Reuniones y discusiones posteriores permitieron acordar que en la ingeniería se realizan los estudios necesarios y factibles que minimicen la posibilidad de ocurrencia de accidentes e influencia sobre los elementos cercanos con un grado adecuado de seguridad, en general respaldado por la experiencia profesional, evaluando y cuantificando incertidumbres en muchas de las variables que intervienen en el proceso. Estos procesos desarrollados de forma adecuada y por profesionales idóneos hacen que la probabilidad de ocurrencia de hechos no deseados sea llevada a valores muy bajos, pero como todo proceso probabilístico, nunca se puede obtener una probabilidad de ocurrencia nula.

ESTRATEGIA DE TRABAJO PROPUESTA

Bajo estos lineamientos, teniendo en cuentas las incertidumbres de todo el proceso, y la capacidad disponible se llegó luego de varias instancias a acordar el siguiente plan de acción dividida en tres etapas.

1. Evaluación numérica de la incidencia sobre las tensiones en el acueducto producto de los impactos generados en la demolición sobre el suelo.

Se propuso el desarrollo de un modelo numérico computacional de elementos finitos estático lineal en estado plano de deformación donde se representan las condiciones de suelo y del conducto. El objetivo de esta etapa es cuantificar la incidencia de un impacto de una masa del orden de la propuesta por el plan de demolición, arrojada desde la mayor altura establecida y evaluar, a través de la energía entregada en el impacto, los incrementos de tensiones que deberían generarse en el conducto.

Estas tensiones deben combinarse con las preexistentes, tanto las generadas por la presión de agua como las presiones externas de suelo, realizando un estudio paramétrico de las distintas variables ya sea por variación en las presiones de uso como por las distintas condiciones de presiones externas de suelo que se evalúen como posibles.

A partir de los resultados obtenidos de este modelo tendremos una primera idea, conservadora debido a la utilización de un modelo plano, aunque no se tenga en cuenta en el modelo las características dinámicas del problema.

La elección de un modelo de estas características se justifica, a pesar de la característica meramente dinámica del problema, debido a que el grado de incertidumbre de las variables necesarias en un modelo numérico dinámico que incluya las condiciones del impacto, las condiciones de transmisibilidad de dicha

acción en el suelo, la variabilidad de dichas condiciones teniendo en cuenta distintos niveles de napa, estratos de suelo, así como condiciones de presión en el conducto además de las incertidumbres propias del conducto como estado, condiciones del material entre otras, hacen muy poco confiable los resultados esperados.

2. Evaluación de campo de las vibraciones generadas por el impacto de una masa acorde a la modelizada.

En esta etapa, y dado que la empresa constructora presenta un plan de demolición que se utiliza como parámetro en la comprobación del modelo numérico del punto 1, se propone un estudio de campo donde se arroja repetidamente una masa del orden de la estudiada en el modelo numérico y compatible con el plan de demolición, desde una altura representativa en dicho proceso.

En esta instancia, se registran aceleraciones en distintas profundidades y distancias desde la zona de impacto y en dirección a la traza del conducto.

Esta etapa tiene los siguientes objetivos:

- Verificar que las magnitudes de aceleraciones y velocidades registradas sean compatibles con las exigidas en normativas y bibliografía de referencia.
- Verificar condiciones de atenuación de valores registrados gracias a la posibilidad de realizar dichos registros a diferentes distancias y profundidades.
- Tener valores y posiciones de referencia para fijar valores límites para la tercera etapa donde se realizará el monitoreo de las tareas de demolición.

3. Monitoreo de las vibraciones generadas durante el proceso de demolición y excavación.

Se propone establecer una estación de monitoreo ubicada entre la demolición y el sector más próximo al desarrollo del conducto, sector a definir de forma estratégica evaluando la incidencia en los trabajos y la protección contra el vandalismo, obteniendo en ese punto registros continuos de aceleraciones.

Se implementará una estación de monitoreo operada de forma permanente durante los períodos en que se desarrollen tareas de demolición.

Las actividades principales comprenderán:

- Verificación continua del correcto funcionamiento del sistema.
- Seguimiento en tiempo real de los niveles de vibración registrados.
- Aplicación de protocolos de actuación previamente acordados ante eventuales superaciones de los valores de referencia.
- Registro de las actividades desarrolladas en obra y correlación con los valores medidos.
- Comunicación inmediata a los responsables designados cuando se detecten situaciones que requieran intervención.

DESARROLLO DEL TRABAJO

Etapas 1 – Evaluación numérica

El análisis se realizó mediante un modelo bidimensional en deformación plana, representativo de una sección vertical perpendicular al eje del conducto.

Para la representación del comportamiento mecánico del terreno se adopta un modelo elástico lineal ortotrópico con isotropía horizontal, formulado bajo la hipótesis de deformación plana, mientras que el conducto se modeló como material elástico lineal.

El dominio incluye el conducto circular de diámetro interno 2,60 m y espesor 0,26 m y seis estratos de suelo, con espesores variables según el estudio geotécnico.

Extensión lateral y vertical suficiente para garantizar la no influencia de las condiciones de borde (criterio de Saint-Venant).

Para el mismo se utilizó una plataforma de software integrada que se utiliza para modelar, resolver y simular problemas basados en física denominado COMSOL Multiphysics.

Para la definición de las rigideces del suelo en condición de estado de reposo se adoptó un procedimiento basado en las relaciones entre los módulos elásticos y los coeficientes de Poisson, imponiendo simultáneamente, la simetría del tensor constitutivo y la condición de estado de tensiones en reposo, expresada como:

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v. \quad (1)$$

A partir de un proceso iterativo se pueden determinar los parámetros que caracterizan cada estrato de suelo y que se muestran en la tabla 4.

	ESTRATO					
	1	2	3	4	5	6
K_0	0.67	0.7	0.75	0.8	0.9	0.95
E_v (MPa)	4	5	24	26	27	28
E_h (MPa)	4	5	26.4	28.6	29.7	44.8
ν_{vh}	0.5	0.5	0.45	0.45	0.45	0.3
ν_{hv}	0.5	0.5	0.495	0.495	0.495	0.48
ν_{hh}	0.2537	0.2857	0.34	0.381	0.45	0.495
G_{vh} (MPa)	1.3333	1.667	8.276	8.966	9.31	10.769

Tabla 4. Valores adoptados para cada estrato en estado de reposo.

Para representar el impacto de la caída de escombros se adoptó una carga estática equivalente, obtenida mediante la igualación entre la energía potencial del bloque en caída, y la energía de deformación elástica del sistema suelo–estructura, representado mediante un resorte equivalente.

La carga equivalente se aplicó en el modelo mediante una distribución parabólica en el área de impacto, con el objeto de representar de forma más realista la transmisión de tensiones al terreno.

La carga estática equivalente aplicada en una superficie de 0.50 x 0.50m se difunde en horizontal y vertical. La difusión en vertical la considera el modelo numérico. Para la difusión en horizontal se supone, con un criterio muy conservador, una relación 1:4 hacia cada lado, es decir que para distancia de 60m desde el impacto hasta el conducto, la carga estática equivalente se distribuye en $2 \times 60/4 = 30\text{m}$.

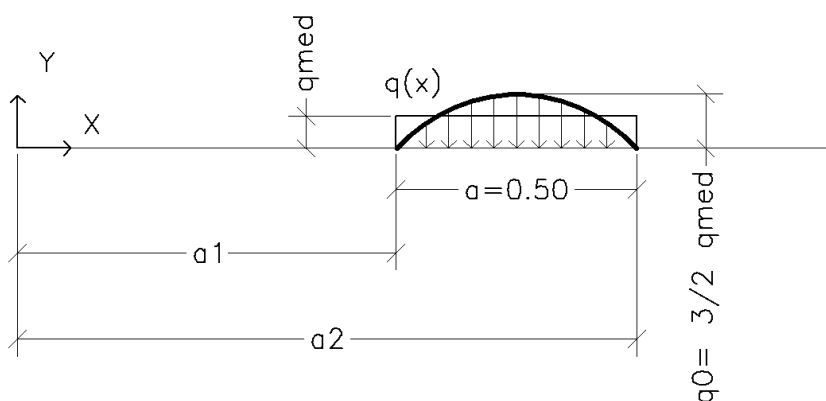


Figura 5: Modelo carga estática equivalente.

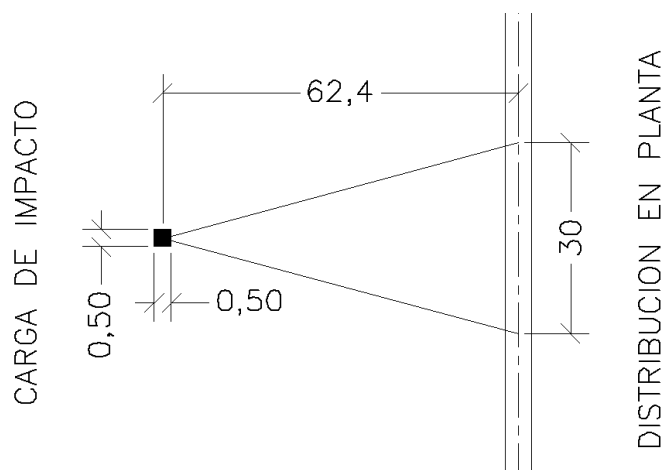


Figura 6: Modelo carga estática equivalente.

El nivel freático determinado en el estudio de suelos se ubica aproximadamente a 3,20 m de profundidad.

En el modelo numérico se adoptó para el caso con nivel freático (NF) el nivel freático a 3,50 m de profundidad, coincidente aproximadamente con el estrato 3, para el caso sin nivel freático se consideró una condición alternativa sin presencia de NF (presiones neutras nulas). Ambas condiciones se combinan posteriormente con la presencia o ausencia de presión interna en el conducto.

A partir de las hipótesis adoptadas se definieron las siguientes cuatro combinaciones de carga hidráulica:

- Conducto presurizado sin nivel freático
- Conducto presurizado con nivel freático
- Conducto sin presión interna y sin nivel freático
- Conducto sin presión interna y con nivel freático

El suelo que rodea al conducto no puede representarse como un semiespacio infinito, por lo que se adoptó un dominio finito suficientemente grande, aplicando el principio de Saint-Venant: lejos de la zona de aplicación de cargas, las perturbaciones se atenúan y el estado tensional se aproxima al de reposo.

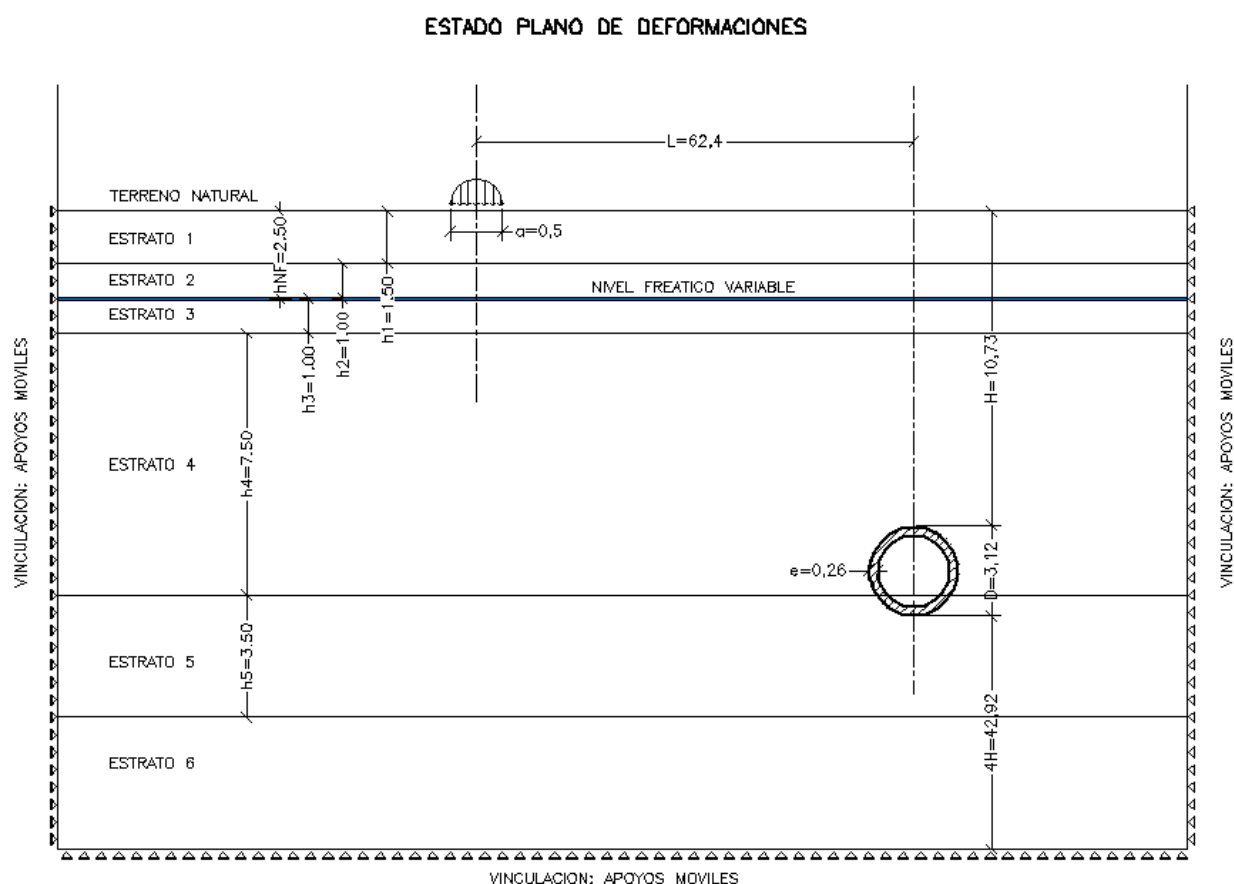


Figura 7: Esquema del modelo plano suelo-conducto con carga de impacto. (Escala vertical diferente escala horizontal)

Para el conducto se adoptaron las propiedades mecánicas conforme a criterios del CIRSOC 201 [1] para hormigón simple o pobre (según la antigüedad estimada del conducto). Se consideró un comportamiento elástico lineal e isótropo.

Se empleó un mallado no estructurado de elementos triangulares en las zonas de interés y elementos cuadriláteros en las zonas alejadas, optimizando precisión y costo computacional.

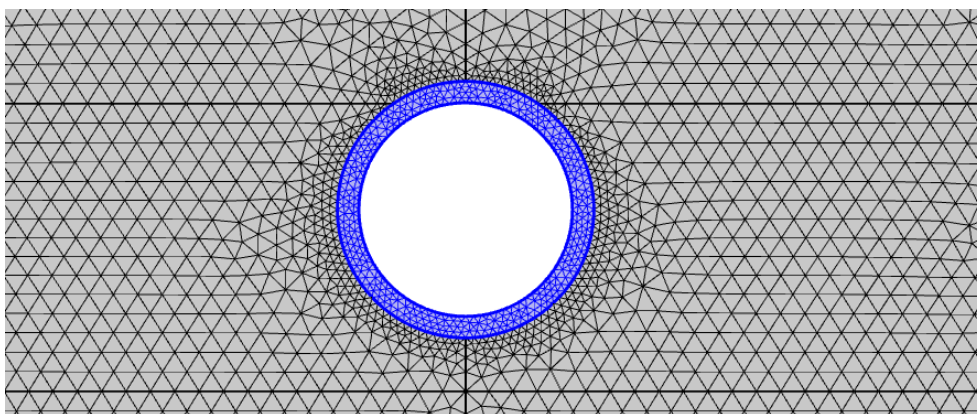


Figura 8: Mallado desarrollado en el espesor del conducto.

La tabla 9 resume los valores máximos y mínimos obtenidos para las tensiones circunferenciales σ_{θ} y para las tensiones principales de tracción σ_I y de compresión σ_{II} .

ESTADO	$\sigma_{\theta \text{ max}}$ [MPa]	$\sigma_{\theta \text{ min}}$ [MPa]	σ_I [MPa]	σ_{II} [MPa]	DESCRIPCIÓN
1	0.399	-3.276	0.399	-3.276	Sin NF – Sin Pint
2	0.959	-2.799	0.959	-2.799	Sin NF – Con Pint
3	-0.348	-2.383	0.005	-2.382	Con NF – Sin Pint
4	0.212	-1.906	0.212	-1.906	Con NF – Con Pint
5	0.035	-0.040	0.035	-0.040	Impacto
6	0.397	-3.275	0.397	-3.275	(1) + impacto
7	0.958	-2.799	0.958	-2.799	(2) + impacto
8	-0.350	-2.382	0.005	-2.382	(3) + impacto
9	0.211	-1.905	0.211	-1.905	(4) + impacto

Tabla 9. Valores máximos y mínimos de tensiones en cada estado analizado.

Considerando el criterio de tensiones aceptables para hormigón simple en estado límite de servicio como:

Resistencia a compresión:

$$\sigma_{c,d} = 0.6 f'_c = 0.6 \times 13 \text{ MPa} = 7.08 \text{ MPa} \quad (2)$$

Resistencia a tracción:

$$\sigma_t \approx 0.10 f'_c = 1.3 \text{ MPa} \quad (3)$$

Las tensiones más desfavorables obtenidas en el conducto:

Compresión máxima: 3.27 MPa para los estados 1 y 6.

Tracción máxima: 0.96 MPa para los estados 2 y 7.

Por lo tanto, las tensiones de compresión representan $\approx 45 \%$ de la resistencia estimada a compresión. Las tensiones de tracción representan $\approx 74 \%$ de la

resistencia estimada a tracción. Las sobretensiones producidas por el impacto resultan para las tensiones de tracción $0.035 / 1.3 = 0.027 = 2.7\%$, y para las tensiones de compresión $0.04 / 7.08 = 0.0056 = 0.56\%$

Del análisis comparativo entre los estados en reposo y el estado de impacto se desprende que las sobrepresiones inducidas por el impacto resultan claramente mínimas frente a las sollicitaciones hidráulicas y geotécnicas dominantes.

En particular, al comparar la máxima tensión circunferencial de tracción del estado más desfavorable (presión interna sin nivel freático, estado 2) con la máxima tracción circunferencial inducida por el impacto, se observa que esta última representa del orden del 3,65 % de la primera. De manera análoga, al contrastar la máxima compresión circunferencial (sin presión externa e interna, estado 1) con la máxima compresión circunferencial generada por el impacto, se obtiene una relación del orden del 1,22 %.

Un detalle más amplio sobre el modelo numérico, las hipótesis de cálculo y los resultados, además de la comparación con otros modelos dinámicos, se muestran en Fideleff et al. 2026 [2].

Etapas 2 – Mediciones de campo

Esta instancia se desarrolló en dos jornadas, en la primera jornada se hicieron mediciones de aceleraciones ante acciones que podemos calificar como habituales, mientras que en la segunda jornada se desarrollaron impactos generados por un bloque cúbico de hormigón de 320 Kg que se lanza desde 27m de altura, representativo del proceso de demolición de los silos y de la acción representada en la metodología numérica.

Se registraron vibraciones simultáneamente con 3 acelerómetros de fabricación local en un trabajo en conjunto entre la Escuela de Ingeniería Electrónica y el Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras, FCEIA, UNR.

Se utilizó una frecuencia de muestreo de 500 puntos por segundos. Los sensores tienen rango de aceleración de $\pm 8g$. Están calibrados con un acelerómetro marca Dytran Instruments, modelo 7503A1, Nro. De serie 10156, origen USA.

La figura 10 muestra la planta general de ubicación de los puntos de medición en relación con la ubicación de los silos a demoler, con la línea de edificación del terreno, y con la traza del conducto.

Se registraron vibraciones en los siguientes puntos:

- Acelerómetro A1: ubicado secuencialmente en el fondo de pozos a diferentes profundidades: Pozo 1 con $h = 1.34m$; Pozo 2 con $h = 2.00m$; Pozo 3 con $h = 3.80m$; Pozo 4 con $h = 6.40m$; Pozo 5 con $h = 7.90m$.
- Acelerómetro A2: ubicado en superficie sobre el terreno, a 2.50m de los pozos hacia el lado de los silos, y a 35 metros de la zona de impacto.
- Acelerómetro A3: ubicado en superficie sobre el terreno, a 12m donde impacta el bloque de hormigón sobre el terreno.

En la primera jornada, se generaron eventos por la acción de un martillo neumático actuando sobre pavimento de hormigón próximo a los silos, ver figura 11, y por el paso de un camión cargado sobre la calle próxima a la estación de medición.

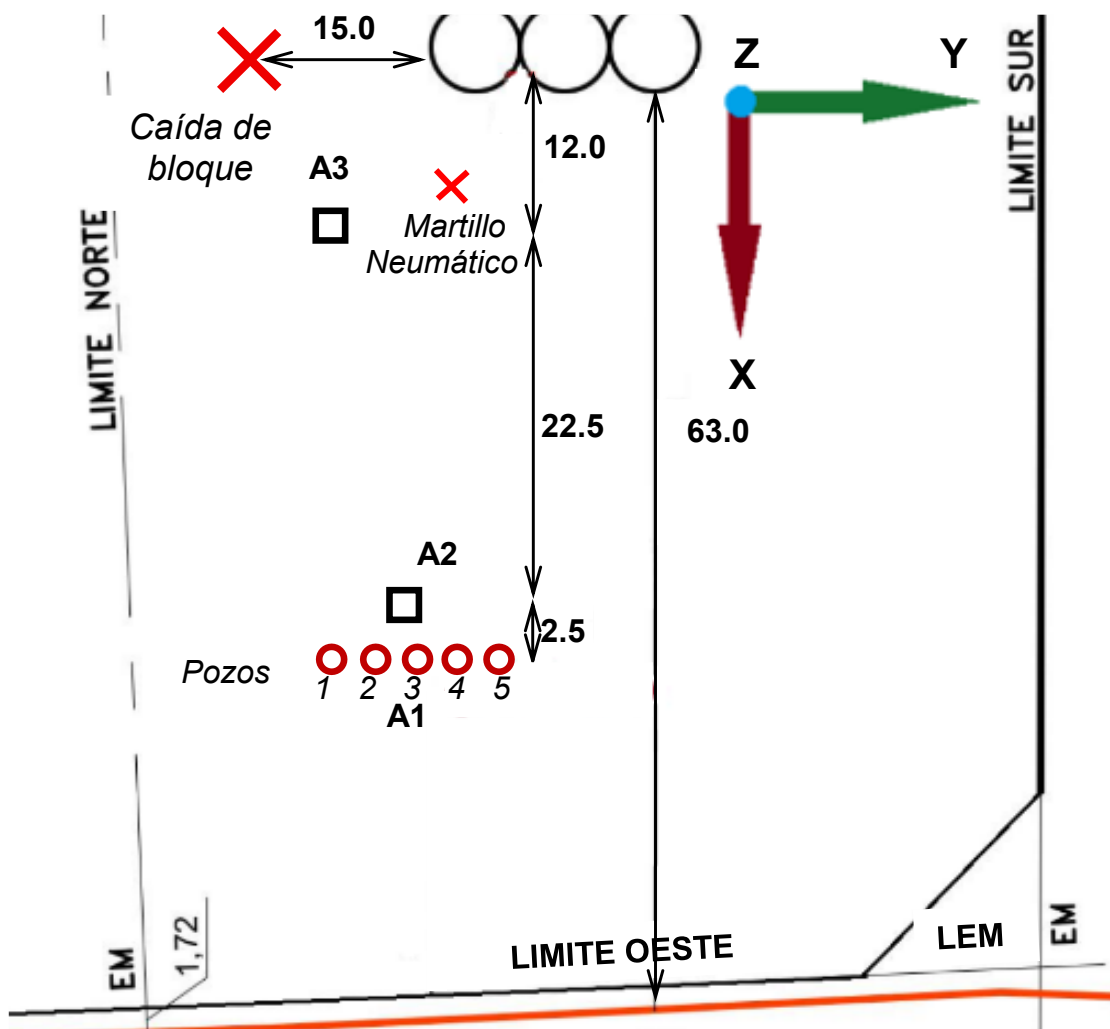


Figura 10: Planta general y ubicación de puntos de medición.



Figura 11: Operario accionando el martillo neumático

Estos eventos que se consensuaron medir, a partir de la preocupación que la empresa contratista mantenía a pesar de los informes del análisis numérico. Tienen el objetivo de obtener una referencia de vibraciones “habituales” que pueden llegar al conducto, y también cuantificar la atenuación de la magnitud de las aceleraciones que se produce con la distancia tanto a nivel de superficie como en profundidad.

Como resumen de esta jornada de medición podemos resaltar que el evento generado por el accionar del martillo neumático fueron los más influyentes, las aceleraciones máximas al lado de la acción son del orden de 0.07 g, y la atenuación a 30 m de distancia en la superficie es aproximadamente 1/10 en la dirección X, 1/30 en Y y 1/20 en Z.

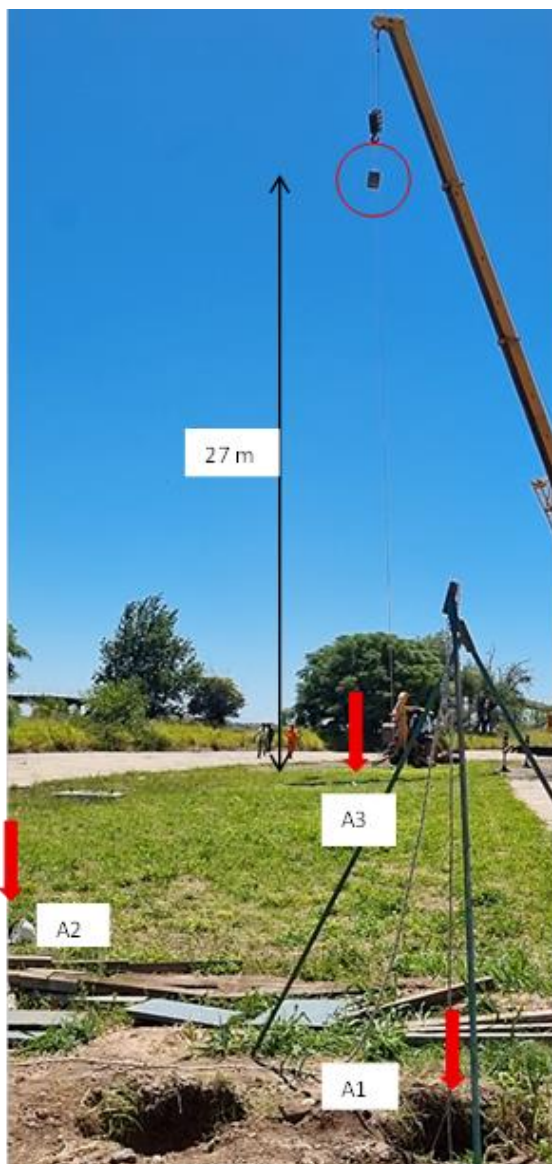


Figura 12: Ubicaciones impactos y estaciones de monitoreo.



Figura 13: Ubicación sensor en pozo de estación A1.

La disminución de los valores máximos en profundidad se estabiliza en reducciones del orden de $1/50$ para las aceleraciones horizontales y $1/25$ para la vertical.

En el fondo del pozo 5, con $h = 7.90$ m, profundidad donde se encuentra el conducto de agua, las aceleraciones máximas registradas son del orden de 10 a 15 mm/s^2 , es decir 0.001 g a 0.0015 g .

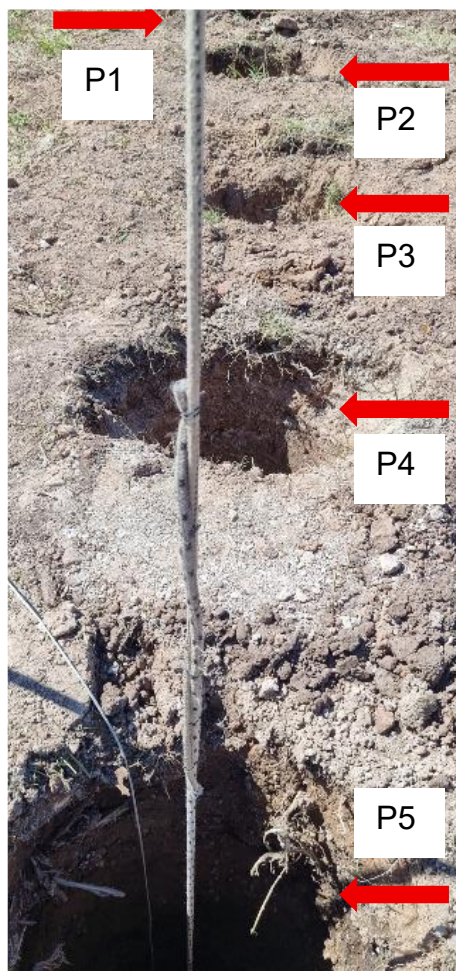


Figura 14: Pozos estación A1.



Figura 15: Bloque con acelerómetro.

En la segunda jornada, se generan repetidamente impactos de un bloque de hormigón de 320 Kg en caída libre desde 27 metros de altura, ver figura 12. Se registran simultáneamente con tres acelerómetros ubicados en las estaciones A1, A2 y A3, cambiando en cada caso la posición del acelerómetro en los pozos 1 a 5 de la estación A1, figuras 13, 14 y 15. En la tabla 16 se presentan los valores máximos y mínimos de las aceleraciones registradas.

Se presenta en la figura 17, como ejemplo representativo del conjunto de mediciones realizadas, los registros de aceleración – tiempo y sus contenidos de frecuencias para el impacto 1, cuando el acelerómetro A1 está ubicado en el fondo del pozo 4.

Acelerómetro		Aceleraciones máximas y mínimas (mm / s ²)					
		Impacto 1			Impacto 2		
		X	Y	Z	X	Y	Z
A1 - P1	Min	-262,34	-206,82	-158,02	-278,95	-290,61	-166,46
	Max	236,73	240,64	98,34	248,10	357,10	142,79
A2	Min	-283,86	-187,04	-89,44	-360,17	-235,99	-101,68
	Max	295,01	291,75	89,48	380,37	281,81	111,82
A3	Min	-1634,15	-2213,22	-780,83	-1826,52	-2806,17	-801,40
	Max	1570,24	2222,39	688,01	1774,03	2887,19	931,69
A1 - P2	Min	-95,03	-206,17	-45,25	-103,07	-197,72	-60,74
	Max	98,16	197,21	48,60	132,44	176,17	60,31
A2	Min	-162,07	-253,05	-76,21	-350,65	-259,18	-151,22
	Max	221,52	192,27	76,65	346,08	185,70	111,71
A3	Min	-2989,49	-3346,81	-742,08	-2657,73	-4359,08	-962,46
	Max	2899,38	3498,95	628,33	2249,44	4654,89	1032,92
A1 - P3	Min	-86,48	-94,64	-76,04	-120,96	-66,15	-99,22
	Max	83,44	98,93	64,47	113,97	86,29	99,06
A2	Min	-319,56	-205,81	-151,22	-377,39	-219,12	-106,95
	Max	359,11	240,22	146,52	357,12	318,78	112,98
A3	Min	-3058,32	-5985,25	-1245,11	-3010,53	-2704,75	-846,48
	Max	2945,52	6259,43	1124,07	2941,11	2880,09	559,62
A1 - P4	Min	-32,59	-39,79	-152,33	-58,47	-54,70	-85,65
	Max	30,84	43,77	103,65	58,10	50,64	86,68
A2	Min	-212,81	-282,92	-87,36	-357,66	-275,49	-81,44
	Max	230,16	299,53	90,66	314,14	206,65	77,99
A3	Min	-2898,61	-4559,47	-817,63	-1994,47	-2480,04	-627,94
	Max	2658,21	5057,21	698,12	1810,80	2409,73	771,74
A1 - P5	Min	-37,37	-33,30	-98,75	-31,26	-30,67	-83,11
	Max	35,89	29,28	105,12	23,76	27,93	107,89
A2	Min	-325,32	-202,71	-101,14	-417,80	-158,32	-138,51
	Max	325,85	271,20	90,64	345,66	123,84	133,95
A3	Min	-1995,64	-2612,90	-826,14	-3748,95	-4605,53	-1087,35
	Max	2118,74	2706,57	868,64	3150,15	5104,76	957,10

Tabla 16. los valores máximos y mínimos de las aceleraciones registradas.

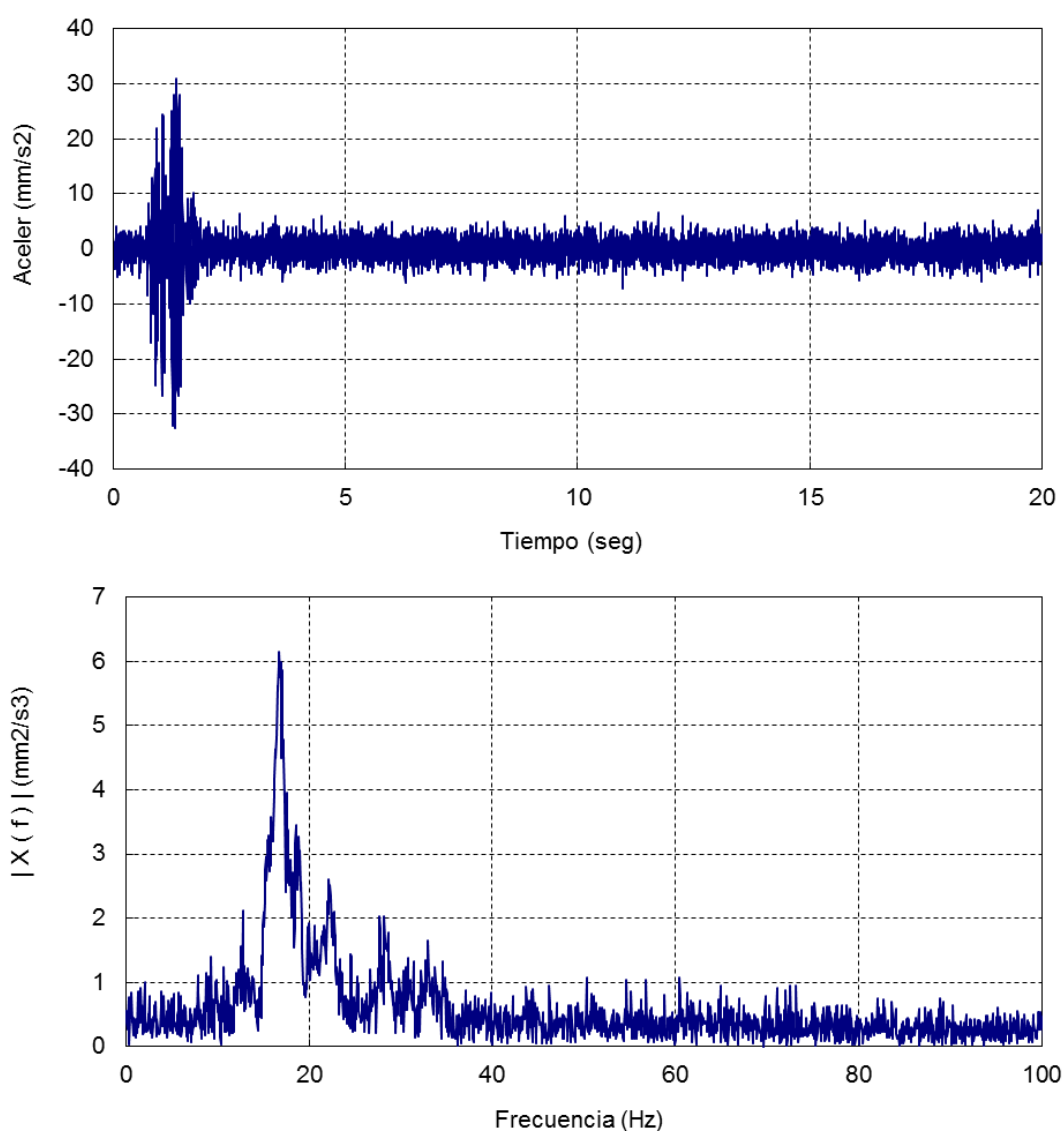


Figura 17: Aceleraciones y contenido de frecuencias en A1 en el fondo del pozo 4

Entre las principales conclusiones de esta etapa podemos resaltar:

- La atenuación en horizontal, desde la posición del acelerómetro A3 cercano al impacto a la posición del A2 cercano a los pozos, con distancia entre ambas ubicaciones de 25m, es en promedio un orden de magnitud, es decir reducción de 1/10.
- En profundidad, comparando los valores picos de A1 en fondo de pozos con respecto a A2 en superficie cercana a los pozos, la atenuación es variable con la profundidad y con la dirección. Cuando A1 está en el fondo del pozo 1, a 1.00m de profundidad, la atenuación es casi nula, mientras que con A1 en el fondo del pozo 5, a 7.90m de profundidad, la atenuación es del orden de 1/8 a 1/10 para las direcciones horizontales, y sólo de 1/1.3 en dirección vertical.
- Además, hay que considerar que el conducto, está alejado otros 20m de los pozos y 2m más de profundidad respecto del pozo 5. Si la ley de atenuación se

mantuviera con la distancia, al conducto le llegarían aceleraciones del orden de 3 mm/s² en dirección horizontal, 0.0003 g, y 9 mm/s² en vertical, 0.0009 g aproximadamente.

- En los registros de A1, predominan frecuencias entre 17 y 20 Hz y también hay contenido de frecuencias cercanas a 40 Hz en dirección vertical.
- En los registros de A2 se observa un contenido de frecuencias distribuidas entre 12 y 40 Hz, y dos frecuencias puntuales de mayor potencia en 24.6 Hz y 55 Hz.

Para cada uno de esos registros se realizó un procesamiento numérico que consiste en pasar al dominio de las frecuencias con la transformada rápida de Fourier, filtrado de las muy bajas frecuencias para eliminar las constantes, luego anti transformada de Fourier para volver al dominio del tiempo, integración para obtener las funciones velocidad - tiempo, y otra integración y filtrado para llegar a la función desplazamiento - tiempo.

En la tabla 18 se presentan los valores máximos y mínimos de las aceleraciones, velocidades y desplazamientos obtenidos por el proceso de integración descrito en el párrafo anterior.

EST.	Eje	Aceleración		Velocidad		Desplazamiento	
		(mm/s ²)		(mm/s)		(mm)	
		Min	Max	Min	Max	Min	Max
A1	X	-32,54	30,70	-0,33	0,34	-0,010	0,011
	Y	-40,13	43,39	-0,41	0,43	-0,011	0,013
	Z	-154,30	102,71	-0,99	0,85	-0,022	0,020
A2	X	-212,82	229,48	-1,76	1,99	-0,033	0,027
	Y	-283,33	298,54	-2,76	1,71	-0,031	0,034
	Z	-86,74	91,02	-0,43	0,72	-0,016	0,016
A3	X	-2880,45	2670,81	-21,52	25,57	-0,195	0,317
	Y	-4548,04	5059,24	-42,49	36,20	-0,472	0,307
	Z	-823,39	694,04	-7,26	6,24	-0,058	0,146

Tabla 18. Valores máximos y mínimos registrados.

Sólo a manera informativa, se realizan comparaciones con Normas y criterios internacionales, que pueden tener una aplicación orientativa.

Norma DIN 4150-III: Vibraciones en edificios

Se calcula la velocidad de referencia con

$$v_R = \sqrt{v_X^2 + v_Y^2 + v_Z^2} \quad (4)$$

De acuerdo con los resultados de la tabla 18, resulta en la ubicación de A2, a 25m del impacto y en superficie:

$$v_R = \sqrt{1.985^2 + 1.711^2 + 0.718^2} = 2.72 \text{ mm/s} \quad (5)$$

Ubicación de A1, a 27.5m del impacto y a 6.40m de profundidad, se obtiene

$$v_R = \sqrt{0.335^2 + 0.429^2 + 0.849^2} = 1.01 \text{ mm/s} \quad (6)$$

Teniendo en cuenta que el conducto está ubicado 20m más alejado y 2.5m más profundo, de acuerdo con este criterio, no se verá afectado por las vibraciones producidas por la demolición de los silos.

La norma fija como límite de velocidad de referencia en la fundación de edificios exigentes por protección histórica en 4 mm/seg.

Criterios de Normas Internacionales

Se presentan en la figura 19 los criterios de varias normas: SS 460 48 66 1991 [3], DIN 4150 de 1999 [4], SN 640 315a de 1992 [5], UNE 22-381-93 [6], Reporte EEUU - USBM RI8507 [7], y PAN50 de 2000 [8].

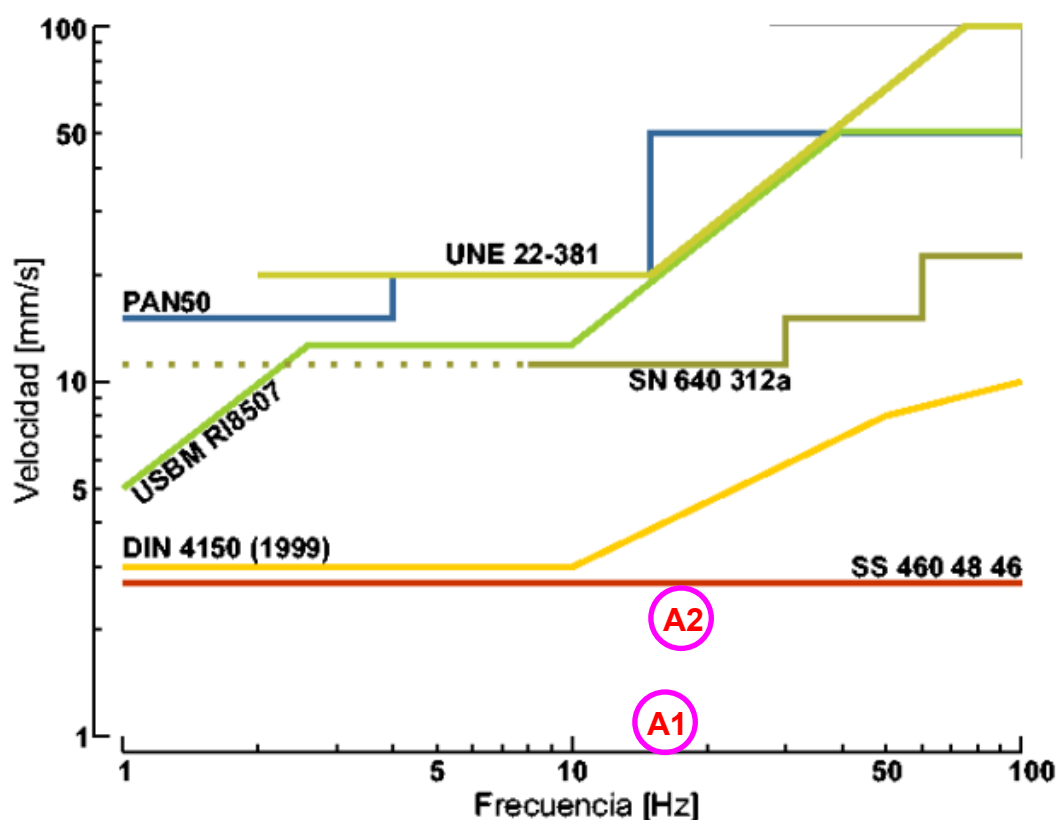


Figura 19: Criterios de Normas Internacionales

Estas Normas consideran la velocidad del movimiento y también la frecuencia principal del evento. Las velocidades de las partículas de las ubicaciones de A1 y A2 son inferiores a los límites dados por las diversas Normas consideradas.

Etapas 3 – Monitoreo

Las funciones principales del operador de la estación de monitoreo serán:

Organiza:

- Verificar el correcto funcionamiento del sistema de medición.
- Actuar según protocolos previamente acordados ante distintos escenarios derivados de las mediciones en tiempo real.
- Relacionar los registros obtenidos con las actividades ejecutadas en obra.
- Elaborar informes diarios, semanales y mensuales.
- Mantener comunicación permanente con profesionales de IMAE para el seguimiento técnico, interpretación de resultados y mantenimiento del sistema.

En función de los lineamientos técnicos establecidos durante reuniones, basándose en los resultados de las primeras dos etapas, se identifican como aspectos principales del monitoreo los siguientes puntos:

- La variable de control será la velocidad de partícula del terreno, medida a una profundidad estimada del orden de los siete metros, valor que deberá confirmarse en función de los estudios de suelo correspondientes al punto definitivo de medición, procurando siempre mantener la instrumentación por encima del nivel de napa.
- El punto de monitoreo deberá ubicarse dentro del predio afectado a la obra, en una zona intermedia entre el sector de demolición y la traza del conducto.
- El valor límite admisible de velocidad se establece en 2 mm/s.
- El monitoreo deberá realizarse de manera continua durante toda la etapa de demolición, estableciendo procedimientos de actuación ante eventuales superaciones de los valores límite, permitiendo la inmediata comunicación y eventual detención de tareas.
- Asimismo, se prevé la elaboración de informes diarios, semanales y mensuales con el registro y análisis de la información obtenida.

Habiéndose analizado distintas alternativas tanto de equipos de medición como de estación de medición, se definió la realización a través de acelerómetros desarrollados y adaptados por IMAE, específicamente configurados para las condiciones particulares de la obra.

La solución propuesta se apoya en la experiencia acumulada por el instituto en el desarrollo, implementación y análisis de sistemas de medición dinámica, permitiendo además realizar ajustes, mejoras o adaptaciones durante el desarrollo de la obra cuando las condiciones de operación así lo requieran.

En cuanto a la estación de monitoreo se plantea como una boca de registro profunda, construida hasta la profundidad de medición definida para el proyecto.

Esta solución permitirá:

- Acceso permanente al sistema de medición.
- Realización de tareas de mantenimiento y verificación del equipamiento.
- Reemplazo o ajuste de sensores en caso de ser necesario.
- Reducción de riesgos operativos asociados a eventuales fallas del sistema.

El sensor será instalado de manera solidaria a un elemento de fundación independiente de las paredes de la boca de registro, con el objetivo de minimizar interferencias externas en la medición.

CONCLUSIONES

En este trabajo se muestra la experiencia en instancias de obra que involucra distintos actores. Empresas del sector privado y desarrollistas, Empresas proveedoras de servicios públicos y miembros de un Instituto Universitario que sirvió de nexo entre ambas.

Se describe brevemente las inquietudes y las preocupaciones comunes por el desarrollo urbano, pero con la responsabilidad y el desafío de convivir entre sistemas de instalaciones que muchas veces carecen de información suficiente en cuanto a su estado, posición etc...

Se muestran estrategias para atacar el problema a través de un análisis numérico, que permite dar un primer panorama de las tensiones que pueden incidir, permitiendo un análisis, que, aunque sea simplificado, encuadran claramente las dimensiones de los riesgos que se pueden correr.

Como segundo punto se muestran mediciones de campo tanto en aceleraciones como en velocidades, verificando distintas variables valiosas que pueden confirmar las magnitudes de las acciones esperadas y al mismo tiempo fijar parámetros límites de control para la etapa de obra y monitoreo.

Como tercera instancia se muestra un proyecto de monitoreo que permiten por un lado evitar que las acciones producidas durante la etapa de obra superen las acciones utilizadas en la etapa de investigación, permitiendo un desempeño seguro y cuantificado de las energías liberadas en el proceso constructivo.

Este monitoreo permitirá a la empresa constructora optimizar recursos en su proceso de demolición.

REFERENCIAS

- [1] INTI - CIRSOC. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón. CIRSOC 201:2005. Buenos Aires: Instituto Nacional de Tecnología.
- [2] H. Fideleff, V. Mendes, O Möller y T. Mollar «Modelo numérico para evaluación de tensiones en un conducto subterráneo por impactos sobre el terreno» 29ª Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, 2026
- [3] Swedish Institute for Standards. (1991). *Vibration and shock - Guidance levels for blasting-induced vibration in buildings* (SS 460 48 66:1991). SIS.
- [4] Deutsches Institut für Normung. (1999). Vibraciones estructurales. Parte 3: Efectos de las vibraciones en las estructuras (DIN 4150-3:1999-02).
- [5] Schweizerischer Verband für die Standardisierung. (1992). Efectos de las vibraciones en las edificaciones (SN 640 312a / SN 640 315a). VSS.
- [6] Asociación Española de Normalización. (1993). Control de vibraciones producidas por voladuras con explosivos (UNE 22381:1993). AENOR.
- [7] Siskind, D. E., Stagg, M. S., Kopp, J. W., & Dowding, C. H. (1980). Structure response and damage produced by ground vibration from surface mine blasting (Report of Investigations 8507). U.S. Bureau of Mines. onemine.
- [8] Scottish Executive. (2000). Controlling the environmental effects of surface mineral workings: Annex D: The control of blasting (PAN 50). Scottish Guidance.

Organiza: