

ANEXO A

INDICADORES OPERACIONALES DE GESTIÓN DE AGUA (IWA, 2006)

ANEXO A:

TABLA A.1. INDICADORES OPERACIONALES DE GESTIÓN DE AGUA

Código	Nombre Indicador	Descripción	Fórmula	Unidad
Inspección y mantenimiento de activos físicos				
Op1	Inspección de bombas	(Total nominal power of pumps and related ancillaries subjected to inspection during the assessment period x 365 / assessment period) / total nominal power of pumps	$\frac{D6 \times 365}{H1 \times C6}$	-/año
Op2	Limpieza de reservorios	(Volume of storage tank cells cleaned during the assessment period x 365 / assessment period) / total volume of storage tank cells	$\frac{D7 \times 365}{H1 \times C2}$	-/año
Op3	Inspección de redes	(Length of transmission and distribution mains where at least valves and other fittings were inspected during the assessment period x 365 / assessment period) / total mains length x 100	$\frac{D8 \times 365}{H1 \times C8} \times 100$	%/año
Op4	Control de fugas	(Length of mains subject to active leakage control during the assessment period x 365 / assessment period) / total mains length x 100	$\frac{D9 \times 365}{H1 \times C8} \times 100$	%/año
Op5	Control de reparaciones de fugas activas	Number of leaks detected and repaired due to active leakage control during the assessment period x 365 / assessment period) / total mains length x 100	$\frac{D10 \times 365}{H1 \times C8} \times 100$	Nº/100km/año
Op6	Inspección de hidrantes	(Number of hydrants inspected during the assessment period x 365 / assessment period) / total number of hydrants	$\frac{D11 \times 365}{H1 \times C23}$	-/año
Calibración de la instrumentación				
Op7	Calibración de medidores de flujo	(Number of system flowmeter calibrations carried out during the assessment period x 365 / assessment period) / number of system flow meters installed in the system (permanently or temporarily)	$\frac{D12 \times 365}{H1 \times C10}$	-/año
Op8	Reemplazo de medidores	Number of customer flow meters replaced during the assessment period x 365 / assessment period) / number of customer meters	$\frac{D45 \times 365}{H1 \times E6}$	-/año
Op9	Calibración de medidores de presión	(Number of pressure meter calibrations carried out during the assessment period x 365 / assessment period) / number of pressure meters installed in the system (permanently or temporarily)	$\frac{D13 \times 365}{H1 \times C12}$	-/año
Op10	Calibración de medidores de nivel de agua	(Number of pressure meter calibrations carried out during the assessment period x 365 / assessment period) / number of pressure meters installed in the system (permanently or temporarily)	$\frac{D14 \times 365}{H1 \times C13}$	-/año

Op11	Calibración de equipos de monitoreo de la calidad del agua online	(Number of on-line water quality monitoring instrument calibrations carried out during the assessment period x 365 / assessment period) / number of on-line water quality instruments installed in the system (permanently or temporarily)	$\frac{D15 \times 365}{H1 \times C14}$	-/año
Inspección de equipos eléctricos y de transmisión de señales				
Op12	Inspección de sistemas de energía de emergencia	(Sum of the nominal power of the emergency power systems inspected during the assessment period x 365 / assessment period) / total nominal power of the emergency power systems	$\frac{D16 \times 365}{H1 \times C18}$	-/año
Op13	Inspección de equipos de transmisión de señales	(Number of signal transmission units inspected during the assessment period x 365 / assessment period) / total number of signal transmission units	$\frac{D17 \times 365}{H1 \times C19}$	-/año
Op14	Inspección de interruptores eléctricos	(Number of electrical switchgear units inspected during the assessment period x 365 / assessment period) / total number of electrical switchgear units	$\frac{D18 \times 365}{H1 \times C20}$	-/año
Op15	Disponibilidad de vehículos	Number of vehicles daily available, on a permanent basis, in average, for field works in operations and maintenance activities/ total mains length x 100	$\frac{D19}{C8} \times 100$	Nº/100 km
Rehabilitación de redes, válvulas y conexiones				
Op16	Rehabilitación de redes	(Length of transmission and distribution mains rehabilitated during the assessment period x 365 / assessment period) / total mains length x 100	$\frac{D20 \times 365}{H1 \times C8} \times 100$	%/año
Op17	Renovación de redes	(Length of mains renovated during the assessment period x 365 / assessment period) / total mains length x 100	$\frac{D21 \times 365}{H1 \times C8} \times 100$	%/año
Op18	Reemplazo de redes	(Length of mains renovated during the assessment period x 365 / assessment period) / total mains length x 100	$\frac{D22 \times 365}{H1 \times C8} \times 100$	%/año
Op19	Válvulas reemplazadas	(Number of mains valves replaced during the assessment period x 365 / assessment period) / total number of mains valves x 100	$\frac{D23 \times 365}{H1 \times C21} \times 100$	%/año
Op20	Rehabilitación de conexiones	(Number of service connections replaced or renovated during the assessment period x 365 / assessment period) / total number of service connections x 100	$\frac{D24 \times 365}{H1 \times C24} \times 100$	%/año
Rehabilitación de bombas				
Op21	Rehabilitación de bombas	(Total nominal power of pumps subject to overhaul during the assessment period x 365 / assessment period) / total nominal power of pumps x 100	$\frac{D25 \times 365}{H1 \times C6} \times 100$	%/año
Op22	Bomba de reemplazo	(Total nominal power of pumps replaced during the assessment period x 365 / assessment period) / total nominal power of pumps x 100	$\frac{D26 \times 365}{H1 \times C6} \times 100$	%/año
Pérdidas de agua				

Op23	Pérdidas de agua por conexión	(Water losses during the assessment period x 365 / assessment period) / number of service connections	$\frac{A15 \times 365}{H1 \times C24} \times 100$	m3/conex/año
Op24	Pérdidas de agua por longitud de red	(Water losses during the assessment period / assessment period) / mains length	$\frac{A15}{H1 \times C8}$	m3/km/año
Op25	Pérdidas aparentes por conexión	(Apparent losses / (system input volume - exported water) x 100	$\frac{A18}{A3 - A5 - A7} \times 100$	%
Op26	Pérdidas aparentes por volumen inyectado al sistema	Apparent losses during the assessment period / system input volume x 100	$\frac{A18}{A3}$	%
Op27	Pérdidas reales por conexión	Real losses during the assessment period x 1000 / (number of service connections x number of hours system is pressurised during the assessment period / 24)	$\frac{A19 \times 1000}{C24 \times (H2/24)}$	l/conex/día (cuando sistema está presurizado)
Op28	Pérdidas reales por longitud de red (l/km/día cuando la red está presurizada)	Real losses during the assessment period x 1000 / (mains length x number of hours system is pressurised during the assessment period / 24)	$\frac{A19 \times 1000}{C8 \times (H2/24)}$	l/km/día (cuando sistema está presurizado)
Op29	Índice de fugas infraestructura	Real losses (Op27)/ technical achievable low-level real losses (when system is pressurised)	$\left(\frac{A19 \times 1000}{C24 \times (H2/24)} \right) \div \left(18 \times \frac{C8}{C24} \right)$	-
Fallos				
Op30	Fallos en bombas	(Sum, for all pumps, of the number of days during the assessment period when the pump is out of order x 365 / assessment period) / total number of pumps)	$\frac{D27 \times 365}{H1 \times C4}$	días/bomba/año
Op31	Fallos en la red	(Number of mains failures during the assessment period (including failures of valves and fittings) x 365 / assessment period) / total mains length x 100	$\frac{D28 \times 365}{H1 \times C8} \times 100$	Nº/100km/año
Op32	Fallos en la conexión	(Number of service connection failures during the assessment period x 365 / assessment period) / number of service connections x 1000	$\frac{D29 \times 365}{H1 \times C24} \times 1000$	Nº/1000 conex/año
Op33	Fallos en hidrantes	(Number of hydrant failures during the assessment period x 365 / assessment period) / total number of hydrants x 1000	$\frac{D30 \times 365}{H1 \times C23} \times 1000$	Nº/1000 hidrantes/año
Op34	Fallos de energía	Sum, for all pumps, of the number of hours each pumping station is out of service due to power supply interruptions during the assessment period x 365 / assessment period) / total number of pumping stations	$\frac{D31 \times 365}{H1 \times C5}$	Horas/estación de bombeo/año
Op35	Fallos en puntos de agua	Number of water-points at the reference time / total number of water points	$\frac{D32 \times 365}{H1 \times F6}$	Nº/punto de agua/año
Medición de agua				
Op36	Eficiencia de lectura del servicio	(Number of effective meter readings effective meter readings carried out during the assessment period x 365 / assessment period) / (number of residential customer meters x	$\frac{\left(\frac{D42 \times 365}{H1} \right)}{(E7 \times D39 + E8 \times D40 + E9 \times D41)}$	-

		residential customer meter reading frequency + number of industrial customer meters x industrial customer meter reading frequency + number of bulk customer meters x bulk customer meter reading frequency)		
Op37	Eficiencia de lectura del servicio doméstico	(Number of effective residential meter readings carried out during the assessment period x 365 / assessment period) / (number of residential customer meters x residential customer meter reading frequency)	$\frac{D43 \times 365}{H1 \times (E7 \times D39)}$	-
Op38	Medidores operativos	Number of direct customer meters installed that are not out-of-service at the reference time / number of direct customer meters x 100	$\frac{D44}{E6} \times 100$	%
Op39	Agua no contabilizada	(System input volume- metered consumption) / system input volume during the assessment period x 100	$\frac{(A3 - A8 - A11)}{A3} \times 100$	%
Monitoreo de la calidad del agua				
Op40	Pruebas realizadas	Number of treated water tests carried out during the assessment period / number of treated water tests required by applicable standards or legislation during the assessment period x 100	$\frac{D46}{D57} \times 100$	%
Op41	Pruebas estéticas realizadas	Number of aesthetic tests of treated water carried out during the assessment period / number of aesthetic tests of treated water required by applicable standards or legislation during the assessment period x 100	$\frac{D47}{D58} \times 100$	%
Op42	Pruebas microbiológicas realizadas	Number of microbiological tests of treated water carried out during the assessment period / number microbiological tests of treated water tests required by applicable standards or legislation during the assessment period x 100	$\frac{D48}{D59} \times 100$	%
Op43	Pruebas físico químicas realizadas	Number of physical-chemical tests of treated water carried out during the assessment period / number of physical-chemical tests of treated water required by applicable standards or legislation during the assessment period x 100	$\frac{D48}{D59} \times 100$	%
Op44	Pruebas de radioactividad realizadas	Number of radioactivity tests of treated water carried out during the assessment period / number of radioactivity tests of treated water required by applicable standards or legislation during the assessment period x 100	$\frac{D49}{D60} \times 100$	%

ANEXO B

INFORMACIÓN DE INCIDENCIAS OPERATIVAS

**ANEXO B1:
INCIDENCIAS OPERATIVAS: FUGAS NO VISIBLES**

A continuación se presenta el resumen de incidencias operativas de fugas no visibles en las redes de agua potable detectadas por las campañas de detección y localización de fugas en el área de estudio durante los años 2008 al 2011.

TABLA B.1. INCIDENCIA DE FUGAS NO VISIBLES EN REDES DE AGUA POTABLE

Ubicación	Fuga en	Año				Total
		2008	2009	2010	2011	
Conexiones	Caja A/Medidor	279	20	52	86	437
	Caja D/Medidor	165	10	50	56	281
	Corporation	228	34	45	89	396
	Grifo Riego	1		2		3
	Línea A/Caja	122	19	10	33	184
	Línea D/Caja	37	8	8	11	64
	Medidor	5	1	2	1	9
Total Conexiones		837	92	169	276	1374
Redes	Grifo C/I				2	2
	Tubería	22	2	4	3	31
	Válvula Grifo	1			2	3
	Válvula Red	27	1	2	1	31
Total Redes		50	3	6	8	67
Total General		887	95	175	284	1441

Fuente: Elaboración propia

**TABLA B.2. OBTENCIÓN DEL ÍNDICE DE CRECIMIENTO DE
FUGAS, A**

Ubicación de Fugas	Índice de crecimiento de fugas, A (año ⁻¹)			
	A ₁	A ₂	A ₃	A _{prom}
Conexiones	0.84	0.63	0.73	0.73
Redes	1.00	0.33	0.63	0.66
Total	0.84	0.62	0.73	0.73

Nota: No se incluye 2008

Fuente: Elaboración propia

**ANEXO B2:
INCIDENCIAS OPERATIVAS. FUGAS VISIBLES O ROTURAS**

A continuación se presenta el resumen de incidencias operativas de fugas visibles o comúnmente conocidas como roturas en las redes de agua potable detectadas por los reportes obtenidos del Sistema de Gestión de Incidencias Operativas en el área de estudio durante los años 2008 al 2011.

TABLA B.3. INCIDENCIAS DE ROTURAS EN ÁREA DE ESTUDIO

Sector	Actividad	Año			Total General
		2009	2010	2011	
334	ACT - A	4	12	16	32
335	ACT - A	8	13	9	30
336	ACT - A	5	46	18	69
337	ACT - A	1	25	6	32
338 A	ACT - A		13	7	20
338 B	ACT - A	1	9	3	13
338 C	ACT - A	7	6	2	15
339 A	ACT - A	16	44	44	104
339 B	ACT - A	15	50	21	86
340	ACT - A	10	17	8	35
341 A	ACT - A	6	4	2	12
342	ACT - A	4	10	3	17
343 A	ACT - A	5	14	14	33
343 B	ACT - A	8	16	9	33
343 C	ACT - A	12	35	6	53
344 A	ACT - A	7	36	16	59
86	ACT - A	8	15	30	53
Total general		117	365	214	696

Fuente: Elaboración propia

TABLA B.4. INCIDENCIAS DE ROTURAS EN ÁREA DE ESTUDIO

Ubicación de Fugas	Índice de crecimiento de roturas A_R (año ⁻¹)		
	A_{R1}	A_{R2}	$A_{R \text{ prom}}$
Redes	2.12	0.91	1.52

Fuente: Elaboración propia

ANEXO C

ANÁLISIS DEL AGUA NO FACTURADA Y EL CONSUMO HORARIO

ANEXO C1: ANÁLISIS DEL AGUA NO FACTURADA

a. Introducción

A nivel de empresa SEDAPAL en los últimos años tiene un problema de eficiencia operacional ya que su ANF a nivel empresa en los últimos años (2008 – 2010) fluctúa entre 37.5% y 38.2%, tal como se muestra en la Figura C-1.

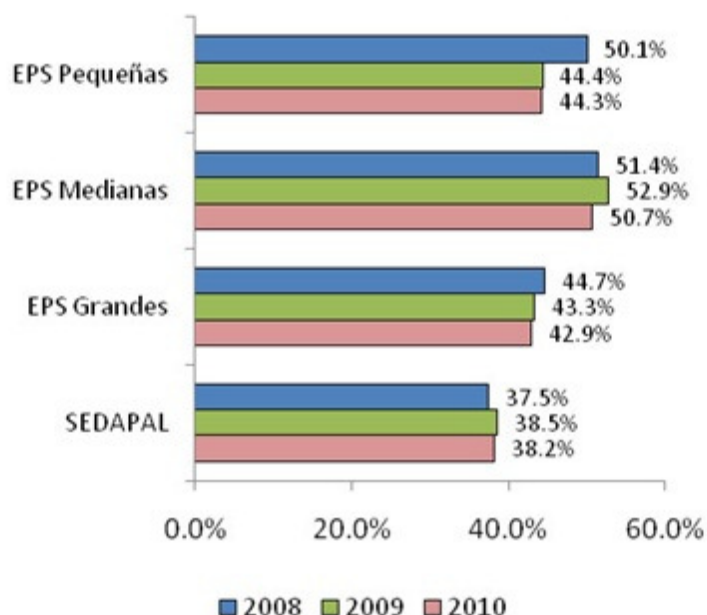


FIGURA C.1. AGUA NO FACTURADA 2008 – 2010 DE LAS EPS

Uno de los grandes problemas para SEDAPAL con respecto a los sistemas de agua potable es la gran cantidad de agua no facturada en el área de influencia de la Gerencia de Servicios Norte la cual se estima del orden del 50% (promedio representativo del área de influencia del proyecto y otras zonas de la GSN con menores problemas operativos).

Ahora al tenerse en cuenta que dentro del área de influencia del estudio, los sistemas de agua potable no cuentan con macro y micromedición al 100%, que la continuidad varía considerablemente, que las presiones son

variables, que en el área de influencia se presentan la mayor cantidad de incidencias por roturas y fugas dentro de todo el ámbito de SEDAPAL (sur, centro y norte); se concluye que la determinación de las pérdidas físicas de manera técnica es no factible a pesar que son de gran consideración. Sin embargo, de acuerdo a la estimación de SEDAPAL, el agua no facturada (ANF) en la zona norte de Lima constituyó un 49.6% del total de agua producida en 2010, lo cual es bastante en comparación con un 35.1% en la zona centro y un 27.5% en la zona sur de Lima. Los valores de ANF para las zonas sectorizadas y para la zona de Lima Norte en su totalidad se detallan en la siguiente tabla:

TABLA C.1. ANF EN LAS ZONAS SECTORIZADAS Y EN LA ZONA DE LIMA NORTE

Sector	Agua distribuida	ANF en 2010	
	m ³	m ³	%
83A y 83B	4,460,517	1,912,873	42.9
84A y 84B	3,997,461	1,322,575	33.1
85A, 85B y 85C	3,383,732	1,696,374	50.1
212A y 212B	3,362,695	1,276,643	38.0
213	1,602,667	954,988	59.6
Total	16,807,072	7,163,453	42.6
	Total en Lima Norte		49.6

Fuente: Equipo Control y Reducción de Fugas -SEDAPAL

b. Necesidad de análisis del ANF

Para la preparación de un plan de desarrollo para la reducción del ANF en el sistema de abastecimiento de agua potable, es necesario identificar las causas del alto índice de ANF y considerar medidas correctivas contra cada una de ellas. Sin embargo, en la mayor parte de Lima Norte, incluso el volumen mismo de ANF no es monitoreado con precisión debido a la instalación incompleta de macro y micro medidores. A causa de la falta de datos exactos sobre el ANF, y sobre las pérdidas comerciales, las cuales, se considera, constituyen gran parte del ANF, es mucho más difícil estimar con precisión el índice de pérdidas técnicas.

En el Estudio, es necesario estimar los índices de pérdidas comerciales y pérdidas técnicas para poder determinar la situación real de la distribución de agua y proponer medidas correctivas contra el ANF.

Por otro lado, teniendo en cuenta el indicador antes mencionado de ANF para la Gerencia de Servicios Norte y las condiciones inadecuadas actuales ya indicadas para nuestra área de influencia, se podría deducir que el indicador ANF en los 18 sectores que se proponen, es mayor a 50%.

c. Metodología de análisis

Se llevó a cabo un análisis del ANF utilizando datos del consumo horario en las áreas sectorizadas controladas, dentro del ámbito de influencia de los proyectos de Lima Norte, a saber, los sectores 83 (83A y 83B), 84 (84A y 84B), 85 (85A, 85B, y 85C), 212 (212A y 212B) y 213; estos datos son del periodo de 01 año entre Junio de 2009 y Mayo de 2010.

En el análisis, las pérdidas técnicas de cada sector se estiman, en primer lugar, a partir del consumo horario de dicho sector. Dichas pérdidas técnicas se estiman, para cada sector, como la diferencia entre el consumo mínimo horario detectado por el monitoreo del consumo de cada sector, y el consumo mínimo estimado por vivienda.

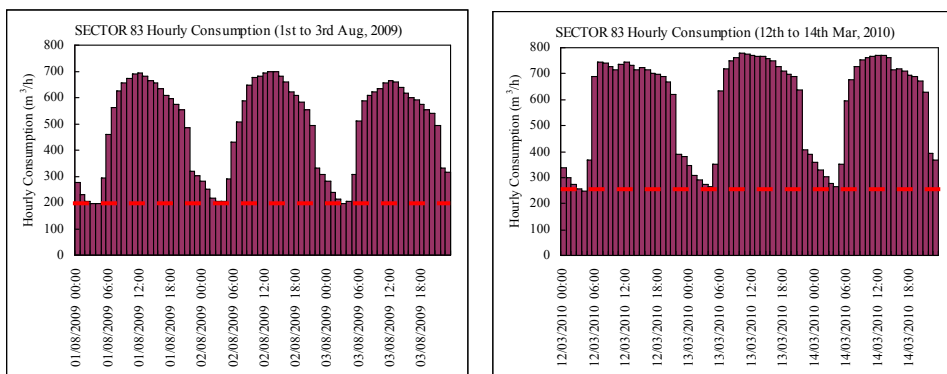
Luego de estimar las pérdidas técnicas de cada sector, se obtienen las pérdidas comerciales analizando la relación entre el ANF y las pérdidas técnicas por cada sector.

d. Consumo horario en las áreas sectorizadas

Los datos del consumo horario de verano (presentado por tres días, incluyendo el día en que se registró el máximo consumo horario anual) y de invierno (presentado para los días del 1ero al 3 de Agosto) se muestran en la Figura C.2 por cada sector.

Tal como se muestra en la figura, se ha encontrado un consumo nocturno considerable en todos los sectores de manera consistente, lo cual demuestra la existencia de pérdidas técnicas considerables.

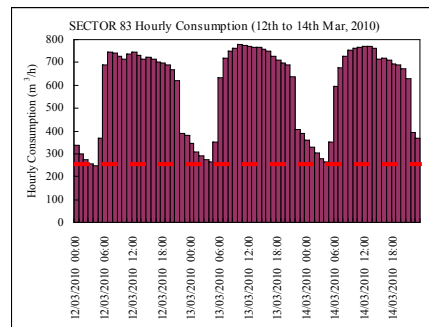
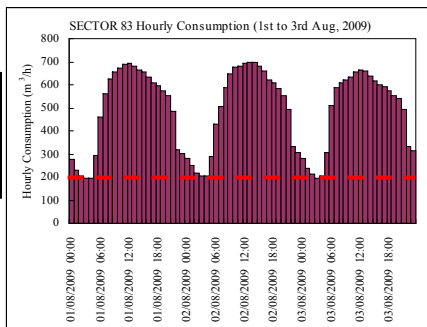
En el sector 213, el consumo horario muestra una curva diferente en comparación con otros sectores, lo cual es resultado de la estación de bombeo (CR-243).



[Sector 83] Qprom: 524m ³ /h Qmax: 893m ³ /h Qmin: 190 – 240m ³ /h F Pico Horario: 1.70

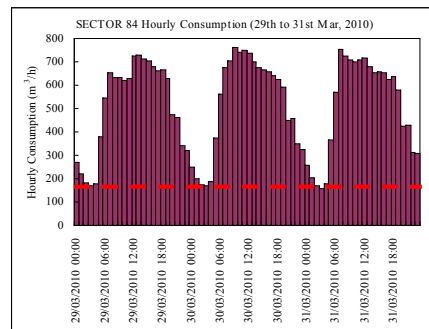
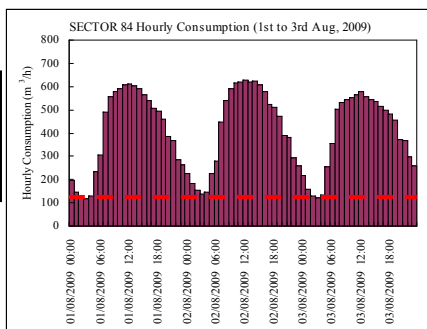
[Sector 83]

Promedio Anual: 524m³/h
 Máximo: 893m³/h
 Mínimo: 190 – 240m³/h
 F Pico Horario: 1.70



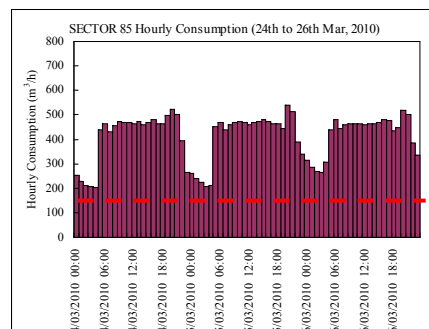
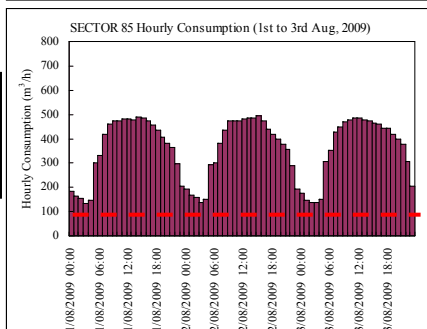
[Sector 84]

Promedio Anual: 442 m³/h
 Máximo: 788m³/h
 Mínimo: 120 – 170m³/h
 F Pico Horario: 1.78



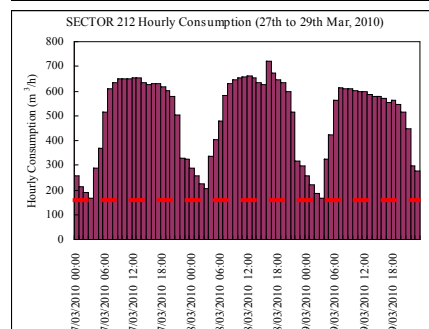
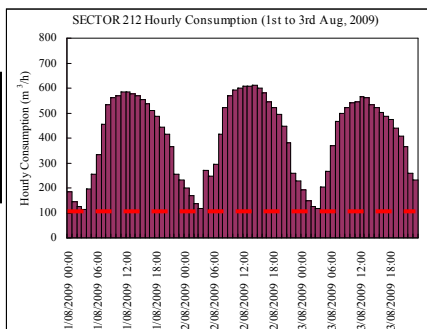
[Sector 85]

Promedio Anual: 378m³/h
 Máximo: 569m³/h
 Mínimo: 140 – 200m³/h
 F Pico Horario: 1.50



[Sector 212]

Promedio Anual: 431m³/h
 Máximo: 722m³/h
 Mínimo: 100 – 150m³/h
 F Pico Horario: 1.68



[Sector 213]

Promedio Anual: 199m³/h
 Máximo: 362m³/h
 Mínimo: 80 – 160m³/h
 F Pico Horario: 1.82

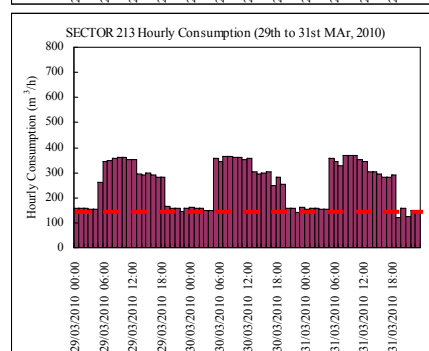
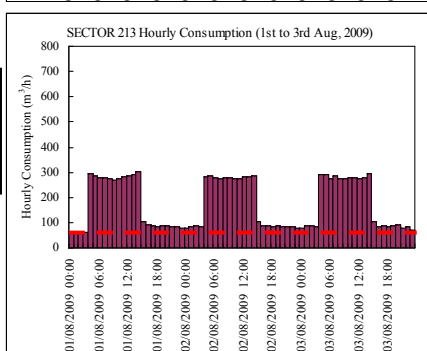


FIGURA C.2. CONSUMOS HORARIOS DE LAS ÁREAS SECTORIZADAS

e. Estimación de las pérdidas técnicas

La cantidad de fugas en las tuberías, incluyendo líneas de distribución y conexiones, no depende del consumo sino de la presión del agua. Una tubería dañada que origina pérdidas se puede modelar generalmente como un orificio en la tubería. Considerando que la presión de agua en las áreas sectorizadas se controla a la entrada de cada sector, el caudal de pérdidas técnicas, el cual da cuenta de la mayor parte de las pérdidas técnicas, será virtualmente constante.

Por lo tanto, las pérdidas técnicas de un sector pueden ser estimadas a partir del consumo horario presentado líneas arriba, asumiendo que la mayor parte del consumo mínimo nocturno sería el caudal de pérdidas técnicas, usando la siguiente fórmula:

$$Q_{1t} = C_{mm} - C_{tm} \quad (C1.1)$$

$$C_{tm} = N_v \times 0.3 \times q_f \quad (C1.2)$$

Donde:

Q_{1t} : Pérdida técnica (m³/h)

C_{mm} : Consumo mínimo monitoreado (m³/h)

C_{tm} : Consumo mínimo teórico (m³/h)

N_v : Número de viviendas

q_f : Agua consumida al tirar la cadena

Supuesto: una persona en una familia usa el inodoro una vez cada 3 horas entre las 2 am y 5 am (horas en las que se presenta el menor consumo de agua).

El índice de pérdidas técnicas se estima mediante la fórmula presentada arriba y a partir de los consumos mínimos monitoreados, los cuales se muestran en la Figura C2; el número de viviendas tomado de datos

estadísticos y la cantidad de agua distribuida según el catastro de SEDAPAL.

Al respecto del sector 213, la curva de consumo no presenta un consumo horario exacto debido al efecto de la estación de bombeo. Sin embargo, se considera que el caudal mínimo nocturno representa en consumo del sector, tal como en otros sectores.

Los resultados de la estimación del índice de pérdidas técnicas, se muestran en la siguientes tablas:

TABLA C.2. ESTIMACIÓN DE CONSUMOS MÍNIMOS

Sector	Número de Unidades Uso	Agua Distribuida (m ³)	Consumos Mínimos		Volumen facturado
			Monitoreado m ³	Teórico m ³	m ³
83	13,819	4,460,517	1,841,352	544,745	2,547,644
84	15,488	3,997,461	1,296,480	610,537	2,674,886
85	9,387	3,383,732	1,515,480	370,036	1,687,358
212	10,117	3,362,695	1,016,160	398,812	2,086,052
213	3,581	1,602,667	981,120	141,163	647,679
Total	52,392	16,807,072			

Fuente: Elaboración propia

TABLA C.3. ÍNDICE ESTIMADO DE PÉRDIDAS TÉCNICAS

Sector	Número de Viviendas	Agua Distribuida (m ³)	Agua No Facturada		Pérdida Técnica	
			m ³	%	%	% (respecto ANF)
83	13,819	4,460,517	1,912,873	42.9	29.1	67.9
84	15,488	3,997,461	1,322,575	33.1	17.1	51.5
85	9,387	3,383,732	1,696,374	50.1	33.8	67.4
212	10,117	3,362,695	1,276,643	38.0	18.4	48.5
213	3,581	1,602,667	954,988	59.6	52.2	87.6
Total	52,392	16,807,072	7,163,453	42.6	27.3	64.1
Total Lima Norte				49.6	-	-

Fuente: Elaboración propia

f. Pérdidas técnicas y pérdidas comerciales de los sectores

El índice de agua no facturada (ANF) y el de pérdidas técnicas se trazan de acuerdo a la Figura C.3.

TABLA C4. PÉRDIDAS TÉCNICAS Y ANF POR SECTORES

Sector	Pérdidas Técnicas	ANF
83	29.1	42.9
84	17.1	33.1
85	33.8	50.1
212	18.4	38.0
213	52.2	59.6

Fuente: Elaboración propia

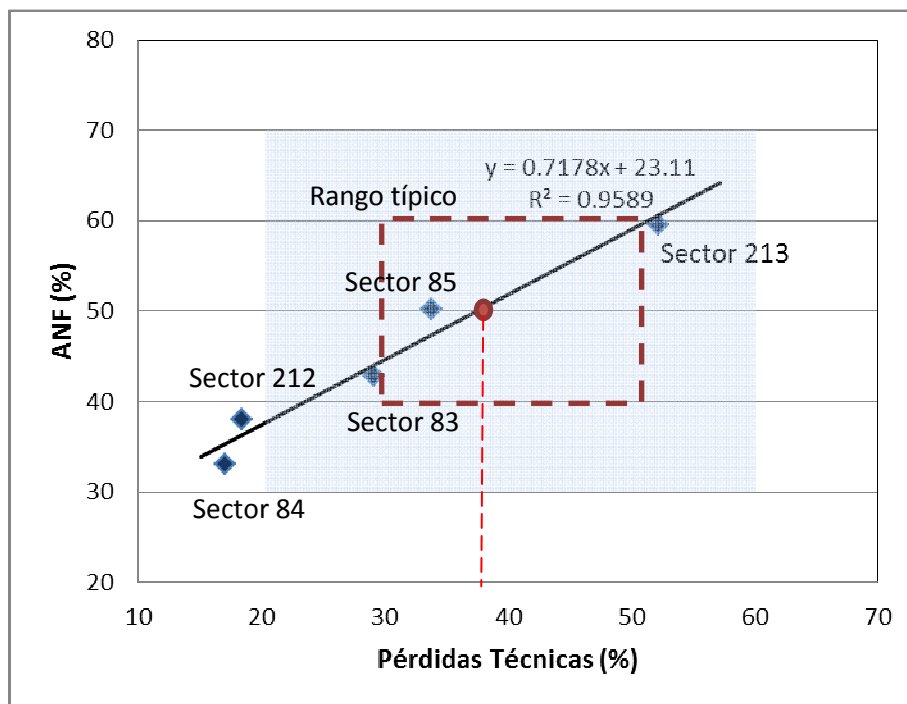


FIGURA C.3. ÍNDICE DE ANF E ÍNDICE DE PÉRDIDAS TÉCNICAS EN LAS ÁREAS SECTORIZADAS

Tal como se muestra en la figura C.4, los rangos del índice de ANF y del índice de pérdidas técnicas en los sectores monitoreados son 30-70% y

20-60%, respectivamente. El índice de ANF típico y de pérdidas técnicas pueden ser asumidos en 40-60% y 30-50% respectivamente. Por consiguiente, se estima que el índice promedio de ANF y pérdidas técnicas en el área del estudio son 50% y 40% respectivamente

El índice de pérdida comercial es la diferencia entre el ANF y las pérdidas técnicas. El índice de pérdidas comerciales típicas puede ser encontrado en aproximadamente 10-15%.

				Presente	Con Programa Renovación		
Producción Total	Consumo Legal	Consumo Legal Facturado	Consumo Legal Facturado Medido	35%	75%	Agua Facturada	Agua Facturada
			Consumo Legal Facturado No Medido	15%	0%		
		Consumo Legal No Facturado	Consumo No Facturado Medido y No medido	10 – 15 %	5%	Pérdidas Comerciales	Agua No Facturada
	Pérdidas de Agua	Pérdidas No Técnicas	Consumo Ilegal				
			Error de Medición				
		Pérdidas Técnicas	Pérdidas en la Distribución	ANF 50%	ANF 25%	Pérdidas Técnicas	
	Pérdidas en Conexiones y Medidores		30 – 50%	20%			
Pérdidas en reservorios y otros							

FIGURA C.4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE ANF Y OBJETIVO DE LA RENOVACIÓN

g. Conclusión del Análisis del ANF

Por medio del análisis de ANF detallado líneas arriba, se obtuvieron las siguientes observaciones:

1. Se observan consumos significativos en todos los sectores, incluso durante la noche, lo cual demuestra la existencia de una cantidad considerable de fugas, lo cual se categoriza como “pérdidas técnicas”

2. Los índices de pérdidas técnicas estimados mediante el análisis del caudal mínimo monitoreado de los sectores tienen correlación con los caudales de ANF estimados por SEDAPAL.
3. Se estima que el promedio del índice de ANF es aproximadamente 50% y el de pérdidas técnicas de 40%, encontrándose en un rango típico entre 40% y 60% para el primero y 30% y 50% para el segundo. Las pérdidas comerciales se estiman entre el 10% y 15%.
4. Los consumos ilegales y los consumos en conexiones sin medidores pueden ser contados como pérdidas técnicas en el análisis a partir del caudal mínimo. Por lo tanto, ha de notarse que el índice real de pérdidas comerciales de cada sector variará dependiendo del estado de la micromedición y el ambiente social.
5. Para reducir el índice de ANF a 25%, será necesario reducir el índice de pérdidas técnicas al 20% y el índice de pérdidas comerciales al 5%.

ANEXO C2: ANÁLISIS DEL CONSUMO HORARIO

a. Necesidad del análisis

El consumo horario es un parámetro fundamental para el diseño de redes secundarias y el análisis hidráulico de reservorios. El Reglamento Nacional de Edificaciones del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (en adelante denominado “estándar nacional de saneamiento”), define el factor pico horario entre 1.8 y 2.5.

En general, el factor pico horario depende de la escala del área objetivo. Adicionalmente, las fugas de agua pueden afectar al factor pico si son considerablemente altas en comparación con el consumo real de los usuarios.

Aquí, el factor pico horario ha de ser analizado para poder decidir el valor a ser aplicado a los sectores del área de estudio.

El análisis utiliza los datos del consumo horario para los sectores 83, 84, 85 y 212. Los datos del sector 213 no pueden ser utilizados dado que el consumo monitoreado se ve afectado por la operación de la estación de bombeo (CR-243), de modo que el consumo monitoreado no representa el consumo real de las viviendas.

b. Estado actual

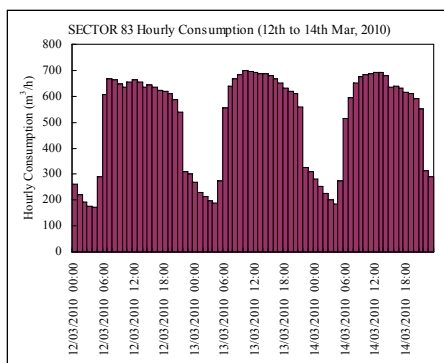
Tal como se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, los factores pico horarios de los sectores varían entre 1.50 y 1.78. Sin embargo, si se demuestra la necesidad técnica económica de la renovación de las redes secundarias de agua potable y se desarrolle e implemente un proyecto, este posiblemente reduzca las pérdidas técnicas al 20%, el factor pico variará.

c. Consumo horario en caso de pérdidas técnicas del 20%

A partir de los consumos diurnos, el máximo horario de cada sector y las pérdidas técnicas estimadas en el análisis de ANF, el consumo horario en caso de pérdidas técnicas del 20% se proyecta como se muestra en la Figura C5. Los factores pico horario en este caso varían entre 1.63 y 1.83, mayores a los calculados según los datos originales de SEDAPAL.

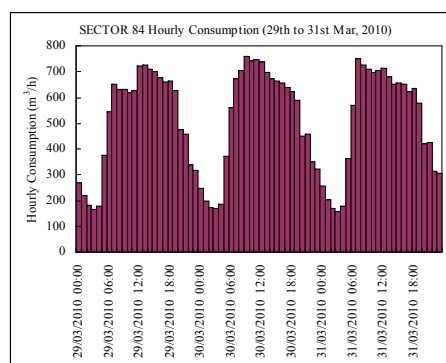
[Sector 83]

Promedio Anual: 814m³/h
Máximo: 445m³/h
F Pico Horario: 1.83



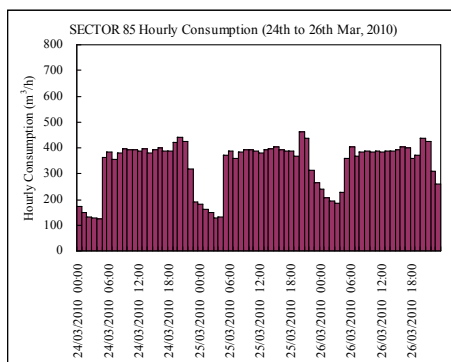
[Sector 84]

Promedio Anual: 786m³/h
Máximo: 439m³/h
F Pico Horario: 1.79



[Sector 85]

Promedio Anual: 301m³/h
Máximo: 491m³/h
F Pico Horario: 1.63



[Sector212]

Promedio Anual: 421m³/h
Máximo: 713m³/h
F Pico Horario: 1.69

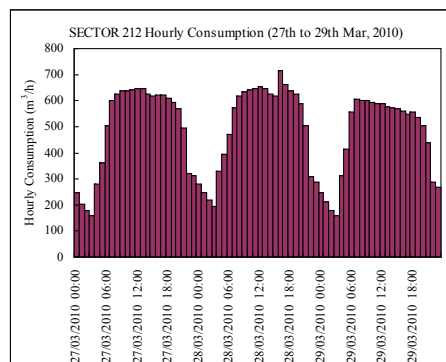


FIGURA C.5. CONSUMO HORARIO PROYECTADO EN CASO DE UN 20% DE PÉRDIDAS TÉCNICAS

d. Conclusión del análisis del consumo horario

Los factores pico proyectados líneas arriba y el número de viviendas se grafican en figura C6. Aunque las áreas con gran cantidad de usuarios por lo general tienen factores pico altos, parece no existir una relación significativa entre en número de viviendas y el factor pico.

Como resultado del análisis, se recomienda un factor pico horario de 1.8, lo cual cumple con los estándares nacionales de saneamiento.

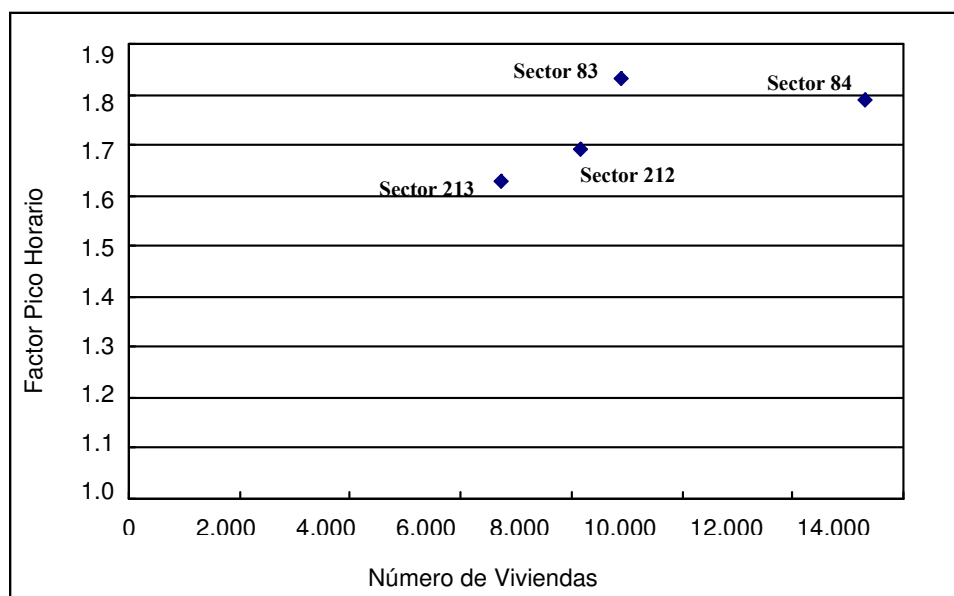


FIGURA C.6. NÚMERO DE VIVIENDAS Y CONSUMO HORARIO PROYECTADO EN CASO DE 20% DE PÉRDIDAS TÉCNICAS

ANEXO D

ESTUDIO DE TUBERÍAS EN LIMA NORTE I

**ANEXO D1:
PRUEBAS DE CAMPO DE DETECCIÓN Y LOCALIZACIÓN DE FUGAS**

1. Metodología aplicada para la realización de los trabajos de campo

1.1. Análisis de la información disponible para el estudio

En el estudio, como primer paso, se analizó toda la información disponible sobre las conducciones actualmente instaladas, principalmente según los factores de: edad de las conducciones, material, presión de servicio y diámetro. Se han estudiado los planos y analizado los históricos de fugas y conexiones ilegales.

1.2. Definición de las subpoblaciones de estudio

Para minimizar la desviación de los datos y evitar de tratar de manera igual subzonas de estudio en realidad diferentes, se ha dividido en subpoblaciones homogéneas toda la región. La homogeneidad se ha determinado considerando todos los factores que afectan la variable de estudio. En primer lugar se han considerado los sectores hidrométricos como criterio preponderante (que presuponen por su propia estructura bajas variaciones de la presión en el interior del sector). En segundo lugar, se ha focalizado la atención especialmente en aquellos sectores cuya longitud de tuberías con menos de 25 años de edad es considerable. Los tramos de asbesto-cemento (AC) y PVC representan, como ya hemos visto, los materiales de los cuales se compone la gran mayoría de las tuberías de edad menor de 25 años de instalación. En última instancia se ha considerado el diámetro en las definiciones de las subpoblaciones.

Una vez que se hayan determinado las subpoblaciones de estudio, se han determinado los tramos de la red secundaria de agua potable incluidos en cada una de ellas, de modo de que se han tenido perfectamente delimitadas.

Las subpoblaciones obtenidas han resultado ser 7 y están comprendidas dentro de los sectores hidrométricos:

Sectores 334, 339-A

Sector 338-B

Sector 338-A

Sector 340

Sector 344

Sector 86

Otras: constituida por esas partes de la zona de estudio donde no se ha podido realizar campañas de campo por varias razones, como:

- Zonas donde el suministro es muy deficitario en presión y en volumen (suministro no continuo): en este caso no se puede llevar a cabo las mediciones de detección de fugas.
- Zonas problemáticas en aspectos sociales y/o geográficos.
- Zonas aisladas con un pequeño porcentaje de tuberías con menos de 25 años.

A continuación, en las figuras siguientes se detallan las áreas con las subpoblaciones de estudio.

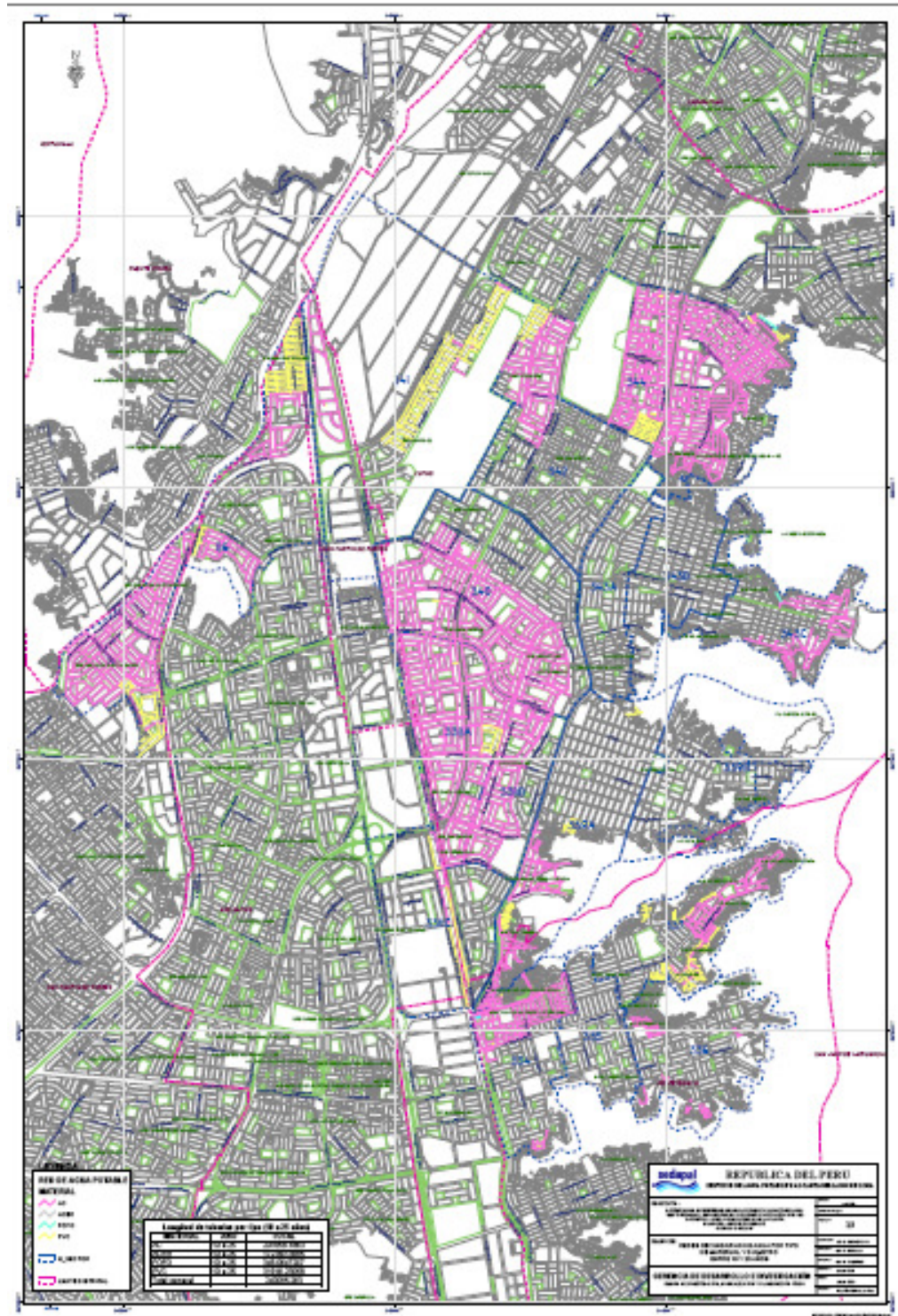


FIGURA D.1. ZONA NORTE LIMA OBJETO DEL ESTUDIO: LAS PARTES EN ROSA REPRESENTAN LAS TUBERÍAS CON MENOS DE 25 AÑOS DE EDAD.

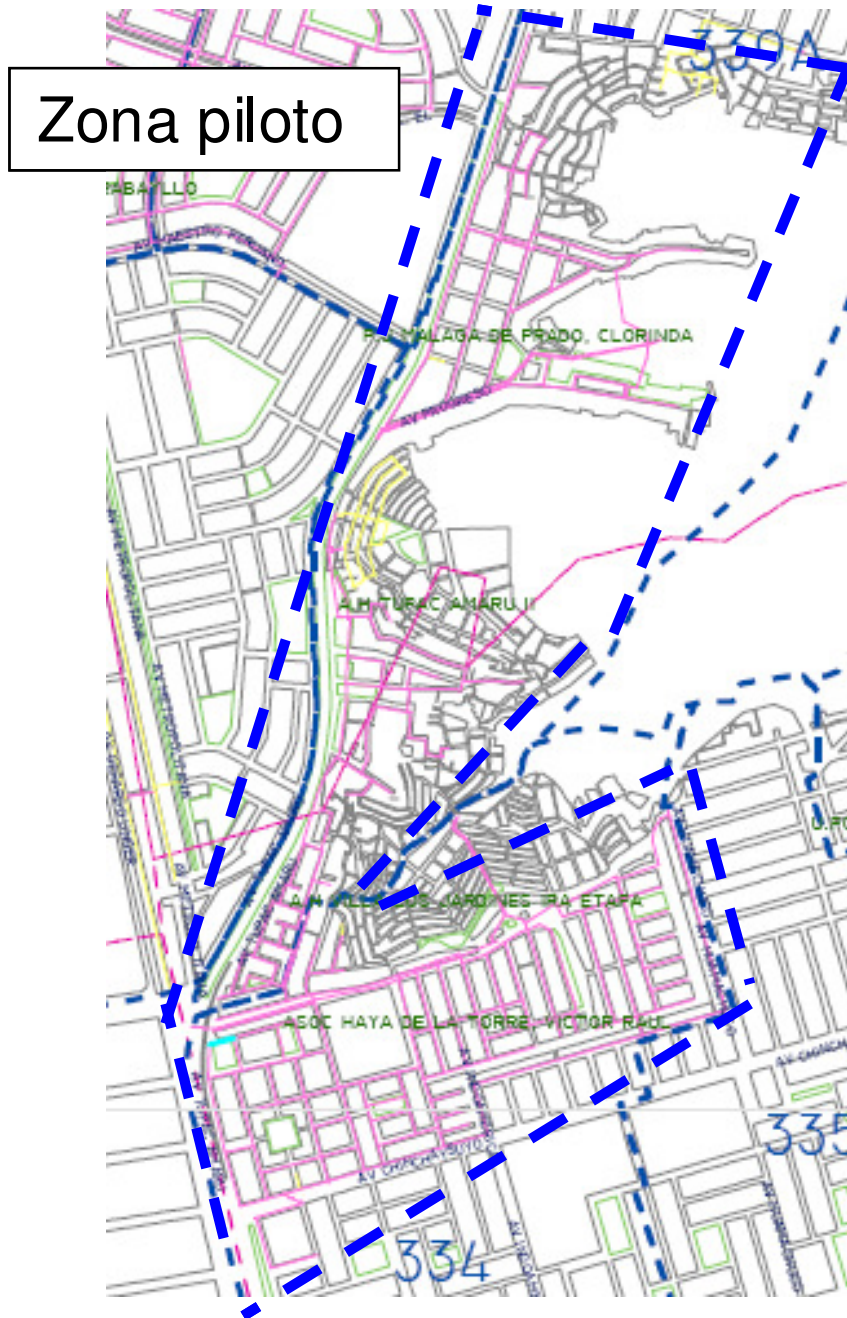


FIGURA D.2. SUBPOBLACIÓN 339 A - 334

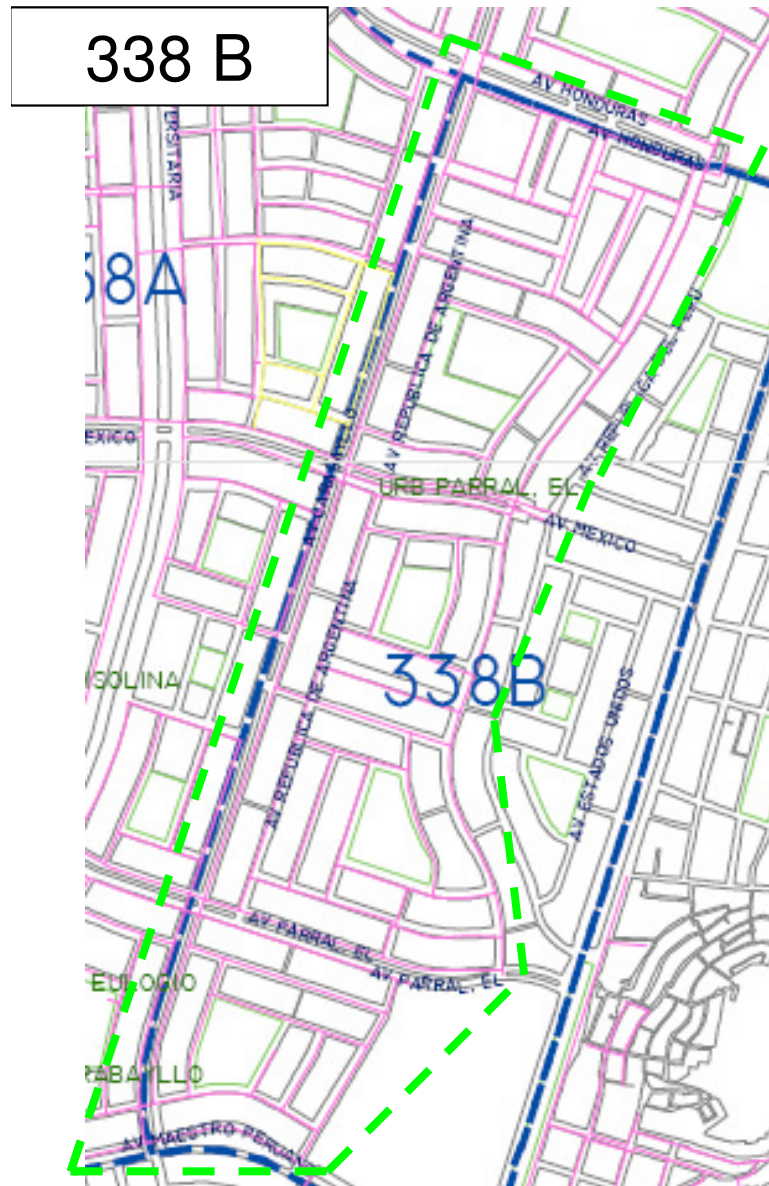


FIGURA D.3. SUBPOBLACIÓN 338B



FIGURA D.4. SUBPOBLACIÓN 338A

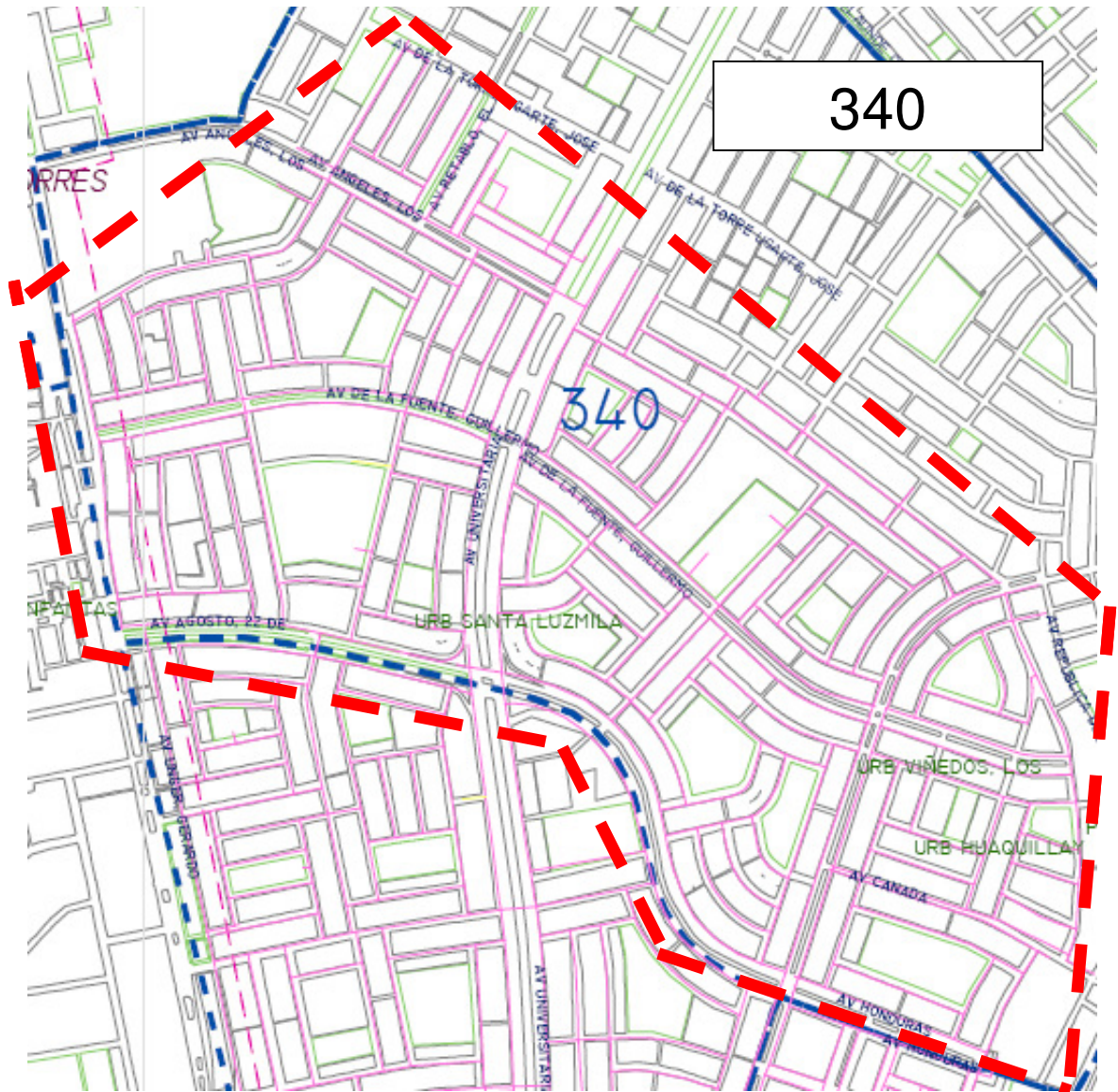


FIGURA D.5. SUBPOBLACIÓN 340

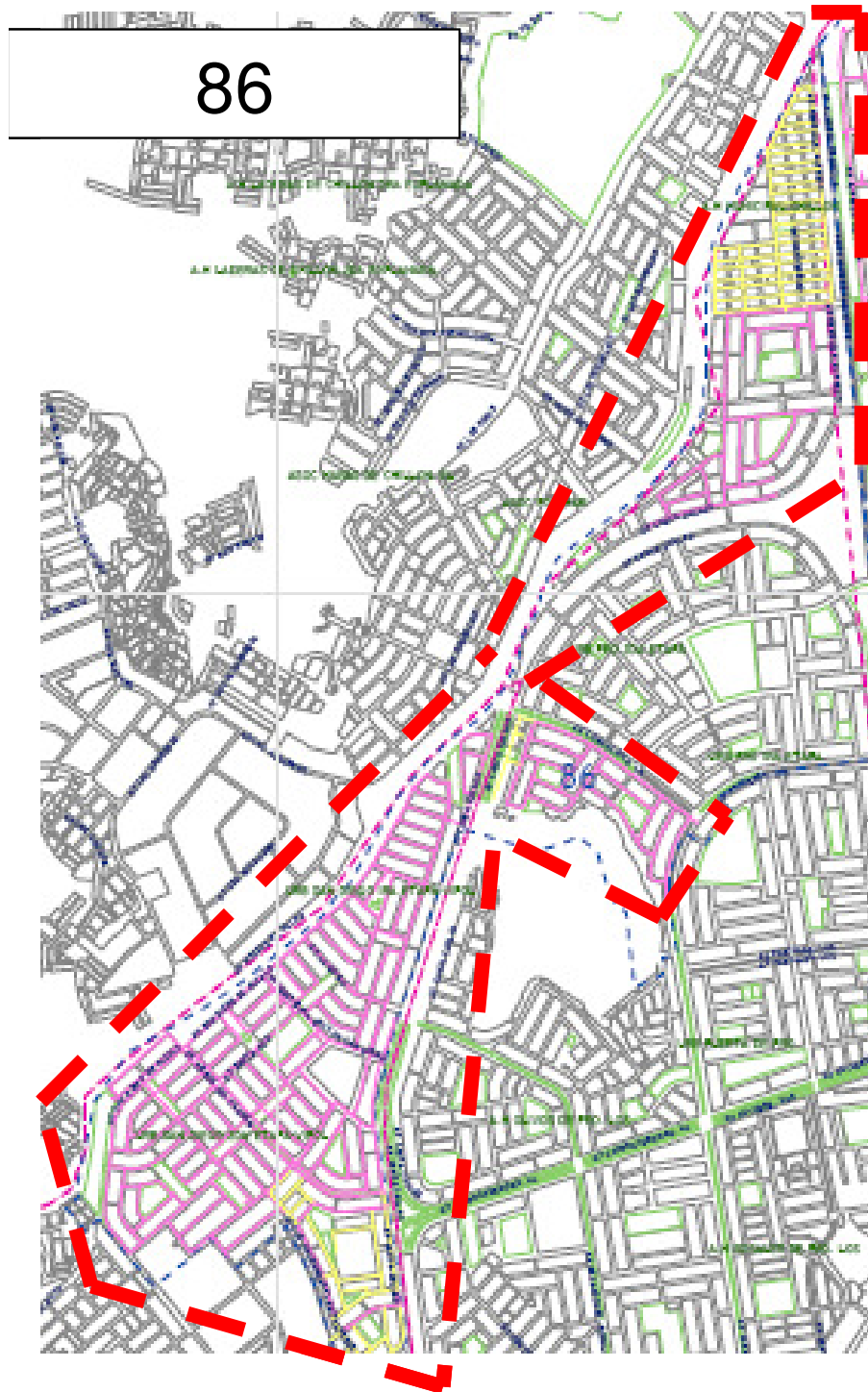


FIGURA D.6. SUBPOBLACIÓN 86

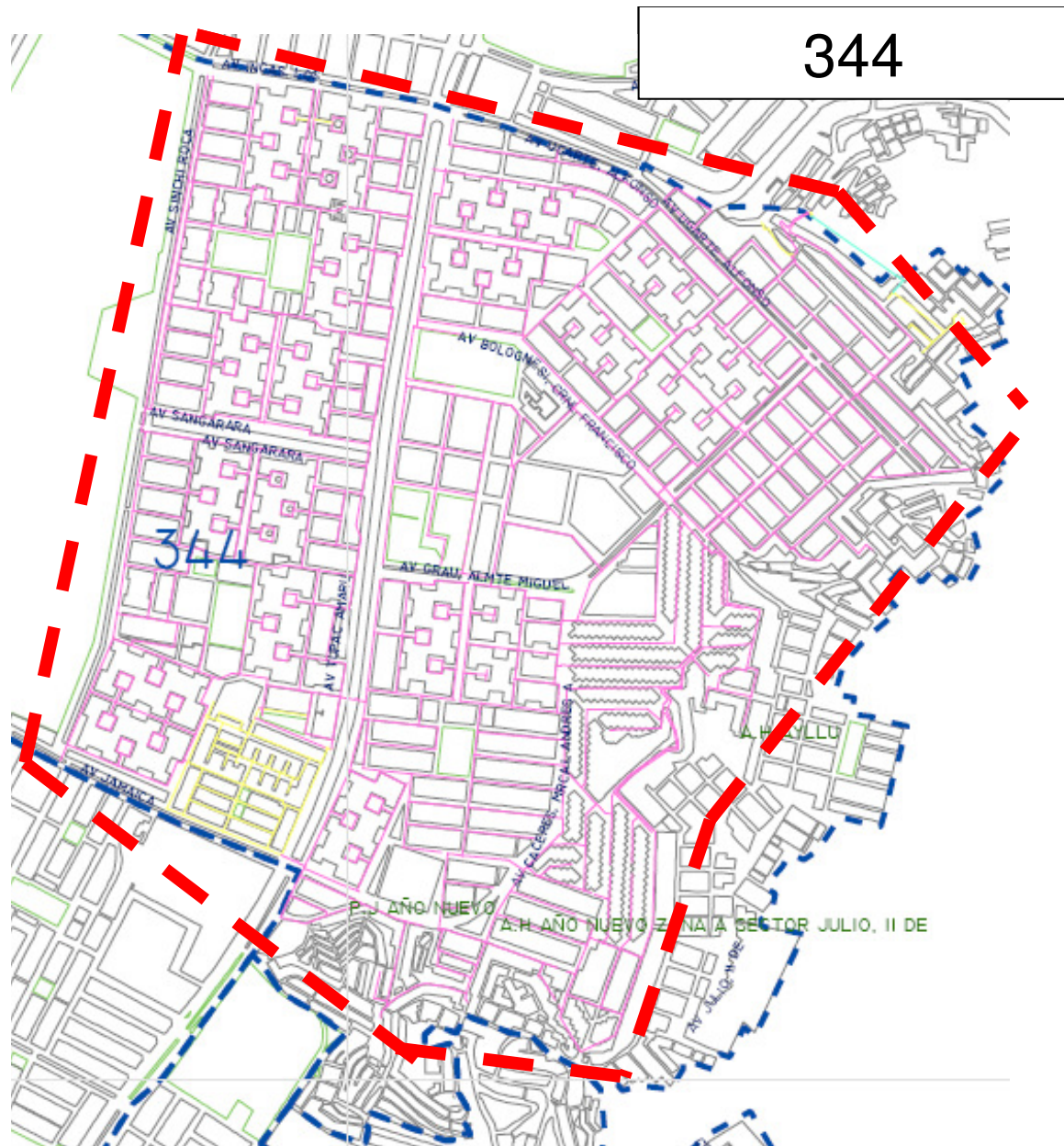


FIGURA D.7. SUBPOBLACIÓN 344

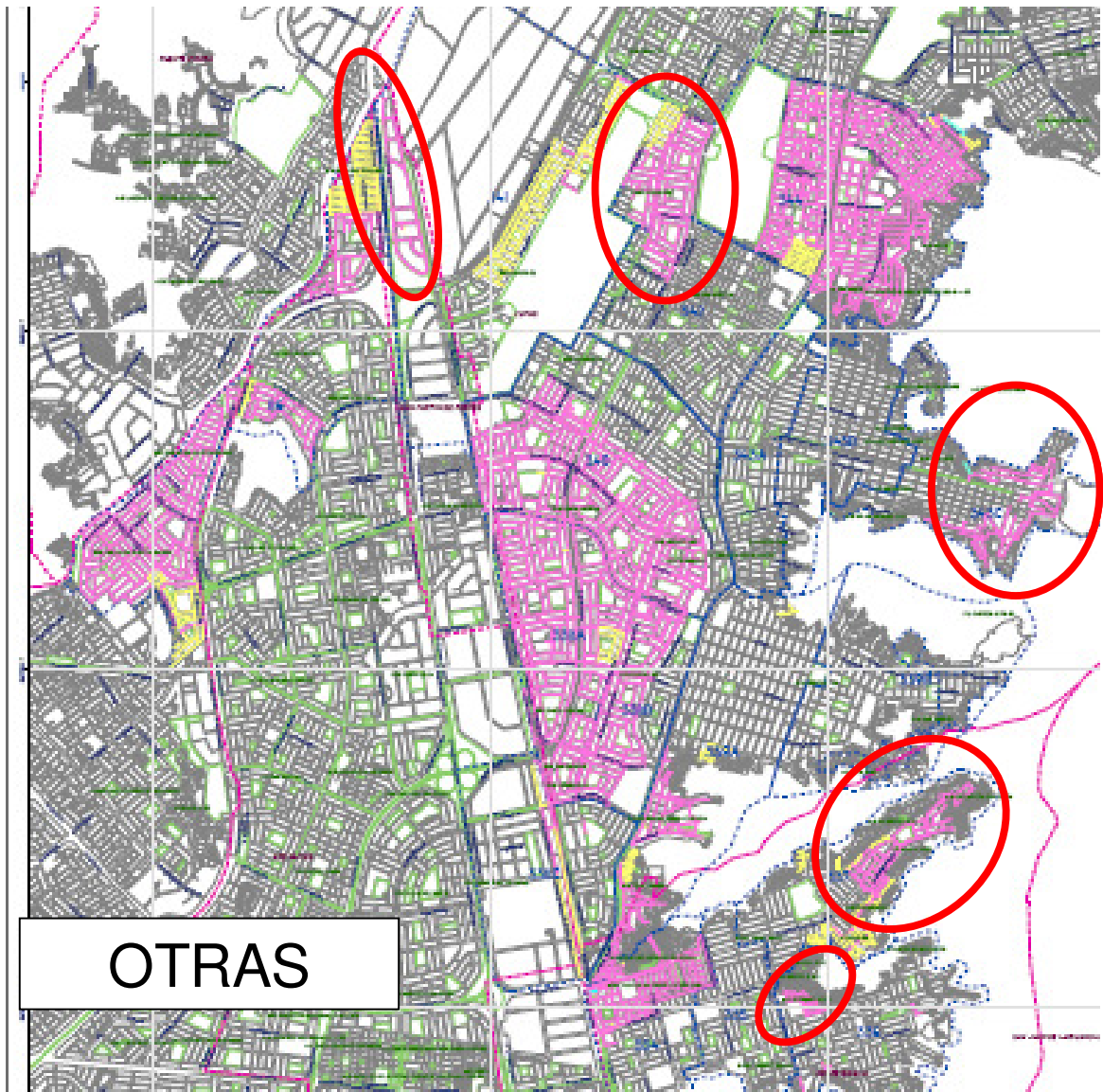


FIGURA D.8. LAS PARTES RESTANTES DE LAS TUBERÍAS CON MENOS DE 25 AÑOS DE EDAD QUE NO HAN PODIDO SER OBJETO DE CAMPAÑAS DE DETECCIÓN DE FUGAS.

1.3. Elección de la muestra piloto

Para empezar, se ha escogido una zona piloto en la subpoblación 339-A y 334, constituida como se sabe en su totalidad por conducciones de menos de 25 años, de material de asbesto-cemento (la gran mayoría) y PVC, y se ha aleatoriamente elegido un número pequeño de tramos de tuberías. La metodología estadística aplicada ha sido:

1. Realización de una campaña de campo para la detección y localización de fugas en la pequeña muestra elegida.
2. Análisis de la estanqueidad media y de la dispersión de los datos.
3. Determinación del tamaño óptimo de muestra en función principalmente de la desviación estándar de los datos o dispersión.
4. En función del resultado del punto anterior, realización de una campaña de campo en la misma subpoblación para la determinación de estadísticos extraíbles a toda la subpoblación.

El proceso anterior se aplicará para cada subpoblación.

La variable estadística elegida, como ya se ha visto, ha sido el número de defectos por unidad de longitud y por año. Hay que evidenciar que en este punto, se han considerado todas las incidencias detectadas por las unidades de detección y localización de fugas incluido los defectos en las líneas antes de caja y en el medidor. Estas ocurrencias ya que tienen un costo bajo no se han considerado en el desarrollo de los pasos siguientes, o sea en el análisis técnico-económico de los costos que se desarrolla más adelante. Por otra parte, se han incluido en los costos las fugas en las Corporations, ya que éstas suponen una reparación comparable con una fuga en red.

Para la realización de la campaña de campo se han aplicado las técnicas convencionales de localización de fugas, basadas en métodos acústicos,

y que buscan el ruido provocado por la fuga a lo largo de las tuberías: en particular, se han realizado auscultaciones con geófonos y tramos con Correlador. El número de defectos encontrados en cada tramo de tubería ha constituido un valor muestral de la variable.

En el caso de que se hayan tenido a disposición otros datos históricos de roturas, en el tiempo previsto (un año), y en el tramo de tubería correspondiente, se han añadido a la estadística.



FIGURA D.9. VARILLA DE ESCUCHA PARA LA DETECCIÓN DE FUGAS EN CONEXIÓN



FIGURA D.10. PLANO UTILIZADO POR LOS TÉCNICOS EN UNA CAMPAÑA DE CAMPO

Para determinar el tamaño de muestra óptimo, lo primero es conocer la dispersión (desviación en términos estadísticos) que presentan los datos. Aplicando la hipótesis de que dicha desviación es igual a la desviación de toda la subpoblación, se ha realizado el siguiente proceso:

1. De modo aleatorio se determinan los elementos muestrales.
Se ha escogido un número de tramos aleatorio de conducciones, pero también considerando las contingencias y las necesidades que contempla una campaña de campo (por ejemplo no se pudieron elegir tramos muy alejados entre sí).

TABLA D.1. TRAMOS DE LA MUESTRA PILOTO.

Id. Tramo	distancia (m)
4	192
6	252
9	276
10	262
13	168
14	162
15	142
16	170
Total	1624

2. Mediciones en campo para encontrar el número de defectos por km. Año en el área piloto.

TABLA D.2. RESULTADOS EN LA MUESTRA PILOTO.

Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras fugas detectadas	Históricos Fugas red 2011	Total Fugas redes	Total Fugas	Índice fuga/km
4	192	1	0	0	1	1	5.21
6	252	0	1	1	1	2	7.94
9	276	0	0	2	2	2	7.25
10	262	0	0	1	1	1	3.82
13	168	0	0	1	1	1	5.95
14	162	0	0	1	1	1	6.17
15	142	0	1	0	0	1	7.04
16	170	0	1	0	0	1	5.88
Total	1624	1	3	6	7	10	6.15

3. Se ha aplicado la hipótesis de que la distribución de los datos se ajusta a una distribución normal.
4. Se ha considerado la variable normal estándar $Z_{1-\alpha} = 1.96$, por un intervalo de confianza del 95%.
5. Se ha fijado la precisión que deseada, que permite un error máximo de 0.1.
6. Se han calculado los estadísticos de la media y de la varianza:

TABLA D.3. ESTADÍSTICOS EN LA MUESTRA PILOTO.

media	6.157
desviación estándar de la muestra	1.289
Z 95%	1.960
STM	0.209
EPM	0.1

El valor STM se ha determinado mediante la expresión:

$$STM = \frac{\sigma}{\mu} \quad (D.1)$$

El tamaño de muestra óptimo para el área piloto, se ha determinado mediante la expresión:

$$n = \frac{N \times Z_a^2 \times STM^2}{d^2 \times (N-1) + Z_a^2 \times STM^2} \quad (D.2)$$

Con:

N = tamaño de la subpoblación, igual a 106 tramos de tuberías

d = EPM, error máximo aceptable

El resultado obtenido ha sido un porcentaje de los tramos totales de la subpoblación en examen que tienen que ser sujetos a pruebas de campo, de manera que sean representativos de toda la subpoblación misma al nivel de confianza deseado.

El porcentaje ha resultado ser igual al 14 % y la campaña de campo siguiente se ha realizado en un número de tramos correspondiente al deseado. La variable de estudio ha sido siempre el número de defectos / Km. y por año.

Los resultados se detallan en la siguiente tabla:

Tabla D.4. Campaña de campo completa en la subpoblación 339 A - 334

Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas detectadas	Históricos Fugas 2011	Total Fugas redes	Total Fugas	Índice fuga/km
1	244	0	3	1	1	4	16.39
2	232	1	0	0	1	1	4.31
3	242	0	2	1	1	3	12.40
4	192	1	0	0	1	1	5.21
6	252	0	1	1	1	2	7.94
7	292	1	0	0	1	1	3.42
45	295	0	1	0	0	1	3.39
9	276	0	0	2	2	2	7.25
11	234	1	1	1	2	3	12.82
12	210	0	1	2	2	3	14.29
13	168	0	0	1	1	1	5.95
14	162	0	0	1	1	1	6.17
15	142	0	1	0	0	1	7.04
16	170	0	1	0	0	1	5.88
17	258	2	1	0	2	3	11.63
Total	3,369	6	12	10	16	28	8.27

TABLA D.5. ESTADÍSTICOS DEFINITIVOS EN LA SUBPOBLACIÓN 339 A - 334

media	8.273	defectos por Km. por año
desviación estándar de la muestra	4,155	

El paso siguiente ha sido la realización del test t de student, que nos permite comprobar y contrastar las hipótesis iniciales. A este respecto

evidenciamos que las técnicas estadísticas aplicadas, conocidas como técnicas de inferencia estadística, permiten deducir propiedades (hacer inferencias) de una población, a partir de una pequeña parte de la misma (muestra).

El resultado de la aplicación de la inferencia estadística es un intervalo de confianza para cada una de las subpoblaciones. Los intervalos se pueden obtener para distintos niveles de confianza. En los análisis de inferencia estadística se suelen adoptar valores comprendidos entre 90 y 99%, de modo que se garanticen unos resultados del estudio fiables. En este caso, en función del muestreo realizado y la magnitud tratada, se considera adecuado, a priori y salvo algunas excepciones, realizar el cálculo para un nivel de confianza del 95%, dado que supone una fiabilidad suficiente sin necesidad de adoptar un valor del 99%, que conlleva intervalos muy amplios. Adoptar un nivel del 95% significa que el índice de roturas, de una determinada subpoblación, quedará comprendido en el correspondiente intervalo en el 95% de los casos.

Por tanto, el análisis estadístico aplicado es el siguiente:

$$D = 2d_0 = \frac{t_{n-1}^{X\%} \cdot S_q}{\sqrt{n-1}} \quad (D.3)$$

Siendo:

$t_{(n-1), X\%}$ = distribución t de student para (n-1) grados de libertad

X% = nivel de confianza adoptado

S_q = cuasi desviación típica

n = tamaño muestral

El intervalo de confianza obtenido es de la forma:

$$[X_q - d_0, X_q + d_0] \quad (D.4)$$

Siendo: X_q = el valor medio del índice de fugas (defectos) por Km.

De una manera más formal se suele aplicar una hipótesis de partida que tiene que ser verificada y contrastada mediante el test de la “t” de student.

La hipótesis a verificar y utilizada en este caso es:

Ho: $X = \mu$

Donde:

X = índice promedio de fugas (defectos) en la subpoblación de tamaño óptimo de muestra

μ = índice promedio de fugas (defectos) en la muestra piloto

Más sencillamente se trata de comparar la diferencia entre dos muestras de diferentes tamaños a un nivel de confianza elegido del 95% y “cuanto” sus diferencias sean significativas.

Para el contraste de hipótesis se calcula el valor de t de student muestral mediante la ecuación:

$$t = \frac{X - \mu}{\frac{S}{\sqrt{n-1}}} \quad (D.5)$$

Este valor tiene que estar comprendido dentro de los valores que se encuentran tabulados en la literatura de $-t_{n-1,95\%}$ y $+t_{n-1,95\%}$.

Si así es, la hipótesis Ho es aceptada, en caso contrario rechazada.

La metodología se podría desarrollar de igual manera determinando el intervalo $[X_q - d_0, X_q + d_0]$ y averiguar que μ , el índice de rotura medio del tamaño piloto, “caiga” dentro del mismo intervalo. En este caso se

puede asumir que las dos muestras no tienen diferencia significativa en el 95% de los casos.

1.4. Realización de los trabajos de campo en las subpoblaciones

Para conocer el porcentaje de tramos de todas las subpoblaciones que es necesario barrer para tener datos extraíbles a cada subpoblación correspondiente, se ha procedido a un procedimiento análogo al caso de la subpoblación 339 A - 334. Los pasos a seguir se resumen en los puntos siguientes:

- Dividir en tramos de tuberías cada subpoblación y de manera que cada tramo sea identificable con un código numérico
- Elegir en cada subpoblación una muestra piloto, de tamaño pequeño
- Efectuar en la muestra piloto las campañas de campo de detección y de localización de fugas y calcular la dispersión de los datos en función de la desviación estándar de la variable elegida (n° defectos / km)
- Suponiendo que dicha desviación estándar sea extraíble a toda la subpoblación, calcular el tamaño óptimo de muestra de manera idéntica al caso anterior
- Realizar la campaña de campo de detección de fugas en la subpoblación en un porcentaje de tramos coincidente con el tamaño óptimo de muestra obtenido
- Aplicar a los resultados obtenidos la inferencia estadística y el test de student de contraste de hipótesis

En la tabla siguiente se muestran los tramos totales y los kilómetros que componen cada subpoblación.

TABLA D.6. PARTICIÓN EN TRAMOS DE TUBERÍAS EN LAS SUBPOBLACIONES

Subpoblación	Nº tramos totales	Km. total
339 A – 334	106	21.53
338 B	51	12.20
338 A	128	29,01
340	156	30,50
86	195	49.00
344	204	47,76
Otras	-	50.00
Total		240.00

La metodología técnica de los trabajos de campo ha sido la misma de la prueba piloto: se han utilizado técnicas acústicas para la detección y localización del ruido provocado por las fugas de agua en tuberías. Cada defecto detectado y localizado se ha ubicado en el plan correspondiente para una rápida visualización de las incidencias. En la estadística se han añadido datos históricos compatiblemente con las exigencias (tiempo y ubicación en los tramos).

En las tablas siguientes se presentan los resultados de la estadística de los defectos por Km. y por año.

1.4.1. Sub Población 339A – 334

a. Resultados de campaña de campo

TABLA D.7. RESULTADO DE LA CAMPAÑA DE CAMPO SECTORES 339A - 334

Tamaño sub población: 106 tramos								
Tamaño muestra (n): 15 tramos (14.2% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
1	244	0	3	1	1	4	4.10	16.39
2	232	1	0	0	1	1	4.31	4.31
3	242	0	2	1	1	3	4.13	12.40
4	192	1	0	0	1	1	5.21	5.21
6	252	0	1	1	1	2	3.97	7.94
7	292	1	0	0	1	1	3.42	3.42
45	295	0	1	0	0	1	0.00	3.39
9	276	0	0	2	2	2	7.25	7.25
11	234	1	1	1	2	3	8.55	12.82
12	210	0	1	2	2	3	9.52	14.29
13	168	0	0	1	1	1	5.95	5.95
14	162	0	0	1	1	1	6.17	6.17
15	142	0	1	0	0	1	0.00	7.04
16	170	0	1	0	0	1	0.00	5.88
17	258	2	1	0	2	3	7.75	11.63
Total	3,369	6	12	10	16	28	4.69	8.27
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra (X)					8.273	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra (S)					4.155			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

De los resultados de campo en los sectores 339A – 334 se obtuvo que el porcentaje de la red de agua estudiado fue de 14.2%, con una media de 8.27 fugas/km/año y una desviación estándar de 4.16 fugas/km/año (ver Tabla D.7).

b. Test de Student

TABLA D.8. RESULTADO DE LA PRUEBA T - STUDENT SECTORES 339A - 334

Descripción	Valor
Media muestra (X)	8.273
Media prueba piloto (u)	6.157
Desviación estándar muestra (S)	4.155
Tamaño de la muestra (n)	15
n-1	14
$t_{n-1}^{95\%}$ (de la tabla t - student)	2.1448
t student calculado ($t_{\text{calculado}}$)	1.91

PRUEBA T – STUDENT

Ho: $X = u$ (Hipótesis) - $t_{n-1}^{95\%} < t_{\text{calculado}} < t_{n-1}^{95\%}$ Ho aceptada

Como $t = 1.91$, podemos decir al 95% de confianza que no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto

Asimismo, conforme a los resultados mostrados en la Tabla D.8, se puede afirmar que con un 95% de confianza no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto, por lo cual el tamaño óptimo de la muestra de 14.2% es representativo para el grupo de tuberías de los sectores 339A -334.

1.4.2. Sub Población 338B

a. Tamaño óptimo de muestra (prueba piloto)

TABLA D.9. RESULTADO DE LA CAMPAÑA PILOTO EN EL SECTOR 338B

Tamaño sub población: 51 tramos								
Tamaño muestra (n): 7 tramos (13.7% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
22	265.0	0	1	0	0	1	0.00	3.77
49	137.5	0	0	1	1	1	7.27	7.27
10	260.0	0	0	2	2	2	7.69	7.69
16	220.0	0	1	0	0	1	0.00	4.55
25	225.0	0	1	0	0	1	0.00	4.44
26	147.5	0	1	0	0	1	0.00	6.78
20	255.0	0	1	0	0	1	0.00	3.92
Total	1,510.0	0	5	3	3	8	2.14	5.49
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra (u)					5.490	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra piloto (σ)					1.687	fugas/km/año		
Z 95%					1.960			
Z 90%					1.645			
STM = σ/μ					0.307			
EPM					0.100			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

A partir de la ecuación Tabla D.9 y con los resultados obtenidos de la prueba piloto se determina el tamaño óptimo de la muestra y porcentaje de los tramos de la subpoblación a medir:

Nivel de confianza al 95%

Tamaño de muestra, confianza al 95% ($n_{95\%}$) = 21.45 tramos

Porcentaje de los tramos = 42.06 %

Nivel de confianza al 90%

Tamaño de muestra, confianza al 90% ($n_{90\%}$) = 17.25 tramos

Porcentaje de los tramos = 33.83 %

b. Resultados de campaña de campo

TABLA D.10. RESULTADO DE LA CAMPAÑA DE CAMPO SECTORES 338B

Tamaño sub población: 51 tramos.								
Tamaño muestra (n): 18 tramos (35.3% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
12	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
11	242.5	0	0	0	0	0	0.00	0.00
13	207.5	0	0	2	2	2	9.64	9.64
49	137.5	0	0	1	1	1	7.27	7.27
10	260.0	0	0	2	2	2	7.69	7.69
50	137.5	0	0	0	0	0	0.00	0.00
9	287.5	2	1	0	2	3	6.96	10.43
16	225.0	0	0	1	1	1	4.44	4.44
22	265.0	0	1	0	0	1	0.00	3.77
23	207.5	0	0	0	0	0	0.00	0.00
19	210.0	0	0	2	2	2	9.52	9.52
14	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
16	220.0	0	1	0	0	1	0.00	4.55
25	225.0	0	1	0	0	1	0.00	4.44
26	147.5	0	1	0	0	1	0.00	6.78
20	255.0	0	1	0	0	1	0.00	3.92
24	220.0	0	1	3	3	4	13.64	18.18
7	260.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
Total	3,907.5	2	7	11	13	20	3.29	5.04
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra (X)					5.036	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra (S)					4.937			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

De los resultados de campo en el sector 338B se obtuvo que el porcentaje de la red de agua estudiado fue de 35.3%, con una media de 5.04 fugas/km/año y una desviación estándar de 4.94 fugas/km/año (ver Tabla D.10).

c. Test de Student

TABLA D.11. RESULTADO DE LA PRUEBA T - STUDENT SECTORES 338B

Descripción	Valor
Media muestra (X)	5.036
Media prueba piloto (u)	5.490
Desviación estándar muestra (S)	4.937
Tamaño de la muestra (n)	18
n-1	17
$t_{n-1}^{95\%}$ (de la tabla t - student)	2.1098
t student calculado ($t_{calculado}$)	-0.386

PRUEBA T – STUDENT

Ho: $X = u$ (Hipótesis) - $t_{n-1}^{95\%} < t_{calculado} < t_{n-1}^{95\%}$ Ho aceptada

Como $t = -0.386$, podemos decir al 95% de confianza que no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto

Asimismo, conforme a los resultados mostrados en la Tabla D.11, se puede afirmar que con un 95% de confianza no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto, por lo cual el tamaño óptimo de la muestra de 35.3% es representativo para el grupo de tuberías del sector338B.

1.4.3. Sub Población 338A

a. Tamaño óptimo de muestra (prueba piloto)

TABLA D.12. RESULTADO DE LA CAMPAÑA PILOTO EN EL SECTOR 338A

Tamaño sub población: 128 tramos								
Tamaño muestra (n): 13 tramos (10.2% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
38	182.50	0	2	1	1	3	5.48	16.44
65	205.00	3	2	0	3	5	14.63	24.39
76	190.00	0	0	2	2	2	10.53	10.53
77	240.00	3	1	0	3	4	12.50	16.67
13 bis	208.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
10	292.50	1	1	0	1	2	3.42	6.84
12	188.00	0	0	1	1	1	5.32	5.32
11	187.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
24	204.00	0	0	1	1	1	4.90	4.90
49	257.50	1	0	1	2	2	7.77	7.77
44	207.50	0	1	0	0	1	0.00	4.82
42	230.00	0	1	0	0	1	0.00	4.35
46	172.50	0	1	0	0	1	0.00	5.80
Total	2,764.50	8	9	6	14	23	4.97	8.29
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra piloto (u)					8.293	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra piloto (σ)					7.040	fugas/km/año		
Z 95%					1.960			
Z 90%					1.645			
STM = σ/μ					0.849			
EPM					0.100			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

A partir de la ecuación Tabla D.12 y con los resultados obtenidos de la prueba piloto se determina el tamaño óptimo de la muestra y porcentaje de los tramos de la subpoblación a medir:

Nivel de confianza al 95%

Tamaño de muestra, confianza al 95% ($n_{95\%}$) = 23 tramos

Porcentaje de los tramos = 17.97 %

b. Resultados de campaña de campo

TABLA D.13. RESULTADO DE LA CAMPAÑA DE CAMPO SECTORES 338A

Tamaño sub población: 128 tramos								
Tamaño muestra (n): 25 tramos (19.5% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
47	320.0	1	0	0	1	1	3.13	3.13
40 bis	145.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
38 bis	142.5	1	0	0	1	1	7.02	7.02
38	182.5	0	2	1	1	3	5.48	16.44
65	205.0	3	2	0	3	5	14.63	24.39
40	160.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
64	200.0	1	1	0	1	2	5.00	10.00
39	197.5	0	0	0	0	0	0.00	0.00
33	197.5	0	0	0	0	0	0.00	0.00
76	190.0	0	0	2	2	2	10.53	10.53
77	240.0	3	1	0	3	4	12.50	16.67
13 bis	208.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
10	292.5	1	1	0	1	2	3.42	6.84
19	235.0	0	1	1	1	2	4.26	8.51
12	188.0	0	0	1	1	1	5.32	5.32
4	202.5	0	0	0	0	0	0.00	0.00
11	187.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
24	204.0	0	0	1	1	1	4.90	4.90
49	257.5	1	0	1	2	2	7.77	7.77
48	147.5	1	0	0	1	1	6.78	6.78
44	207.5	0	1	0	0	1	0.00	4.82
42	230.0	0	1	0	0	1	0.00	4.35
46	172.5	0	1	0	0	1	0.00	5.80
47	182.5	1	0	0	1	1	5.48	5.48
1	252.5	0	1	0	0	1	0.00	3.96
Total	4,894.5	13	12	7	20	32	3.85	6.11
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra (X)					6.107	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra (S)					6.053			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

De los resultados de campo en el sector 338A se obtuvo que el porcentaje de la red de agua estudiado fue de 19.5%, con una media de

6.11 fugas/km/año y una desviación estándar de 6.05 fugas/km/año (ver Tabla D.13).

c. Test de Student

TABLA D.14. RESULTADO DE LA PRUEBA T - STUDENT SECTORES 338A

Descripción	Valor
Media muestra (X)	6.107
Media prueba piloto (u)	8.293
Desviación estándar muestra (S)	6.053
Tamaño de la muestra (n)	25
n-1	24
$t_{n-1}^{95\%}$ (de la tabla t - student)	2.0639
t student calculado (t calculado)	-1.77
PRUEBA T – STUDENT	
Ho: $X = u$ (Hipótesis)	$-t_{n-1}^{95\%} < t_{calculado} < t_{n-1}^{95\%}$ Ho aceptada
Como t = -1.77, podemos decir al 95% de confianza que no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto	

Asimismo, conforme a los resultados mostrados en la Tabla, se puede afirmar que con un 95% de confianza no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto, por lo cual el tamaño óptimo de la muestra de 19.5% es representativo para el grupo de tuberías del sector 338A.

1.4.4. Sub Población 340

a. Tamaño óptimo de muestra (prueba piloto)

TABLA D.15. RESULTADO DE LA CAMPAÑA PILOTO EN EL SECTOR 340

Tamaño sub población: 156 tramos								
Tamaño muestra (n): 8 tramos (5.1% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
20	215.00	0	1	0	0	1	0.00	4.65
11	150.00	0	1	0	0	1	0.00	6.67
4	235.00	0	2	0	0	2	0.00	8.51
33	350.00	0	0	1	1	1	2.86	2.86
37	200.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
7	188.00	0	1	0	0	1	0.00	5.32
84	232.50	0	0	1	1	1	4.30	4.30
85	240.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
Total	1,810.50	0	5	2	2	7	0.89	4.04
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra piloto (μ)					4.038	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra piloto (σ)					3.000	fugas/km/año		
Z 95%					1.960			
Z 90%					1.645			
STM = σ/μ					0.743			
EPM					0.100			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

A partir de la ecuación D.15 y con los resultados obtenidos de la prueba piloto se determina el tamaño óptimo de la muestra y porcentaje de los tramos de la subpoblación a medir:

Nivel de confianza al 95%

Tamaño de muestra, confianza al 95% ($n_{95\%}$) = 19 tramos

Porcentaje de los tramos = 12.18 %

b. Resultados de campaña de campo

TABLA D.16. RESULTADO DE LA CAMPAÑA DE CAMPO SECTORES 340

Tamaño sub población: 156 tramos								
Tamaño muestra (n): 19 tramos (12.2% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
23	232.50	2	2	0	2	4	8.60	17.20
21	210.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
24	235.00	1	0	0	1	1	4.26	4.26
22	218.00	0	2	0	0	2	0.00	9.17
33	225.00	0	0	1	1	1	4.44	4.44
19	195.00	0	1	0	0	1	0.00	5.13
9	217.50	1	0	0	1	1	4.60	4.60
11	150.00	0	1	0	0	1	0.00	6.67
37	200.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
14	257.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
7	188.00	0	1	0	0	1	0.00	5.32
87	195.00	0	0	2	2	2	10.26	10.26
84	232.50	0	0	1	1	1	4.30	4.30
82	262.50	0	0	0	0	0	0.00	0.00
70	240.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
71	232.50	0	0	0	0	0	0.00	0.00
16	110.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00
73	215.00	0	0	2	2	2	9.30	9.30
20	170.00	0	1	0	0	1	0.00	5.88
Total	3,985.50	4	8	6	10	18	2.41	4.55
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra (X)					4.554	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra (S)					4.648			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

De los resultados de campo en el sector 340 se obtuvo que el porcentaje de la red de agua estudiado fue de 12.2%, con una media de 4.55 fugas/km/año y una desviación estándar de 4.65 fugas/km/año (ver Tabla D.16).

c. Test de Student

TABLA D.17. RESULTADO DE LA PRUEBA T - STUDENT SECTORES 340

Descripción	Valor
Media muestra (X)	4.554
Media prueba piloto (u)	4.038
Desviación estándar muestra (S)	4.648
Tamaño de la muestra (n)	19
n-1	18
$t_{n-1}^{95\%}$ (de la tabla t - student)	2.1009
t student calculado ($t_{calculado}$)	0.47

PRUEBA T – STUDENT

Ho: $X = u$ (Hipótesis) - $t_{n-1}^{95\%} < t_{calculado} < t_{n-1}^{95\%}$ Ho aceptada

Como $t = 0.47$, podemos decir al 95% de confianza que no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto

Asimismo, conforme a los resultados mostrados en la Tabla D.17, se puede afirmar que con un 95% de confianza no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto, por lo cual el tamaño óptimo de la muestra de 12.2% es representativo para el grupo de tuberías del sector 340.

1.4.5. Sub Población 86

a. Tamaño óptimo de muestra (prueba piloto)

TABLA D.18. RESULTADO DE LA CAMPAÑA PILOTO EN EL SECTOR 86

Tamaño sub población: 195 tramos								
Tamaño muestra (n): 13 tramos (6.7% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
155	244	0	0	1	1	1	4.10	4.10
152	312	0	1	0	0	1	0.00	3.21
153	204	0	1	0	0	1	0.00	4.90
158	212	0	0	1	1	1	4.72	4.72
160	284	0	0	0	0	0	0.00	0.00
159	268	0	0	1	1	1	3.73	3.73
149	316	0	0	0	0	0	0.00	0.00
195	264	1	0	0	1	1	3.79	3.79
146	248	0	0	1	1	1	4.03	4.03
173	204	0	0	1	1	1	4.90	4.90
172	160	0	0	0	0	0	0.00	0.00
145	320	0	0	2	2	2	6.25	6.25
176	284	0	0	0	0	0	0.00	0.00
Total	3,320	1	2	7	8	10	2.42	3.05
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra piloto (μ)					3.048	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra piloto (σ)					2.240	fugas/km/año		
Z 95%					1.960			
Z 90%					1.645			
STM = σ/μ					0.735			
EPM					0.100			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

A partir de la ecuación D.18 y con los resultados obtenidos de la prueba piloto se determina el tamaño óptimo de la muestra y porcentaje de los tramos de la subpoblación a medir:

Nivel de confianza al 95%

Tamaño de muestra, confianza al 95% ($n_{95\%}$) = 19 tramos

Porcentaje de los tramos = 9.74 %

b. Resultados de campaña de campo

TABLA D.19. RESULTADO DE LA CAMPAÑA DE CAMPO SECTORES 86

Tamaño sub población: 195 tramos								
Tamaño muestra (n): 25 tramos (12.8% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
155	244	0	0	1	1	1	4.10	4.10
152	312	0	1	0	0	1	0.00	3.21
153	204	0	1	0	0	1	0.00	4.90
154	312	0	0	0	0	0	0.00	0.00
157	224	0	0	0	0	0	0.00	0.00
158	212	0	0	1	1	1	4.72	4.72
161	244	0	0	1	1	1	4.10	4.10
160	284	0	0	0	0	0	0.00	0.00
159	268	0	0	1	1	1	3.73	3.73
149	316	0	0	0	0	0	0.00	0.00
167	308	0	1	0	0	1	0.00	3.25
166	240	0	0	0	0	0	0.00	0.00
148	316	0	0	0	0	0	0.00	0.00
165	224	0	0	1	1	1	4.46	4.46
195	264	1	0	0	1	1	3.79	3.79
146	248	0	0	1	1	1	4.03	4.03
173	204	0	0	1	1	1	4.90	4.90
178	236	0	0	1	1	1	4.24	4.24
172	160	0	0	0	0	0	0.00	0.00
171	148	0	0	1	1	1	6.76	6.76
177	216	0	0	0	0	0	0.00	0.00
185	224	0	0	1	1	1	4.46	4.46
145	320	0	0	2	2	2	6.25	6.25
176	284	0	0	0	0	0	0.00	0.00
163	248	0	0	2	2	2	8.06	8.06
Total	6260	1	3	14	15	18	2.54	3.00
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra (X)					2.998	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra (S)					2.517			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

De los resultados de campo en el sector86 se obtuvo que el porcentaje de la red de agua estudiado fue de 12.8%, con una media de

3.00 fugas/km/año y una desviación estándar de 2.52 fugas/km/año (ver Tabla D.19).

c. Test de Student

TABLA D.20. RESULTADO DE LA PRUEBA T - STUDENT SECTORES 86

Descripción	Valor
Media muestra (X)	2.998
Media prueba piloto (u)	3.048
Desviación estándar muestra (S)	2.517
Tamaño de la muestra (n)	19
n-1	18
$t_{n-1}^{95\%}$ (de la tabla t - student)	2.0639
t student calculado (t calculado)	-0.10

PRUEBA T – STUDENT

Ho: $X = u$ (Hipótesis) $-t_{n-1}^{95\%} < t_{calculado} < t_{n-1}^{95\%}$ Ho aceptada

Como $t = -0.10$, podemos decir al 95% de confianza que no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto

Asimismo, conforme a los resultados mostrados en la Tabla D.20, se puede afirmar que con un 95% de confianza no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto, por lo cual el tamaño óptimo de la muestra de 12.8% es representativo para el grupo de tuberías del sector 344.

1.4.6. Sub Población 344

a. Tamaño óptimo de muestra (prueba piloto)

TABLA D.21. RESULTADO DE LA CAMPAÑA PILOTO EN EL SECTOR 344

Tamaño sub población: 204 tramos								
Tamaño muestra (n): 13 tramos (6.4% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
5	208.0	0	0	1	1	1	4.81	4.81
6	328.0	0	0	2	2	2	6.10	6.10
7	192.0	0	0	1	1	1	5.21	5.21
20	220.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
21	300.0	0	1	0	0	1	0.00	3.33
20 bis	184.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
23	208.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
30	200.0	1	1	0	1	2	5.00	10.00
28	200.0	0	1	0	0	1	0.00	5.00
30 bis	240.0	0	2	0	0	2	0.00	8.33
32 bis	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
35	328.0	1	0	0	1	1	3.05	3.05
29	328.0	0	2	0	0	2	0.00	6.10
Total	3,136.0	2	7	4	6	13	1.86	3.99
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra piloto (μ)					3.994	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra piloto (σ)					3.317	fugas/km/año		
Z 95%					1.960			
Z 90%					1.645			
STM = σ/μ					0.830			
EPM					0.100			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

A partir de la ecuación Tabla D.21 y con los resultados obtenidos de la prueba piloto se determina el tamaño óptimo de la muestra y porcentaje de los tramos de la subpoblación a medir:

Nivel de confianza al 95%

Tamaño de muestra, confianza al 95% ($n_{95\%}$) = 24 tramos

Porcentaje de los tramos = 11.76 %

b. Resultados de campaña de campo

TABLA D.22. RESULTADO DE LA CAMPAÑA DE CAMPO SECTORES 344

Tamaño sub población: 204 tramos								
Tamaño muestra (n): 31 tramos (15.2% de la red estudiado)								
Id. Tramo	Distancia (m)	Fugas red	Otras Fugas (1)	Histórico Fugas red 2011	Total Fugas red (2)	Total Fugas (3)	Índice fugas red/km	Índice fugas/km
5	208.0	0	0	1	1	1	4.81	4.81
6	328.0	0	0	2	2	2	6.10	6.10
7	192.0	0	0	1	1	1	5.21	5.21
4	215.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
18	228.0	1	0	0	1	1	4.39	4.39
20	220.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
22	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
21	300.0	0	1	0	0	1	0.00	3.33
20 bis	184.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
27	224.0	1	1	0	1	2	4.46	8.93
24	184.0	1	0	0	1	1	5.43	5.43
23	208.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
25	192.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
25 bis	188.0	0	2	0	0	2	0.00	10.64
26	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
30	200.0	1	1	0	1	2	5.00	10.00
28	200.0	0	1	0	0	1	0.00	5.00
30 bis	240.0	0	2	0	0	2	0.00	8.33
32	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
32 bis	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
35	328.0	1	0	0	1	1	3.05	3.05
29	328.0	0	2	0	0	2	0.00	6.10
34	200.0	1	1	0	1	2	5.00	10.00
37	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
31	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
33	200.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
50	196.0	0	0	3	3	3	15.31	15.31
38	196.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
48	192.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
47	328.0	0	0	1	1	1	3.05	3.05
46	192.0	0	0	0	0	0	0.00	0.00
Total	6,871.0	6	11	8	14	25	1.99	3.54
INFERENCIA ESTADÍSTICA								
Media de la muestra (X)					3.538	fugas/km/año		
Desviación estándar de la muestra (S)					4.230			

(1) Otras fugas: fugas en conexiones y otros

(2) Total de fugas red: fugas detectadas en la red + histórico fugas 2011

(3) Total de fugas: fugas red + Histórico fugas red 2011 + Otras fugas

De los resultados de campo en el sector 344 se obtuvo que el porcentaje de la red de agua estudiado fue de 15.2%, con una media de 3.54 fugas/km/año y una desviación estándar de 4.23 fugas/km/año (ver Tabla D.22).

c. Test de Student

TABLA D.23. RESULTADO DE LA PRUEBA T - STUDENT SECTORES 344

Descripción	Valor
Media muestra (X)	2.998
Media prueba piloto (u)	3.048
Desviación estándar muestra (S)	2.517
Tamaño de la muestra (n)	19
n-1	18
$t_{n-1}^{95\%}$ (de la tabla t - student)	2.0639
t student calculado (t calculado)	-0.10
PRUEBA T – STUDENT	
Ho: $X = u$ (Hipótesis) - $t_{n-1}^{95\%} < t_{calculado} < t_{n-1}^{95\%}$ Ho aceptada	
Como $t = -0.10$, podemos decir al 95% de confianza que no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto	

Asimismo, conforme a los resultados mostrados en la Tabla D.23; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, se puede afirmar que con un 95% de confianza no existen diferencias significativas entre las medias de la muestra y prueba piloto, por lo cual el tamaño óptimo de la muestra de 9.7% es representativo para el grupo de tuberías del sector 86.

1.5. Análisis de los resultados de los trabajos de campo

A continuación se resumen los resultados alcanzados hasta ahora teniendo en consideración los siguientes criterios:

- En cada subpoblación de estudio se ha escogido una muestra piloto de tramos en donde se han realizado los primeros trabajos de campo.
- Para cada subpoblación se ha obtenido el tamaño óptimo muestral a medir que es necesario para que los estadísticos obtenidos sean representativos, con un cierto nivel de confianza (95%) y con una margen de error (10%), de toda la subpoblación misma.
- Entonces, en cada subpoblación se ha escogido una muestra de tamaño igual al tamaño óptimo y para cada tramo de tubería medido se ha obtenido un índice de fugas por km y por año.
- Los resultados de tamaño óptimo de muestra han sido comprobados con técnicas de inferencia estadística, para verificar que las dos muestras no tenían significativas al nivel de confianza deseado (95% a priori).

TABLA D.24. RESUMEN DE RESULTADOS DE PRUEBAS DETECCIÓN DE FUGAS EN SECTORES DE LIMA NORTE I

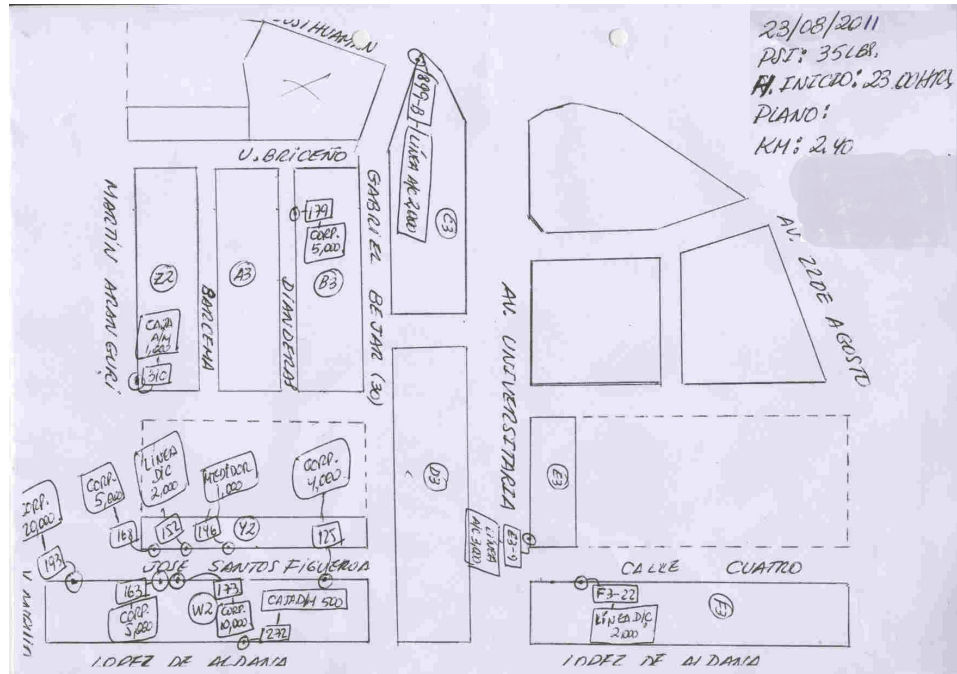
Subpoblación	Km.	Tramos	Tamaño óptimo	Confianza tamaño óptimo	Porcentaje total medido en la muestra	X (fuga./km)	Nivel de confianza test t suden
339A-334	21.53	106	14 %	95 %	14,2	8.273	95 %
338B	12.20	51	34 %	90 %	35,3	5.036	95 %
338A	29.01	128	18 %	95 %	19,5	6.107	95 %
340	30.50	156	12 %	95 %	12,2	4.554	95 %
86	49.00	195	10 %	95 %	12,8	2.998	95 %
344	47.76	204	12 %	95 %	15,2	3.538	95 %
Otras	50.00	-	-	-	-	2.998	-

Subpoblación	Tamaño muestra n	fuga. / Km.	n-1, (g.d.l.)	t student (n-1) 95%	S _q	d ₀	[X _q -d ₀]	[X _q +d ₀]
339 A - 334	15	8.273	14	2.1448	4.155	2.38	5.89	10.65
338 B	18	5.036	17	2.1098	4.937	2.53	2.51	7.56
338 A	25	6.107	24	2.0639	6.053	2.55	3.56	8.66
340	19	4.554	18	2.1009	4.648	2.30	2.25	6.86
86	25	2.998	24	2.0639	2.517	1.06	1.94	4.06
344	31	3.538	30	2.0423	4.230	1.58	1.96	5.12
Otras	-	2.998	-	-	-	-	-	-

A este punto hay que hacer una consideración con respecto a la variable de estudio: para la realización del estudio técnico económico se han tenido en cuenta solo las roturas y fugas en redes, excluyendo entonces las pequeñas pérdidas en caja y en el cuadro del medidor. La razón de esta elección cabe en los costos no significativos que tienes éstos defectos, nada comparables con el costo de reparación de una rotura o fuga en red. Entonces, la nueva variable de estudio va a ser desde ahora el número de roturas por Km. y por año (resultados en las tablas anteriores).

2. Reportes de campo de detección y localización de fugas

Para la recolección de datos se utilizaron esquemas y reportes de los lugares donde se realizaron las campañas de campo en los sectores 339A-334, 338B, 338A, 340, 86 y 344, para la detección y localización de fugas en el área de estudio, tal como se muestra en las siguientes figuras a modo de ejemplo :



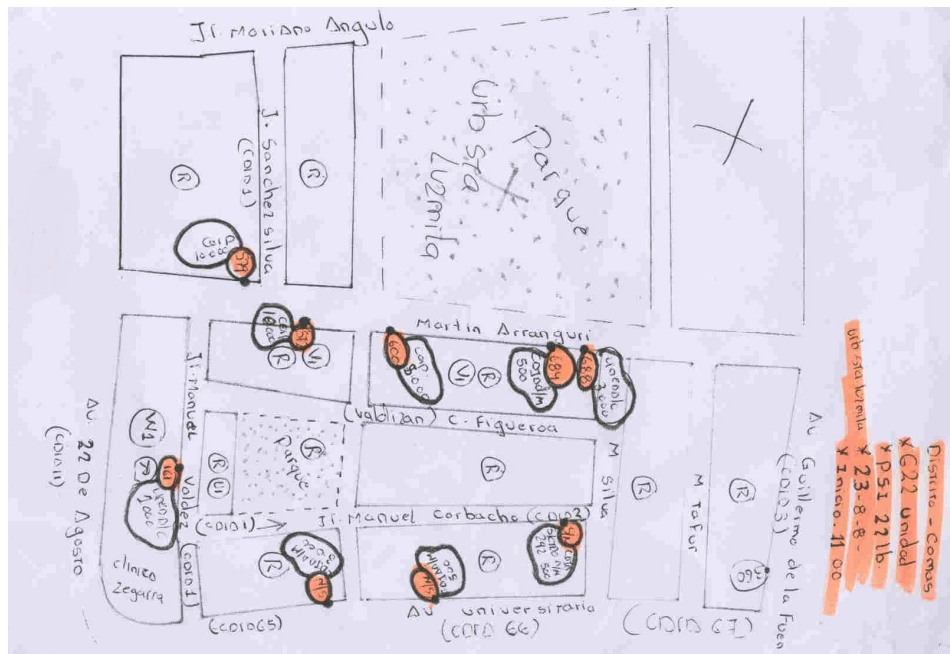
sedapal **DETECCION DE FUGAS** **INFORME DE FUGAS DETECTADAS** **UNIDAD: 613** **PAG. 01 DE 1**

SERVICIOS EN CONTROL DE PERDIDAS DE AGUA
VAST S.R.L.
SERVICIOS EN CONTROL DE PERDIDAS DE AGUA
Tel.: 382-5470 / 990-8158

Fugas Detectadas en Redes: **13** Km. Red Revisados: **2.40** Hecho por: **S. OBUITAS**
 Fugas detectadas en Conexiones: **13** Distrito: **COMAS** Revisado por:
 Total de Fugas Detectadas: **13** Sector: **URB. SANTA LUZ MILA/2ª ETAPA** Fecha: **23/08/2011**

Nº INF.	UBICACION				PLANO	PRES. (kg)	HORA	FUGAS EN REDES (L/día)				FUGAS EN CONEXIONES (L/día)					OBSERVACIONES					
	DIRECCION	Nº	MZA	LTE				TUBERIA	VALVULA RED	GRIFO CI	VALVULA GRIFO CI	CORP.	LINEA AGUA	LINEA DICAJA	CAJA AMED.	MEODOR		CAJA DIMED.	GRIFO REGO			
01	CALLE CUATRO	E3	22		35	02:10										2,000						
02	AV. UNIVERSITARIA	E3	09		36	01:10										3,000						
03	AV. UNIVERSITARIA	899-B			36	01:30										2,000						
04	JR. LOPEZ ALDANA	268-70			37	02:00															500	
05	JR. J.S. FIGUEROA	193			38	02:15							20,000									
06	JR. J.S. FIGUEROA	163			38	02:30							5,000									
07	JR. J.S. FIGUEROA	125			38	02:40							4,000									
08	JR. J.S. FIGUEROA	158			38	02:50									3,000							
09	JR. J.S. FIGUEROA	168			38	03:00							5,000									
10	JR. J.S. FIGUEROA	146			38	03:15															1,000	
11	JR. M. ARANGURI	310			33	03:40															1,000	
12	JR. J.S. FIGUEROA	173			38	04:00							10,000									
13	JR. DIANDERAS	179			34	04:40							5,000									
TOTAL DE FUGAS DETECTADAS																49,000	5,000	4,000	1,000	1,000	500	

FIGURA D.11. ESQUEMA Y REPORTE DE FUGAS DETECTADAS EN SECTOR 338 (UNIDAD MÓVIL 613)



sedapal **D. DETECCION DE FUGAS** **INFORME DE FUGAS DETECTADAS** **SERVICIOS EN CONTROL DE PERDIDAS DE AGUA**
VAST S.R.L.
SERVICIOS EN CONTROL DE PERDIDAS DE AGUA
Telf.: 382-8470 / 8900-8139

Fugas Detectadas en Redes : 19 Km, Red Revisados : 23
 Fugas detectadas en Conexiones : 10 Distrito : Comas
 Total de Fugas Detectadas : 29 Sector : Urb. Sta. Luzmila
 Hecho por : O. Leiva pago de 1
 Revisado por :
 Fecha : 23 / 8 / 11

Nº INF.	UBICACION				PLANO	PRES MP2	HORA	FUGAS EN REDES (L/día)				FUGAS EN CONEXIONES (L/día)					OBSERVACIONES		
	DIRECCION	Nº	MEZA	LTE. Sec				TUBERIA	VALVULA RED	GRIFO CI	VALVULA GRFO CI	CORR	LINEA ACAJA	LINEA DICAJA	CAJA AMED	CAJA DIMEC		GRFO RIEGO	
1-	Jr. Manuel Corbacho	51M	Coro 2	340	22	11:10								500				1/2-51M	
2-	AV. Universitaria	51M	Coro 66	1	11:31									500					
3-	AV. Universitaria	51M	Coro 65	1	11:42									2.000				(Tienda) (5/12006587)	
4-	Jr. Martin Arranguri	684		28	12:10													500 (1/2-51M)	
5-	Jr. Martin Arranguri	688		1	12:28									3.000					
6-	Jr. Martin Arranguri	572		1	11:18									10.000					
7-	Jr. Manuel Valdez	161		24	21:0									10.000				(Hostal)	
8-	Jr. Martin Arranguri	579		28	2:30									10.000					
9-	Jr. Martin Arranguri	600		28	2:49									5.000					
10-	Martin Arranguri / M. Silva			1	2:52									500					
TOTAL DE FUGAS DETECTADAS															500	25.000	4.000	500	

FIGURA D.12. ESQUEMA Y REPORTE DE FUGAS DETECTADAS EN SECTOR 338 (UNIDAD MÓVIL 622)

ANEXO D2:
PRUEBAS DE COMPLEMENTARIAS DE PRESIÓN EN LA RED

Las campañas de campo de detección y de localización de fugas finalizadas a cuantificar desde el punto de vista estadístico y también económico las fugas en un horizonte de estudio predeterminado, no han sido totalmente representativas de la realidad sobre todo debido al hecho que la presión de servicio es generalmente baja. En este caso, los convencionales métodos acústicos no han logrado los resultados previstos, ya que el ruido provocado por la fuga en el caso de que haya baja presión (menos de 20 psi), es muy débil y difícilmente detectable por los sensores acústicos tradicionales.

Considerando estos aspectos, y de forma complementaria, se han realizado en las misma zona objeto de campaña de búsqueda de fugas, varias pruebas de presión, concretándose en cargar las tuberías a una presión bastante superior a la presión de servicio. Se han realizado las pruebas donde las presiones de servicio eran muy bajas (15-20 psi), y, como previsible, según los históricos de fugas disponibles, el índice de roturas era muy bajo.

Las pruebas han evidenciado resultados negativos (tuberías no estancas) en todos los 6 tramos objetos de prueba, como se muestra en los gráficos siguientes. En algunos casos se han detectado conexiones clandestinas. En otros, la caída presión es debida a fugas reales no visibles (probablemente más que una). Como se puede apreciar en los mismos figuras, la caída de presión en presencia de una fuga es bastante más lenta que en presencia de una toma clandestina (en este caso el circuito no es cerrado).



FIGURA D.131. EQUIPO DPK III REGISTRADOR DE PRESIÓN



FIGURA D.14. UTILIZACIÓN BALDE DE PRUEBA Y EQUIPO DPKIII

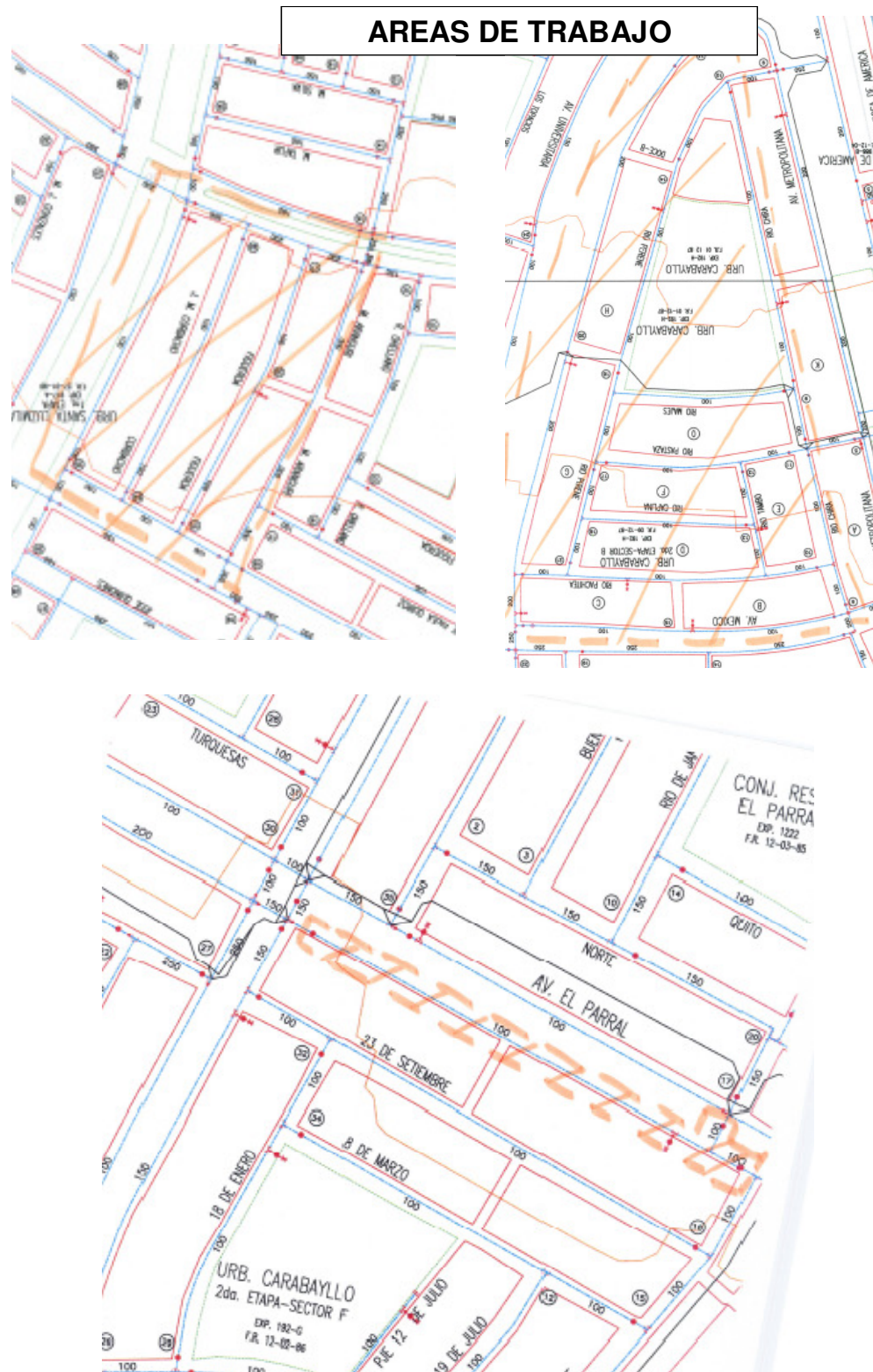


FIGURA D.15. ÁREAS DE TRABAJO PARA LAS PRUEBAS DE PRESIÓN

Para la realización de las mediciones de presión se utilizó el registrador de presión digital DPK III, el cual tiene la característica de poder conectarse directamente a una impresora portátil, que en cuestión de minutos es capaz de proporcionar gráficos sobre la dinámica de pérdida de carga o presión en las tuberías sometidas a pruebas de presión.

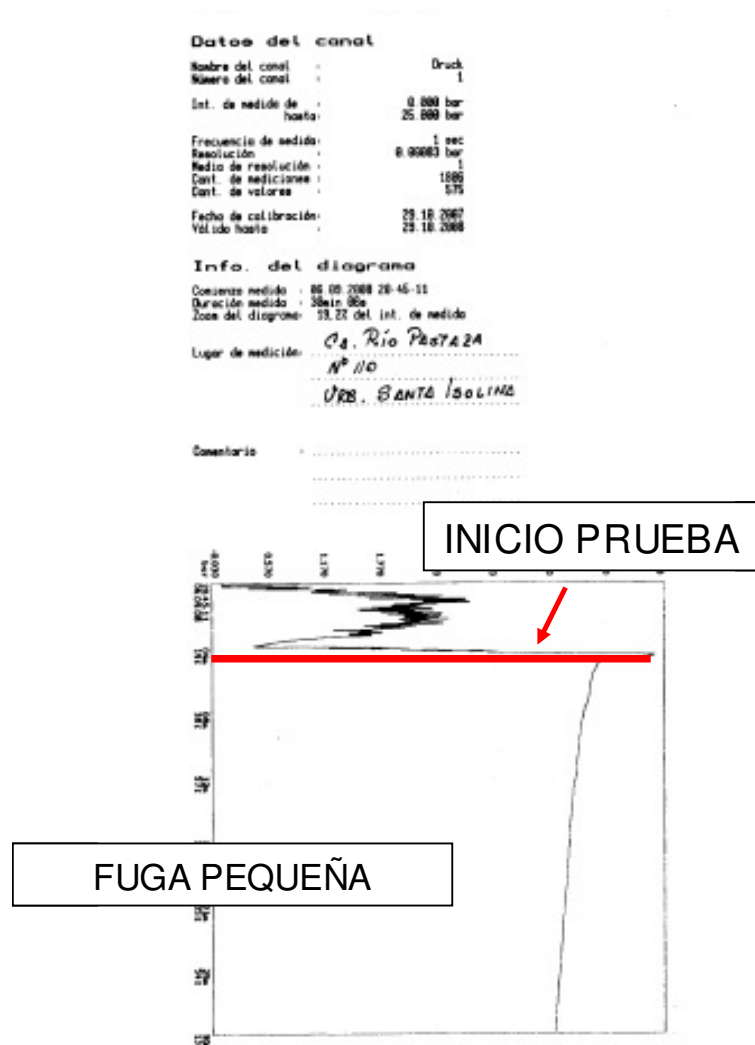


FIGURA D.16. PRUEBA DE PRESIÓN. RESULTADOS

Datos del canal

Nombre del canal : Druck
Número del canal : 1
Int. de medida de : 0.000 bar
hasta: 25.000 bar
Frecuencia de medida: 1 sec
Resolución : 0.00083 bar
Medio de resolución : 1
Cant. de mediciones : 647
Cant. de valores : 491
Fecha de calibración: 29.10.2007
Válido hasta : 29.10.2008

Info. del diagrama

Comienzo medida : 09.09.2008 21:16:38
Duración medida : 18min 47s
Zoom del diagrama: 19.2% del int. de medida

Lugar de medición: CA. CORBACHO COBA 3-4
UBB SANTA LUCMILA.
COMAS.

Comentario: TODAS LAS CONEX. CERRADAS

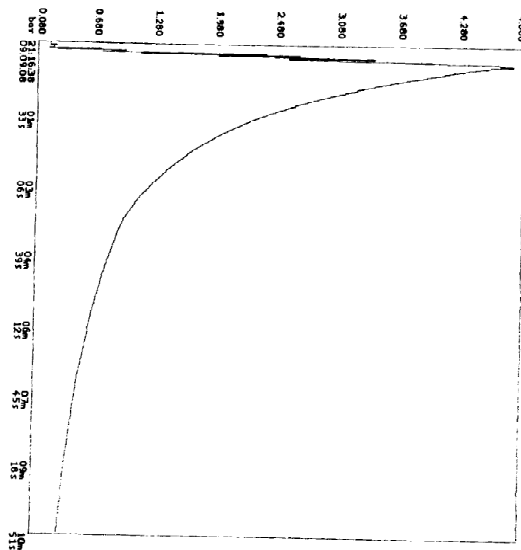


FIGURA D.17. PRUEBA DE PRESIÓN. RESULTADOS CON FUGA O POSIBLE CONEXIÓN CLANDESTINA

ANEXO E

ANÁLISIS DE INTERRUPCIÓN DE TRÁNSITO POR EJECUCIÓN DE OBRAS

ANEXO E

ANÁLISIS DE INTERRUPCIÓN DE TRÁNSITO POR EJECUCIÓN DE OBRAS

1. INTRODUCCIÓN

¿Cuánto cuesta el tráfico en Lima?

El caos vehicular hace que se pierdan US\$6,600 millones por año, según Pro expansión. Otros estudios son más conservadores.

"Isabel, diariamente, pasa cuatro horas de su vida en una combi, al movilizarse desde su hogar ubicado cerca del Aeropuerto (Callao) hasta su trabajo en la Carretera Central (Ate Vitarte).

Nuestra amiga gasta S/.120 al mes (15% de su sueldo) en pasajes, costo al que debe sumar la pérdida de oportunidades de generar más ingresos por no poder tomar horas extras en el trabajo o dedicarse a una actividad adicional.

Para Isabel y los cerca de nueve millones de habitantes de Lima, el caos vehicular representa un serio sobre costo, que, inclusive, influye en las evaluaciones de clima de negocios de nuestro país, sostiene Alfredo Bullard, directivo de la Asociación Cruzada Vial (<http://cruzadavial.com/>)".

(<http://proexpansion.com/portal/>) determinó que este problema que se presenta en las principales ciudades le cuesta al país más de US\$6,000 millones por año. Otros estudios son más conservadores, pero coinciden en lo preocupante de la situación.

¿Qué hacer?

Bullard propone atacar dos frentes:

- i) mejorar la gestión del tránsito limeño (ordenamiento de rutas, semaforización y sentido de vías)
- ii) Invertir en infraestructura, con la participación de capital privado.

Al respecto, Edwin Derteano, director de la Asociación Automotriz del Perú (<http://www.aap.org.pe/>) (AAP), sostiene que la construcción de una autopista entre el distrito de La Molina y el aeropuerto internacional Jorge Chávez reduciría el tiempo de traslado a 20 minutos. “Se pagaría un peaje que compensaría el costo que asumimos hoy en tiempo y desgaste de los vehículos”, explica.

Luis Quispe, presidente de la ONG Luz Ámbar (<http://www.luzambar.pe/>), advierte que los nueve corredores viales del Metropolitano (<http://peru21.pe/noticia/477981/metropolitano-sigue-sinfecha-operar>) y el tren eléctrico (<http://peru21.pe/noticia/476037/tren-electrico-hara-pruebassin-pasajeros>) no serán suficientes para solucionar el problema del tráfico limeño. “En ciudades con cinco millones de habitantes se necesita un metro (subterráneo)”, anota.

Asimismo, Luis Quispe manifiesta que es indispensable retirar las unidades de transporte con más de 20 años de antigüedad, a través del sistema del bono del chatarreo.

Datos

- La pérdida anual por el tráfico al no es de US\$6,000 al año, según Pro expansión, mientras que para Luz Ámbar, el estimado es de US\$ 1,000 millones (<http://peru21.pe/noticia/469852/caos-vehicular-le-cuestalima000-millones-al-ano>). Un estudio del Banco Mundial señala que el costo de de US\$500 millones.

- El sobrecosto para las unidades de transporte público es de 30% más en combustible.
- Un galón diario adicional de gasolina es lo que consume cada propietario de un vehículo en Lima por el tráfico, según la Asociación Automotriz del Perú (<http://www.aap.org.pe/>).



FIGURA E.1. TRÁFICO EN LIMA (ANTIGÜEDAD PROMEDIO DEL PARQUE AUTOMOTOR LIMEÑO ES 17 AÑOS)

Concepto de Estudio de Impacto Vial

Estudio de Impacto Vial EIV, es el conjunto de actividades que permiten evaluar cualitativa y cuantitativamente los efectos que produce sobre el entorno vial y del transporte, el desarrollo urbanístico o el proceso de renovación de zonas o lotes de terreno, de forma de poder prever y mitigar sus efectos negativos mediante medidas administrativas y técnicas adecuadas, de manera que sea posible recuperar, alcanzar o mejorar el nivel de servicio existente en el entorno. Los Estudios de Impacto Vial son exigidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones y Municipalidades como un requisito para la Licencia de Construcción en aquellos proyectos de habilitaciones urbanas y obras de edificación ubicadas frente a vías locales y metropolitanas. Los Estudios de Impacto Vial deberán proponer medidas y soluciones eficaces que neutralicen los

posibles impactos viales negativos que puedan originar los proyectos u obras antes referidos. Están obligados a su presentación los Proyectos de Habilitación Urbana para uso Comercial, Industrial y Usos Especiales como escenarios deportivos, locales recreativos, ferias, de gran afluencia de público. También los Proyectos de Edificaciones de Vivienda de media, alta o muy alta densidad y Edificios Corporativos, Hoteles, Establecimientos de Salud, Educativos entre otros.

ANEXO E.2

AHORRO DE COSTOS DE RETRASO DEL TRAFICO ASOCIADOS CON TECNOLOGÍAS SIN ZANJA¹

1. Antecedentes

En países industrializados la instalación de tuberías ya no es la principal preocupación para la instalación de nuevas redes como la mayoría de los hogares ya está conectado a agua, alcantarillado, electricidad, gas y telecomunicaciones.

La atención se centra más en las áreas urbanas consolidadas en las que el envejecimiento de redes de servicios públicos a menudo están bien en su diseño de la vida y están en necesidad de reemplazo y rehabilitación (Thomson 1993). Esta necesidad de reparación, sustitución y rehabilitación se ha traducido en un incentivo y de mercado para zanjas métodos que están bien adaptados para entornos congestionados.

El público y las autoridades del gobierno también son menos tolerantes a la retrasos en la construcción, que incluyen trastornos en el tráfico, el comercio, y bienestar de la comunidad.

De hecho, en muchos países, hay una nueva legislación limita las utilidades libertad de funcionamiento y, además, hace que los diseñadores tomen en cuenta los verdaderos costos (costos tanto directos como social) (Fujita 1990; Thomson 1993). Estos costos incluyen los retrasos de tráfico, afectación a negocios comerciales, los impactos ambientales, accidentes por niveles de seguridad, y de los trabajadores (Kramer et al. 1992). Por ejemplo, la ciudad de Tokio se ha hecho a cielo abierto cada vez menos atractiva a través de la legislación mediante la limitación el plazo para el cierre de carriles a fin de que simplemente no hay tiempo suficiente para su reincorporación. La intención básica es

¹ Por: Susan Tighe, Thomas Lee, Robert McKim, and Ralph Haas

reducir alteraciones de la circulación y el restablecimiento debido a abrir zanjas (Fujita 1990).

Hasta hace poco, el impacto de las obras de construcción en el entorno no era un problema para la mayoría de los servicios públicos y sus diseñadores.

Tradicionalmente, los servicios públicos han evitado asumir el costo total de su instalación. El costo directo nace por la utilidad, mientras que la comunidad tiene que asumir el coste de la interrupción, demora o daño (Stein, 1989). Además, los servicios públicos no tienen para justificar su elección de rutas y métodos de trabajo de acuerdo para cualquier tipo de análisis de costo-beneficio. Sin embargo, dos factores que obliga a los organismos públicos y gubernamentales para repensar estas actitudes son (1) el enorme crecimiento de la densidad de tráfico y la congestión de carretera, y (2) el aumento de la cantidad de trabajo que debe ser llevado a cabo en los suburbios y desarrollado zonas urbanas para mantener y mejorar los niveles de servicio. Se está convirtiendo evidente que los métodos tradicionales abiertos de zanja no siempre es adecuado cuando los costos sociales y los costos de reinstalación sería significativo. Esto ha llevado a los diseñadores y constructores repensar las prácticas y los alentó a encontrar formas para reducir las perturbaciones que reconocen que las interrupciones de tráfico, pérdida los costos del comercio y el medio ambiente y sociales afectan tanto la economía local y nacional. Para hacer un juicio razonable sobre el mejor método para elegir, los tomadores de decisiones deben tener un buen conocimiento de los costos de la construcción y rehabilitación (directos) y los costos de interrupciones (indirectos) de las distintas alternativas. Una vez que estos costos se han establecido, el método más rentable teniendo en cuenta tanto los costes directos e indirectos se puede determinar. Esto es bastante complicado en la práctica real, y un examen más detallado de las interrupciones y una cuantificación de estos interrupciones se requiere para que las decisiones con conocimiento de causa.

El siguiente análisis se centra en las interrupciones de tráfico asociados con cortes de servicios públicos. Duraciones típicas de construcción y planes de control de tráfico se han utilizado para desarrollar ecuaciones que puede ser usado para cuantificar las interrupciones del tráfico. Algunas técnicas de análisis de tráfico [Investigación del Transporte Board (TRB) 1994; He et al. 1996] se han utilizado en este análisis.

2. Análisis del tráfico

De acuerdo con el Manual de Capacidad de Carreteras (TRB 1994), el objetivo del análisis de la capacidad es el de estimar el máximo número de vehículos que pueden ser acomodados por una instalación dada con seguridad razonable durante un período de tiempo dado basarse en las cualidades de funcionamiento prescritas. En términos prácticos, análisis de la capacidad permite a los ingenieros para estimar el tráfico de transporte capacidad de una instalación en un rango de funcionamiento definido condiciones. También proporciona herramientas para el análisis de los instrumentos instalaciones y para la planificación y el diseño de las futuras instalaciones.

Algunas de las consideraciones carreteras principales que afectan la capacidad incluyen el tipo de instalación y su entorno de desarrollo, ancho de los carriles laterales y las distancias, la velocidad de diseño, horizontal y

alineamientos verticales, y la disponibilidad de espacio de cola. El tipo de instalación es crítico, ya que puede afectar significativamente el flujo características y capacidades. Además, el entorno de desarrollo también puede afectar al rendimiento de dos carriles y multicarriles las carreteras y en las intersecciones señalizadas. Carril y anchos de vía también puede tener un impacto significativo en el tráfico el flujo de los vehículos tienden a viajar más cerca (lateralmente) en estrecha carriles. En general, los factores geométricos diferentes puede dar como resultado reducciones de velocidad (una conducción más lenta) y mayores separaciones.

Publicado velocidades de diseño dictan las tasas de flujo de servicio. Baja diseño velocidades generalmente resultan en una capacidad reducida.

Las tres variables básicas asociadas con la capacidad de tráfico análisis son el volumen o la velocidad de flujo, la velocidad y la densidad. El volumen es simplemente el número de vehículos que pasan sobre un dado punto o sección durante un intervalo dado. La tasa de flujo es un tasa equivalente por hora en la que los vehículos pasan sobre un determinado punto durante una cantidad de tiempo dada. Esta cantidad de tiempo es generalmente se define como 15 min. La velocidad es la velocidad del movimiento expresado como la distancia por unidad de tiempo. Esta es una medida importante de la calidad del servicio de tráfico proporcionada por el automovilista. La tercera variable, la densidad, es también importante en el análisis de tráfico como que mide el número de vehículos que ocupan una longitud dada de un carril de carretera o en un instante determinado (TRB 1994).

3. Retraso del usuario

El objetivo subyacente de una instalación de calzada es asegurar que la demanda no es mayor que la oferta o que el número de los vehículos que usan la carretera dado puede ser acomodada por la capacidad de las carreteras. En la práctica, muchos caminos operar por debajo de la capacidad, excepto en las horas punta para algunas instalaciones de alto volumen de tráfico, y los retrasos de tráfico no son una ocurrencia común. Sin embargo, en algunos casos (por ejemplo, la construcción, el mantenimiento y los accidentes), retrasos no se puede evitar. Estos retrasos pueden variar en magnitud; Sin embargo, cuando el tráfico se detiene, una cantidad significativa de tiempo se puede perder.

Retraso del usuario se define como un retardo de tiempo, por lo general en términos de horas. El retardo se compone de dos partes: (1) Slowing retardo causado por una velocidad reducida a través de la zona afectada, y la (2) colas de retraso debido a la congestión del tráfico, cuando la

demanda excede capacidad. Para determinar el retardo de desaceleración, un modelo de velocidad, que utiliza la velocidad normal y la velocidad reducida, calcula el tiempo de retardo. En la situación en que los resultados de gestión de colas, un modelo de capacidad se utiliza para evaluar la longitud de tiempo que cada vehículo debe esperar además de la demora de velocidad. En algunos casos donde un enlace por carretera todo está cerrado debido a las obras, un desvío se establecería en su lugar. En este caso, el retraso sería el tiempo adicional requerido para conducir el desvío en adición a la velocidad asociada y cola retrasos (He et al. 1996).

4. Planes de control de tráfico

Para evaluar las interrupciones de tráfico, especialmente en el caso de los construcción, planes de control de tráfico deben ser establecidos. aunque hay varios tipos de sistemas de control de tráfico para diferentes instalaciones, las condiciones de operación, específicamente la número de carriles y el medio ambiente circundante tendrán la mayor impacto en el plan de control de tráfico.

Tres típicos planes de control de tráfico urbano municipal para la situación se muestra en la figura. E.2. Plan 1 muestra la situación donde uno de los dos carriles se cierra y una señal o flagperson se utiliza, Plan 2 donde dos carriles permanecen abiertas y un hombro se utiliza, y el Plan 3, donde se cierra la carretera y un desvío se utiliza.

5. Demora de velocidad

Retraso por desaceleración se calcula como el tiempo adicional requerido viajar a través de un sitio de construcción en oposición a viajar a través de este sitio en condiciones de funcionamiento normales (es decir, sin construcción). Antes de que el retardo de desaceleración puede calcularse, diversos otros factores debe ser determinado. El factor de ajuste la presencia de vehículos pesados se calcula basándose en la

ancho de los carriles. La Tabla 1 enumera las ecuaciones de cálculo correspondientes a la anchura de los carriles F_{wn} (TRB, 1994).

Una vez que el F_{wn} a capacidad normal se determina, se calcula la capacidad normal (CAP_n) para el camino dado. Para una de dos carriles en el Plan de control de tráfico 1 o 2, la capacidad normal se calcula utilizando la siguiente:

$$CAP_{n1} = CAP_{n2} = 1,400 \times 0.72 \times F_{wn} \quad (E.1)$$

donde:

CAP_{n1} , CAP_{n2} = un carril de capacidad normal para dos carriles de carreteras [vehículo / h / carril (v / h / l)] = 1.400 pasajeros carros por hora por carril en condiciones ideales, (pc / h / l); 0,72 = factor de ajuste para la presencia de vehículos pesados en el flujo del tráfico, y FWN = factor de ajuste por calles estrechas y anchos hombros restringidas. El CAP capacidad reducida para los dos carriles está directamente relacionado con el plan de control de tráfico. En el caso en que el carril de paso es demasiado estrecho (<3 m) para llevar vehículos, Plan 1 se llevaría a cabo. Plan 1 puede ser también implementado si el Ingeniero optó por mantener sólo un carril abierto para fines de construcción. Con el flagperson o señales en Plan 1, el CAPr1 sería controlado por g Tiempo de verde y C de longitud del ciclo tal como se expresa por (2) (He et al. 1996). La longitud del ciclo y el tiempo verde se basan en el promedio anual de tráfico diario (AADT) los niveles y se han desarrollado de acuerdo con principios establecidos en materia de tráfico (TRB 1994).

TABLA E.1. FACTORES DE AJUSTE POR ANCHO DE CARRIL (SHD)

SHD (m) (1)	F_{wn} (2)
3.75	$F_{wn} = 0.71285 + 0.20935SHD - 0.02104SHD^2$
3.50	$F_{wn} = 0.67295 + 0.19016SHD - 0.016662SHD^2$
3.25	$F_{wn} = 0.62588 + 0.17889SHD - 0.015654SHD^2$
3.00	$F_{wn} = 0.56485 + 0.17525SHD - 0.020156SHD^2$
2.75	$F_{wn} = 0.49142 + 0.15413SHD - 0.020156SHD^2$

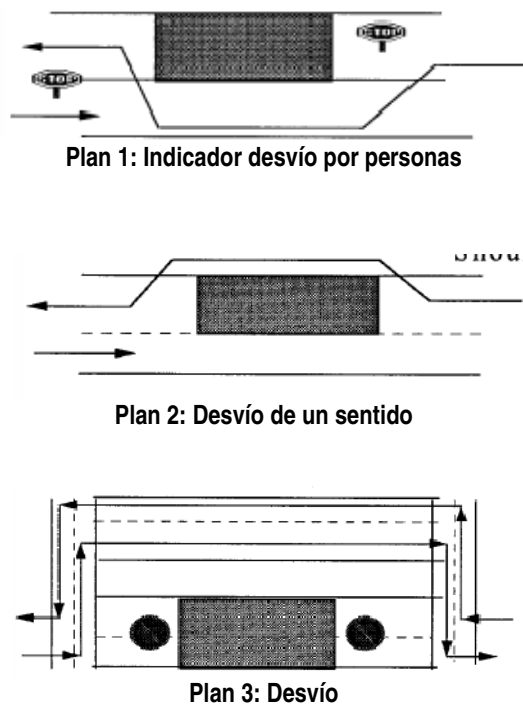


FIGURA E.2. PLANES DE CONTROL DE TRÁFICO

$$CAP_{r1} = CAP_{n1} \times g/C \quad (E.2)$$

donde:

CAP_{r1} = capacidad reducida utilizando el Plan de control de tráfico 1 (v/h/l).

CAP_{n1} = capacidad normal utilizando el Plan de control de tráfico 1(v/h/l);

g = tiempo de verde (Tabla 2) (s)

C = longitud del ciclo (Tabla 2) (s).

La reducción de la capacidad para el Plan 2 se calcularía diferente basado en el caso de que los carriles del Plan 2 son capaces de acomodar el tráfico. Ecuación (E.3) describe la conducción condición en el hombro

$$CAP_{r2} = 1,400 \times 0.72 \times F_{wn} \quad (E.3)$$

donde:

CAP_{r2} = reducción de la capacidad en el Plan de control de tráfico 2 (v/h/l).

1.400 = automóviles por hora por carril en perfecto condiciones (pc//h/l).

0,72 = factor de ajuste para la presencia de vehículos pesados.

F_{WN} = factor de ajuste por calles estrechas y anchos restringidos.

La disminución de la capacidad para una carretera de dos carriles con un desvío sería cero ($CAP_{r3} = 0$) basada en el hecho que el camino está cerrado en la zona de construcción así completamente bloqueo de la capacidad de los vehículos para desplazarse por la zona.

La demanda de tráfico en términos de volumen por hora (HV) debe También se determinó para los cálculos posteriores. Aunque HV cambia con las diferentes estaciones, se puede estimar utilizando (E.4). Este cálculo es aplicable a todas las carreteras:

$$HV = 1.2 \times DF \times AADT \times HF \quad (E.4)$$

donde:

HV = volumen por hora; 1,2 = factor promedio en verano.

DF = factor de desdoblamiento direccional

AADT = promedio diario anual tráfico

HF = factor de 0.125 por hora para dos carriles de carretera, 0,07 para las carreteras de varios carriles.

Después de calcular la HV, la velocidad de los vehículos de la carretera de dos carriles debe ser calculado. Estas velocidades normalmente dependen de la geometría de la carretera, la longitud de pasar de zona y el volumen de tráfico (TRB, 1994). Para determinar los valores de velocidad correspondientes, diversas hipótesis deben ser hechas. Para el propósito de esta evaluación de dos velocidades de carril en la carretera, la zona de no pasar se supone que es del 20%. El valor de la velocidad

se calculó como la velocidad media en el nivel y terreno ondulado (He et al. 1996).

TABLA E.2. TIEMPO VERDE Y LONGITUD DEL CICLO PARA VARIOS NIVELES DE TRÁFICO

AADT (1)	Green time (s) (2)	Cycle length (s) (3)
<3,500	100	400
3,500–4,000	150	500
4,000–6,500	250	700
6,500–7,000	300	800
7,000–7,500	350	900
7,500–8,000	400	1,000
8,000–8,500	450	1,100
8,500–9,000	500	1,200
9,000–9,500	570	1,340
9,500–10,000	610	1,420

Los retrasos asociados con la reducción de la velocidad no se calculan para el Plan 1 basado en el hecho de que el retraso se supone que es debido principalmente a la puesta en cola y ecuación cola representa la aceleración y desaceleración. Sin embargo, para el caso del Plan 2, el retardo de velocidad sería calculado usando las ecuaciones siguientes:

$$V_{n2} = 99.322 - 71.047(HV/CAP_{n2}) + 100.14(HV/CAP_{n2})^2 - 61.622(HV/CAP_{n2})^3 \quad (E.5)$$

$$V_{r2} = 94.584 - 60.406(HV/CAP_{r2}) + 90.133(HV/CAP_{r2})^2 - 58.505(HV/CAP_{r2})^3 \quad (E.6)$$

donde:

V_{n2} = velocidad normal dentro del Plan de control de tráfico 2 (km/h).

V_{r2} = velocidad reducida en el Plan de control de tráfico 2 (km/h).

HV = volumen por hora (v/h/l).

CAP_{n2} = capacidad normal

CAP_{r2} = capacidad reducida, 570 v/h dos carriles carretera bajo el Plan 2.

El retardo de desaceleración (ecuación E.7) puede ser evaluado como la diferencia entre el tiempo de viaje normal y el tiempo de viaje adicional asociado con el retraso debido a la construcción:

$$D_2 = \left[\frac{1.5}{V_{rj}} - \frac{1.5}{V_{nj}} \right] \quad (E.7)$$

donde:

D_2 = frenar retraso debido a la baja velocidad con el control del tráfico Plan 2

1,5 = longitud de la supuesta zona de trabajo (km)

V_{r2} = reducida velocidad con el Plan de control de tráfico 2 (km / h)

V_{n2} = normal velocidad con la velocidad reducida con el Plan 2.

Cabe señalar que para una situación de desvío este retraso desaceleración se calcularía de la misma manera.

6. Retardo de cola

Cuando la demanda de tráfico excede la capacidad, los retrasos se producen colas alrededor de la zona de construcción. Los retrasos son colas depende en gran medida el plan de control de tráfico. En términos cuantitativos, los retrasos de puesta en cola se determina que la diferencia entre los vehículos que llegan y salen con la reducción capacidad CAPr. Los vehículos que llegan se determinan como la HV, mientras que los vehículos que salen son determinados por la capacidad de la zona de construcción CAPr (He et al. 1996). La asunción de retraso plano o promedio se aplica a todos los vehículos que llegan.

Por la carretera de dos carriles con un control flagperson, bajo el Plan 1, una versión ligeramente modificada de la ecuación de retardo para una intersección semaforizada se presenta en el Manual de Capacidad de Carreteras (TRB 1994) se utiliza para simular los retardos de cola como se describe como sigue:

$$D_1 = \frac{[0.38C(1 - g/C)^2]}{3,600} + \frac{173X^2[(X - 1) + ((X - 1)^2 + 16X/CAP_r)^{0.5}]}{3,600} \quad (E.8)$$

donde:

D1 = tiempo promedio de demora en el Plan 1 (h / v).

CAPr1 = reducción de la capacidad en el Plan 1

X = AT / CAPR (debajo de la correspondiente plan de control de tráfico)
ratio

g = tiempo de verde (Tabla 2) (s)

C = longitud de ciclo (Tabla 2) (s).

7. Desvío de retardo

En algunos casos urbanos, la zona de construcción dará como resultado completamente el cierre de carreteras que enlazan particular. En este caso, un desvío generalmente se establece en las calles locales adyacentes.

El retardo asociado con el desvío sería el adicional tiempo requerido para recorrer la longitud adicional. Esto sería calculado utilizando la siguiente ecuación:

$$D_{detour} = \frac{L \times H}{V_{n detour}} \quad (E.9)$$

TABLA 3. TIEMPOS DE TRABAJO PARA DISTINTOS PLANES DE CONTROL DE TRÁFICO

Traffic control plan (1)	Job time (2)
1	2
2	2
3	4
4	3
5	4
6	2
7	2
8	4

donde

D_{detour} = retraso debido al desvío, mediante un rodeo

A = distancia de desvío

$V_{ndetour}$ = velocidad normal, con desvío
HV = volumen por hora.

El efecto general de los vehículos adicionales basado en el desvío estaría relacionado con el volumen existente en el desvío. El HV adicional de la zona de construcción se añadió a la normal HV para el desvío. Además, que se supone en este caso que las características operativas de los desvíos sería similar a la construcción zona (es decir, en este caso, dos calzada carril con similar AADTs). En el caso en que el retardo de puesta en cola se traduciría en la alternativa rutas en base a los vehículos adicionales, esto tendría a calcular.

8. Tiempo de retardo total

Para determinar el tiempo de retardo total, la duración del trabajo en términos de tiempo debe ser evaluada. Una vez que esto ha sido determinado, la retrasos de usuario se puede calcular para el plan de control de tráfico determinado. Con la suposición de que la ocupación de vehículo es una persona por vehículo, y los costos de los productos básicos de retardo se ignoran, la costo para el usuario con retraso j Plan de control de tráfico se puede calcular usando lo siguiente:

$$DL = (D_i + D_{qj}) \times JD_j \times HV \times JT_j \quad (E.10)$$

donde:

DL_j = retrasos usuario con Plan de control de tráfico j (h).

D_j = retrasos debido a la baja a través de la velocidad y / o desvío, con Plan de control de tráfico j (h);

D_{qj} = demoras de cola con el Plan de control de tráfico j (j = 2-9) (h).

JD_j = trabajo de duración (h); HV = bidireccional por hora el volumen, y

JT_j = número de veces de trabajo con Plan de control de tráfico j, como se muestra en la Tabla E.3.

9. Costos por retraso del usuario

Una vez que los retardos de tiempo se han calculado [(10)], los costos pueden ser evaluados. Kazakov et al. (documento no publicado, 1993) critica costos de tiempo de viaje mediante el examen de los ingresos quincenales niveles que normalmente caen en el rango de \$ 1,750 - \$ 2,500. Si el valor se supone que es 2.000 dólares cada dos semanas, entonces el valor por hora asignada será de \$ 25. El retardo de usuario puede entonces ser calculada usando lo siguiente:

$$DLC_i = DL_j \times WG_i \quad (E.11)$$

donde:

DLC_i = costo de demora en el año i (dólares / km).

DL_j = Media demoras en el año i (h)

WG_i = tasa de salario por hora en Año i (dólares / h).

10. Cálculo del retardo del tráfico

Para el Plan 1, los resultados de la zona de construcción en el cierre completo de un carril y el uso de un flagperson o zona señalizada. El módulo supone que el retardo asociado será sólo una cola retrasar (He et al. 1996). Aunque hay una velocidad ligeramente reducción, el vehículo irá esencialmente de la velocidad normal a una posición de parada.

Plan 2 podría ser empleado cuando hay espacio suficiente para desviar el tráfico a través de un hombro. Esto también podría ser el caso si la carretera de dos carriles eran lo suficientemente amplia como para reducir ligeramente el carriles. Esencialmente, el tráfico es todavía capaz de proceder a través de la el área afectada. Si el establecimiento está funcionando en la capacidad, los retrasos sólo estaría asociado con las reducciones de velocidad. en la caso de que los resultados de retardo de construcción en colas, retrasos ocurriría.

Plan 3 se emplearía si el municipio tenía la capacidad de para cerrar el camino para la construcción. Este control de tráfico el plan se llevaría a cabo si es posible. Una ventaja de este plan sería que la construcción podría llevarse a cabo en un más rápido manera basada en la capacidad de trabajar sin interrupciones de tráfico o sin escalonamiento de tráfico.

11. Plan de control de tráfico 1

El costo para las duraciones de trabajo diferentes a las respectivas AADTs se examinaron. La figura E.3 se refiere el AADT el costo para varios trabajo de duración para una anchura de 3,75 m de carril. Como se ha señalado, la costos comienzan a aumentar en; 5.000 AADT. Esto ocurre porque el retraso debido a la cola aumenta rápidamente. A medida que el AADT más aumenta, el coste de los retrasos debidos a los aumentos de interrupción exponencialmente como se ve por el rápido incremento de costos.

Basado en el hecho de que la diferencia en el tiempo de construcción entre sin excavación de zanjas y abierto no ha sido establecida, una serie de escenarios de ahorro de tiempo se han presentado. En general, se consideró que los métodos sin zanja ahorrar tiempo en la construcción en general. En cualquier caso, el ahorro de los diferentes tiempos que tienen se han presentado de la siguiente manera. Si el método de trabajo (zanja abierta) tomó 50 horas para completar, el Método B correspondiente (sin zanja) trabajo puede tomar 40 horas (20% de ahorro de tiempo), h 35 (30% del tiempo ahorros) o 30 h (40% de ahorro de tiempo) menos tiempo en completarse.

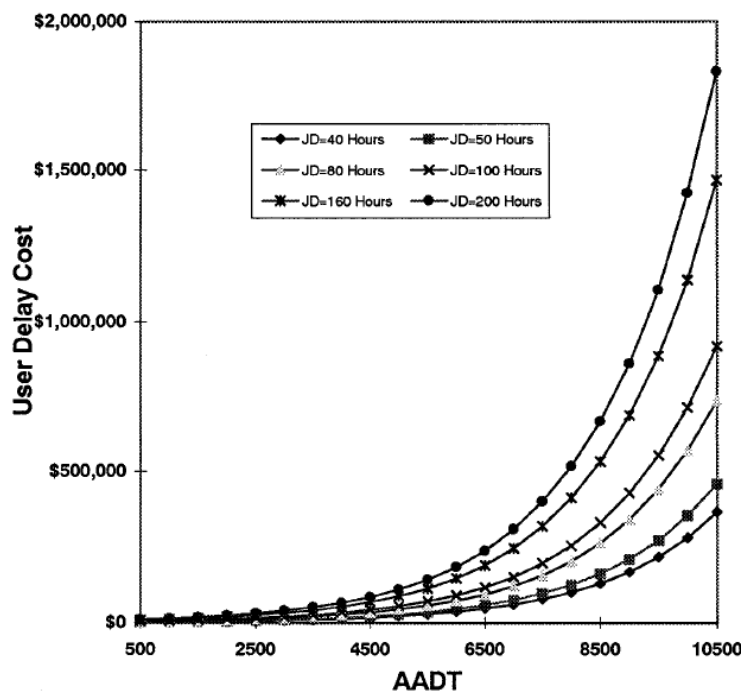


FIG E.3. COSTOS DE RETRASO DEL USUARIO ASOCIADOS AL PLAN DE CONTROL DE TRÁFICO 1

TABLA 4. RESUMEN DE ECUACIONES DE COSTO - PLAN DE CONTROL DE TRÁFICO 1 (MÉTODO A)

Lane width (m) (1)	Job duration (h) (2)	Equation (3)	R ² (4)
3.75	40	$\log(\text{cost}) = 0.00022\text{AADT} + 3.2545$	0.982
	50	$\log(\text{cost}) = 0.00022\text{AADT} + 3.3515$	0.982
	80	$\log(\text{cost}) = 0.00022\text{AADT} + 3.5556$	0.982
	100	$\log(\text{cost}) = 0.00022\text{AADT} + 3.6525$	0.982
	160	$\log(\text{cost}) = 0.00022\text{AADT} + 3.8566$	0.982
	200	$\log(\text{cost}) = 0.00022\text{AADT} + 3.9536$	0.982

En general, los ahorros significativos en términos de interrupciones del tráfico puede alcanzarse en particular en altos AADT. Por ejemplo, en 8.400 AADT, bajo el método B, las tecnologías sin zanja ahorrar 20% del tiempo de construcción, y las interrupciones en términos de ahorros de costos son \$ 35.028. Si el tiempo de construcción se reduce en un 30%, el ahorro de costes sería \$ 52.542, y con un 40% reducción, el ahorro de

costes sería \$ 70.056. Claramente, como el aumentar el tiempo de ahorro, el ahorro de costos aumentan dramáticamente.

Cabe señalar que el ahorro de costos varían en función de geometría. Específicamente, como la anchura de carril disminuye, el tiempo de retardo y por lo tanto los costos del usuario retardo cambiar ligeramente.

Un análisis de regresión completa se llevó a cabo en el costo resultados y ahorros de costos para los AADTs respectivos (Tighe y Lee 1997). Varias figuras se representaron gráficamente, pero la mejor correlación se produjo cuando el logarítmica de base 10 (log) para el costo frente AADT se calculó. Este fue también el caso para la ahorro de costos en comparación con AADT. La Tabla 4 resume los resultados de costos obtenido por ancho de los carriles de 3,75 m y las mejores prácticas diversas duraciones de trabajo. Abajo encontrará un listado completo de diversos anchos de carril puede se encuentra en Tighe y Lee (1997).

El coeficiente de determinación (R^2) valor es muy alto (> 96%) que indica la potencia de alta explicativo de las ecuaciones. Como se indica en la Tabla 4, cuando el registro (costo) se utiliza en la regresión, la relación entre los AADTs y los coste se determina que es lineal (Tighe y Lee, 1997).

12. Plan de control de tráfico 2

Al igual que en el mencionado Plan 1, figura E.4 muestra la relación entre los costos a los usuarios de retardo y los AADTs para la trabajo diferentes duraciones usando un ancho de hombros de 3,75 m. La notable aumento del precio en un AADT de 7.600 está directamente relacionada al hecho de que aquí es donde la instalación alcanza la capacidad y los retrasos ya no son sólo debido a la reducción de velocidad. Los costos aumentan rápidamente basa en el hecho de que el retardo de puesta en cola los costes son muy significativas. La Tabla E.5 resume la regresión resultados para el ancho de vía de 3,75 m. Una vez más, los mejores

resultados (altos valores de R^2) se obtuvieron cuando los ahorros de registro (costo) y los costos Se usaron (Tighe y Lee, 1997).

TABLA E.5. RESUMEN DE ECUACIONES DE COSTO -
PLAN DE CONTROL DE TRÁFICO 2

Lane width (m) (1)	Job duration (h) (2)	Equation (3)	R^2 (4)
3.75	40	$\log(\text{cost}) = 0.00038\text{AADT} + 1.5088$	0.893
	50	$\log(\text{cost}) = 0.00038\text{AADT} + 1.6057$	0.893
	80	$\log(\text{cost}) = 0.00038\text{AADT} + 1.8098$	0.893
	100	$\log(\text{cost}) = 0.00038\text{AADT} + 1.9067$	0.893
	160	$\log(\text{cost}) = 0.00038\text{AADT} + 2.1108$	0.893
	200	$\log(\text{cost}) = 0.00038\text{AADT} + 2.2077$	0.893

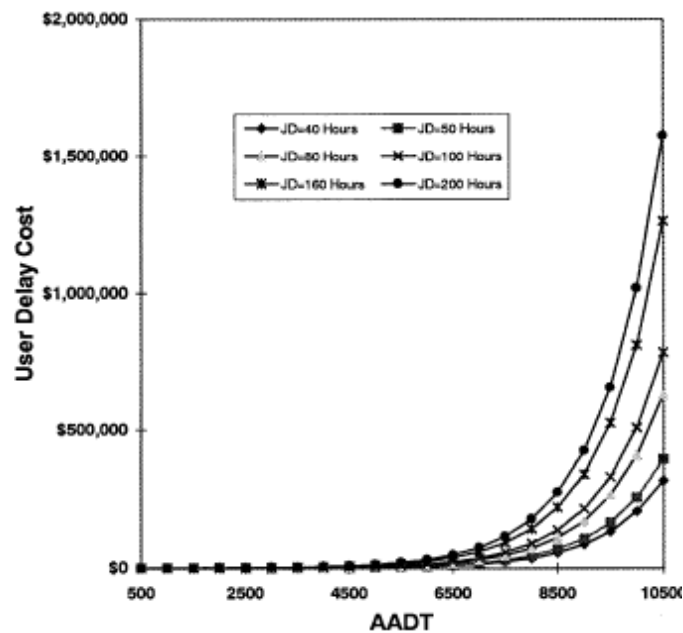


FIG 3. COSTOS DE RETRASO DEL USUARIO ASOCIADOS AL PLAN DE CONTROL DE TRÁFICO 2.

13. Plan de Control de Tráfico 3

Basado en la complejidad de los escenarios alternativos de desvíos el análisis de desvío se calculó suponiendo que el desvío haría tienen un AADT de 2.500 y sería un camino similar de dos carriles para la instalación que estaba en construcción. También se supuso que la longitud total del desvío era de 1 km. Sobre la base de estas suposiciones, las ecuaciones de la Tabla E.6 se desarrollaron. La figura E.5 demuestra la relación entre los costes de retardo de usuario y AADT. Similares a los planes 1 y 2, a medida que aumenta AADT, los costos por retardo de los usuarios aumentan rápidamente, estos costos son más para el Plan 3 que para Planes 1 y 2. Sin embargo, debe señalarse que la duración de la construcción por lo general disminuye cuando un desvío se implementa como el contratista es capaz de acelerar la construcción y, por tanto, en general, reducir los retrasos.

TABLA 6. RESUMEN DE ECUACIONES DE COSTO -
PLAN DE CONTROL DE TRÁFICO 3

Lane width (m) (1)	Job duration (h) (2)	Equation (3)	R ² (4)
3.75	40	$\log(\text{cost}) = 0.00051\text{AADT} + 0.5771$	0.899
	50	$\log(\text{cost}) = 0.00052\text{AADT} + 0.5670$	0.900
	80	$\log(\text{cost}) = 0.00051\text{AADT} + 0.8780$	0.899
	100	$\log(\text{cost}) = 0.00052\text{AADT} + 0.8681$	0.901
	160	$\log(\text{cost}) = 0.00051\text{AADT} + 1.179$	0.899
	200	$\log(\text{cost}) = 0.00051\text{AADT} + 1.169$	0.901

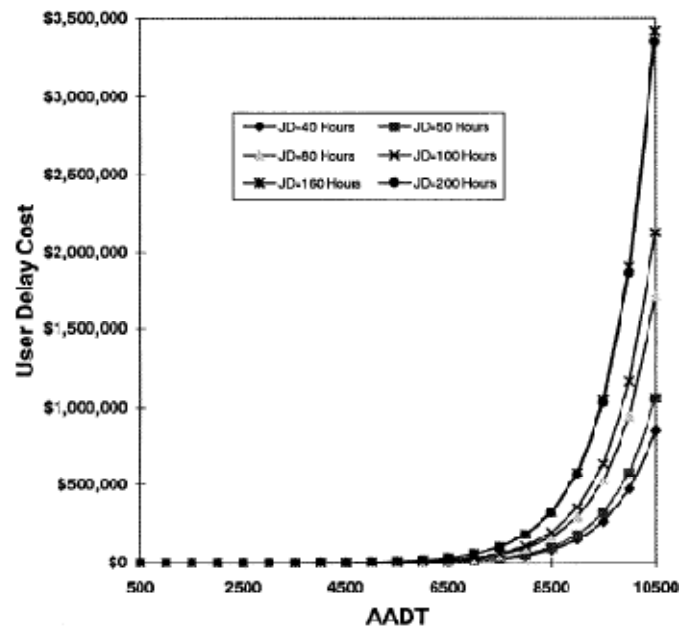


FIG E.5. COSTOS DE RETRASO DEL USUARIO ASOCIADOS AL PLAN DE CONTROL DE TRÁFICO 3.

ANEXO F

METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS COSTOS SOCIALES

ANEXO F

METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DEL COSTO SOCIAL

1. COSTOS SOCIALES ASOCIADOS A LA RENOVACIÓN DE TUBERÍAS

Este anexo presenta una propuesta de cálculo del costo social asociado a una renovación de tubería.

Los costos sociales son más elevados para la alternativa de renovación tradicional que para las técnicas sin zanja. Es por tal motivo, que se han desarrollado una serie de técnicas sin zanja (descritas en el anexo G), para mitigar las molestias a comerciantes, peatones y conductores, etc. Y en definitiva, minimizar la excavación necesaria y en consecuencia, el costo social.

El primer trabajo que muestra la variabilidad de los costos sociales en escenarios diferentes se centró en trabajos en redes de saneamiento (Peters, 1984). En este trabajo se observó que el costo social llegó a variar desde un 88 hasta un 381% del costo total de renovación, los cuales se muestran en el siguiente cuadro:

TABLA F.1: COSTOS SOCIALES EN REDES DE SANEAMIENTO (PETERS, 1984)

Proyecto	Costos totales (£, 1982)	Costos sociales (£, 1982)	Porcentaje
Union St. Glasgow 1984	410,000	716,000	175
Riversway, Lancashire 1981	32,000	28,000	88
Mottram Road, Manchester 1981	38,000	63,000	166
Petersham Road, Surrey, 1978-79	2,100,000	5 – 8 M	238 - 381

McKim (1997) también estimó los costos sociales para 14 proyectos, y los resultados en lo cuantitativo no deparan sorpresa. La técnica tradicional originó unos costos sociales que variaron entre el 44 y el 492% del costo

total de renovación, mientras que las técnicas sin zanja mostraron un valor menor del costo social (del 0 al 11% del costo total).

Najafi y Gokhale (2004) muestran los términos que componen los costos sociales para la técnica tradicional con apertura de zanja, estos son:

- Interrupciones del tráfico rodado.
- Daños en el pavimento.
- Daños a las instalaciones colindantes.
- Ruidos y vibraciones.
- Seguridad de los viandantes.
- Daños a las estructuras contiguas.
- Pérdidas en los negocios.
- Daños en las carreteras que presentan una mayor densidad de tráfico debido a la existencia de una zanja que impide el tráfico.
- Quejas de los ciudadanos que se ven afectados por las obras.
- Daños en las infraestructuras cercanas, por ejemplo, en la red de saneamiento, o de gas, etc.
- Impacto ambiental de las obras.

Asimismo, se detalla una propuesta concreta para cada uno de los anteriores. Entre los descritos, destaca el cálculo del costo social debido a retrasos en el tráfico que ya fue descrito en Bush y Simonson (2001). En la cuantificación de las pérdidas de productividad por ruidos y vibraciones, tampoco propone nada nuevo porque utiliza el modelo de Boyce y Bried (1994).

En definitiva, el cálculo del costo social es complejo ya que muchos costos son indirectos (por ejemplo, pérdidas en negocios cercanos) y no los abona la compañía que realiza ejecuta la obra. Además, su cuantía será diferente para cada proyecto específico porque factores externos lo influyen (como densidad del tráfico, negocios afectados, etc.). En lo que sigue, se muestra una propuesta para la obtención del costo social que pretende ser aplicable a todas las técnicas existentes y en todos los

casos particulares. En los siguientes ítems se detallan todos los costos que conforman los denominados costos sociales.

1.1 Interrupción del tráfico rodado (C_{41A})

Un primer término a cuantificar sería el costo de la interrupción del tráfico rodado, en el que se pretende calcular el costo del tiempo debido a atascos o retrasos de los peatones y conductores. Tighe y col (1999) definen el costo asociado según tres casos de actuación frente a la realización de una obra.

- Interrupción de un carril de circulación, circulando en ambas direcciones en un carril colindante.
- Corte de un carril de circulación, pero en el que se desvía el tráfico por el arcén sin molestar al carril aledaño.
- Corte total de una carretera, con el desvío del tráfico por calles cercanas.

Con estas tres alternativas posibles y a partir de la densidad media anual de vehículos que circulan por día por una calzada de una carretera (AADT) se obtuvo C'_{41A} , que es el costo en (S/.) de la interrupción del tráfico rodado (Tighe y col., 1999). La expresión de éste en (S/m del año presente) es:

$$C_{41A}(t_r) = x_{41} \cdot \frac{\alpha_{est} \cdot C'_{41A}(AADT)}{l_z} \cdot e^{-rT_{fj}} \quad (F.1)$$

Donde $C_{41A}(t_r)$ representa el costo asociado a la interrupción del tráfico rodado, x_{41} es el coeficiente de tecnología (variable según la alternativa empleada para la renovación), α_{est} es un coeficiente de estacionalidad utilizado para ponderar la densidad del tráfico en la época del año en que se ejecute la obra y l_z representa la longitud de la zanja (este valor se utiliza para representar el costo asociado a la interrupción del tráfico rodado por metro lineal de zanja).

El coeficiente de estacionalidad α_{est} es función de la calle considerada y presenta valores valle en épocas estivales y punta en días como fiestas locales, etc. Este término, con valores cercanos a la unidad se debe cuantificar para cada renovación que se realice.

Los valores del coeficiente de tecnología son:

$x_{t47}=1$, si se emplea la técnica tradicional.

$x_{t47}=0.1 - 0.2$, si se utiliza alguna técnica de renovación sin zanja.

El empleo de técnicas sin zanja para la renovación y/o rehabilitación de tuberías de agua reduce el costo de interrupción del tráfico vehicular, ya que no se debía el tráfico, ni se corta un carril, etc. A diferencia de la técnica tradicional que si tiene un mayor costo social debido a la necesidad de aperturar zanja para la renovación de las tuberías.

1.2 Daño en el pavimento de carreteras cercanas a la obra (C_{41B})

Cuando se ejecuta una obra de renovación y/o rehabilitación de tuberías de agua y/o alcantarillado, se producen dos tipos de año al pavimento de las carreteras. El primero es el causado en las calles que se encuentran alrededor de la obra, y se deben a las tensiones generadas en una renovación y repercuten en la vida útil del pavimento. Algunas técnicas de renovación sin zanja, como inserción de tubería mediante el taladro con tornillo sin fin, hincas de tubería de concreto y otros como perforación horizontal dirigida presentan arrastre de material subterráneo, por lo que provocan daños al pavimento colindante. Por otra parte, otros métodos clasificados dentro de los revestimientos estructurales y no estructurales, perforación horizontal por impacto e hincas de tubería de acero no se caracterizan por extracción del material y por tanto dañan el pavimento cercano.

El segundo sería el daño que se genera en las carreteras por las que se desvía el tráfico. En éstas la densidad de tráfico aumenta aunque no se puede considerar éste como representativo en el deterioro del pavimento,

ya que el aumento puntual de la densidad de tráfico en el transcurso de la duración de la obra (3 o 4 meses) es despreciable frente a los 25 años de vida útil de la carretera.

Por tanto, en este ítem solo se cuantifica monetariamente el daño causado en el pavimento situado junto a la obra, ya que el costo de reposición del pavimento excavado por una renovación se contempla en los costos de renovación ($C_i(t_p)$), capítulo 3 y por eso no se considerará aquí nuevamente.

El indicador más común para determinar el estado del asfalto de carreteras es el *pavement condition index* (PCI). Éste adopta valores comprendidos entre 100 para un pavimento en perfecto estado y 0 para un pavimento roto o en mal estado. Los valores intermedios, que dependen del tipo de daño, la severidad y la cantidad de los fallos existentes se detallan en la Tabla F.2.

TABLA F.2. RANGOS DE CALIFICACIÓN DEL PCI

Rango	Clasificación del PCI
100 - 86	Excelente
85 - 71	Muy bueno
70 - 56	Bueno
55 - 41	Regular
40 - 25	Malo
25 - 10	Muy Malo
10 - 0	Roto

El criterio que se adopta para tomar la decisión de cambiar el pavimento, se corresponde con el intervalo de valores de PCI 55-60 para calles con importante densidad de tráfico (vías principales), mientras que ese intervalo se puede flexibilizar un poco más (PCI 45- 50) para vías menos transitadas.

Según Tighe y col. (2002), la vida media del asfalto en una vía principal del tráfico urbano que ha sido asfaltada hace 1 ó 7 años se reduce en un 31 o en un 34% si se renueva con el método clásico, mientras que si la renovación se realiza en una vía secundaria la vida media se reduce en un 28% o un 42% respectivamente (según el número de años que han transcurrido desde que se realizó el último asfaltado).

El parámetro con el que se describe la reducción de la vida útil (R_{vu}) adopta valores distintos según la técnica empleada para la renovación (Tabla F.3). Algunas técnicas sin zanja provocan esfuerzos de tracción al pavimento con deterioro estructural (en especial las de inserción de tuberías mediante rotura de tubería por percusión), por lo que se reduce la vida útil de la conducción. En cambio si se extrae el material excavado durante la instalación de la nueva tubería, las tensiones en el asfalto son menores y el término R_{vu} adoptará valores menores que los anteriores aunque siempre superiores a 0.

El costo asociado a los daños que se realizan en las carreteras (en Soles del año presente) se calcula como:

$$C_{41B}(t_r) = R_{vu} \cdot b \cdot C_{up} \cdot e^{-rt_{ij}} \quad (F.2)$$

Donde $C_{41B}(t_r)$ es la evolución temporal del coste asociado a los daños que se realizan en las carreteras (S/m), R_{vu} es la reducción de la vida útil de la carretera, b es el ancho de la zanja (m) y C_{up} es el coste unitario de reparación de carreteras en (S/m²).

TABLA F.3. REDUCCIÓN DE LA VIDA ÚTIL DEL PAVIMENTO

Tipo de técnica	Reducción en vida útil		Años transcurridos desde asfaltado
	(%)		
	Vía principal	Vía secundaria	
Método clásico con apertura de zanja	31 ²	28 ¹	1
Método clásico con apertura de zanja	34 ¹	42 ¹	7
Revestimientos no estructurales	0	0	1
Revestimientos no estructurales	0	0	7
Revestimientos estructurales	0	0	1
Revestimientos estructurales	0	0	7
Inserción de tubería mediante un sistema accionado hidráulicamente	0	0	1
Inserción de tubería mediante un sistema accionado hidráulicamente	0	0	7
Inserción de tubería mediante rotura por percusión	20	18	1
Inserción de tubería mediante rotura por percusión	22	27	7
Inserción mediante rotura de tubería con cuchilla	0	0	1
Inserción mediante rotura de tubería con cuchilla	0	0	7
Perforación horizontal dirigida	10	9	1
Perforación horizontal dirigida	11	14	7
Inserción de tubería mediante el taladro con tornillo sin fin	8	7	1
Inserción de tubería mediante el taladro con tornillo sin fin	7	9	7
Hinca de tubería de hormigón	12	11	1
Hinca de tubería de hormigón	13	16	7
Perforación horizontal por impacto	20	18	1
Perforación horizontal por impacto	22	27	7
Hinca de tubería de acero	15	13	1
Hinca de tubería de acero	17	21	7

² Valores obtenidos según Tighe y col. (2002).

1.3 Pérdida de productividad por ruidos y vibraciones (C_{41C})

Otro costo social originado por una renovación de tuberías son las pérdidas de productividad por ruidos y vibraciones. La cuantificación de éstos tampoco es sencilla ya que la gente reacciona de manera diferente frente al ruido. Algunas personas siguen trabajando exactamente igual, otras reducen levemente su productividad, mientras algunas dejan de trabajar ante la imposibilidad de la concentración. Sin duda el tipo de trabajo también condiciona esta respuesta.

La expresión que se propone para cuantificar estas pérdidas de productividad (en Soles del año actual) se calcula como:

$$C_{41C}(t_r) = X_{t43} \cdot \frac{t_{perd} \cdot \rho_g \cdot C_t \cdot t_{dur}}{h_{día}} \cdot e^{-rT_{ij}} \quad (F.3)$$

Donde $C_{41C}(t_r)$ es la evolución temporal del costo asociado a las pérdidas de productividad por ruidos y vibraciones, X_{t43} es el coeficiente de tecnología, t_{perd} es el tiempo medio perdido en horas por trabajador y día, ρ_g es la densidad de trabajadores afectados, $h_{día}$ es el número medio de horas de trabajo al día de los operarios encargados de la realización de la renovación, C_t es el coste medio de la hora trabajada en (S/h) y t_{dur} es el tiempo de duración de la renovación (en horas).

En la expresión anterior, se adopta un tiempo medio perdido y una densidad media de personas afectadas (número de personas por unidad de longitud), aunque si se quisiera afinar más en el cálculo, se podría separar estos datos personalizando en el tipo de trabajo, el número de trabajadores según la tarea desarrollada etc.

Para cuantificar el efecto que supone el uso de tecnologías sin zanja en este término, se ha definido el coeficiente de tecnología que varía entre 0 y 1. El valor inferior se asimila al empleo de una técnica que no produce ni ruidos ni vibraciones mientras que el superior será para la técnica más

ruidosa. Los valores numéricos propuestos se muestran a continuación (Tabla F.4).

TABLA F.4. COEFICIENTE DE TECNOLOGÍA EMPLEADOS EN LA CUANTIFICACIÓN DE LAS PÉRDIDAS DE PRODUCTIVIDAD POR RUIDOS Y VIBRACIONES

Rango	X_{t43}
Método clásico	Excelente
Revestimientos no estructurales	Muy bueno
Revestimientos estructurales	Bueno
Inserción de tubería mediante un sistema	Regular
Inserción mediante rotura de tubería con cuchilla	Malo
Perforación horizontal dirigida	Muy Malo
Inserción de tubería mediante el taladro con tornillo sin fin	Roto

1.4 Pérdida en los negocios cercanos (C_{41D})

En muchas ocasiones, los negocios se ven afectados por la ejecución de las obras. Por ejemplo, la remodelación de la Av. Perú, ha afectado significativamente todos los negocios allí instalados, desde restaurantes hasta tiendas y bodegas. Por ejemplo, un restaurante al cual asiste público en carro que no pueda estacionar sus vehículos cerca del local por no tener acceso a los estacionamientos. Una cafetería que no pueda instalar una terraza ya que el ruido, el polvo y la contaminación visual de la obra lo impiden.

La expresión que cuantifica las pérdidas en los negocios cercanos es:

$$C_{41D}(t_r) = X_{t44} \cdot \frac{\rho_n \cdot C_{med} \cdot t_{dur}}{h_{día}} \cdot e^{-rT_{ij}} \quad (F.4)$$

Donde $C_{41D}(t_r)$ es la evolución temporal del costo asociado a pérdidas en los negocios cercanos a la realización de obras (en Soles del año presente), x_{t44} es el coeficiente de tecnología que varía entre según el método de renovación empleado, ρ_n es la densidad media de negocios

afectados por la obra se calcula como el número de negocios afectados por metro lineal de tubería, $h_{día}$ es el número medio de horas de trabajo al día de los operarios encargados de la realización de la renovación, C_{med} es el costo medio perdido por los negocios afectados expresado en (S/día) y t_{dur} es el tiempo de duración de la rehabilitación (día).

Por último, el coeficiente de tecnología para el término pérdidas en los negocios cercanos presenta los valores:

$x_{t44}=1$, si se emplea el método tradicional

$x_{t44}=0$, con las técnicas sin zanja.

1.5 Otros

Los costos sociales considerados con más frecuencia son los descritos en los ítem 1.1, 1.2, 1.3 y 1.4. El resto que seguidamente se describen son de menor importancia cuantitativa:

C_{41F} , costo de las quejas de los ciudadanos afectados por la realización de las obras.

C_{41G} , costo de las limpiezas adicionales para eliminar la cantidad extra de polvo en las zonas cercanas a la obra.

C_{41H} , costo del aumento de la probabilidad de accidentes que afectan a peatones, conductores y operarios por efecto de la obra.

C_{41I} , costo del deterioro de las estructuras e instalaciones colindantes a la obra.

C_{41J} , costo de los problemas por las inclemencias meteorológicas.

Éstos se pueden contabilizar con el cálculo de cada uno de los anteriores o como un porcentaje de las suma de todos los costos definidos en los ítems 1.1, 1.2, 1.3 y 1.4. La expresión que los cuantifica es:

$$C_{40}(t_r) = X_{tO} \cdot (C_{41A} + C_{41B} + C_{41C} + C_{41D}) \cdot e^{-rT_{ij}} \quad (F.5)$$

Donde C_{40} representa la suma de los otros costes sociales y x_{t0} un coeficiente de ponderación en tanto por uno que representa la importancia de estos costes sociales en comparación con los definidos en los ítems anteriores.

1.6 Obtención del costo social

El costo social de la renovación se obtiene con la expresión siguiente:

$$C_{41}(t_r) = C_{41A}(t_r) + C_{41B}(t_r) + C_{41C}(t_r) + C_{41D}(t_r) + C_{40}(t_r) = C_{sj} \cdot e^{-rT_{fj}} \quad (F.6)$$

El término C_{sj} se obtiene como:

$$C_{sj}(t_r) = (x_{t41} \cdot \frac{\alpha_{est} \cdot C'_{41A}(AADT)}{I_z} + R_{vu} \cdot b \cdot C_{up} + \\ + x_{t43} \cdot \frac{t_{perd} \cdot \rho'_g \cdot C_t \cdot t_{dur}}{h_{dia}} + x_{t44} \cdot \frac{\rho'_n \cdot C_{med} \cdot t_{dur}}{h_{dia}}) \cdot (1 + x_{t0}) \quad (F.7)$$

A partir de la expresión anterior se definen los siguientes términos:

$$A = \frac{\alpha_{est} \cdot C'_{41A}(AADT)}{I_z} \qquad B = b \cdot C_{up} \\ C = \frac{t_{perd} \cdot \rho'_g \cdot C_t \cdot t_{dur}}{h_{dia}} \qquad D = \frac{\rho'_n \cdot C_{med} \cdot t_{dur}}{h_{dia}}$$

Donde se observa que los términos A, B, C y D (en S/m) son independientes de la técnica empleada en la renovación y únicamente dependen del tipo de obra realizada. El parámetro D, por ejemplo, se refiere a las pérdidas en los negocios cercanos, mientras que el A se refiere a los cortes de tráfico rodado.

El término que expresa la reducción de la vida útil para el asfalto (R_{vu} , Tabla F.3), se vuelve a definir análogamente a los restantes coeficientes de tecnología como el término x_{t42} asociado a los daños que se realizan al pavimento de las carreteras.

Con lo que obtenemos que el costo social asociado a las perturbaciones por obras, C_{sj} se calcula como:

$$C_{sj}(t_r) = (A \cdot x_{t41} + B \cdot R_{vu} + C \cdot x_{t43} + D \cdot x_{t44}) \cdot (1 + x_{tO}) \quad (F.8)$$

Los coeficientes x_{t4i} dependen única y exclusivamente de la técnica empleada en la renovación. Por tanto, se ha conseguido convertir una expresión dependiente del tipo de coste social considerado y tipo de técnica como un producto de dos funciones, una exclusivamente dependiente del tipo de coste social y otra de la alternativa de la renovación utilizada. En otras palabras, se han separado las variables. En la Tabla F.5 se muestran a modo de resumen los valores de dichos coeficientes.

TABLA F.5. COEFICIENTES DE TECNOLOGÍA EMPLEADOS EN LA CUANTIFICACIÓN DE LOS COSTOS SOCIALES

Técnica	X_{t41}	X_{t42}	X_{t43}	X_{t44}
Método clásico	1	0.32	1	1
Revestimientos no estructurales	0.15	0	0	0
Revestimientos estructurales	0.15	0	0	0
Inserción mediante rotura de tubería por apertura y cierre de un cabezal accionado hidráulicamente	0.15	0	0.2	0
Inserción de tubería mediante rotura por percusión	0.15	0.21	0.65	0
Inserción mediante rotura de tubería con cuchilla	0.15	0	0.2	0
Perforación horizontal dirigida	0.15	0.105	0.5	0
Inserción de tubería mediante el taladro con tornillo sin fin	0.15	0.075	0.3	0
Hinca de tubería de concreto	0.15	0.12	0.65	0
Perforación horizontal por impacto	0.15	0.21	0.55	0
Hinca de tubería de acero	0.15	0.16	0.55	0

Por tanto, si se expresa la ecuación F.8 de forma matricial³, se obtiene:

$$\begin{pmatrix} C_{SZ} \\ C_{SRNE} \\ C_{SRE} \\ \dots \\ C_{SHDD} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X_{t41Z} & X_{t42Z} & X_{t43Z} & X_{t44Z} \\ X_{t41RNE} & X_{t42RNE} & X_{t43RNE} & X_{t44RNE} \\ X_{t41RE} & X_{t42RE} & X_{t43RE} & X_{t44RE} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ X_{t41HDD} & X_{t42HDD} & X_{t43HDD} & X_{t44HDD} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} A \\ B \\ C \\ D \end{pmatrix} \cdot (1 + X_{tO}) \quad (F.9)$$

La matriz de coeficientes es adimensional y se puede particularizar utilizando los datos de la Tabla F.5. El vector columna que depende del tipo de costo adopta diferentes valores numéricos para cada obra concreta y son por tanto constantes. Con esta expresión se puede calcular los costes sociales en función de una alternativa específica.

1.7 Ejemplo numérico

El siguiente ejemplo numérico evalúa los costos sociales que implica la renovación de una tubería mediante la técnica tradicional y las alternativas sin zanja. Para la identificación de cada técnica se han definido unos subíndices que se muestran a continuación junto con el nombre de la alternativa, estos son:

- Renovación con apertura de zanja, Z.
- Revestimientos no estructurales, RNE
- Revestimientos estructurales, RE
- Inserción mediante rotura de tubería por apertura y cierre de un cabezal accionado hidráulicamente, HPB.
- Inserción de tubería mediante rotura por percusión, NPB.
- Inserción mediante rotura de tubería con cuchilla, PS.
- Perforación horizontal dirigida, HDD.
- Inserción de tubería mediante el taladro con tornillo sin fin, PTSF.

³ Los subíndices de los coeficientes de tecnología y del costo social se refieren al tipo de técnica.

- Hincas de tubería de hormigón, HTH.
- Perforación horizontal por impacto, PHI.
- Hincas de tubería de acero, HTA.

1.7.1 Planteamiento del caso

La renovación considerada presenta las siguientes características. Se abre una zanja de longitud $l_z = 18$ m y una anchura de $b = 1.00$ m, coeficiente de estacionalidad de tráfico, $\alpha_{est} = 1.1$. La densidad de tráfico de la calle es $AADT = 2500$ vehículos/día y la obra se ejecutará en un mismo tiempo $t_{dur} = 160$ horas y para ello se desviará el tráfico por una calle cercana.

El costo de reparación del pavimento en una vía urbana es $C_{up} = 216.55$ S/m². En la calle no existen muchos trabajadores cerca de obra, tanto es así que se estima que la renovación genera molestias a un $\rho_g = 0.025$ personas/m (similar a decir 5 trabajadores cada 200 m) y éstos se estima que pierden $t_{perd} = 1$ h/día de las 8 horas que trabajan al día y que se pagan en media a $C_t = 6.25$ S/h.

Tampoco existen muchos negocios en las inmediaciones de la obra, y se estima que ésta afecta a $\rho_n = 0.03$ negocios/m. El costo medio perdido por cada negocio es $C_{med} = 210$ S/día. Por último, se estima que los otros costos sociales son un 10% de los costos sociales calculados ($x_{IO} = 0.1$).

1.7.2 Resultados

Con un ancho de zanja de 1.00m, 160 horas de duración de la obra y con el desvío del tráfico por una calle cercana, se calcula el coste asociado a la interrupción del tráfico rodado (C'_{41}) con la siguiente expresión (Tighe y col., 1999):

$$\log(C'_{41}) = 0.00051 \cdot AADT + 1.179, \text{ de donde se obtiene:}$$

$$C'_{41} = 284.45 \text{ €/m} = 938.67 \text{ S/m} \quad (\text{tipo de cambio: } 1 \text{ €} = 3.30 \text{ Soles})$$

Con este dato, ya se pueden calcular los valores del parámetro A. Asimismo se calculan los otros términos B, C, D y E.

$$A = \frac{\alpha_{est} \cdot C'_{41A}(AADT)}{I_z} = \frac{1.1 \cdot 938.67}{18} = 57.36 \text{ S/m}$$

$$B = b \cdot C_{up} = 1.20 \cdot 216.55 = 259.86 \text{ S/m}$$

$$C = \frac{t_{perd} \cdot \rho'_g \cdot C_t \cdot t_{dur}}{h_{dia}} = \frac{1 \cdot 0.025 \cdot 6.25 \cdot 160}{8} = 3.13 \text{ S/m}$$

$$D = \frac{\rho'_n \cdot C_{med} \cdot t_{dur}}{h_{dia}} = \frac{0.03 \cdot 210 \cdot 160}{8} = 126.00 \text{ S/m}$$

Con estos coeficientes y los valores de x_{t41} , x_{t42} , x_{t43} y x_{t44} , correspondientes a la tecnología de instalación de tubería (con o sin apertura de zanja:

$$\begin{pmatrix} C_{SZ} \\ C_{S_{RNE}} \\ C_{S_{RE}} \\ C_{S_{HP\ B}} \\ C_{S_{NPB}} \\ C_{S_{PS}} \\ C_{S_{HDD}} \\ C_{S_{PTSF}} \\ C_{S_{HTH}} \\ C_{S_{PHI}} \\ C_{S_{HTA}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0.32 & 1 & 1 \\ 0.15 & 0 & 0 & 0 \\ 0.15 & 0 & 0 & 0 \\ 0.15 & 0 & 0.2 & 0 \\ 0.15 & 0.21 & 0.65 & 0 \\ 0.15 & 0 & 0.2 & 0 \\ 0.15 & 0.105 & 0.5 & 0 \\ 0.15 & 0.075 & 0.3 & 0 \\ 0.15 & 0.12 & 0.65 & 0 \\ 0.15 & 0.21 & 0.55 & 0 \\ 0.15 & 0.16 & 0.55 & 0 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} 57.36 \\ 259.86 \\ 3.13 \\ 126.00 \end{pmatrix} \cdot (1 + 0.1)$$

Se obtienen los siguientes valores:

$$\begin{pmatrix} C_{SZ} \\ C_{SRNE} \\ C_{SRE} \\ C_{SHP\ B} \\ C_{SNPB} \\ C_{SPS} \\ C_{SHDD} \\ C_{SPTSF} \\ C_{SHTH} \\ C_{SPHI} \\ C_{SHTA} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 173.64 \\ 8.60 \\ 8.60 \\ 9.23 \\ 65.21 \\ 9.23 \\ 37.45 \\ 29.03 \\ 41.82 \\ 64.89 \\ 51.90 \end{pmatrix}$$

Se observa que, como era de esperarse, el mayor costo social es el asociado a la técnica tradicional. Los costos sociales de los revestimientos, tanto estructurales como no estructurales, representan el 4.95% del costo social máximo. En general los resultados muestran un costo social muy inferior de las técnicas sin zanja.

De esta manera se obtiene el término C_{sj} con el que se puede calcular $C_{41}(t_r)$. Análogamente se puede calcular el costo social total en Soles/m del presente año para cada una de las técnicas seleccionadas (Figura F.1). Dicha evolución temporal es similar, a la obtenida para el costo de renovación de la tubería $C_1(t_r)$.

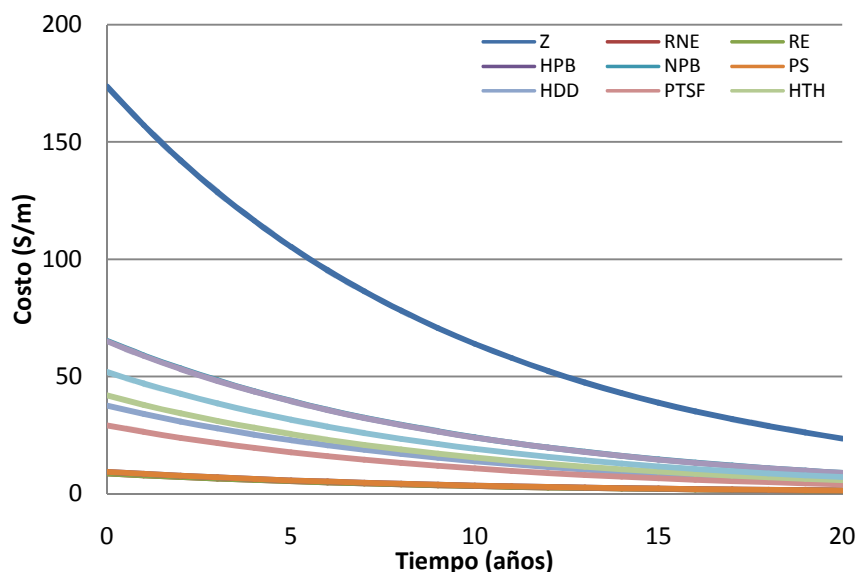


FIGURA F. 1. COSTOS SOCIALES ASOCIADOS A DISTINTAS TÉCNICAS DE RENOVACIÓN

Así también, si se considera por separado la influencia de cada uno de los costos definidos en el costo social total, se obtiene que los costos asociados a la interrupción del tráfico y daños al pavimento son los más significativos, mientras que las pérdidas de productividad en el trabajo son los menos influyentes, tal como se muestran en la figura E.2.

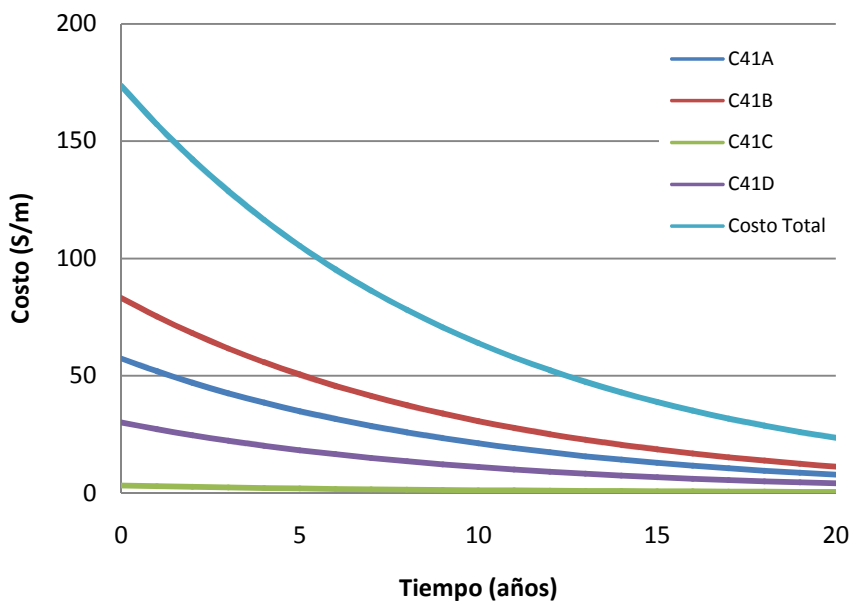


FIGURA F. 2. COSTOS SOCIALES DE LA RENOVACIÓN DE UN TUBERÍA CON LA TÉCNICA DE APERTURA DE ZANJA

ANEXO G

TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN SIN ZANJA

ANEXO G

TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN SIN ZANJA

1. Historia de las tecnologías sin zanja

En 1986 se crea una organización a nivel mundial encargada de estudiar, aplicar y difundir los conocimientos de las técnicas sin zanja, la Internacional Society for Trenchless Technology (ISTT). La ISTT también promueve la formación y afiliación de nuevas sociedades que compartan estos objetivos en el ámbito de la renovación y rehabilitación de tuberías de agua potable, saneamiento, gas y fibra óptica. Así nace en el año 1995 la Iberian Society for Trenchless Technology (IbSTT) que engloba las empresas que trabajan realizando rehabilitación y renovación de redes en España y Portugal. Aunque, la historia de estas técnicas había comenzado mucho antes.

A mediados del siglo XIX, se tiene la primera referencia sobre técnicas sin zanja, concretamente en limpieza de las conducciones en la red de saneamiento urbano de la ciudad de París. Simplemente consistía en una carretilla montada sobre una barca que permitía a los operarios acceder a las paredes de las conducciones de gran tamaño. Esta carretilla (Figura G.1 y Figura G.2) también podía ser utilizada apoyada en unos raíles y realizar la limpieza en conducciones de menor diámetro.

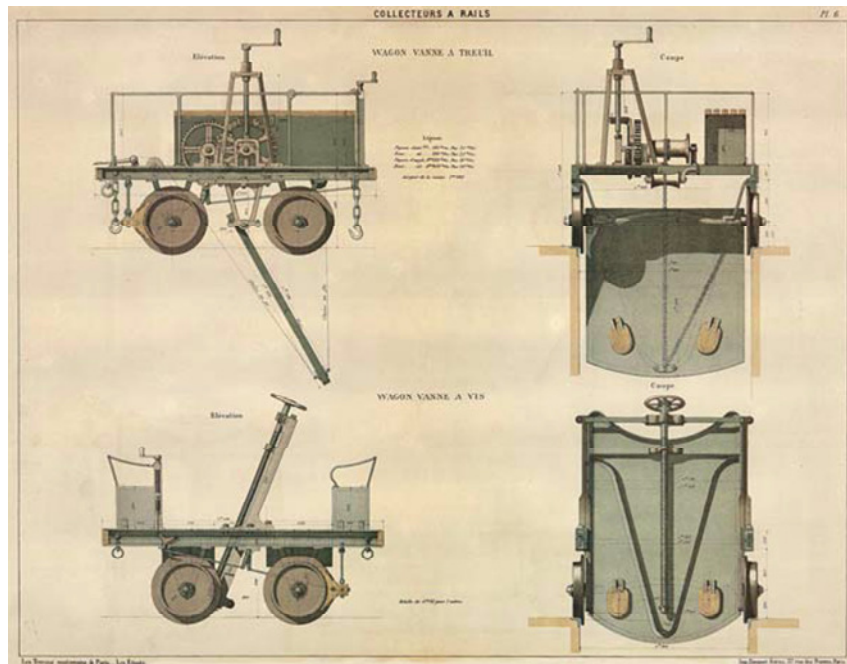


FIGURA G. 1. BOCETO DE UN DISPOSITIVO DE LIMPIEZA DE UNA RED DE SANEAMIENTO EN LA CIUDAD DE PARIS (WWW.SEWERHISTORY.ORG)

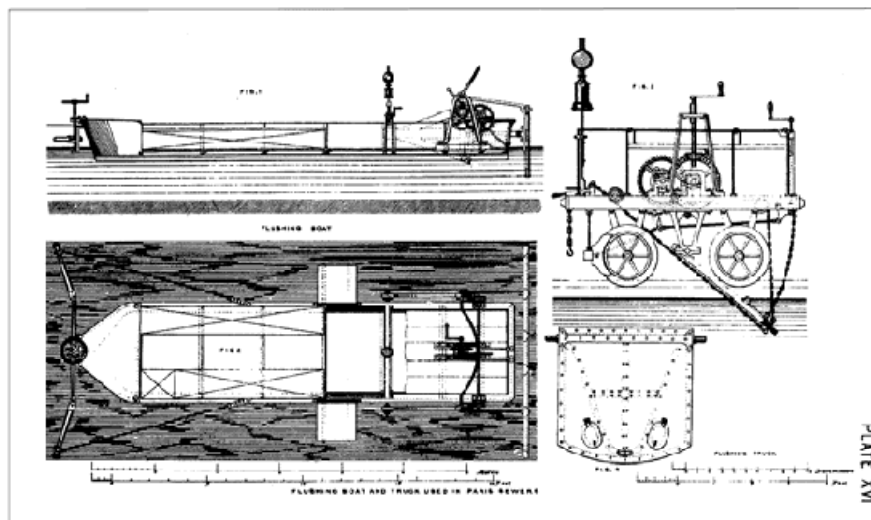


FIGURA G. 2. CONJUNTO DE CARRETILLA Y BARCA QUE REALIZAN LA PRIMERA LIMPIEZA EN PARIS (WWW.SEWERHISTORY.ORG)

En el año 1896, en la ciudad de Berlín, se utilizó el primer rascador con la finalidad de realizar la limpieza automática, Figura G.3.

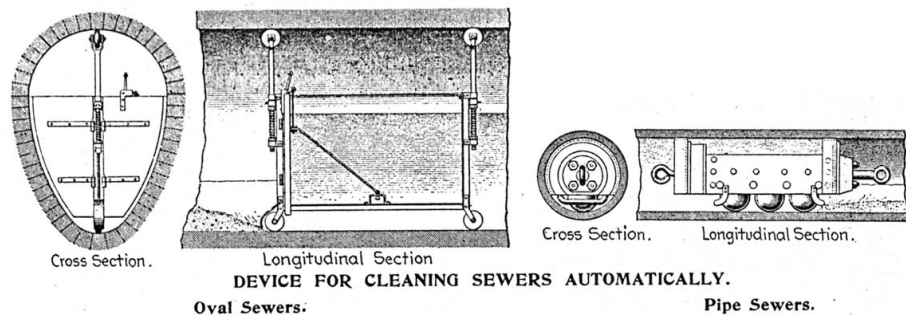


FIGURA G. 3. PRIMEROS PROTOTIPOS DE RASCADORES AUTOMÁTICOS
(WWW.SEWERHISTORY.ORG)

Simultáneamente se desarrollaron métodos de limpieza por descarga de agua. En casi todas las redes de saneamiento de aquella época (todavía es frecuente hoy en día) la evacuación de aguas pluviales y residuales se realizaba utilizando una misma conducción, por lo que, en ciertos lugares con una intensidad de lluvia alta, la limpieza de la conducción por descarga de agua se realizaba automáticamente.

En 1873, la ciudad de Memphis (EE.UU.) sufrió varias plagas de cólera y fiebre amarilla (1878 y 1879) con el resultado de 10000 muertos, lo cual motivó la separación de la red de residuales y de la red de pluviales. En las redes de saneamiento separativas pronto se descubrió la necesidad de instalar un sistema de limpieza como las descargas de agua, que antes eran automáticas por las lluvias.

Para provocar la descarga de agua de manera manual ó automática, se construyeron unos tanques que aseguraban una limpieza efectiva en un tramo de 250 y 300 m de tubería. Los gestores de las redes pensaban que con las turbulencias generadas en las redes de saneamiento con las descargas de agua, se mezclaba oxígeno, lo cual era beneficioso para tratar el vertido antes de la descarga en el río o lago más próximo, Figura G.4. En el año 1925 se construyeron más de 200 tanques con este fin en Tucson (EE.UU.).

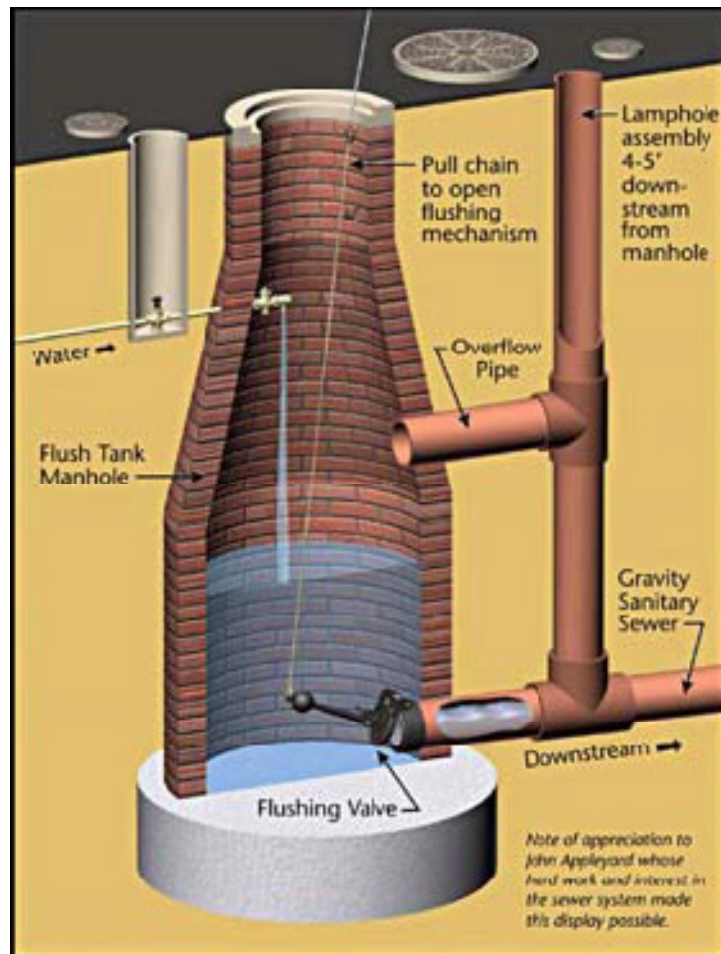


FIGURA G. 4. TANQUE QUE PERMITÍA LA DESCARGA DE AGUA (TUCSON, ARIZONA, 1900-1925).

Al cabo de cierto tiempo, las descargas de agua no podían realizar la limpieza completa de las redes de saneamiento (especialmente si se pensaba que había piedras u otro tipo de residuo sólido) por lo que se debía de pensar en otro mecanismo. Se ideó una especie de cilindro que era arrastrado por el agua. Este procedimiento se considera el inicio de la técnica actualmente conocida como bala abrasiva.

Otro mecanismo de la época fue un disco (frecuentemente de madera) que se empujaba a lo largo de una conducción hasta un pozo de registro (Figura G. 5). Este disco, junto con el rascador representado en la Figura

G. 3 son los primeros esbozos de la técnica actualmente empleada de rascado de tuberías.

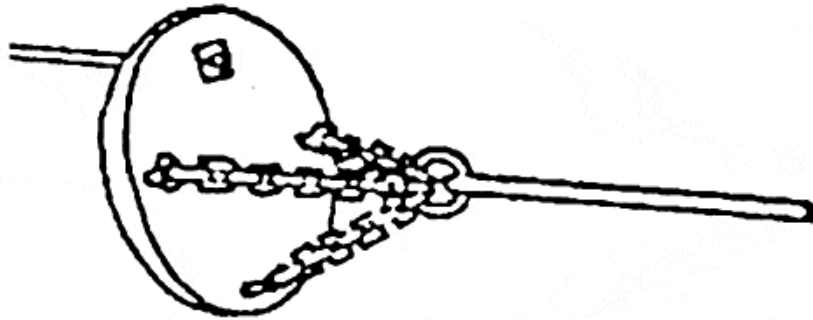


FIGURA G. 5. DISCO UTILIZADO PARA LA LIMPIEZA EN LA CIUDAD DE NUEVA YORK EN EL AÑO 1910.

Las técnicas de limpieza se utilizaban sin conocer el estado final de la conducción tras la aplicación de la misma, ya que no se tenía información relativa al estado de la tubería. Por esta necesidad de obtención de información del sistema y a partir de la invención de las cámaras de televisión, surgió en el año 1946, el primer intento de obtención de un circuito cerrado de televisión por parte de la empresa Virginia Electric Power. Hasta entonces, dicha compañía (que gestionaba una central térmica de 1 MW) realizaba el control de unas calderas con un dispositivo formado por varios espejos que reflejaban la imagen de los manómetros hasta una zona de control. Debido a la explosión de una caldera se diseñó un sistema de control remoto mediante televisión, similar a los utilizados en los barcos de la segunda guerra mundial. Para ello, la empresa compró la patente que existía y el sistema de control mediante la imagen comenzó a fabricarse obteniendo unas cámaras muy grandes, pesadas y con elevado consumo energético.

En el principio de los años 50, RCA Corporation introdujo un modelo con un tubo de Vidicon que, con un diámetro de 25 mm, se podía introducir en

una conducción de al menos 200 mm. Los ayuntamientos u otros organismos encargados de la gestión de las redes de abastecimiento y drenaje urbano empezaron a pedir prestado estas cámaras para comprobar el estado de sus redes.



FIGURA G. 6. CÁMARAS CON TUBO DE VIDICON DE LOS AÑOS 50 FABRICADAS POR RCA CORPORATION.

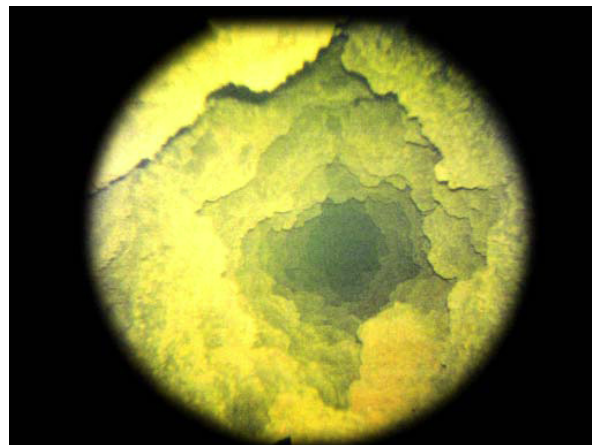


FIGURA G. 7. INSPECCIÓN DE TUBERÍAS CON CÁMARA DE VIDEO

Pero fue en 1963 cuando el gobierno federal de EE.UU. solicitó por primera vez a una empresa que ideara un sistema de sellar las grietas por donde se infiltra el agua en las conducciones. Esto significó el arranque definitivo de la conjunción de estas técnicas de inspección en tuberías y de rehabilitación. Actualmente, los dispositivos que se introducen en las conducciones sirven también para el fresado y para la reparación puntual, Figura A.9.

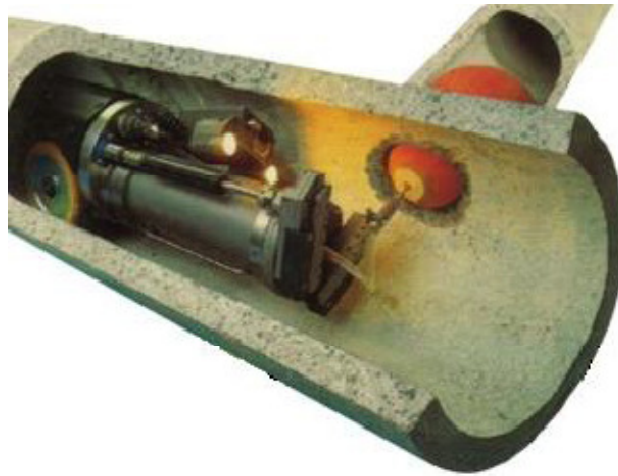


FIGURA G. 8. VISTA DE UN MODERNO SISTEMA DE SELLADO, FRESADO EN TUBERÍAS CON CONTROL DE EQUIPOS DE TELEVISIÓN.

Otro tipo de técnicas son las que proveen a la conducción de características estructurales. Dentro de estas, el método más simple, y uno de los que primero se desarrollaron, es el entubado por deslizamiento, **sliplinning**. Se sabe que se han realizado trabajos en tuberías de gas aplicando esta técnica a principios de los años 40 en la ciudad de Nueva York. Durante más de sesenta años, este método ha demostrado que es una buena alternativa económica frente al método tradicional.

En los años 70, Consolidated Edison Company realizó un proyecto durante 10 años en la ciudad de Nueva York, en el que se remplazaron tuberías de fundición de diámetros comprendidos entre 900-1100 mm con la inserción de tuberías de acero revestido. Cuando las tuberías de plástico irrumpieron en el mercado, y por su facilidad de instalación, pasaron a ser el material con el que se realizaría casi siempre el entubado en redes de agua, sustituyendo a la tubería de acero (que sigue siendo la utilizada en tuberías de gas). El polietileno no necesita el uso de elementos que faciliten el deslizamiento e impidan la rotura de la nueva

conducción. El material plástico se desliza fácilmente debido a un menor coeficiente de fricción y a una flexibilidad que le permite superar cambios de dirección. En 1984, se realizó en Central Park West (Nueva York), la primera técnica de entubado por deslizamiento con tubería de polietileno de alta densidad. Se rehabilitaron 580 m de tubería de 900 mm de diámetro y dos zonas de menor longitud con diámetro 750 mm.



FIGURA G. 9. ENTUBADO POR DESLIZAMIENTO, SLIPLINING

Asimismo, otras técnicas como encamisado térmico ***cured in place pipe*** se utiliza en el Reino Unido desde hace más de 30 años. La compañía Insituform inventó esta técnica en 1971 y la pudo explotar comercialmente en el año 1977. En los años 80, Ashimori Industries desarrolló un método hose-lining similar al encamisado térmico en tuberías de gas.

Otra tecnología, el ajuste por relajación natural o ***swagelining***, fue por primera vez empleada en los años 80 por la compañía British Gas. Más reciente es la técnica de ajuste mediante presión hidráulica o Rolldown⁴ que fue ideado en el Reino Unido por Stewarts & Lloyds Plastic para

⁴ La técnica fue patentada por la compañía *Reduced Diameter Pipe* (RDP)

tuberías de gas en el año 1986, y que se exportó para las redes de distribución y drenaje.

Por otra parte, el revestimiento no estructural con mortero de cemento se realizó por primera vez en Australia en 1905. Inicialmente, se aplicaba manualmente con la ayuda de una llana y fue a partir de 1930 cuando se comenzó a aplicar por inyección, fuerza centrífuga en un cabezal giratorio, en tuberías de grandes dimensiones en Estados Unidos. Fue en el Reino Unido (1950) cuando se redujo la dimensión de la máquina y se pudo emplear para realizar el revestimiento de tuberías de menor diámetro (en la actualidad es posible hasta en tuberías de calibre 100 mm).

El revestimiento con resinas se ideó para solventar ciertos problemas derivados de la utilización del cemento. Se usó primera vez en el Reino Unido, año 1989. En ese momento solamente se inyectaba resina epoxi, pero en la actualidad se puede realizar el revestimiento con hasta otras cinco tipos de resinas, como por ejemplo poliéster y poliuretano.



FIGURA G. 10. MECANISMO DE INYECCIÓN DE RESINAS QUE SIRVEN COMO REVESTIMIENTO NO ESTRUCTURAL.

La inserción de tubería con tornillo sin fin o auger boring se desarrolló en los años 40 gracias al impulso proporcionado por Charlie Kandal que fundó la compañía Ka-Mo company (Somerset, Pensilvania) y diseñó una máquina de perforación a partir de la maquinaria utilizada en las minas de carbón.

Los primeros diseños resultaron máquinas operadas eléctricamente, que posteriormente pasan a ser de gasolina. En 1951, ya hay constancia de la existencia de máquinas que excavaron un agujero de 250 mm y con una longitud de 70 m. Dicha compañía fue la principal impulsora de la perforación horizontal hasta 1961 cuando Richmond's Company diseñó otra máquina que se convirtió en muy popular gracias a una mayor rapidez en la perforación. Con ésta última se llegaron a perforar diámetros entre los 600 y 900 mm.

La tecnología siguió avanzando hasta 1970, cuando American Augers diseñó un sistema que incrementaba la fuerza en el extremo del varillaje si encontraba una roca, llegando hasta un par máximo que podía mantener durante un tiempo.

A partir de estas técnicas, se evolucionó hasta la perforación con control de la dirección. En 1964, la empresa Cherrington en (Sacramento, EE.UU.) construyó su primera máquina para taladrar el terreno, y se disponían a empezar a trabajar en este campo. En 1971, la citada empresa y la compañía de gas Pacific gas and electric Co pretendían cruzar el Pajaro River (Watsonville, California).

La obra tenía 185 m de longitud y un diámetro de 100 mm. Durante esta obra, surgió el problema de que el río tenía un terraplén muy pronunciado, de manera que la zanja inicial que se debía realizar era tan profunda que disparaba el coste de la obra.



FIGURA G. 11. PERFORACIÓN NO DIRIGIDA REALIZADA POR CHERRINGTON EN SACRAMENTO DURANTE LOS AÑOS SESENTA.

Además, cuando se perforaban ciertas zonas del terreno el cabezal tendía a ir hacia la superficie del terreno. Con frecuencia, el cabezal aparecía en superficie y las piezas de esa máquina eran rechazados y considerados como fallos de diseño. En una zona con unas características similares en cuanto a composición del suelo que la del Pajaro River, se decidió perforar en un terraplén cercano variando el ángulo de ataque, desde 10 hasta 30 grados, de la máquina.

Con un ángulo de entrada de 10°, la perforación realizada presentaba una salida a una distancia de 20 m, se probó con un ángulo de 15° y se aumentó la distancia hasta los 30 m y finalmente con un ángulo de entrada de 30° la distancia de la perforación fue de 100 m. Estos datos junto con posteriores análisis, sirvieron para comprender que con los dispositivos de perforación rescatados de la basura se había encontrado una nueva manera de perforación del terreno con control de la dirección. Posteriormente, se realizaron algunos ensayos para poder asegurar que dependiendo del ángulo de entrada, de las adecuadas técnicas de

excavación y de la correcta maquinaria, se podría atravesar un río utilizando esta técnica, la perforación horizontal dirigida. Finalmente, se decidió contrastar el nuevo método de perforación de Cherrington con el propio de la compañía de gas, mejorando algunas técnicas que aumentaron las posibilidades de éxito y la obra se ejecutó satisfactoriamente.

Esta técnica se difundió por el mundo y actualmente es una referencia dentro del campo de la instalación de nuevas tuberías sin zanja. Como ejemplo de la utilización de esta técnica se citan dos casos singulares, el primero es un proyecto en (Alaska, EE.UU.) realizado por la compañía Michael Baker Corporation en la que se perforaba el terreno y se instalaba una tubería de gas, primera obra de perforación horizontal dirigida realizada en el Ártico. Debido a las condiciones climatológicas y la riqueza medioambiental, se decidió reducir los daños al medioambiente y se debía dimensionar una tubería capaz de soportar los esfuerzos que produce el deshielo. El segundo fue encargado por el Centro de Investigaciones Energéticas, Medioambientales y Tecnológicas (CIEMAT) para evitar la apertura de una zanja en un terreno utilizado como zona donde se almacenan materiales radioactivos.

2. Descripción de las técnicas de renovación sin zanja

La clasificación general de las metodologías de rehabilitación y renovación de técnicas sin zanja se muestra en la Figura G.12. Éstas se agrupan en técnicas de limpieza, revestimientos estructurales y no estructurales, métodos con rotura de tuberías e instalación de nuevas tuberías.

Tecnologías sin zanja	Limpieza	Métodos agresivos Métodos no agresivos	
	Revestimientos no estructurales	Mortero de cemento Resinas de tipo polimérico	
	Revestimientos estructurales	Ajuste preciso a la conducción	Ajuste por relajación natural Ajuste mediante presión hidráulica Inserción manguera deformada polietileno
	Métodos con rotura de tuberías	Encamisado térmico Entubado espiral Inserción mediante rotura por apertura y cierre de cabezal accionado hidráulicamente Inserción por rotura por percusión Inserción mediante rotura de tuberías con cuchilla	
	Instalación nueva tuberías	Perforación horizontal dirigida Perforación no dirigida sin arrastre de terreno	Perforación por impacto Perforación por empuje
		Perforación no dirigida con arrastre de terreno	Inserción mediante taladro con tornillo sin fin Hinca de tubería de acero Hinca tubería concreto

FIGURA G. 12. CLASIFICACIÓN DE LAS PRINCIPALES TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN O RENOVACIÓN SIN ZANJA.

2.1 Métodos de limpieza

Los métodos de limpieza se engloban en técnicas de rehabilitación sin zanja, ya que son frecuentemente un paso previo a la aplicación de otras tecnologías. La limpieza elimina los materiales que, sedimentados en las paredes de las conducciones, reducen notablemente la sección efectiva de la conducción.

La limpieza se debe realizar cada 2 años para tuberías antiguas y cada 3 ó 4 años si la tubería es nueva. Para ello, estas técnicas suelen estar coordinadas con inspecciones mediante cámaras de televisión. Se distingue entre limpieza de tuberías con métodos no agresivos y agresivos, ya que los primeros se encargan de eliminar las incrustaciones

en el interior de las tuberías, mientras que con los segundos se intenta eliminar pequeños problemas relativos a la calidad del agua (coloración, sólidos en suspensión y olores, principalmente).

2.1.1 Métodos no agresivos

Existen diferentes métodos de limpieza no agresivos como la limpieza por descargas de aire comprimido o de agua. Dichas técnicas se utilizan para la eliminación de depósitos sueltos o blandos y para la eliminación de animales muertos en conjunción con un tratamiento químico usando piretrinas o permetrinas.

La descarga de agua o *flushing* elimina las deposiciones en la pared de una tubería por la circulación de un elevado caudal de agua a través de una conducción. Para ello, se provoca la circulación de un elevado caudal y se abre un hidrante o una válvula en derivación (por ejemplo, de alivio). Como el caudal desalojado es considerable, se eliminan los depósitos sueltos en las tuberías. Si la dirección del caudal es la inversa a la habitual y el lavado se realiza secuencialmente la limpieza es más efectiva, porque se garantiza que la tubería limpiada no vuelve a recibir agua que arrastra sedimentos.



FIGURA G. 13. SALIDA DE UNA DESCARGA DE AGUA

Ésta es una técnica que permite la limpieza de grandes longitudes de tubería y que no ocasiona molestias a los clientes. La única dificultad estriba en que hay que conseguir altas velocidades del fluido para que sea adecuada (2.5m/s), y no es eficaz en los casos en que existen unas conducciones muy afectadas por protuberancias u otros organismos como bacterias o virus.

Se utiliza en diámetros hasta 150 mm y la longitud típica de la aplicación es de 500 m. Con estas características se consigue la limpieza de 3 a 5 kilómetros diarios de tubería.

La descarga de aire o *Air Scouring* es un método de limpieza de tuberías no agresivo que utiliza aire comprimido inyectado en una corriente continua de agua. Este chorro de aire elimina depósitos sueltos de tubería y pequeños animales.

El aire que inyecta se filtra previamente para asegurar que no contamina el agua de red. La inyección se realiza por un hidrante y se pretende propulsar una pequeña cantidad de agua hasta que alcance una alta velocidad. El agua arrastra los depósitos sueltos y se elimina mediante la apertura de un hidrante o válvula aguas abajo del tramo limpiado.

Esta técnica, bastante habitual, consigue limpiar tramos de hasta 8 Km por día. El inconveniente radica en que, al igual que los restantes métodos de limpieza de conducciones, se imposibilita el servicio a los consumidores temporalmente. Se puede realizar para un rango de diámetros comprendidos entre los 75-200 mm y la longitud típica de la aplicación es de 1000 m.

2.1.2 Métodos agresivos

Los métodos de limpieza agresivos más comunes son el raspado de tuberías o *pressures crapping*, inyección de agua a alta presión y bala abrasiva o *pigging*. Además de realizar su tarea fundamental de limpieza,

consiguen que la conducción recobre su diámetro original tras la eliminación de todas las deposiciones. Por tanto, frecuentemente se emplean para mejorar problemas de insuficiencia de presión y de caudal. Con frecuencia son el paso previo a las técnicas de entubado (ítem 2.3).

Estos métodos agresivos pueden ocasionar problemas de calidad del agua, que serían fundamentalmente decoloración, mayor actividad de microorganismos y bacterias e incremento de los Hidrocarburos Aromáticos Policíclicos (HAPs) (un grupo de contaminantes formados por dos o más anillos de benceno fusionados). Los HAPs se producen por la exposición con el agua del alquitrán con el que se revistió algunas de las tuberías de distribución de aguade material hierro fundido o dúctil para protegerlas de la corrosión y que actualmente están en servicio. Principalmente, el revestimiento tanto interno como externo de asfalto (concretamente la mezcla especial de asfalto agnus) se realizó en tuberías de principios del siglo XX. Dieciséis HAPs (naftaleno, acenaftileno, acenafteno, fluoreno, fenantreno, antraceno, etc.) son considerados como contaminantes prioritarios por EPA, la Organización Mundial de la Salud (OMS) y la Comunidad Europea (CE) debido a sus efectos cancerígenos.

Los problemas de calidad deben llevar a considerar las técnicas de limpieza agresivas con cautela ya que el suministro de agua debe cumplir las normas y directrices de calidad de agua. En la actualidad, no existe constancia de problemas relacionados por la elevada concentración de HAPs en Perú, y la razón es evidente, ya que no se realizaron revestimientos internos con alquitrán. Pese a que no es un problema a escala nacional no debe, por ello, obviarse.

El raspado de tuberías o *pressures crapping* utiliza un objeto cilíndrico, rascador, que se mueve por la tubería, generalmente por efecto de la presión del agua o bien sujeto con una cuerda o varilla guía, para eliminar las incrustaciones y los depósitos sueltos. La pieza que se emplea, rascador, se fabrica con tiras de acero, Figura G. 14.



FIGURA G. 14. DOS TIPOS DE RASCADORES

El rascador se diseña para que se ajuste completamente a la tubería, de modo que impida el paso del agua casi completamente. En ocasiones incluso se añadirá un material textil que restrinja el paso de agua a través del rascador con el consiguiente aumento del salto de presiones y de velocidad de rascado. Con una presión diferencial de aproximadamente dos bares, variable según diámetro, el rascador arrastrará las incrustaciones y depósitos sueltos en la parte frontal del rascador. Éstos serán eliminados tras la apertura de un hidrante situado aguas abajo de la conducción rascada.

El hidrante (válvula de descarga) permite regular el avance del rascador (la velocidad ideal es de 0.3 m/s) y la cantidad de agua evacuada. El proceso de avance puede ser monitorizado y controlado, aunque no vía radio porque las vibraciones que produce el rascado generan interferencias que imposibilitan la comunicación. Por ello se emplean otros tipos de control como sistemas de televisión en circuito cerrado o georradar.

El rascado se puede emplear para la limpieza de grandes longitudes de tubería pero en la práctica se realiza en tramos pequeños porque las válvulas limitan su aplicabilidad ya que no permiten el paso del rascador.

También tiene la limitación de que se utiliza para mayores que 400 mm y en tubería metálica. Se suele realizar este proceso de noche, ya que las presiones son más elevadas.

Con la inyección de agua a alta presión se eliminan toda clase de incrustaciones y depósitos resultantes de la corrosión. Esta técnica aplica un chorro de agua a presión sobre las paredes de la conducción. Para ello se hace un orificio de entrada y se introduce un dispositivo de inyección de agua a presión que puede limpiar hasta 200 ó 300 m de tubería al día. La presión del agua de limpieza está limitada a 200 bares ya que presiones mayores podrían dañar las tuberías. Pese a esta limitación de presión, el esfuerzo que se realiza sobre las conducciones es elevada y por eso los codos con ángulos superiores a 22.5° deben ser retirados y en ocasiones se pueden emplear como zonas de acceso.



FIGURA G.15. INYECCIÓN DE AGUA A ALTA PRESIÓN.

Una vez se ha limpiado un tramo de tubería, se retira tanto el inyector por el orificio existente en la conducción (o por los codos que se habían retirado) como los materiales arrastrados por la inyección de agua.

Esta técnica se utiliza en tuberías con un rango de diámetros comprendidos entre los 50 y 1800 mm, con una longitud máxima de 100 m para materiales metálicos y 250 m para materiales plásticos.

Al igual que el resto de técnicas de limpieza agresivas, surgen problemas relacionados con el posible incremento de HAPs. Se recomienda no utilizar esta técnica sin un posterior recubrimiento.

La técnica conocida como bala abrasiva, *pigging* o *swabbing* se utiliza tanto en redes de abastecimiento como de saneamiento. PIG es un acrónimo de pipe internal gage o medidores de la parte interna de la tubería. Estas balas, debido a su construcción flexible, producen la limpieza mediante rascado o abrasión. El tipo de material con el que se fabrican las distintas balas es función del estado de la conducción que se desea limpiar, y por tanto de la cantidad de material que se desea eliminar (Figura G.17).

Como paso previo a la limpieza, se aísla el sistema operando las válvulas instaladas aguas arriba y aguas abajo del tramo elegido, por lo que los consumidores se ven privados del servicio por un tiempo. También se necesita un dispositivo que permita el lanzamiento de la bala, introduciéndola en la conducción, aunque también se puede introducir a través de los hidrantes.

La bala se ajusta completamente a la tubería, por lo que cuando el sistema se presuriza, se utiliza el salto de presiones producido para provocar el movimiento de la misma a lo largo de la tubería. La velocidad de la bala se regula con las válvulas y se pretende conseguir aquella que arrastre una mayor cantidad de material con un menor desgaste de la bala.



FIGURA G.16. DIFERENTES TIPOS DE BALAS ABRASIVAS.

La operación de limpieza con balas abrasivas, se realiza varias veces con un aumento de la dimensión de la misma, desde la sección efectiva hasta la nominal de la tubería. Como paso final tras el proceso de limpieza, la tubería se desinfecta antes de ser puesta en servicio.

Este tipo de limpieza suele ser previa a los procesos de entubado, encamisado térmico, etc., siendo aplicable en tuberías de cualquier material con diámetros comprendidos entre 75 y 3000 mm y con una longitud de hasta 2 Km. Al igual que otras técnicas de limpieza agresiva, se han observado ciertos problemas debido al aumento de los HAPs.

2.2 Revestimientos no estructurales

Los revestimientos no estructurales se usan para proteger la superficie interna de la conducción frente a la corrosión y mejorar la calidad del agua, ya que evita el contacto con los microorganismos del fluido transportado. El recubrimiento no tiene ningún efecto sobre la corrosión externa y no proporciona mayor resistencia estructural a la tubería.

Estas técnicas presentan un efecto mínimo en la prevención de fugas, en cambio, producen un recubrimiento perfectamente liso en la superficie

interior de la tubería que aumenta la capacidad hidráulica de la conducción.

Previamente al revestimiento, se deben haber eliminado todos los depósitos del interior de la tubería. Para ello, se usan generalmente los métodos de raspado e inyección de agua a alta presión.

La elección del material de revestimiento depende de la calidad del agua transportada, de la vida útil esperada para el mismo y de las condiciones hidráulicas. En general estos métodos son más económicos que los revestimientos estructurales.

2.2.1 Revestimiento con mortero de cemento

Esta técnica consiste en la aplicación de mortero de cemento sobre la parte interior de una tubería de manera que se conforme un revestimiento no estructural suficientemente liso y con protección frente a la corrosión interior. Se empezó a utilizar en el Reino Unido y actualmente es un procedimiento común, que supone la mayoría de los trabajos de revestimiento y es aplicable tanto en redes de saneamiento como en redes de abastecimiento de agua potable.

El mortero de cemento sin aditivos es un material apto para el contacto con agua potable, evita una futura formación de corrosión e incrustaciones, elimina pequeñas fugas, mejora las cualidades hidráulicas de la tubería y dobla la vida útil de tuberías metálicas.

El proceso comienza con la inspección con cámaras de televisión y con la limpieza de las conducciones para eliminar las incrustaciones, raíces, etc. También se realiza un secado de la tubería como paso previo a la aplicación de un mortero de 4 mm de espesor en el interior de las conducciones. Dicho recubrimiento puede ser alisado posteriormente para mejorar el rendimiento hidráulico. Una vez se ha aplicado el recubrimiento, se deja reposar durante 24 horas y posteriormente se

realiza un proceso de cloración y lavado para volver a poner la tubería en funcionamiento. Una limitación de esta técnica viene dado por el hecho de que el tiempo de curado es significativamente alto.

El cemento suele ser de tipo Portland (cuya utilización no se recomienda en aguas con alcalinidades por debajo de 5.5 grados hidrométricos franceses) previene la corrosión generando un entorno alcalino. Se suele añadir ortofosfato para disminuir la corrosión interna. Recientemente se ha cuestionado la calidad del agua que ha estado en contacto con este revestimiento debido a un incremento del pH. Cuando el agua es extremadamente blanda, se puede llevar a cabo un tratamiento posterior con CO₂ a fin de reducir la alcalinidad del revestimiento de mortero de cemento mediante el carbonizado artificial de la superficie.

Se pueden añadir ciertos aditivos para mejorar las cualidades del revestimiento. Por ejemplo, si el revestimiento es de mortero de cemento con base de silicio, se puede utilizar en ambientes especialmente corrosivos; si se realiza con cemento rico en calcio y aluminio, es capaz de resistir la corrosión de tipo biológico producida por microorganismos o por procesos biológicos, y con otros aditivos químicos puede reducirse el periodo de reposo y permitir una rápida vuelta al servicio.

Si el revestimiento se realiza en diámetros nominales de tubería entre 100 y 600 mm se utiliza un robot para aplicar el recubrimiento, el cemento es bombeado hasta un cabezal que tiene forma cónica que gira a alta velocidad para impregnar con mortero las paredes de la conducción. La longitud del tramo a rehabilitar es el máximo posible entre válvulas, codos, etc.

Esta técnica es bastante económica para la renovación de conducciones metálicas, exceptuando aquellas con pobres condiciones estructurales. El revestimiento es bastante grueso y por eso no se aplica en pequeñas conducciones. De hecho, se recomienda su empleo en diámetros desde 100 hasta 3000 mm.

El espesor del revestimiento de mortero de cemento depende del diámetro y el tipo de tubería, variando desde 3 mm hasta 10.2 cm en tuberías de 13 mm y 1500 mm respectivamente (Selvakulmar y col., 2002). Estas técnicas prolongan la vida útil de la tubería unos 50 años y mejoran el factor de fricción (Deb y col., 1990). En pequeños diámetros o en sistemas con poca capacidad hidráulica, se suele utilizar revestimientos con resinas de tipo polimérico por tener un menor espesor.

2.2.2 Revestimiento con resinas de tipo polimérico

Los materiales utilizados como revestimiento interior suelen ser generalmente poliuretanos y resinas epoxi. Su utilización comenzó en el Reino Unido. Los revestimientos no estructurales con materiales poliméricos han aumentado su uso paulatinamente ya que además de presentar un excepcionalmente bajo factor de fricción, eliminan los problemas en el pH del agua. Por tanto, son muy utilizadas en conducciones de pequeño diámetro y longitud. Para diámetros superiores a 225 mm, la viabilidad económica es menor, ya que el coste del material desaconseja su uso a favor del revestimiento de mortero de cemento (Conroy y col., 1995). Se ha comprobado que estos revestimientos alargan la vida útil de la tubería hasta 75 años (Watson, 1998).

Los materiales son inyectados tras un proceso de inspección de la tubería (generalmente por sistemas de televisión) y de la limpieza de las tuberías que se intentan recubrir (rascado). Finalmente se ha de realizar un control final de seguridad que asegure el alisamiento de la conducción y la eliminación de todas las incrustaciones. Los materiales poliméricos son bombeados hacia el interior de la conducción, Figura g.17, y tras su mezcla se inyectan en las tuberías con un cabezal giratorio que lanza el material hacia las paredes de la misma.

La maquinaria con la que se aplica el revestimiento está compuesta por un mezclador situado en la parte interior de la tubería, desde la cual se lanza la resina y los componentes de endurecimiento hacia las paredes

de la tubería, así como un depósito de resinas que sirve de abastecimiento a un equipo de bombeo.

El revestimiento con resinas tiene un menor espesor (aproximadamente 1 mm) que el de mortero de cemento. En este tipo de revestimiento no estructural, el tiempo de curado del material es de 16 horas.

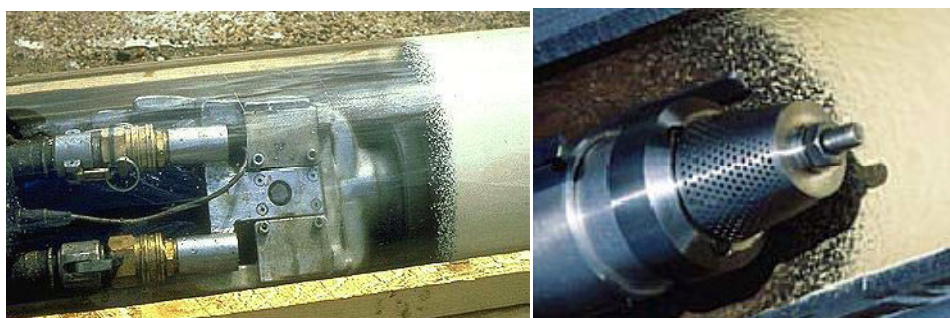


FIGURA G.17. DISPOSITIVOS DE INYECCIÓN DE RESINAS SOBRE LA CONDUCCIÓN.

El rango de diámetros de tubería en que es aplicable esta técnica oscila entre 75 y 300 mm. La conducción sobre la que se aplica este recubrimiento puede ser desde acero hasta fibrocemento (siempre exceptuando las conducciones en las que las condiciones estructurales sean muy pobres). La longitud típica que se recubre suele ser de 100 m. El poliuretano solamente se utiliza en redes de saneamiento, mientras que la resina epoxi puede ser utilizado también en abastecimiento.

2.3 Revestimientos estructurales

La clasificación de las técnicas de revestimiento estructural es bastante compleja. Se caracterizan por la introducción de una tubería dentro de otra. Las diferencias estriban en la técnica utilizada para la introducción, la deformación y el método de reversión de la tubería introducida, etc.

Por estas razones, y por la diversa nomenclatura (variable según el fabricante), la clasificación propuesta (al igual que la clasificación general que se puede observar en la Figura G. 12) difiere de otras publicaciones.

Las técnicas de inserción de manguera deformada de polietileno pertenecen al grupo de ajuste preciso a la conducción o *closefit pipe*. En cambio, Clark y col. (2002) sugieren que ésta es otra técnica independiente dentro del grupo de revestimientos estructurales.

En algunos textos, el entubado espiral o el entubado por deslizamiento se consideran técnicas de ajuste preciso a la conducción (Najafi y Gokhale, 2004).

Tras estos comentarios, y aún a sabiendas de que ciertas tecnologías menos usadas no están incluidas en la clasificación realizada, se procede al análisis de los métodos más conocidos y utilizados.

2.3.1 Entubado por deslizamiento

El entubado por deslizamiento es la técnica sin zanja más antigua y la más común. Se caracteriza por la introducción de una tubería dentro de otra y por el relleno del espacio con forma anular entre ambas. El material con el que se puede realizar esta técnica es polietileno, PVC o poliéster reforzado con fibra de vidrio. El proceso suele ser sencillo y relativamente barato, aunque la capacidad de transporte de flujo se puede reducir hasta el 35-60% (Spero, 1999).

En principio, se realizan dos catas que permiten el acceso a la conducción y a la inspección con cámaras de televisión. A continuación, se limpia la tubería y se eliminan las incrustaciones o raíces existentes. La tubería se inserta por empuje o estirado (Figura G. 18).

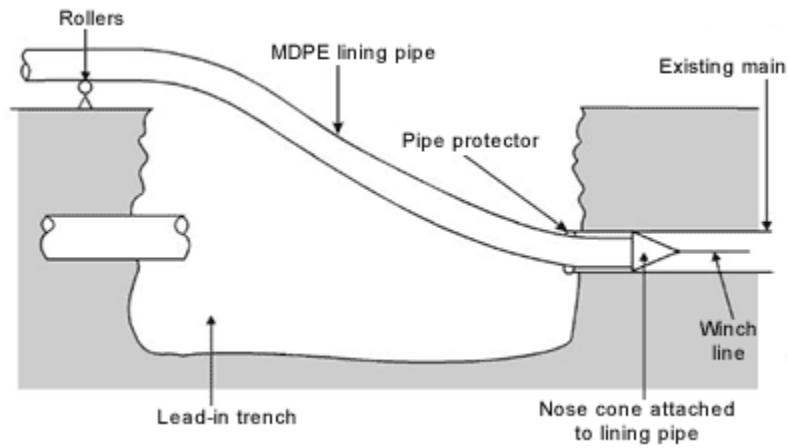


FIGURA G. 18. MÉTODO DE ENTUBADO POR DESLIZAMIENTO

Simultáneamente en el exterior se produce un proceso de soldado u otra unión mecánica de la tubería que conforman la futura conducción, aunque también es posible realizar la unión de tuberías en la cata que se ha realizado, especialmente cuando la tubería es muy profunda y no se desea realizar una excavación muy elevada (Figura G. 19).



FIGURA G. 19. UNIÓN POR SOLDADURA DE UN TUBERÍA EN UNA CATA DE ENTRADA

Si la tubería es de pequeño diámetro, se introducirá por estirado. La futura tubería se une a un cono en el extremo de la tubería con el objetivo de agarrarla a un cable que fije y guíe la misma. De este modo se previene de un posible golpe que dañe la nueva conducción. El estirado se realiza de manera continua y estable, con aplicación siempre de la misma fuerza.

En cambio, si la tubería se introduce mediante empuje (habitual en diámetros mayores) se utiliza una maquinaria que se ubica bien en la cata realizada o bien en el exterior. Dicho dispositivo agarra la conducción y la mueve accionando unos pistones hidráulicos o neumáticos. Posteriormente libera la conducción y recoge el brazo telescópico para volver a reiniciar el proceso de empuje.

A continuación, se debe realizar un proceso de relleno del espacio que está situado entre ambas conducciones. El material de relleno que se introduce en todas las técnicas de entubado tiene como objetivo evitar el colapso o el debilitamiento de la tubería nueva por el choque con la antigua. El mortero de cemento está regulado según ciertas normas americanas, cada una de ellas orientada a distintos aspectos del mismo, ASTM C 109 (tensión máxima de compresión del relleno), ASTM C 403 y 495 (resistencia al punzonamiento) y ASTM C 150 (especificaciones generales del Cemento Portland) (Thornton y col.,2005).

Por último, el entubado por deslizamiento finaliza con la restauración de las conexiones laterales y la realización de una prueba de estanqueidad de la tubería insertada.

Esta técnica se puede aplicar tanto en redes de abastecimiento (Figura G.20) como en saneamiento. En estas últimas se utiliza muy poco, ya que las restantes técnicas presentan un costo asociado menor. Las principales desventajas con respecto a las otras son la reducción de la sección eficaz de paso (hasta un 10% el diámetro) y un control de fugas futuro más complicado, ya que el volumen fugado será encubierto por la

antigua tubería. La longitud característica rehabilitada es de 300 m, y el rango de diámetros oscila entre 65 y 2500 mm.

Esta técnica está bastante desarrollada para diversos tipos de tubería (EPA, 2009).

Las innovaciones en las que se está trabajando actualmente y que permitirían instalaciones más económicas consistirían en:

- Instalación en codos de curvatura moderada.
- Instalación de una tubería que incorporase el relleno anular y que estuviese previamente desinfectada para su uso en agua potable (tubería *prefilled*).
- Utilización de nuevos materiales, como tubería de fundición dúctil o PVC fundido.
- Reinstalación remota de las conexiones con las acometidas.



FIGURA G.20. CATA DE ENTRADA EN UNA RENOVACIÓN EN TUBERÍA DE 910 MM DE F°F° MEDIANTE ENTUBADO POR DESLIZAMIENTO CON TUBERÍA DE POLIETILENO DE 840 MM, OTTAWA, CANADÁ

2.3.2 Ajuste preciso a la antigua tubería

Las técnicas de ajuste preciso a la tubería o *closefit pipe*⁵ son similares al entubado por deslizamiento (ítem 2.3.1) aunque la reducción del diámetro final de la nueva tubería es menor. Esto es, el espacio anular entre ambas conducciones se casi nulo y la pérdida de capacidad hidráulica es menor que en caso anterior. Bajo el nombre técnicas de ajuste preciso se engloban cuatro técnicas en las que la nueva tubería se deforma temporalmente para facilitar su instalación. Gracias a la nueva tubería, la vida útil de la antigua se alarga 50 años (Selvakulmar y col., 2002).

Cada una de las técnicas que componen este grupo utilizan diferentes combinaciones de deformación y método de reversión a las condiciones originales.

Para superar los diversos problemas del entubado, como mejorar la inserción de la tubería nueva sobre la antigua, se han desarrollado diversas técnicas de entubado (Figura G. 21) como son:

- Ajuste por relajación natural, *swage lining* o *die drawing*.
- Ajuste mediante presión hidráulica o *rolldown*.
- Inserción de manguera deformada de polietileno (que difiere en nombre según se revierta la deformación, con vapor de agua se conoce como *uliner*⁶ o *fold and form pipe*, y con agua a presión, *subline*.

⁵ Estas técnicas también se les llama *deformed pipe lining* o *mechanically folded pipe*.

⁶ Dichas técnicas se han traducido al castellano como inserción de manguera deformada de polietileno con reversión con vapor de agua o con reversión con agua a presión

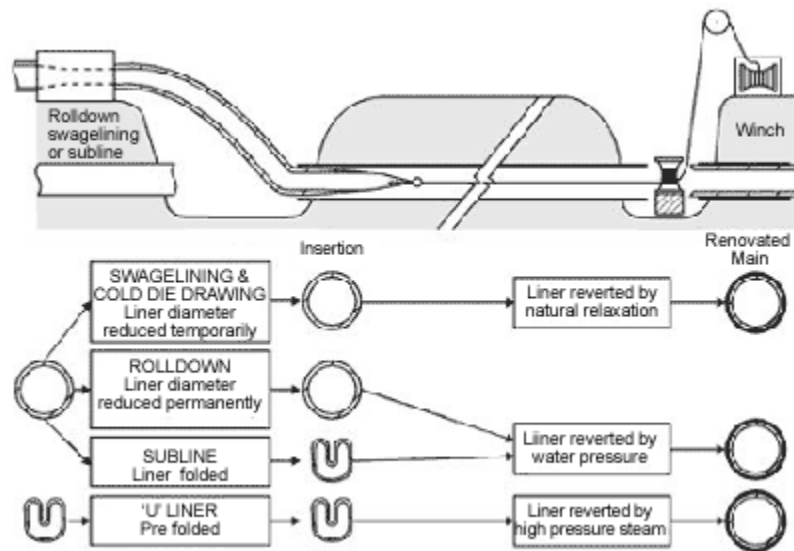


FIGURA G. 21. CLASIFICACIÓN DE LAS DISTINTAS TÉCNICAS DE AJUSTE PRECISO A LA ANTIGUA TUBERÍA.

El ajuste por relajación natural utiliza tuberías de polietileno como tubería nueva con un diámetro exterior ligeramente mayor que el diámetro interior de la antigua tubería. Previo a la deformación del polietileno, se debe realizar una inspección mediante cámara de televisión de la conducción que se desea rehabilitar, para poder observar el estado de la misma y la presencia de acometidas, codos, válvulas, etc.

Posteriormente se realiza un proceso de limpieza de la tubería, mediante bala abrasiva o rascado y otra inspección con cámara de televisión, donde se presta especial atención al estado de la superficie interna de la conducción limpiada y talque asegure la perfecta sección circular de la conducción a lo largo de la longitud del tramo seleccionado.

El polietileno, como la mayoría de materiales utilizados en la reparación o renovación de tuberías, se transporta en piezas de una determinada longitud, (6 ó 12 m) y la unión de los tramos se realiza en superficie, habitualmente mediante un proceso de soldadura donde es especialmente relevante asegurar la alineación de los tubos. A

continuación se añade un lubricante al tubo de polietileno y con éste ya se han realizado todos los pasos previos a la reducción de diámetro.

El diámetro de la tubería de polietileno se reduce hasta un 6% sobre el inicial por la acción conjunta de un sistema calefactor, que alcanza los 100°C, y de unos rodillos, junto con la fuerza axial realizada por una máquina tractora que tira de la conducción. Esta reducción facilita la inserción en la tubería existente y el diámetro reducido no se revierte mientras se mantenga la fuerza de tracción. Durante el proceso de inserción, se registra la posición exacta de la cabeza de tiro que arrastra a la conducción y se controla la velocidad de inserción, evitando que supere una velocidad concreta y que las fuerzas de tracción no sobrepasen los límites fijados.

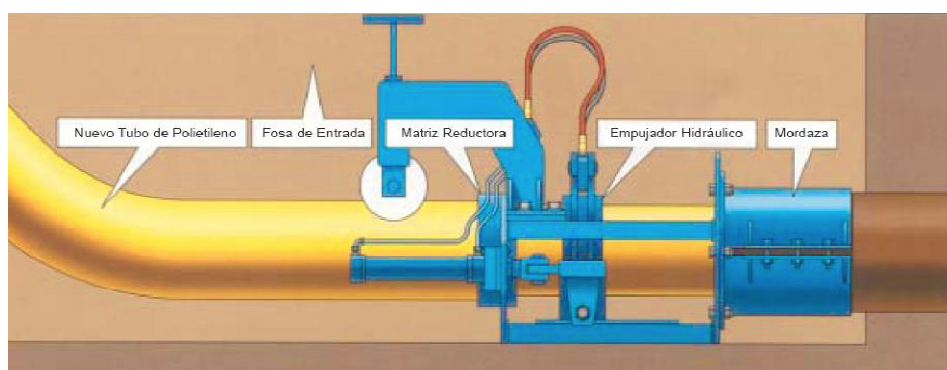


FIGURA G. 22. MECANISMO DE REDUCCIÓN DE LA TUBERÍA DE POLIETILENO

La tubería de polietileno recupera su diámetro inicial de acuerdo con un proceso de relajación natural y transcurrido un tiempo desde el cese de aplicación de la fuerza. La superficie exterior de la tubería de polietileno se aprieta en contacto con la parte interior de la tubería rehabilitada. El espesor de la tubería de polietileno disminuye ligeramente con su nuevo diámetro que es casi igual al original, y se incrementa ligeramente su longitud.

Los bordes de la tubería se unen al resto de la red de tuberías mediante unión soldada por arco eléctrico. Para ello la superficie se limpia y elimina

cualquier resto que perjudique la soldadura. De esta manera se conecta la nueva conducción rehabilitada con el sistema de abastecimiento ó saneamiento urbano. Los diferentes elementos, tales como válvulas, codos, etc. también se pueden insertar en este proceso realizando un corte a la tubería y uniendo mediante soldadura por arco eléctrico.

Se pueden rehabilitar tuberías con un diámetro nominal comprendido entre 75 y 600 mm y con unas longitudes de aproximadamente 1000 m. Esta técnica se utiliza fundamentalmente en redes de saneamiento.

La tubería de polietileno es sometida a una serie de pruebas en laboratorio que simulan el funcionamiento de la misma tanto en el ensamblado como en funcionamiento. Para ello se reduce el espesor de la conducción hasta un 10% en varias zonas delimitadas de la tubería y se realiza una prueba de resistencia a la fatiga para garantizar el correcto funcionamiento de la conducción durante al menos 50 años. Todo ello junto con las pruebas de resistencia a la tracción, flexión, temperatura, etc.

Otra técnica de entubado similar al ajuste por relajación natural sería la técnica ajuste por relajación natural en frío o **cold die drawing**, que es exactamente igual aunque no necesita la aplicación de calor en el proceso de reducción del diámetro de la tubería. Ambas técnicas se ejecutan in-situ, ya que la reducción se debe realizar justo antes de la introducción de la conducción.

El método conocido como ajuste mediante presión hidráulica o **rolldown** es similar a la técnica de ajuste por relajación natural. La diferencia fundamental es que la reducción del diámetro es mayor a temperatura ambiente (hasta un 10% por efecto de unos rodillos hemisféricos especialmente diseñados, Figura G.23).

Esta reducción de diámetro es de tipo permanente, por lo que las tuberías se pueden almacenar.



FIGURA G.23. RODILLOS QUE PRODUCEN LA DEFORMACIÓN EN LAS TÉCNICAS DE AJUSTE MEDIANTE PRESIÓN HIDRÁULICA

El proceso de instalación es igual al definido anteriormente. Comienza con una inspección, continua con una limpieza y se ha de asegurar el resultado previo a la inserción sea una tubería lo más homogénea posible para facilitar el proceso de entubado.

La reducción del diámetro es considerable, y la fuerza axial para introducir la tubería nueva en la antigua es menor que en el caso del ajuste por relajación natural. De esta manera, se pueden rehabilitar mayores longitudes, ya que solamente se tiene que realizar la fuerza para desplazar una tubería dentro otra.

A continuación se revierte la tubería de polietileno a su antiguo diámetro. Para ello se obturan los extremos de la conducción, se llena de agua y se presuriza, consiguiendo que la tubería vuelva a su diámetro inicial encajando perfectamente con la antigua tubería. Esta técnica no deja huecos entre la tubería antigua y la nueva y por tanto no existe un espacio anular entre tubos.

La mayor ventaja de la aplicación de esta técnica estriba en el mecanismo empleado para la reversión del diámetro. Éste reduce el tiempo de instalación y minimiza las fuerzas y tensiones aplicadas.

Además, el espacio requerido en superficie es menor que en la técnica de ajuste por relajación natural.

En contrapartida, la reducción de diámetro es mayor que en otras técnicas, y no se debe emplear en conducciones con espesor pequeño. Así, no se debe utilizar con polietileno de media densidad con $SDR^7 > 30$ ni en polietileno de alta densidad con $SDR > 33$, ya que en el proceso de reducción del diámetro nominal, dichos materiales pueden romperse.

Esta técnica se emplea para rehabilitar cualquier tipo de tuberías con diámetros comprendidos entre 75 y 600 mm, y con una longitud máxima rehabilitada de 1000 m. Se utiliza generalmente en redes de saneamiento.

La inserción de una manguera de polietileno con deformación previa en forma de U, se utiliza generalmente para rehabilitación de tuberías de gas y de agua potable, aunque también puede emplearse en saneamiento. Existen otras posibles deformaciones de la tubería, con forma de H, y la habitual deformación en U en algunos textos se designa también deformación en C. La conducción de polietileno que se inserta en el interior de una antigua tubería se utiliza para prevenir corrosiones internas, fugas en las juntas, tapa los agujeros provocados por la corrosión y provoca que la superficie interior de la nueva conducción tenga una menor rugosidad, con lo que, en algunos casos y pese a la reducción del diámetro, incluso se puedan reducir las pérdidas de carga en el tramo.

Las tuberías de polietileno son especialmente diseñadas para cada obra concreta, y se determina el diámetro exterior, interior y el SDR a conveniencia de la obra. Si no se fabrica especialmente, los tubos de polietileno pueden ser soldados, antes de la deformación, hasta obtener la longitud deseada de la conducción final. Este proceso se puede

⁷Standard dimension ratio (SDR) es el cociente entre el diámetro exterior y el espesor de la tubería

realizar in-situ o bien para tramos cortos de tubería a rehabilitarse puede realizar en fábrica. El proceso de instalación es análogo a los anteriores.



FIGURA G. 24. VISTA DE LA DEFORMACIÓN REALIZADA SOBRE LA TUBERÍA DE POLIETILENO Y UN EJEMPLO DE DEFORMACIÓN IN-SITU.

La deformación de la tubería de polietileno (proceso sin elongación ni variación en el espesor del polietileno) se realiza con una maquinaria especial que a temperatura ambiente deforma la tubería el diámetro tal y como se muestra en la Figura G. 24. Algunos fabricantes deforman la tubería de polietileno con presencia de calor, aunque es más general el caso descrito. Para mantener la deformación se requiere la utilización de varias correas que impiden la reversión. Cuando la tubería está deformada, la sección de la tubería es un 40% de la sección total.

Se introduce el tubo deformado de polietileno y se procede a la reversión del proceso de deformación, para ello se utiliza vapor de agua (*u-liner*) o agua caliente a presión durante 12 horas, *subline*. Las correas que se han colocado para impedir la vuelta de la conducción a la posición inicial se deben romper con la acción del fluido a presión. Esta técnica no deja hueco entre la tubería antigua y la nueva de polietileno. La longitud máxima de conducción reparada es 1000 m y en un rango de diámetros de 75-1600 mm.

2.3.3 Encamisado térmico

Un método bastante utilizado en la actualidad es el encamisado térmico *cured in place pipe* (CIPP) que es el revestimiento interior de tuberías mediante manga invertida. Se aplica exclusivamente para redes de saneamiento y es utilizada en todo el mundo desde hace 40 años. Es la técnica más versátil dentro del conjunto de técnicas de rehabilitación sin zanja y puede ser utilizada en un amplio rango de diámetros, desde 150 hasta 3000 mm, además de poderse aplicar en tuberías de todo tipo, acero, hormigón, hierro, etc. Además por las características propias de este tipo de rehabilitación de conducciones, la manga se acopla a cualquier tipo de sección de la conducción, redonda, cuadrada, ovalada, etc.

Esta técnica exige una primera parte dedicada a la inspección previa de la conducción con unos equipos de televisión móvil para detectar la situación de los puntos en los que se aprecien defectos. Posteriormente, se debe haber procedido con la limpieza total de la conducción. Esta limpieza consiste en la eliminación de posibles obstáculos como podrían ser acometidas penetrantes, incrustaciones, raíces, sedimentos, etc.

De acuerdo con las dimensiones y las características propias de la conducción, se opta por un tamaño de manga y por unos materiales de impregnación determinados. El tipo de proceso utilizado para que la manga se acople completamente a la antigua conducción depende de cada fabricante. Éstos varían los compuestos para obtener diferentes cualidades según sea el tipo de rehabilitación, aunque habitualmente se utiliza resina epoxi como material con el que se impregna la manga. También se pueden utilizar mangas de poliéster sin costura sobre las que se extrude un polietileno de pequeño espesor ó una impregnación de resinas de poliéster. Otro revestimiento de la manga sería la fibra de vidrio con resinas. En este caso, el conjunto de la manga tiene un pequeño espesor, aproximadamente de 1.5 mm, y se elimina materiales

elimina la formación de moho ó incrustaciones calcáreas debido a su mínima rugosidad.

En definitiva, los distintos tipos de impregnación deben de ser resistentes a la corrosión de manera que, al polimerizar, la tubería resultante cumpla con los requisitos de la Norma ASTM F 1216. La manga tendrá una resistencia tal que soporte la carga o presiones debidas a la propia instalación, poseerá suficiente resistencia para tapar posibles agujeros existentes en la conducción a rehabilitar y será capaz de dilatarse, de tal manera que se ajuste a posibles secciones irregulares de la tubería.



FIGURA G.25. INSTALACIÓN DE MANGA INVERTIDA PARA REHABILITACIÓN

Finalmente se ha obtenido una manga con un revestimiento en la parte interior de la misma (ya que se ha realizado un proceso de mezclado de la resina) y con unas características adecuadas (longitud, diámetro, etc.). Una vez la resina se ha extendido completamente, se prepara la manga para la reversión, se hace un corte por donde se invertirá la vuelta a la tubería en una máquina encargada de realizar ese proceso.

El extremo de la manga se fija en la boquilla de salida y se va introduciendo la manga en el interior de la canalización mediante la

aportación de un fluido como agua, vapor de agua de manera que este fluido provoque un empuje necesario para que la punta de la manga vaya dándose la vuelta (con una velocidad de avance de 3-4 m/min) quedándose la parte de la manga impregnada con la resina en contacto con la antigua tubería.



FIGURA G.26. PROCESO DE REVERSIÓN DE MANGA SOBRE ANTIGUA CONDUCCIÓN



FIGURA G.27. REHABILITACIÓN DE UNA TUBERÍA MEDIANTE ENCAMISADO TÉRMICO

La polimerización, es una reacción química en la cual el material con el que se ha impregnado la tubería se endurece y encola. Esta polimerización se puede realizar mediante vapor de agua a presión, agua

caliente o rayos ultravioleta (UV). Este proceso tiene una duración de 4-5 horas si se realiza con agua caliente y debe ser realizado con un aumento gradual de la temperatura y con un control adecuado.

En cambio si se realiza la foto polimerización por rayos UV (en tuberías de PRFV), se debe haber rellenado la manga con aire a presión para que se adapte al diámetro interior del tubo antiguo, y la modificación de las propiedades de la tubería de PRFV es inmediata tras la incidencia de la unidad lumínica de UV.



FIGURA G.28. UNIDAD CON LA QUE SE REALIZA FRAGUADO CON RAYOS UV.

Una vez fijada la manga, se debe recortar el tramo sobrante, instalar los collarines en los extremos de la nueva tubería y fijar con una resina de secado rápido. También se realiza un control final con la cámara de televisión para observar el estado final de la manga. Las acometidas que han sido localizadas mediante la inspección, son puestas en servicio desde el interior del colector mediante un sistema de fresado de tuberías que vuelven a habilitar las conexiones de aquellas tuberías que conecten con la tubería reparada.

El ámbito de aplicación de esta técnica es mayor al del resto de las técnicas y así, se ha implantado en todo el mundo, es la técnica más universal. En la actualidad, se utiliza exclusivamente en redes de saneamiento, se está trabajando mejorar su aplicabilidad para redes de agua potable, intentando controlar los elementos químicos que pueden

quedar en la parte interna de la tubería y evitar el arrastre de materiales una vez finalizada la instalación. Por último, existe una nueva mejora, **Performance Liner**, sobre la técnica de encamisado térmico que consiste básicamente en que la manga revertida se cura a temperatura ambiente y en un proceso que únicamente dura dos horas.

2.3.4 Entubado espiral

El entubado espiral o **spiralwound lining** consiste en la formación de una tubería de PVC que se ajusta a la superficie interior de la antigua tubería, independientemente de que la conducción tenga forma circular o cualquier otra, así como a su diámetro, de manera que la reducción sea mínima. Como otras técnicas de entubado, se requiere una primera inspección con cámara de TV y en la mayoría de los casos se demanda una limpieza de las paredes internas de la conducción.

El material se encuentra dispuesto en forma de lámina de PVC con un espesor igual al deseado en la tubería final. Se introduce en el pozo de registro donde una máquina la corta con forma helicoidal en un proceso simultáneo con la introducción del PVC en la antigua tubería. Las uniones entre las láminas de PVC con forma helicoidal se realizan de manera diferente según el fabricante.



FIGURA G.29. LÁMINA DE PVC CORTADA HELICOIDALMENTE.

El diámetro exterior de la nueva tubería es sensiblemente inferior al diámetro interior de la antigua, por lo que es casi siempre necesario rellenar el espacio anular que queda entre ambas. Algunos fabricantes han desarrollado un proceso mediante el cual la nueva tubería de PVC se expande dentro de la tubería original hasta que contacta con sus paredes y evita el relleno.

Esta técnica permite la rehabilitación de largas longitudes de tubería con diámetros comprendidos entre 150 y 1000 m. También permite solucionar los cambios de sección, sin embargo solamente se utiliza en redes de saneamiento. También puede ser utilizada para proporcionar un revestimiento estructural ó no estructural. Por último, se pueden realizar fácilmente las incisiones en el entubado para permitir las conexiones laterales con acometidas, válvulas, etc. Para grandes diámetros, la nueva tubería de PVC es realizada en el exterior y colocada en el alojamiento de forma manual.

Las ventajas principales son la eliminación total de la zanja (ya que la maquinaria se introduce por el pozo de registro), la posibilidad de rehabilitación de cualquier diámetro y la ausencia de almacenamiento de la tubería.

2.4 Métodos con rotura de tubería

Agrupadas bajo el término de técnicas con rotura de tubería se distinguen aquéllas en las que la rotura se debe a la apertura y cierre de un cabezal accionado hidráulicamente ***pipe bursting***, a la percusión ***pipe cracking*** o a una cuchilla ***pipe splitting***. Pueden ser utilizadas para mantener el diámetro de la antigua conducción o se puede utilizar para aumentar el diámetro de la misma hasta un 25%. Se utiliza habitualmente en tuberías de abastecimiento urbano de agua, aunque también puede ser utilizado en redes de saneamiento, gas, etc.

Se puede aplicar a cualquier tipo de material de tubería existente, fundición, hierro, hormigón, PVC, etc. La antigua tubería se renueva y se instala una nueva de polietileno o PVC con una longitud máxima de 80 m aproximadamente y con un diámetro comprendido entre los 50 y 450 mm. Se necesita un grupo compresor con la suficiente capacidad de tracción como para poder introducir la nueva conducción, así como un grupo de mezclado de ciertos lodos y bentonita que facilitan la rotura de las diferentes conducciones y refrigeran el sistema de rotura de la conducción antigua.

Requieren una excavación que se utiliza para introducir la tubería y ubicar toda la maquinaria en una zona desde la que se puede iniciar la renovación. Se procede al corte de la tubería tras situar la máquina tractora en uno de los extremos de la antigua conducción (Figura G.30).



FIGURA G. 30. CATA DESDE LA QUE SE REALIZAN DISTINTAS TÉCNICAS.

Se introduce una pequeña varilla que sirve de guía para la futura conducción y cuando el extremo de la varilla ha llegado al final de la conducción, se sustituye por un cabezal (con el que se aplica la fuerza de tiro que arrastra la nueva tubería), conos de expansión y de compactación.

2.4.1 Inserción mediante rotura de tubería por apertura y cierre de un cabezal accionado hidráulicamente

En el caso de los sistemas de accionamiento hidráulico *pipe bursting*, la cabeza de tiro tiene unas cuchillas de corte que se abren y cierran según la variación de presión de un fluido, Figura G.31. Estas cuchillas se abren para romper la antigua tubería y posteriormente se cierran para permitir el movimiento del cabezal. Se destruye la antigua tubería, que se queda en contacto con la nueva conducción.

Detrás del cabezal de tiro, se dispone un cono expansor y fijado a él la nueva tubería. El cono expansor elimina los trozos de la antigua tubería, aumenta las dimensiones y alisa el agujero por donde se introduce la nueva. También compacta el terreno colindante a medida que avanza la nueva tubería que queda instalada en el mismo alojamiento existente.

La tubería introducida (generalmente polietileno soldado a tope o PVC) se estira por dentro de la antigua conducción según la dirección fijada por la varilla guía que inicialmente se había insertado en la antigua conducción.



FIGURA G. 31. MOVIMIENTO DEL CABEZAL DE TIRO QUE PRODUCE LA ROTURA DE LA CONDUCCIÓN

Una vez la varilla guía llega a la cata donde fue introducida, se extrae sistemáticamente. Éstas están especialmente diseñadas para que se desmonten fácilmente mediante una unión roscada o una unión específica (Figura A.33). La longitud de cada varilla es de 60-70 cm.

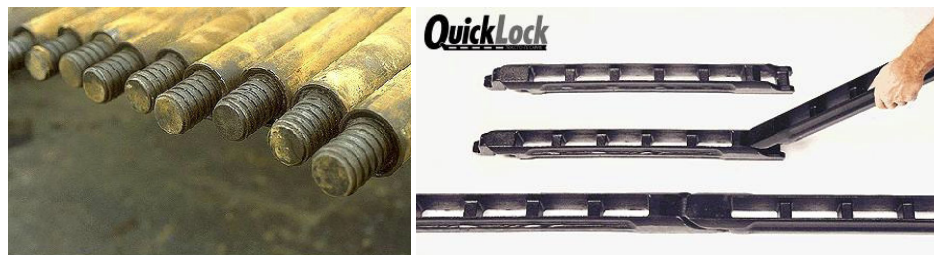


FIGURA G.32. VARILLAS GUÍA DE FÁCIL MONTADO

El proceso de extracción continúa hasta que aparecen y se desmontan las cuchillas de corte, el cono expansor y la pieza que engancha la tubería de polietileno.

Tras la instalación de la tubería, se obturan los dos extremos y se realiza una prueba de estanqueidad con la que se comprueba el estado de la tubería instalada.



FIGURA G.33. UNIÓN DEL CABEZAL DE TIRO Y LA PIEZA UTILIZADA PARA EL ENSANCHAMIENTO

Esta técnica se suele emplear en tanto en redes de saneamiento como en abastecimiento, y para un rango de diámetros comprendidos entre los 150-1000 mm. La longitud máxima de tubería que se puede renovar es

de aproximadamente 150-200 m, aunque se recomienda que la longitud máxima no sea superior a 80 m. Esta limitación en cuanto a longitud provoca un mayor número de catas para poder renovar el tramo total de tubería, siendo este hecho un factor determinante a la hora de estimar la viabilidad económica de esta técnica.

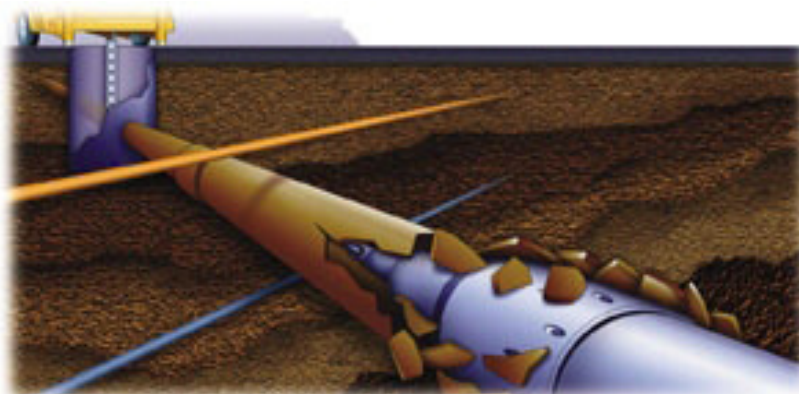


FIGURA G. 34. INSERCIÓN DE NUEVA TUBERÍA CON ROTURA DE LA ANTIGUA CONDUCCIÓN CON MOTOR ACCIONADO HIDRÁULICAMENTE.

2.4.2 Inserción de tubería mediante rotura por percusión

Si el motor de accionamiento del cabezal de rotura es de tipo neumático, la técnica se denomina inserción de tubería mediante rotura por percusión, ***pneumatic pipe bursting*** o ***crack***. Se caracteriza por la fractura por percusión de la antigua tubería por efecto de un equipo neumático. La nueva tubería puede ser de polietileno, acero dúctil y fundición. Este proceso requiere que la nueva tubería se haya soldado y se introduzca en su totalidad. Este mecanismo de inserción es más agresivo que el anterior y que afecta más al terreno.

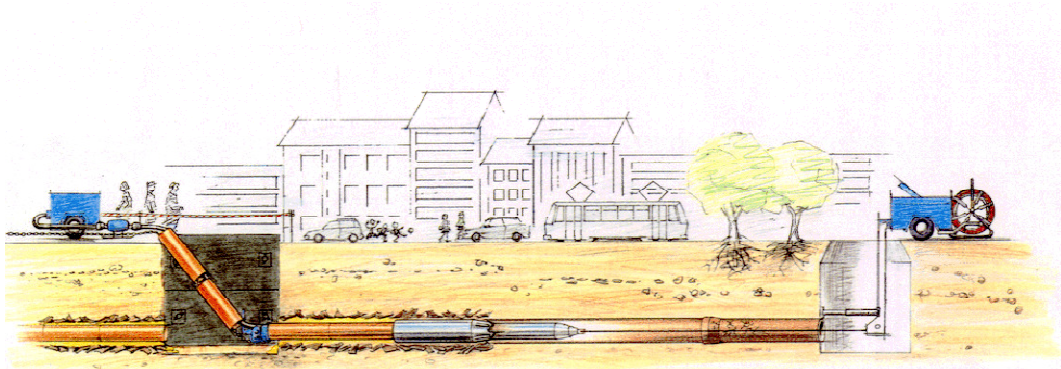


FIGURA G. 35. INSERCIÓN DE NUEVA TUBERÍA CON ROTURA DE LA ANTIGUA CONDUCCIÓN CON MOTOR ACCIONADO NEUMÁTICAMENTE.

Por tanto, se instala una varilla (guiado), un ensanchador (ensanchado del agujero, alisado y compactado del terreno) y la nueva tubería. Esta técnica está encaminada principalmente hacia tuberías a presión y para diámetros entre los 100 y los 500 mm. La longitud característica de la aplicación es de 80 m.



FIGURA G.36. CABEZAL DE TIRO QUE PRODUCE UNA ROTURA EN LA TUBERÍA MEDIANTE PERCUSIÓN NEUMÁTICA.

2.4.3 Inserción mediante rotura de tubería con cuchilla

La inserción mediante rotura de tubería con cuchilla o *pipe splitting* es una técnica ligeramente diferente a las dos anteriores. Se ha desarrollado específicamente para reparar tuberías de acero en abastecimientos de agua (solo exige que la antigua tubería sea dúctil). El sistema de funcionamiento es el mismo que en los sistemas de renovación de tuberías con rotura de la conducción existente, pero varía dicho sistema de rotura. El cabezal está compuesto por un conjunto de discos que se introducen dentro de la tubería y por una cuchilla que corta la tubería en dos.

Una vez la cuchilla rompe la tubería, un cono expansor aumenta la incisión realizada con la cuchilla. De este modo, la velocidad de ejecución de la reparación de la tubería es mayor. El diámetro de la conducción puede aumentar, aunque la superficie de terreno que se desplaza puede ser un problema en terrenos duros de difícil compactación.



FIGURA G. 37. CABEZAL DE TIRO QUE PRODUCE UNA ROTURA

La longitud máxima de tubería a reparar es de 150 m y los diámetros posibles entre 50 y 150 mm. El material utilizado en el nuevo tubo es polietileno.

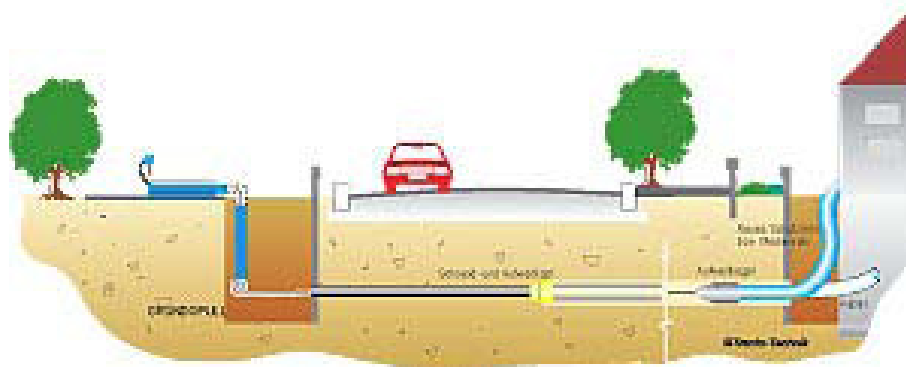


FIGURA G.38. ESQUEMA GENERAL DE LA TÉCNICA INSERCIÓN MEDIANTE ROTURA DE TUBERÍA CON CUCHILLA.

2.5 Instalación de nuevas tuberías

En esta clasificación es importante distinguir entre perforación con y sin control de la dirección de la misma. Asimismo, dentro de la perforación no dirigida se distinguen los dos grupos siguientes:

- Perforación sin necesidad de extracción del terreno, simplemente se desplaza y comprime al paso de la máquina.
- Métodos con extracción del terreno excavado.

Las más conocidas son las hincas por empuje hidráulico de tuberías de hormigón para saneamiento y la hinca de acero (o camisa de chapa por barrenado).

2.5.1 Perforación horizontal dirigida

Cuando se quiere instalar una nueva conducción y no es posible la apertura de una cata (bien porque se quiere atravesar una carretera, un río o simplemente no se desea afectar un enclave concreto), existe una técnica relativamente novedosa que es la perforación horizontal dirigida. Esta técnica puede ejecutarse con materiales como acero, polietileno o hierro dúctil, adaptando el proceso de perforación a los radios de giro admisibles según el material.

Para realizar una adecuada perforación horizontal, es muy importante un correcto estudio del terreno donde se va a ejecutar la obra. En este primer estudio se busca la obtención de datos acerca de los diferentes estratos que conforman el terreno, utilizando sistemas de georradar que permitan conocer adecuadamente la presencia de otras conducciones, zonas de mayor dureza, etc. Otras técnicas empleadas para la realización de una completa zona topográfica, podrían ser catas y sondeos con recuperación de testigo (siendo éste el único contacto real que se tiene con los estratos a perforar).

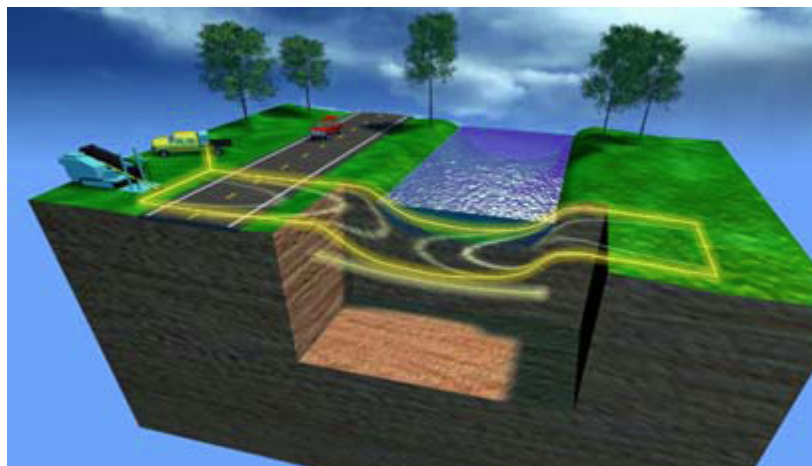


FIGURA G. 39. EJEMPLO DEL ESTUDIO DEL TERRENO PREVIA A LA REALIZACIÓN DE LA PERFORACIÓN HORIZONTAL DIRIGIDA.

Posteriormente, se procede a un análisis detallado de estas condiciones del terreno. Este proceso es de vital importancia, ya que permite la elección de la maquinaria adecuada para cada obra concreta, la trayectoria que deberá seguir el piloto en la excavación y la gestión de los distintos elementos adicionales que son necesarios en los procesos de perforación.

Se abren dos catas, una de entrada (en el lado de la máquina) y otra en el lado de salida para el control y almacenaje de los lodos. Si el terreno es blando, se equipa una lanza con un cabezal especial, mientras que si el terreno es duro se necesita mayor potencia en el extremo del varillaje.

La potencia se transmite a través del fluido utilizado en la perforación. Este sistema evita el martilleo, precisamente por la perforación progresiva que realiza.

Los lodos mantienen el material excavado en suspensión, y evitan que el conjunto lodo y material excavado se pierda por poros u otras discontinuidades. Según las características que se deseen conseguir se utilizan diversos tipos de lodos, orientados a mantener el detritus⁸ en suspensión, o con especial función como sellante o simplemente como agente refrigerante y lubricante, etc.

Una vez se han decidido todos estos parámetros, se moviliza la maquinaria y se realiza la perforación piloto que sigue la trayectoria inicial fijada con un cabezal móvil que permite cambios de dirección según se vaya realizando la obra. A veces se realiza la perforación simultánea de dos pilotos desde el exterior y se encuentran en una posición intermedia. La maquinaria utilizada para realizar la perforación horizontal dirigida requieren fuerzas de tracción del orden de 450 hasta 2500 KN. La velocidad de penetración del piloto es de 15-250 m/h, aunque depende de las condiciones geológicas del terreno. El tipo de cabezal depende de la dureza del terreno, así para rocas se emplean los triconos (Figura G.40) y para suelos blandos y plásticos se emplean *fly-cutters*.

Posteriormente, se ensancha la perforación inicial. Para ello, se emplean nuevos cabezales que aumenten progresivamente la perforación inicial. Se utilizan diferentes escariadores según la dureza del terreno, aunque los más comunes son los escariadores con forma de barril (*barril reamer*) que se recomiendan en terrenos de baja dureza.

⁸ Detritus es el material excavado resultante



FIGURA G.40. CABEZAL UTILIZADO PARA LA EXCAVACIÓN EN ROCA



FIGURA G.41. MÁQUINA UTILIZADA PARA LA PERFORACIÓN HORIZONTAL
DIRIGIDA

El túnel excavado se queda relleno de agua y lodos con el fin de asegurar una determinada presión hidrostática que impida derrumbamientos. Esto justifica el objetivo del fluido como material sellante, para que no escape por poros u otras discontinuidades.

La tubería se debe montar perfectamente alineada en un proceso realizado en paralelo con la excavación, y poder realizar así una prueba de estanqueidad previa a la inserción de la tubería en su emplazamiento posterior.

En este instante se procede con la introducción de la nueva tubería. Ésta se arrastra con un cabezal de tiro y un último ensanchador o escariador, que asegura una perforación completamente cilíndrica. El cabezal de tiro permite mantener un registro de la tracción realizada a lo largo de todo el proceso. Por tanto, se tiene constancia del esfuerzo máximo que se debe realizar para la completa instalación de la conducción. Se puede realizar una prueba previa a la introducción de la tubería consistente en desplazar la futura conducción durante un tramo concreto y aplicando la máxima fuerza de arrastre. Así se comprueba el correcto funcionamiento del cabezal de tiro y se evitan posibles problemas en el interior de la perforación.

Entre la borna de tiro y el cabezal, se instala un accesorio de unión rodante que permite un movimiento de giro para facilitar el movimiento y proteger a ambas.

Por último, se inserta la tubería. Este proceso se realiza de diversas maneras en función del material de la misma. Si el material de la tubería es de acero soldado o polietileno, la tubería se debe encontrar dispuesta de manera que se minimicen los esfuerzos que sufren las conducciones en el proceso de inserción. La longitud máxima de la perforación sería de aproximadamente 1500 m, el rango de diámetros estaría comprendido entre 100-1500 mm.

2.5.2 Perforación no dirigida sin extracción del terreno

En aquellos sistemas de instalación en los que no hay posibilidad de dirigir la perforación, la precisión de la misma se verá influida por las propiedades del terreno, estratificación, inclusiones y la longitud total. Se

tiene que recoger la información suficiente sobre la existencia de otros servicios, con objeto de evitar posibles daños. Las dos técnicas que aquí se detallan son la perforación horizontal por impacto y por empuje y expansión. Éstas solo se emplean en terrenos que se puedan compactar. La primera se caracteriza por la inserción de un cilindro metálico propulsado por un equipo neumático, accionada por un compresor (ello requiere la realización de una cata para introducir y extraer el equipo neumático). En la parte posterior del cilindro se sujeta la tubería que se introduce en el terreno arrastrado y deja tras de sí un túnel donde queda colocado el tubo. El primer tubo, lleva un aro de corte que facilita la penetración del mismo en el terreno.



FIGURA G.42. CILINDRO METÁLICO QUE SE INSERTA EN EL TERRENO

La tubería que se instala será acero, polietileno (en bobina o bien soldado a tope) o de un tipo de PVC (con mayor resistencia a los esfuerzos de tracción). Esta técnica se aplica para diámetros entre los 45 mm y 180 mm. La longitud máxima de instalación depende del diámetro (15 m para el diámetro menor y 70 m. para el mayor).

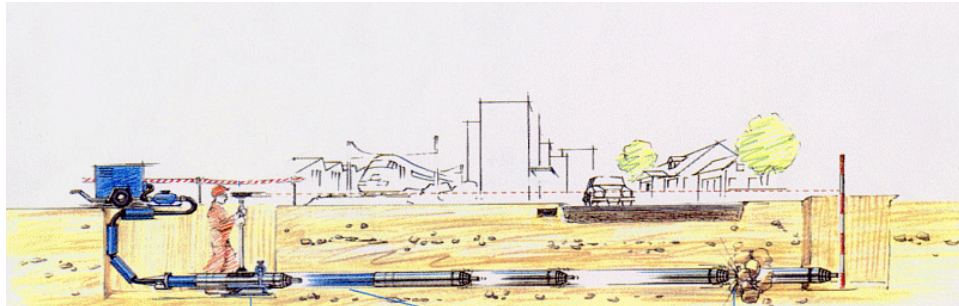


FIGURA G. 43 PERFORACIÓN HORIZONTAL POR IMPACTO

Esta técnica con estos materiales presenta como principales ventajas:

- Rapidez: Se alcanzan velocidades medias de 7 a 12 metros cada hora en función del tipo de terreno: la ejecución de un cruce de, por ejemplo, 15m. de longitud, necesita tan sólo de cuatro horas, incluyendo la realización de las catas.
- Limpieza de obra: al no haber productos de excavación, ni acopios o arenas para relleno.

El método conocido como perforación horizontal por impacto es similar a la técnica de renovación de redes con rotura de tubería denominada inserción de tubería mediante rotura por percusión o *crack* (de hecho, esta última técnica se considera heredera de la hinca por percusión y la única diferencia que hay entre ambos es el tipo de cabezal instalado (de rotura para sustitución y de apoyo para la hinca).

La perforación por empuje y expansión es una técnica muy similar a la técnica conocida como burst. Un cilindro hidráulico empuja una barra maciza y rígida, hincándola en el terreno. Sucesivamente, se van uniendo más barras que vuelven a ser empujadas. La principal diferencia con respecto a otros métodos consiste en que el empuje es de tipo constante y no percutor.

Posteriormente, en el extremo de la primera barra se coloca un cono ensanchador del terreno, que forma así un túnel donde instalar la conducción, consiguiendo instalaciones de diámetros menores de 150 mm y longitud hasta 50 m. Debido a la manera de incrustación del cabezal, la longitud de aplicación de esta técnica es pequeña y no se puede emplear en terrenos duros.

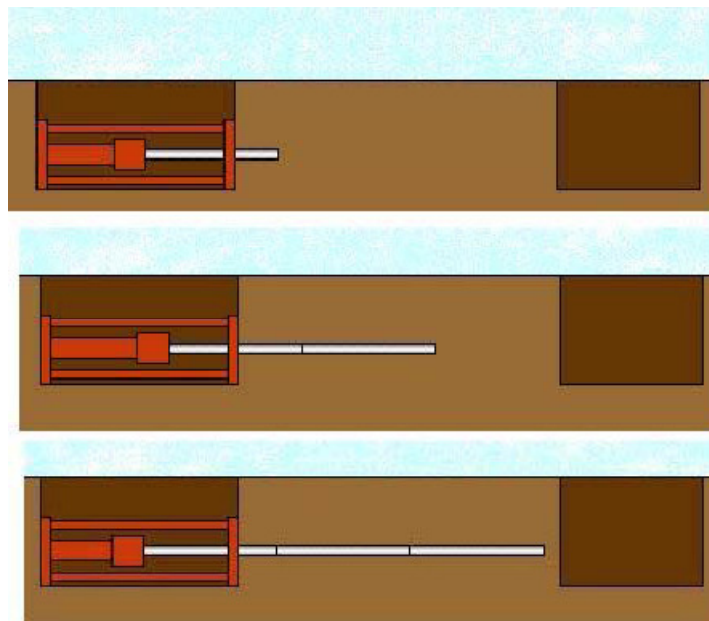


FIGURA G. 44. ESQUEMA DE PERFORACIÓN POR EMPUJE

2.5.3 Perforación no dirigida con arrastre del terreno

Se consideran dentro de esta clasificación de perforación no dirigida con arrastre del terreno, técnicas como son hincas de tubería de acero o ***pipe ramming***, Inserción de tubería mediante el taladro con tornillo sin fin o ***auger boring*** e hincas de tubería de hormigón o ***pipe jacking***.

La hincas de tubería de acero consiste en la introducción en el terreno de una tubería a través del subsuelo por la fuerza que le imprime un martillo neumático. Ésta debe ser capaz de aguantar los esfuerzos producidos, por lo que el espesor es un parámetro de diseño muy importante.

En principio, se realiza un estudio del suelo sobre el que se quiere realizar la instalación de una nueva tubería. Habitualmente se realiza una inspección mediante georradar, o con sondas testigo para obtener los detalles relativos a la composición del suelo.

A continuación, se realiza una cata en el suelo que permita la introducción de la maquinaria adecuada (3x3 metros es suficiente para una instalación de una tubería de 300 mm). Desde esa cata se tiene un acceso permanente al frente de la excavación, con un control total del terreno y de la dirección de la hinca.

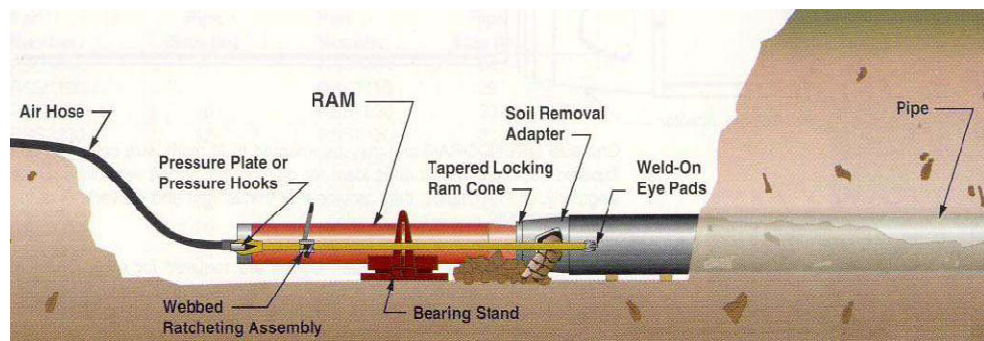


FIGURA G.45. ESQUEMA DE LA HINCA DE TUBERÍA DE ACERO

Se debe instalar un cono que sirva de unión entre la tubería y la parte sobre la que se aplica la fuerza el dispositivo neumático, así como para prevenir la deformación de la tubería (Figura G.45).

Una vez se sitúa la tubería en la cata de entrada (esto requiere un soporte especial de apoyo de la tubería), se determina la dirección a seguir por la misma, se añade el equipo neumático y la perforación puede comenzar. El equipo neumático nunca se introducirá en el terreno y siempre permanecerá en la cata de entrada.

Durante la perforación, el interior de la camisa de chapa se llena del terreno original y este material se elimina por aire o agua a presión. Una vez limpio el interior de la camisa, se instalará la conducción deseada.

Si la longitud de la tubería instalada es elevada, tras la introducción de una parte de la conducción, se quita el dispositivo neumático y se une un nuevo tramo de tubería (generalmente por soldadura) y el hincado de la tubería continúa hasta finalizar la instalación.

La mayoría de los procesos no requiere la inyección de líquidos para realizar la perforación, aunque en algunos terrenos (arcillosos o arenosos) la inyección exterior e interior de líquidos lubricantes se convierte en necesario (refrigerantes para facilitar el movimiento del terreno, o reducir la fricción o mantener la integridad del agujero realizado).

Este sistema es complementario al comentado de perforación horizontal por impacto, pues aquel alcanzaba, como mucho, diámetros de 180 mm mientras que con este procedimiento se abarca desde los 200 mm hasta los 2.000 mm y con una longitud máxima de 150 m (longitud habitual de la instalación 100 m).

La tubería vibra por la aplicación de la fuerza de percusión. Estas vibraciones no han sido estudiadas aunque sus efectos son iguales a los producidas por otras técnicas como perforación por impacto (en la que son rápidamente atenuadas) y no causan ningún daño a las instalaciones colindantes. La vibración se puede considerar despreciable a una distancia de dos ó tres diámetros nominales de distancia desde el origen de la vibración para elementos enterrados (como otras tuberías) y aproximadamente ocho diámetros para estructuras.

Como no hay desplazamiento de volumen de tierra, se reduce el riesgo de grietas o movimientos en la superficie. Esta técnica se utiliza típicamente para cruzar carreteras, vías del tren y ríos.



FIGURA G.46. HINCA DE TUBERÍA DE ACERO DE 1800 MM QUE CRUZA UNA AUTOPISTA.

La técnica conocida como inserción de tubería mediante el taladro con tornillo sin fin o **auger boring** es muy común para la instalación de tuberías de acero. Se caracterizan porque las varillas perforación son unos tornillos de Arquímedes(Figura G.47). La forma helicoidal sirve para aprovechar el movimiento de rotación del cabezal cortante y provocar la extracción del detritus excavado. Estas varillas se encuentran dentro de una tubería de acero que es la que se inserta en el agujero creado gracias a la perforación producida por el cabezal.



FIGURA G. 47. VARILLAS EMPLEADAS EN LA TÉCNICA INSERCIÓN DE TUBERÍA MEDIANTE EL TALADRO CON TORNILLO SIN FIN

Esta técnica sigue una dirección fija desde la cata de inserción de la maquinaria. Sin embargo, a veces la presencia de rocas o zonas duras pueden provocar cambios de la dirección de perforación. Estos cambios de dirección se han conseguido corregir con la articulación de la varilla y tubería que se encuentra más cerca del cabezal de corte (Figura G.48).

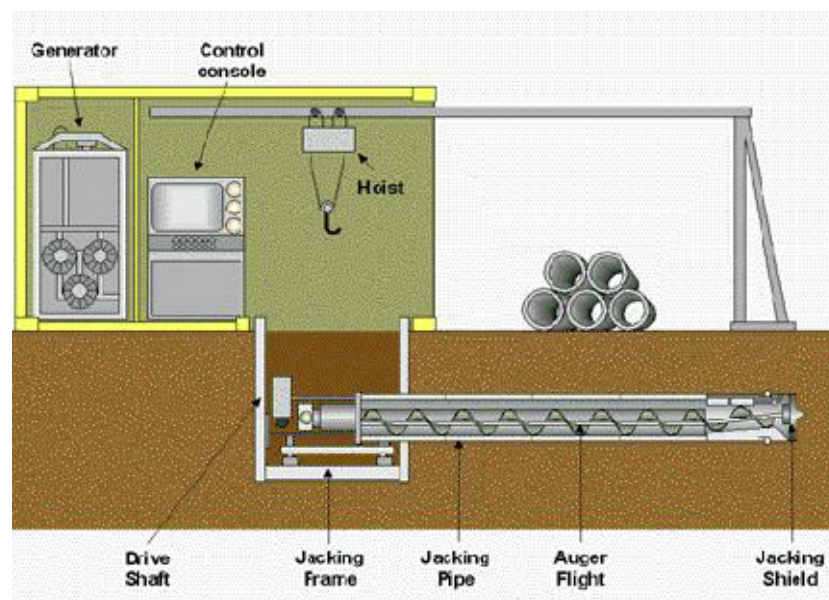


FIGURA G.48. ESQUEMA DE INSERCIÓN DE TUBERÍA MEDIANTE EL TALADRO CON TORNILLO SIN FIN

La principal limitación de esta técnica son los problemas derivados de la aplicación de la misma cuando existen terrenos duros, por lo que es muy importante el estudio previo del terreno. La longitud típica de perforación es 60 m y el rango de diámetros está comprendido entre 150 y 1500 mm. Una variante de ésta consiste en realizar la perforación sin la introducción de la tubería (*free boring*) aunque se emplea para diámetros más pequeños entre 50 y 150 mm y presenta el problema de que colapse la perforación.

Por último, la hincada de hormigón o ***pipe jacking*** se utiliza para diámetros comprendidos entre 700 y hasta 1800 mm y con una longitud típica de 80-120 m. Para ello, se realiza una cata desde donde se posicionan los dispositivos que producen la excavación. El avance de la tubería se produce por empuje mediante pistones hidráulicos con una fuerza tractora de hasta 1000 toneladas. El cabezal de ataque, es un tubo metálico, de cantos biselados, orientable, para poder corregir en lo posible las desviaciones que pudieran existir. Este cabezal lleva acoplado un elemento de corte o rozadura para ir abriendo el agujero necesario.

Una vez hincado el cabezal de ataque, se coloca posteriormente, los tubos de hormigón, que son empujados simultáneamente al avance de la perforación, con el objeto de no descomprimir el terreno.



FIGURA G.49. DISPOSITIVOS HIDRÁULICOS DE PERFORACIÓN

El detritus es enviado a una cinta transportadora, que a su vez carga unas vagonetas que son evacuadas a la superficie después de recorrer el interior de los tubos de hormigón (Figura G.49).

La longitud máxima de una hinka de este tipo viene dada por la resistencia de los tubos, la fricción del terreno y la fuerza de empuje de los pistones. En caso de ser necesario, se utilizan estaciones intermedias, las cuales se colocan entre dos tubos de hormigón especialmente diseñados para este fin. También se puede utilizar otro dispositivo para añadir lubricante, de manera que se reduce la fricción del orden del 20-50% aplicando bentonita a la cara externa de la tubería de hormigón.



FIGURA G. 50. TUBERÍAS MACHO Y HEMBRA UTILIZADAS EN LAS HINCAS.

Esta técnica puede disponer de un sistema de control de la dirección por láser. Durante la inserción de la tubería, el operario puede comprobar la señal entre el cabezal y el punto de control, de forma que si se detecta una desviación, se puede articular ligeramente la cabeza para proseguir con la alineación deseada.

El terreno adecuado para la esta técnica de perforación es el terreno compacto, aunque también es posible la utilización en suelos inestables en los que se debe eliminar el agua y sistemas para igualar la presión en el terreno.

2.6 Características generales de la renovación de tuberías con técnicas sin zanja.

Una vez descritas las principales técnicas de renovación sin zanja, se pretende analizar sus características generales. Sin duda, estas técnicas amplían las posibilidades de renovación y su introducción en el mercado se debe a las ventajas que comportan. En lo que sigue se muestran éstas, así como sus desventajas.

Las ventajas frente al método clásico de renovación y rehabilitación son:

- Causa menores molestias al entorno, desde el punto de vista de tráfico, áreas de trabajo o medioambiental.
- Requiere un menor espacio de trabajo, con lo que existen ciertas mejoras en la seguridad de los operarios.
- Existe la oportunidad de aumentar la dimensión de la antigua tubería.
- Requiere un menor espacio subterráneo, minimizando las posibilidades de interferir con el resto de instalaciones o tuberías abandonadas.
- Se reduce la cantidad de pavimento que se debe reponer, que en costos puede llegar a suponer hasta el 60% del coste asociado a la obra.

Las desventajas del empleo de las técnicas sin zanja son:

- Pueden necesitar la instalación de una tubería auxiliar como derivación del suministro.
- En algunos casos también se necesita una excavación.
- Los esfuerzos de percusión pueden causar movimientos de tierras, por lo que la reducción de molestias al entorno no siempre es completa.
- No se pueden utilizar todos los materiales existentes en el mercado.
- También existe limitación en cuanto a longitud y a diámetro, por lo que el proceso de decisión de la elección de la técnica se convierte en fundamental para la realización eficiente de la obra.
- En algunas técnicas se reduce el diámetro de la antigua tubería.

- El control de fugas una vez aplicada la nueva técnica se volverá más complicado, especialmente en técnicas de entubado.
- Algunas técnicas necesitan un tiempo para que se adopten las características definitivas de la tubería.

Una de las desventajas de las técnicas sin zanja es la limitación de su empleo según diámetro o longitud, algo que no sucede con la técnica tradicional. Estos condicionantes influyen en el precio final de la reparación, y son:

- Longitud de la tubería a reparar (ciertos métodos presentan una limitación de uso marcada por la longitud máxima).
- Rango de diámetros de la conducción que pueden ser reparados o rehabilitados para cada una de las posibles técnicas utilizadas.
- Material de la tubería existente. Cada una de las posibles técnicas a utilizar puede ser válida en función del material de la tubería remplazada o rehabilitada.
- Facilidad de acceso. Algunas técnicas necesitan para su correcta aplicación que la obra presente un fácil acceso a la tubería, por lo que esta limitación impide su uso en múltiples situaciones.
- Limpieza del conducto. Algunas técnicas de rehabilitación necesitan un proceso inicial de limpieza y este proceso se debe considerar a la hora del análisis económico.
- Instalación de tubería auxiliar. Esto sucede en caso de que el costo social de la reparación de la tubería sea muy elevada y por tanto se tenga que disponer una tubería auxiliar que permita el funcionamiento continuo de la conducción que se está reparando.

A continuación se exponen, de manera esquemática, los diámetros (sub ítem 3.6.1) y longitudes (sub ítem 3.6.2) en los que se pueden utilizar las técnicas descritas con anterioridad.

2.6.1 Resumen de la aplicabilidad de las técnicas según diámetro nominal

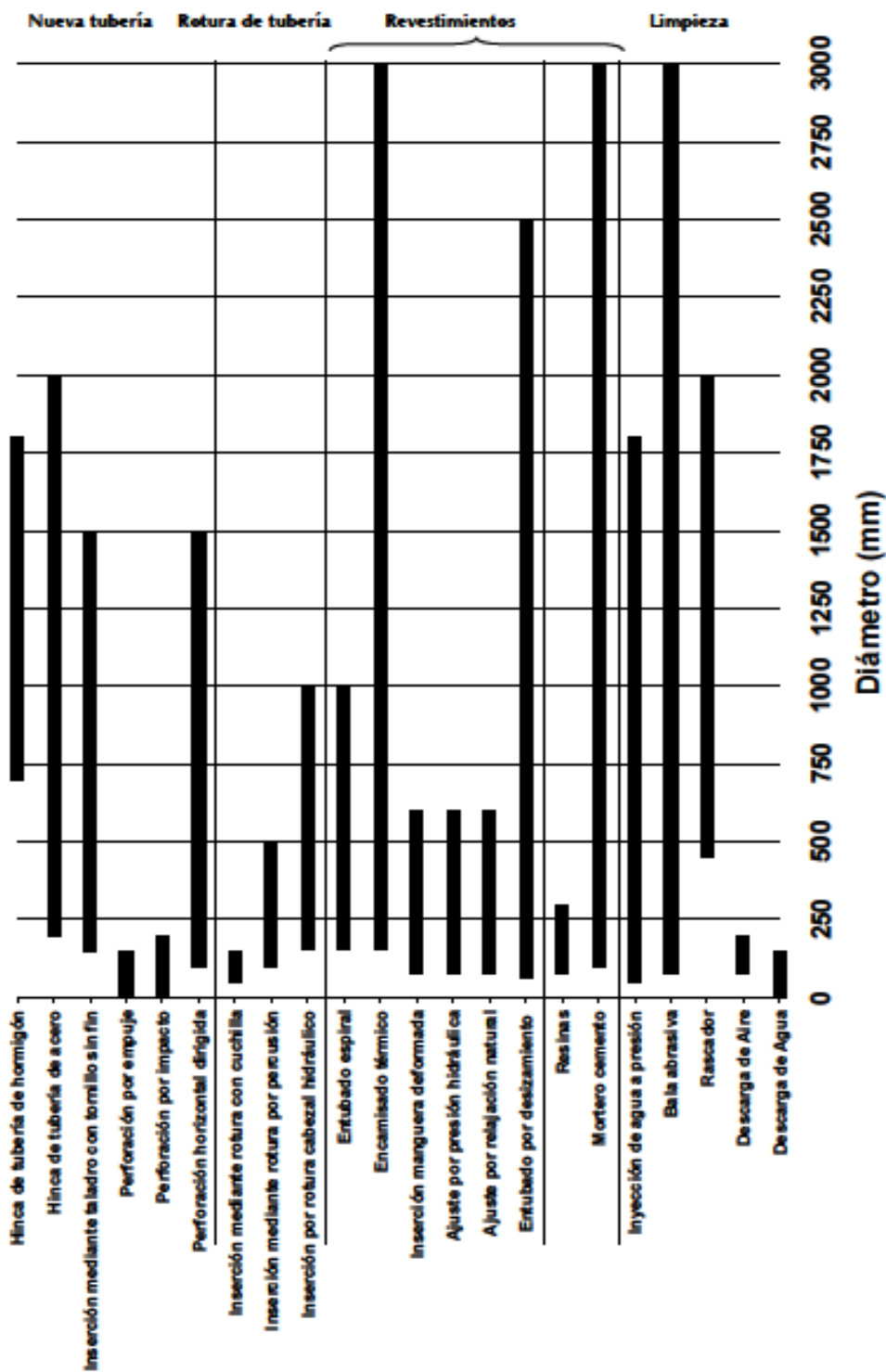


FIGURA G.51. APLICABILIDAD DE LAS TÉCNICAS SIN ZANJA SEGÚN DIÁMETRO.

2.6.2 Resumen de la aplicabilidad de las técnicas según la longitud del tramo a rehabilitar

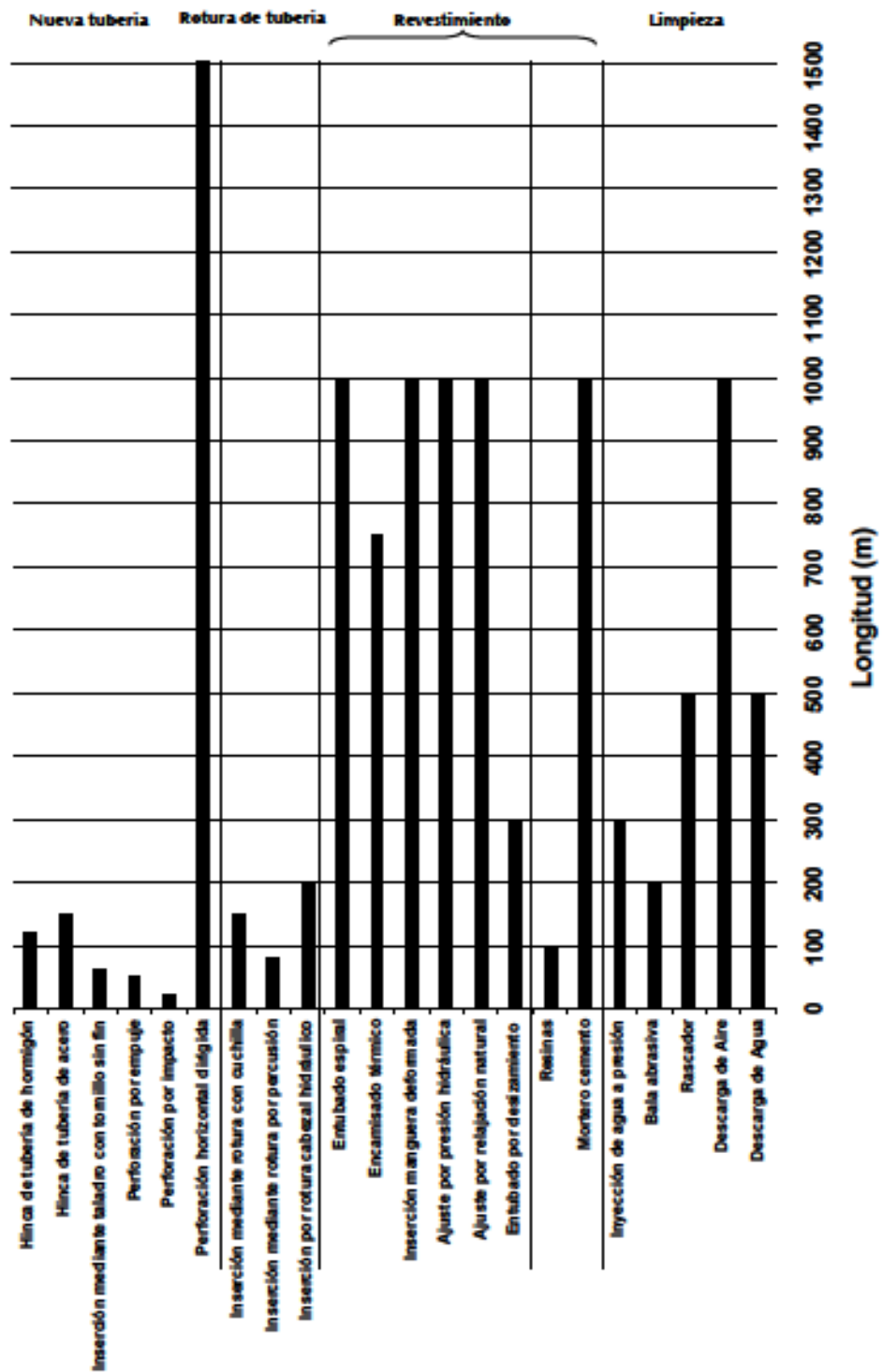


FIGURA G.52. APLICABILIDAD DE LAS TÉCNICAS SIN ZANJA SEGÚN LONGITUD.

2.6.3 Aplicabilidad de las técnicas sin zanja en redes de distribución.

Existe un amplio abanico de técnicas sin zanja que prolongan la vida de las tuberías en redes de distribución o renovar las mismas. En la práctica, la aplicabilidad de cada técnica se evalúa según las condiciones de la instalación, el coste y la disponibilidad local de la técnica, así como la posibilidad de que la misma cumpla los requerimientos por un largo plazo. Aunque en la definición de las técnicas se ha comentado la aplicabilidad particular de cada una, se enumeran aquéllas empleadas en redes de agua a presión:

1. Entubado por deslizamiento. Se utiliza con tubería de polietileno de alta densidad, PVC, y poliéster reforzado con fibra de vidrio. Siempre con relleno del espacio anular entre tuberías.
2. Encamisado térmico. Generalmente es de aplicación en saneamiento, aunque si el tubo es de polietileno o poliéster reforzado con fibra de vidrio y con resina epoxi también se puede utilizar en abastecimiento.
3. Métodos de ajuste preciso a la tubería. Al igual que las anteriores, su utilización a aguas potables se reduce a los países que han desarrollado esta técnica. La nueva tubería instalada puede ser tanto de poliéster reforzado con fibra de vidrio (la empleada en abastecimiento) como de polietileno (fundamentalmente en saneamiento).
4. Revestimientos internos de mortero de cemento, de resina epoxi y otros revestimientos de poliuretano
5. Métodos de inserción mediante rotura de tubería, bien con sistema hidráulico, por percusión o con corte mediante cuchilla.
6. Instalación de nuevas tuberías. Perforación horizontal dirigida, hincas de tubería de acero, hincas de hormigón etc. Son las más empleadas a escala nacional. Éstas ya se han empleado para la instalación de nuevas tuberías que crucen carreteras, caminos, etc. Sin duda,

presentan un futuro prometedor aunque se emplean en situaciones excepcionales debido a su elevado precio.

Una vez enumeradas las técnicas que se pueden emplear en abastecimiento y su utilización actual, se muestran las ventajas presentadas por cada técnica de renovación sin zanja empleada en abastecimiento (Tabla G.1) y el estado de desarrollo de las mismas cita el estado de desarrollo (EPA, 2009).

TABLA G.1. VISIÓN GENERAL DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LAS TÉCNICAS SIN ZANJA EN REDES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE (EPA, 2009)

Método	Parámetros de la tubería			Requerimientos del trabajo			Características		
	Rango (mm)	Long. Reparación (m)	Cata entrada	Revestim.	Relleno espacio anular	Excav. Para servicio	Clasif. AWWA	Cambio sección	Estado actual técnica
Nivel de limpieza requerido: Bueno									
CIPP	200-2400	< 2500	S/N ⁹	Si	No	No	III ¹⁰	Bajo	Nueva
Deformación PRP	75 - 300	< 1000	S/N	No	No	No	III	Bajo	Nueva
Deformación PE	75 - 1200	< 1000	S/N	No	No	No	III	Bajo	Consolidada
Revestim. Con mortero	75 - 600	< 1000	S/N	Mínimo	No	No	I	Bajo	Consolidada
Revestim. Expoxi	75 - 900	< 1000	S/N	Si	No	No	III	Bajo	Consolidada
Nivel de limpieza requerido: Normal									
Entubado deslizam.	> 200	< 5000	L	No	Variable	Si	III	Disminuye	Consolidada
Nivel de limpieza requerido: Ninguno o no aplicable									
Burst – Rotura sist. hidráulico	50 - 900	NK	M	No	No	Si	IV	Igual / aumenta	Consolidada
Crack – Rotura sist. neumático	50 - 900	20 - 500	M	No	No	Si	IV	Igual / aumenta	Consolidada

⁹S/R, reducción simétrica; S/N, pequeño o ninguno; NK, desconocido; M/L, mediando o grande; L, grande.

¹⁰ La clasificación AWWA es I= no estructural, III = semiestructural con anillos de conexión; IV = estructural.

2.6.4 Criterios de selección del tipo de renovación o rehabilitación de la tubería.

Cuando se aborda la cuestión de renovar o rehabilitar una tubería, se plantea un problema como el mostrado en la Figura G.53. En ella, a partir de un sistema de soporte a la decisión (uno de los definidos en el capítulo 2 de la tesis) se elige la tubería que se renueva. A continuación se ha de analizar la técnica empleada de todas las propuestas anteriores, y por último, se analiza económicamente el instante óptimo en el que realizar la renovación (por ejemplo con un modelo como el definido en el capítulo 3).

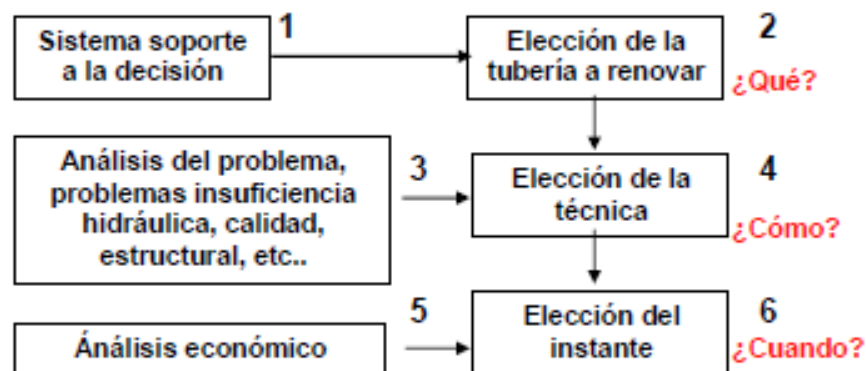


FIGURA G.53. DIAGRAMA DE FLUJO DE LAS OPCIONES DE RENOVACIÓN

En este ítem se detalla la segunda cuestión. Para ello, se muestran dos modelos que permiten seleccionar la técnica adecuada para realizar la renovación o rehabilitación (Figura G.54 y Figura G.55).

El primero fue realizado por Rajani (2009) y analiza el tipo de problema existente en la tubería (estructural, insuficiencia hidráulica o de calidad) para sugerir el empleo de una u otro grupo de técnicas. Además, incluye la renovación tradicional como solución a los problemas de tipo estructural, por lo que este trabajo no se refiere únicamente a técnicas sin zanja.

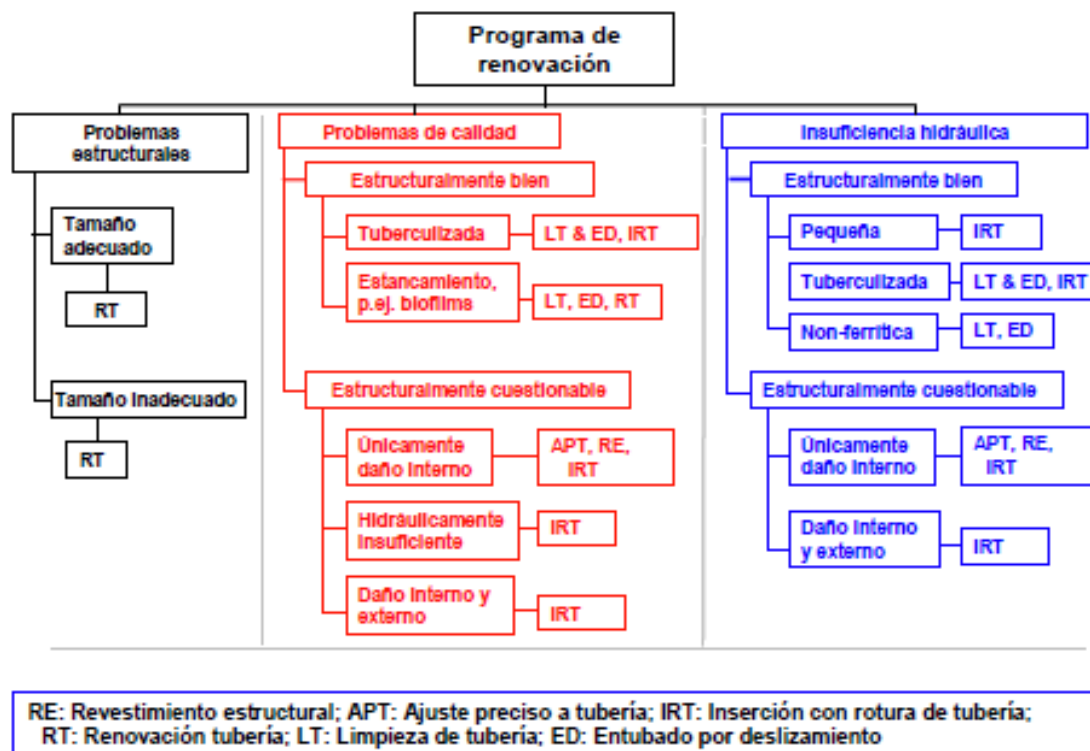


FIGURA G.54. SELECCIÓN DE LA TÉCNICA DE RENOVACIÓN (RAJANI, 2009).

El segundo estudio mostrado también se orienta a determinar la técnica a partir de una serie de cuestiones referentes al estado de la red (Deb y col., 2009). La clasificación de las decisiones a adoptar por el gestor de la red se muestra en la Figura A.56. Algunas de las indicaciones mostradas merecen cierta explicación. Si se renueva con aumento de diámetro se refiere a la técnica de renovación tradicional, a los métodos de rotura con sistema hidráulico y por percusión, a la perforación horizontal dirigida y a las hincas en el terreno. En cambio por revestimiento estructural se entiende entubado por deslizamiento y métodos de ajuste preciso de tuberías. Por último, por revestimiento semi estructural se refiere a entubado por deslizamiento y encamisado térmico (CIPP para tuberías de abastecimiento, una técnica en expansión en Estados Unidos y el Reino Unido).

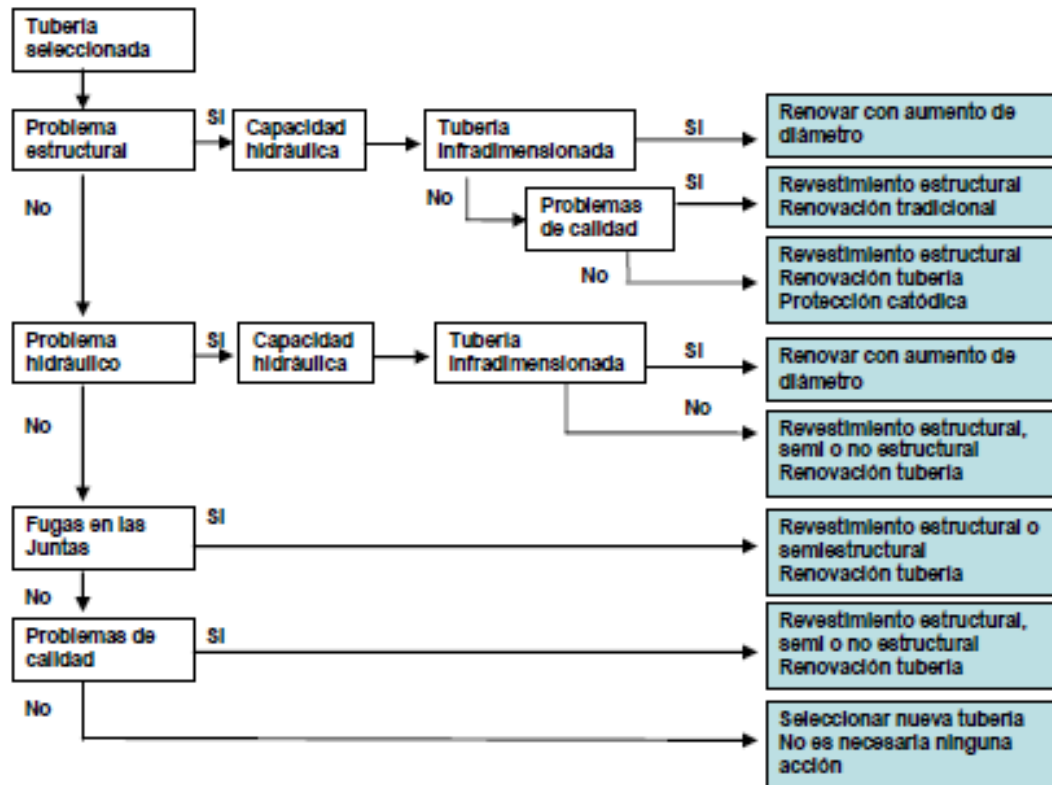


FIGURA G.55. SELECCIÓN DE LA TÉCNICA DE RENOVACIÓN (DEB Y COL., 2009)

3. **Costos asociados a las técnicas sin zanja**

Las técnicas sin zanja, hasta ahora, no han tenido una gran incidencia en el conjunto de las obras civiles debido a que con frecuencia, los gestores de los sistemas de abastecimiento, no han considerado los ahorros imputables a estas tecnologías en comparación con la tradicional obra civil con zanja. Con frecuencia, solamente se valoran los costos directos de la obra y se obvian otros asociados al proyecto. El costo total de la realización de un proyecto es la suma de los costos directos de la obra más los costos previos y posteriores a la realización del proyecto (Tabla G.3). Esta idea ha sido denominada el coste del ciclo de la vida, y en ella se considera no solamente el costo de ejecución, sino también el costo previo y posterior de la rehabilitación o renovación de la tubería.

Los costos previos a la realización de la obra son los relacionados con la preparación en campo, los procesos de ingeniería y diseño, las autorizaciones legales, la aclimatación del terreno, las investigaciones en el subsuelo y la preparación de los documentos para el concurso previo a la obra.

Los costos durante la ejecución de la obra son los costos directos (movilización de maquinaria, materiales empleados, mano de obra, desecación del terreno, etc.) los costos indirectos (personal de oficina y en campo, contingencias en la obra, etc.) y los costos sociales (daños a edificios cercanos, seguridad de los peatones, quejas de los ciudadanos, ruidos y vibraciones, daños asociados a las calzadas por las que se desvía el tráfico, costo asociado a la interrupción del tráfico).

Finalmente los costos posteriores a la obra son los relacionados con la operación de las redes, mantenimiento y las pérdidas de ingresos debido a las reparaciones de emergencia futuras.

TABLA G. 2. COSTO DEL CICLO DE VIDA DE UN PROYECTO DE RENOVACIÓN

Pre construcción	Construcción	Post Construcción
Preparación en campo		Operación
Procesos de ingeniería y diseño	Costos directos	Mantenimiento
Autorizaciones legales	Costos indirectos	Depreciación de la
Aclimatación del terreno	Costos sociales	conducción
Investigaciones en el subsuelo		Pérdidas por emergencias
Preparación de documentos		

Aunque el análisis de todas estas condicionantes del precio total no se realiza casi nunca ya que comporta una tremenda dificultad y la necesidad de muchos datos para que el modelo se ajuste a la realidad, es obvio que considerar todos los componentes definidos anteriormente durante el periodo de planificación y diseño de la obra puede mostrar que algunas técnicas sin zanja sean más económicos que los métodos tradicionales.

Dentro de los costos durante la realización de la obra, se encuentran los costos sociales, que comportan las mayores ventajas de las técnicas sin zanja frente al método tradicional. Estos son muy difíciles de evaluar, ya que no se puede definir ningún método o modelo universal que permita el cálculo completo.

El costo social se debe calcular como la suma de los costos asociados a los siguientes términos (Najafi y Gokhale, 2004):

- Interrupciones del tráfico rodado.
- Daños al pavimento excavado.
- Daños a las instalaciones colindantes.
- Ruidos y vibraciones.
- Seguridad de los viandantes.
- Daños a las estructuras aledañas.
- Pérdidas en los negocios.
- Daños en las carreteras debido a la existencia de una zanja que impide el tráfico.

- Quejas de los ciudadanos que se ven afectados por las obras.
- Impacto ambiental de las obras.

El principal problema para comparar los costos entre las distintas técnicas consiste en que cada obra realizada presenta características particulares que impiden concretar un valor numérico universal, y se suele facilitar un intervalo de soluciones fabricante para cada proyecto, ya que cualquier peculiaridad de la obra comporta un ahorro o encarecimiento significativo.

3.1 Relación de costos de las técnicas de rehabilitación y renovación sin apertura de zanja empleadas en redes urbanas

Zhao y Rajani (2002) recopilaron los trabajos realizados en redes de saneamiento en Canadá y Estados Unidos, obteniendo los resultados mostrados en la Tabla A.4. En él se realiza una comparación entre los costes de la ejecución de las renovaciones con técnicas sin zanja y la renovación tradicional.

TABLA G. 3. COSTOS ASOCIADOS A TÉCNICAS SIN ZANJA PARA SANEAMIENTO
(ZHAO Y RAJANI, 2002)

Técnica	Costo(\$/mm de diámetro /m longitud	Pequeño < 300 mm (\$/m)	Mediano 330 – 940 mm (\$/m)	Grande 960 – 1830 mm (\$/m)	Muy Grande > 1830 mm (\$/m)	Número de datos
Inserción de tubería con tornillo sin fin	2.53	---	1325.68	4792.57	5384.46	24
Encamisado térmico	0.93	202.03	358.78	1793.24	---	39
Perforación horizontal dirigida	2.01	179.05	1210.14	4215.54	---	10
Entubado por deslizamiento	0.93	156.08	667.57	1649.32	1734.46	16
Rotura de tubería por cabezal hidráulico	1.49	490.54	787.16	---	---	11
Hinca de tubería de concreto	2.90	---	---	5094.59	6429.05	6
Revestimiento no estructural	0.64	199.32	---	---	---	6
Técnica tradicional	2.60	411.49	1563.51	1503.38	---	14

Según este estudio, la técnica más cara sería la hinca de hormigón (2.9 \$/mm/m), con un valor incluso superior más caros que la técnica tradicional con apertura de zanja (2.6 \$/mm/m). Como cabía esperar, las técnicas más baratas son los revestimientos no estructurales. Asimismo, en tuberías mayores de 960 mm, ninguna técnica sin zanja es más barata que la tradicional.

Las técnicas específicas utilizadas se eligen para realizar una renovación en concreto según, entre otros condicionantes, la condición inicial de la tubería que se desea rehabilitar. En numerosas ocasiones, a estos costos se han de añadir los relativos a las inspecciones de las tuberías. Éstos son similares tanto en redes de abastecimiento como de saneamiento. En la Tabla A.5 se muestran los costes de inspección de las tuberías de saneamiento en EE.UU. (Zhao y Rajani (2001); Allouche y Freure, 2002).

TABLA G. 4. COSTOS ASOCIADOS A LAS INSPECCIONES DE LA TUBERÍA (ZHAO Y RAJANI, 2001 Y ALLOUCHE Y FREURE, 2002)

Técnica	Zhao y Rajani (2001)	Allouche y Freure (2002)
Inspección con cámara de televisión	1.35 – 6.76	1.18 -9.46
Sonar	4.05 – 6.76	4.05 -6.76
Inspección de un operario	1.35 – 13.5	0.90 -13.5
Utilización conjunta de Sonar y cámara de televisión	4.73 -6.76	4.50
Zoom Camera	67.60	29.90

La *environmental protection agency* también cuantifica los costes para las técnicas sin zanja más utilizadas en renovación de pequeñas tuberías de saneamiento, (EPA, 1999).

TABLA G. 5. RANGO DE COSTOS PARA REDES DE SANEAMIENTO (EPA, 2009)

Técnica	Diámetro(mm)	Costo (\$/m)
Rotura de tubería por cabezal	203	130 - 160
Entubado por deslizamiento	457	260 - 550
Encamisado térmico	203	80 - 215
Ajuste preciso a la conducción	203	58 -162

Selvakulmar y col (2002) cuantifican los costos de las distintas técnicas en EE.UU. en red de distribución urbana. Los costes facilitados sólo consideran la instalación de la tubería y no incluyen otros como los asociados a quitar las válvulas, hidrantes ni otros trabajos como instalación de tuberías en bypass, etc.

TABLA G.6. COSTOS ASOCIADOS A LAS TÉCNICAS SIN ZANJA
(SELVAKULMAR Y COL., 2002)

Técnica	Diámetro(mm)	Costo (\$/m)
Revestimiento de Mortero	100 - 1500	0.129 – 0.388
Revestimiento Epoxi	100 - 300	1.16 – 1.94
Entubado por deslizamiento	100 -2750	0.51 – 0.78
Encamisado térmico	150 -1400	0.78 – 1.80
Encamisado previa deformación en U	200 -460	0.78
Ajuste preciso a la tubería	50 - 1060	0.51 – 0.78
Inserción por rotura	100 - 900	0.91 – 1.60
Perforación horizontal	50 - 1500	1.29 – 3.23

MacKenzie, A. (2009) cuantifica los costos directos de las distintas técnicas de renovación y rehabilitación de redes de agua. Los costos descritos no incluyen las actividades previas de limpieza de tuberías y en algunos métodos el uso de lodos bentónicos para dar estabilidad estructural a la nueva tubería.

TABLA G.7.. COSTOS DE LAS TÉCNICAS SIN ZANJA Y TRADICIONAL EN COLOMBIA (MACKENZIE, A., 2009)

Técnica	Diámetro (mm)	Material	Costo (Pesos/m)
Técnica tradicional con apertura zanja	150	PVC	192,294
Pipe Bursting (rotura de tubería)	160	HDPE	106,488
Slipinning (deslizamiento de tubería)	160	HDPE	106,091
Swagelining (ajuste por relajación natural con calentamiento)	160	HDPE	113,528
Rolldown (ajuste por presión hidráulica)	160	HDPE	112,324
Ultraliner	150	PVC	137,076

Así también concluye que en general las técnicas sin zanja para la renovación y rehabilitación de tuberías tienen rendimientos superiores a la técnica tradicional con apertura de zanja, los impactos ambientales de las actividades de instalación de tuberías se están reduciendo entre un 90% y un 60%, lo que hace a éstas más económicas y más limpias.

Las nuevas metodologías por tener solamente 2 pequeñas zanjas de entrada y salida de la tubería, las cuales no impiden el paso normal de peatones hacia los locales comerciales. Permiten que el comercio y los compradores no se vean afectados por el cambio o el mantenimiento de las redes de agua en nuestras ciudades.

La metodología tradicional con apertura de zanja genera una mayor contaminación en los suelos, ya que las tuberías antiguas deben ser retiradas y llevadas a botaderos donde contaminan los suelos donde finalmente van a quedar las mismas, además estos materiales no son reciclables.

ANEXO H

COSTOS DE RENOVACIÓN DE REDES DE AGUA

ANEXO H

COSTOS DE RENOVACIÓN DE REDES DE AGUA

1. Costos de renovación de redes de agua potable

A continuación, en la tabla H.1 se presenta el resumen de los costos de renovación y/o rehabilitación de redes secundarias de agua potable en Lima Norte, considerando los siguientes escenarios.

- a) Renovación con técnica sin zanja Cracking (100%)
- b) Renovación con técnica convencional (100%)
- c) Renovación con técnicas Convencional (66%) y Cracking (34%)
- d) renovación con técnica convencional para tuberías con antigüedad menor de 25 años.
- e) Renovación con técnica convencional para tuberías con antigüedad entre 10 y 25 años.

TABLA H.1. COSTOS DE RENOVACIÓN DE REDES DE AGUA POR TÉCNICA Y ANTIGÜEDAD

Descripción	Costo de renovación y/o rehabilitación red secundaria de agua potable (S/.)			
	Convencional y Cracking	Convencional 100%	Convencional Tuberías < 25 años	Convencional Tuberías 10 - 25 años
Costo Directo	266,381,393.09	258,505,674.77	132,338,417.41	118,984,560.72
G.G y Utilidades	39,957,208.96	38,775,851.21	19,850,762.61	17,847,684.11
Costo Construcción	306,338,602.06	297,281,525.98	152,189,180.03	136,832,244.83
Estudio Definitivo	4,595,079.03	4,459,222.89	2,282,837.70	2,052,483.67
Supervisión	6,126,772.04	5,945,630.52	3,043,783.60	2,736,644.90
Saneamiento legal	306,338.60	297,281.53	152,189.18	136,832.24
Sub total	317,366,791.73	307,983,660.92	157,667,990.51	141,758,205.64
IGV (18%)	57,126,022.51	55,437,058.97	28,380,238.29	25,516,477.01
Costo Total	374,492,814.24	363,420,719.88	186,048,228.80	167,274,682.65

Fuente: Elaboración propia

TABLA H.2. COSTOS DE RENOVACIÓN DE REDES DE AGUA CON LA TÉCNICA SIN ZANJA
TIPO CRACKING EN 100% EN LIMA NORTE I

PRESUPUESTO						
TESIS: MODELO TÉCNICO ECONÓMICO PARA LA TOMA DE DECISION DE RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LIMA NORTE I Subpresupuesto: 002A RENOVACIÓN Y REHABILITACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE CON TÉCNICA SIN ZANJA CRACKING (100%) Elaborado: Omar Eduardo Olivares Lara Lugar: Lima		Costo al: 30/06/2013				
Item	Descripción	Und	Metrado	Precio Unitario (S/.)	Precio (S/.)	Precio Parcial (S/.)
1 OBRAS PRELIMINARES Y PROVISIONALES						
1.1 OBRAS PRELIMINARES Y PROVISIONALES						
1.1.1	Campamento provisional	und	38.00	6,579.73	250,029.74	
1.1.2	Cartel de identificación de la obra de 7,20 m x 3,60 m	und	38.00	4,666.36	177,321.68	
1.1.3	Cono fibra vidrio fosforescente p/desvío de tránsito s/d (prov. durante obra)	und	1,900.00	5.47	10,393.00	
1.1.4	Tranquera tipo tijera de 2,40 x 1,20 m para señal PELIGRO (prov. durante obra)	und	950.00	30.14	28,633.00	
1.1.5	Letrero metálico 0,60 x 0,60 m s/poste p/desvío tránsito (prov. durante obra)	und	950.00	29.95	28,452.50	
1.1.6	Puente de madera para pase peatonal sobre zanja s/d (prov. durante obra)	und	950.00	29.92	28,424.00	
1.1.7	Puente de madera para pase vehicular sobre zanja s/d (prov. durante obra)	und	950.00	385.01	365,759.50	
1.1.8	Movilización de campamentos,maquinarias, herramientas para la obra tipo L3	und	38.00	6,797.56	258,307.28	1,147,320.70
2 MEJORAMIENTO REDES DE AGUA POTABLE						
2.1 MOVIMIENTOS DE TIERRAS						
2.1.1	Señales-iluminación nocturna con lámpara intermitente cada 10m (línea hasta 12')	km	367.00	3,358.10	1,232,422.70	
2.1.2	Cerco de malla HDP de 1 m altura para límite de seguridad de obra-SEDAPAL	m	731,649.36	1.04	760,915.33	
2.1.3	Riego de zona de trabajo - para mitigar la contaminación - polvo	m	365,824.68	1.44	526,787.54	
2.1.4	Protección de otros Servicios	Glb	35.00	65,279.88	2,284,795.70	
2.1.5	Trazo y replanteo inicial del proyecto, para líneas-redes con estación total	km	365.85	686.22	251,053.59	
2.1.6	Replanteo final de la obra, para líneas redes con estación total	km	365.85	318.55	116,541.52	
2.1.7	Provisión de material de préstamo seleccionado para reemplazo de material de relleno	m3	43,396.28	13.42	582,378.07	
2.1.8	Eliminación de desmonte en terreno semirocoso R=10 km con maquinaria	m3	43,396.28	29.30	1,271,510.99	
2.1.9	Excav. Ref., Relle., Eliminación zanja (máq.) p/tub. t-semirocoso DN 100 - 150	m	29,820.93	442.52	13,196,491.53	
2.1.10	Excav. Ref., Relle., Eliminación zanja (máq.) p/tub. t-semirocoso DN 200 - 250	m	1,781.77	524.90	935,256.91	
2.1.11	Excav. Ref., Relle., Eliminación zanja (máq.) p/tub. t-semirocoso DN 300 - 350	m	1,599.58	212.85	340,474.37	
2.1.12	Excav. Ref., Relle., Eliminación zanja (máq.) p/tub. t-semirocoso DN 400 - 450	m	162.37	1,898.00	308,176.36	
2.1.13	Excav. Ref., Relle., Eliminación zanja (máq.) p/tub. t-semirocoso DN 500 - 650	m	17.10	2,397.27	40,993.17	
2.1.14	Pruebas de compactación de suelos (proctor modificado y de control de compactación - densidad de campo)	und	668.00	76.35	51,001.80	21,898,799.59
2.2 SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS						
2.2.1	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 100	m	0.00	0.00	0.00	
2.2.2	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 150	m	0.00	0.00	0.00	
2.2.3	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 200	m	0.00	0.00	0.00	
2.2.4	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 250	m	0.00	0.00	0.00	
2.2.5	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 300	m	0.00	0.00	0.00	
2.2.6	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 350	m	0.00	0.00	0.00	
2.2.7	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 400	m	0.00	0.00	0.00	
2.2.8	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 450	m	0.00	0.00	0.00	
2.2.9	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 500	m	0.00	0.00	0.00	
2.2.10	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 100	m	1,379.52	120.53	166,273.46	
2.2.11	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 150	m	1,929.93	158.38	305,662.43	
2.2.12	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 200	m	443.16	203.62	90,236.85	
2.2.13	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 300	m	1,206.44	335.01	404,167.97	
2.2.14	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 100	m	321,370.04	1.90	610,603.08	
2.2.15	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 150	m	17,697.03	2.49	44,065.60	
2.2.16	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 200	m	15,482.96	2.98	46,139.21	
2.2.17	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 250	m	2,905.91	3.65	10,606.59	
2.2.18	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 300	m	4,112.55	4.37	17,971.86	
2.2.19	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 350	m	701.84	5.33	3,740.81	
2.2.20	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 400	m	3,247.39	6.31	20,491.02	
2.2.21	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 450	m	0.00	7.48	0.00	
2.2.22	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 500	m	306.95	8.67	2,661.24	1,722,620.12
			365,824.67			
2.3 SUMINISTRO E INSTALACION DE ACCESORIOS Y VALVULAS						
2.3.1	Válvula cpta.CC, ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 100	und	1,082.00	370.94	401,357.08	
2.3.2	Válvula cpta.CC, ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 150	und	84.00	655.99	55,103.16	
2.3.3	Válvula cpta.CC, ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 200	und	53.00	1,026.93	54,427.29	
2.3.4	Válvula cpta.CC, ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 250	und	18.00	2,026.92	36,484.56	
2.3.5	Válvula cpta.CC, ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 300	und	16.00	2,588.05	41,408.80	
2.3.6	Válvula mariposa BB DN 350 ho. dúctil	und	2.00	5,563.36	11,126.72	
2.3.7	Válvula mariposa BB DN 400 ho. dúctil	und	10.00	8,094.34	80,943.40	
2.3.8	Válvula mariposa BB DN 450 ho. dúctil	und	0.00	15,952.15	0.00	
2.3.9	Válvula mariposa BB DN 500 ho. dúctil	und	2.00	23,570.16	47,140.32	
2.3.10	Instalación de válvula cpta. rosca DN 40 a 65 incl. registro	und	0.00	114.38	0.00	
2.3.11	Instalación de válvula compuerta DN 80 incl. registro	und	0.00	129.06	0.00	
2.3.12	Instalación de válvula compuerta DN 100 a 150 mm incl. registro	und	1,166.00	138.47	161,456.02	
2.3.13	Instalación de válvula compuerta DN 200 a 250 mm incl. registro	und	137.00	170.69	23,384.53	
2.3.14	Instalación de válvula compuerta DN 300 a 350 mm incl. registro	und	71.00	347.78	24,692.38	
2.3.15	Instalación de válvula compuerta DN 400 a 450 mm incl. registro	und	34.00	428.75	14,577.50	
2.3.16	Instalación de válvula compuerta DN 450 a 500 mm incl. registro	und	18.00	570.91	10,276.38	
2.3.17	Suministro de grifo C/incendio Ho. dúctil 2 bocas	und	1,215.00	915.48	1,112,308.20	
2.3.18	Instalación de grifo contra incendio tipo poste de 2 bocas incl. anclaje	und	1,215.00	270.47	328,621.05	
2.3.19	Suministro de Accesorios diversos	Glb	35.00	45,499.65	1,592,487.78	3,995,795.17
2.4 CORTE, ROTURA Y REPOSICION DE PAVIMENTOS						
2.4.1	Reposición de jardines	m2	5,007.26	11.99	60,037.05	
2.4.2	Corte+rotura, ED y reposición de vereda rígida f/c 140 kg/cm2 de 10 cm espesor	m2	7,510.89	82.72	621,300.82	
2.4.3	Corte+rotura, ED y reposic. de pavimento flexible asfalto caliente de e= 2"	m2	10,014.53	99.15	992,940.65	
2.4.4	Corte+rotura, ED y reposic. de pavimento mixto: asfalto 2" y concreto 6"	m2	10,014.53	195.26	1,955,437.13	
2.4.5	Corte+rotura, ED y reposic. de pavimento rígido f/c 210 kg/cm2 de e= 8"	m2	15,021.79	137.71	2,068,650.70	
2.4.6	Corte+rotura, ED y reposición de gradas f/c 140 kg/cm2	m2	2,503.63	33.53	83,946.71	
2.4.7	Prueba de calidad del concreto (prueba a la compresión)	und	663	28.43	18,849.09	5,801,162.15

PRESUPUESTO						
TESIS: MODELO TÉCNICO ECONÓMICO PARA LA TOMA DE DECISION DE RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LIMA NORTE I Subpresupuesto: 002A RENOVACIÓN Y REHABILITACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE CON TÉCNICA SIN ZANJA CRACKING (100%) Elaborado: Omar Eduardo Olivos Lara Lugar: Lima		Costo al: 30/06/2013				
Ítem	Descripción	Und	Metrado	Precio Unitario (S.)	Precio (S.)	Precio Parcial (S.)
2.5	CAMBIO DE TUBERÍAS METODO CRACKING Y/O RELINING		568,454.10			
2.5.1	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 100	m	488,905.62	219.27	107,202,334.97	
2.5.2	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 150	m	41,324.02	258.76	10,693,004.39	
2.5.3	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 200	m	21,440.49	304.67	6,532,274.76	
2.5.4	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 250	m	5,331.59	391.19	2,085,664.74	
2.5.5	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 300	m	7,156.43	543.48	3,889,374.84	
2.5.6	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 350	m	706.56	607.38	429,151.28	
2.5.7	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 400	m	3,247.39	762.04	2,474,639.17	
2.5.8	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 450	m	0.00	800.10	0.00	
2.5.8	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 500	m	342.00	895.14	306,136.66	133,612,580.81
						0.00
3	CONEXIONES DOMICILIARIAS					
3.1	Conexión Domiciliaria	Und	63,745.00	1,041.45	66,386,979.64	66,386,979.64
4	CAMARAS REDUCTORAS DE PRESION					
4.1	CAMARAS REDUCTORAS DE PRESION					
4.1.1	Cámara p/válvula reductora de presión c/ maq. l. normal p/matriz DN 100 a 150	und	6.00	15,095.19	90,571.14	
4.1.2	Cámara p/válvula reductora de presión c/ maq. l. normal p/matriz DN 200 - 250 (Cemento P-II)	und	11.00	23,245.57	255,701.27	
4.1.3	Cámara p/válvula reductora de presión c/ maq. l. normal p/matriz DN 300 - 350 (Cemento P-II)	und	1.00	25,677.36	25,677.36	
4.1.4	Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 100	und	4.00	36,518.97	146,075.88	
4.1.5	Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 150	und	2.00	36,518.97	73,037.94	
4.1.6	Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 200	und	11.00	36,518.97	401,708.67	
4.1.7	Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 300	und	1.00	118,857.84	118,857.84	1,111,630.10
5	CONEXIONES PROVISIONALES					
5.1	CONEXIONES PROVISIONALES					
5.1.1	Mantenimiento servicio agua potable con empalme conex.dom. a red provisional DN 50	und	63,745.00	9.85	627,888.25	
5.1.2	Conexiones domiciliarias provisional para agua potable DN 15	und	63,745.00	557.28	35,523,813.60	36,151,701.85
6	PRELOCALIZADORES DE FUGAS					
6.1	Puntos de Control	Und	3,758.00	683.38	2,568,142.04	
6.2	Prelocalizadores	Und	1,200.00	2,108.06	2,529,672.00	
6.3	Unidad de Control del Prelocalizador de Fugas - Palmer	Und	2.00	39,534.30	79,068.60	5,176,882.64
7	EQUIPAMIENTO OPERACIONAL					
7.1	Equipamiento Operacional Agua Potable	Glb	1.00	1,075,860.52	1,075,860.52	1,075,860.52
				Costo Directo (S.)	278,081,333.29	
				Gastos Generales (10%)	27,808,133.33	
				Utilidad (5%)	13,904,066.66	
				SubTotal (1) (S.)	319,793,533.28	
8	ESTUDIO DEFINITIVO (1.5%)	Glb	1		4,796,903.00	4,796,903.00
9	SUPERVISION (2%)	Glb	1		6,395,870.67	6,395,870.67
10	SANEAMIENTO FISICO LEGAL	Glb	1		319,793.53	319,793.53
				SubTotal (2) (S.)	11,512,567.20	
				Total (S.)	331,306,100.48	
				IGV (18%) (S.)	59,635,098.09	
				Costo Total de Inversión (S.)	390,941,198.57	
				Longitud total de tubería con zanja	4,959.05	
				Longitud total de tubería sin zanja	568,454.10	
				Longitud total de tuberías	573,413.15	
				Costo tubería por ml	681.78	

TABLA H.3. COSTOS DE RENOVACIÓN DE REDES DE AGUA CON LA TÉCNICA CON ZANJA CONVENCIONAL EN 100% EN LIMA NORTE I

PRESUPUESTO						
TESIS: MODELO TÉCNICO ECONÓMICO PARA LA TOMA DE DECISION DE RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LIMA NORTE I Subpresupuesto: 001 RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE CON TÉCNICA CON ZANJA CONVENCIONAL Elaborado: Omar Eduardo Olivos Lara Lugar: Lima				Costo al: 30/06/2012		
Ítem	Descripción	Und	Metrado	Precio Unitario (S/.)	Precio (S/.)	Precio Parcial (S/.)
1 OBRAS PRELIMINARES Y PROVISIONALES						
1.1	OBRAS PRELIMINARES Y PROVISIONALES					
1.1.1	Campamento provisional	und	38.00	6,579.73	250,029.74	
1.1.2	Cartel de identificación de la obra de 7,20 m x 3,60 m	und	38.00	4,666.36	177,321.68	
1.1.3	Cono fibra vidrio fosforescente p/desvío de tránsito s/d (prov. durante obra)	und	1,900.00	5.47	10,393.00	
1.1.4	Tranquera tipo lijera de 2,40 x 1,20 m para señal PELIGRO (prov. durante obra)	und	950.00	30.14	28,633.00	
1.1.5	Letrero metálico 0,60 x 0,60 m s/poste p/desvío tránsito (prov.durante obra)	und	950.00	29.95	28,452.50	
1.1.6	Puente de madera para pase peatonal sobre zanja s/d (prov. durante obra)	und	950.00	29.92	28,424.00	
1.1.7	Puente de madera para pase vehicular sobre zanja s/d (prov. durante obra)	und	950.00	385.01	365,759.50	
1.1.8	Movilización de campamentos,maquinarias, herramientas para la obra tipo L3	und	38.00	6,797.56	258,307.28	1,147,320.70
2 MEJORAMIENTO REDES DE AGUA POTABLE						
2.1 MOVIMIENTOS DE TIERRAS						
2.1.1	Señales-iluminación nocturna con lámpara intermitente cada 10m (líneas hasta 12")	km	367.00	3,358.10	1,232,422.70	
2.1.2	Cerco de malla HDP de 1 m altura para límite de seguridad de obra-SEDAPAL	m	731,649.36	1.04	760,915.33	
2.1.3	Riego de zona de trabajo - para mitigar la contaminación - polvo	m	573,413.15	1.44	825,714.94	
2.1.4	Protección de otros Servicios	Glb	35.00	65,279.98	2,294,795.70	
2.1.5	Trazo y replanteo inicial del proyecto, para líneas-redes con estación total	km	573.44	686.22	393,504.95	
2.1.6	Replanteo final de la obra, para líneas -redes con estación total	km	573.44	318.55	182,668.83	
2.1.7	Provisión de material de préstamo seleccionado para reemplazo de material de relleno	m3	203,667.35	13.42	2,733,215.77	
2.1.8	Eliminación de desmonte en terreno semiroca R+10 km con maquinaria	m3	203,667.35	31.94	6,505,135.00	
2.1.9	Excav. Ref., Relle, Eliminación zanja (máq.) p/ub. t-semirocosa DN 100 - 150	m	533,539.12	24.73	13,196,491.53	
2.1.10	Excav. Ref., Relle, Eliminación zanja (máq.) p/ub. t-semirocosa DN 200 - 250	m	27,215.23	34.37	935,256.91	
2.1.11	Excav. Ref., Relle, Eliminación zanja (máq.) p/ub. t-semirocosa DN 300 - 350	m	9,069.43	37.54	340,474.37	
2.1.12	Excav. Ref., Relle, Eliminación zanja (máq.) p/ub. t-semirocosa DN 400 - 450	m	3,247.38	94.50	308,176.36	
2.1.13	Excav. Ref., Relle, Eliminación zanja (máq.) p/ub. t-semirocosa DN 500 - 650	m	342.00	119.86	40,993.17	
2.1.14	Pruebas de compactación de suelos (proctor modificado y de control de compactación - densidad de campo)	und	11,464.35	76.35	875,303.46	30,615,069.03
2.2 SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS						
2.2.1	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 100	m	488,905.62	14.50	7,090,990.01	
2.2.2	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 150	m	41,324.02	16.77	692,906.30	
2.2.3	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 200	m	21,440.49	47.05	1,008,718.86	
2.2.4	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 250	m	5,331.59	56.13	299,251.06	
2.2.5	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 300	m	7,156.43	65.72	470,355.33	
2.2.6	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 350	m	706.56	264.46	186,858.26	
2.2.7	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 400	m	3,247.39	338.73	1,099,987.57	
2.2.8	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 450	m	0.00	0.00	0.00	
2.2.9	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 500	m	342.00	561.75	192,119.15	
2.2.10	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 100	m	1,379.52	120.53	166,273.46	
2.2.11	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 150	m	1,929.93	158.38	305,662.43	
2.2.12	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 200	m	443.16	203.62	90,236.85	
2.2.13	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 300	m	1,206.44	335.01	404,167.97	
2.2.14	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 100	m	490,285.14	1.90	931,541.76	
2.2.15	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 150	m	43,253.95	2.49	107,702.35	
2.2.16	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 200	m	21,883.66	2.98	65,213.29	
2.2.17	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 250	m	5,331.59	3.65	19,460.30	
2.2.18	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 300	m	8,362.86	4.37	36,545.71	
2.2.19	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 350	m	706.56	5.33	3,765.97	
2.2.20	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 400	m	3,247.39	6.31	20,491.02	
2.2.21	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 450	m	0.00	7.48	0.00	
2.2.22	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 500	m	342.00	8.67	2,965.13	13,195,112.79
2.3 SUMINISTRO E INSTALACION DE ACCESORIOS Y VALVULAS						
2.3.1	Válvula cpta.CC. ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 100	und	1,082.00	370.94	401,357.08	
2.3.2	Válvula cpta.CC. ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 150	und	84.00	655.99	55,103.16	
2.3.3	Válvula cpta.CC. ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 200	und	53.00	1,026.93	54,427.29	
2.3.4	Válvula cpta.CC. ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 250	und	18.00	2,026.92	36,484.56	
2.3.5	Válvula cpta.CC. ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 300	und	16.00	2,588.05	41,408.80	
2.3.6	Válvula mariposa BB DN 350 ho. dúctil	und	2.00	5,563.36	11,126.72	
2.3.7	Válvula mariposa BB DN 400 ho. dúctil	und	10.00	8,094.34	80,943.40	
2.3.9	Válvula mariposa BB DN 500 ho. dúctil	und	2.00	23,570.16	47,140.32	
2.3.12	Instalación de válvula compuerta DN 100 a 150 mm incl. registro	und	1,166.00	138.47	161,456.02	
2.3.13	Instalación de válvula compuerta DN 200 a 250 mm incl. registro	und	137.00	170.69	23,384.53	
2.3.14	Instalación de válvula compuerta DN 300 a 350 mm incl. registro	und	71.00	347.78	24,692.38	
2.3.15	Instalación de válvula compuerta DN 400 a 450 mm incl. registro	und	34.00	428.75	14,577.50	
2.3.16	Instalación de válvula compuerta DN 450 a 500 mm incl. registro	und	18.00	570.91	10,276.38	
2.3.17	Suministro de grifo C/Incendio Ho. dúctil 2 bocas	und	1,215.00	915.48	1,112,308.20	
2.3.18	Instalación de grifo contra incendio tipo poste de 2 bocas incl. anclaje	und	1,215.00	270.47	328,621.05	
2.3.19	Suministro de Accesorios diversos	Glb	35.00	45,499.65	1,592,487.78	3,995,795.17
2.4 CORTE, ROTURA Y REPOSICION DE PAVIMENTOS						
2.4.1	Reposición de jardines	m2	86,011.96	11.99	1,031,283.41	
2.4.2	Corte+rotura, ED y reposición de vereda rígida f'c 140 kg/cm2 de 10 cm espesor	m2	129,017.97	82.72	10,672,366.20	
2.4.3	Corte+rotura, ED y reposic. de pavimento flexible asfalto caliente de e= 2"	m2	172,023.99	99.15	17,056,178.82	
2.4.4	Corte+rotura, ED y reposic. de pavimento mixto: asfalto 2" y concreto 6"	m2	172,023.99	195.26	33,589,404.70	
2.4.5	Corte+rotura, ED y reposic. de pavimento rígido f'c 210 kg/cm2 de e= 8"	m2	258,035.92	137.71	35,534,126.96	
2.4.6	Corte+rotura, ED y reposición de gradas f'c 140 kg/cm2	m2	43,006.01	33.53	1,441,991.37	
2.4.7	Prueba de calidad del concreto (prueba a la compresión)	und	11,395.39	28.43	323,970.84	99,649,322.32

PRESUPUESTO						
TESIS:		MODELO TÉCNICO ECONÓMICO PARA LA TOMA DE DECISION DE RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LIMA NORTE I				
Subpresupuesto:		001 RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE CON TÉCNICA CON ZANJA CONVENCIONAL				
Elaborado:		Omar Eduardo Olivos Lara			Costo al: 30/06/2013	
Lugar:		Lima				
Ítem	Descripción	Und	Metrado	Precio Unitario (S./)	Precio (S./)	Precio Parcial (S./)
3	CONEXIONES DOMICILIARIAS					
3.1	Conexión Domiciliaria	Und	63.745.00	1,041.45	66,386,979.64	66,386,979.64
4	CAMARAS REDUCTORAS DE PRESION					
4.1	CAMARAS REDUCTORAS DE PRESION					
4.1.1	Cámara p/válvula reductora de presión c/ maq. L normal p/matriz DN 100 a 150	und	6.00	15,095.19	90,571.14	
4.1.2	Cámara p/válvula reductora de presión c/ maq. L normal p/matriz DN 200 - 250 (Cemento P-II)	und	11.00	23,245.57	255,701.27	
4.1.3	Cámara p/válvula reductora de presión c/ maq. L normal p/matriz DN 300 - 350 (Cemento P-II)	und	1.00	25,677.36	25,677.36	
4.1.4	Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 100	und	4.00	36,519.97	146,075.88	
4.1.5	Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 150	und	2.00	36,519.97	73,037.94	
4.1.6	Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 200	und	11.00	36,519.97	401,708.87	
4.1.7	Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 300	und	1.00	118,857.84	118,857.84	1,111,630.10
5	CONEXIONES PROVISIONALES					
5.1	CONEXIONES PROVISIONALES					
5.1.1	Mantenimiento servicio agua potable con empalme conex.dom. a red provisional DN 50	und	63.745.00	9.85	627,888.25	
5.1.2	Conexiones domiciliarias provisional para agua potable DN 15	und	63.745.00	557.28	35,523,813.60	36,151,701.85
6	PRELOCALIZADORES DE FUGAS					
6.1	Puntos de Control	Und	3,758.00	683.38	2,568,142.04	
6.2	Prelocalizadores	Und	1,200.00	2,108.06	2,529,672.00	
6.3	Unidad de Control del Prelocalizador de Fugas - Palmer	Und	2.00	39,534.30	79,068.60	5,176,882.64
7	EQUIPAMIENTO OPERACIONAL					
7.1	Equipamiento Operacional Agua Potable	Glb	1.00	1,075,960.52	1,075,960.52	1,075,960.52
				Costo Directo (S./)	258,505,674.77	
				Gastos Generales (10%)	25,850,567.48	
				Utilidad (5%)	12,925,283.74	
				SubTotal (1) (S./)	297,281,525.98	
8	ESTUDIO DEFINITIVO (1.5%)	Glb	1		4,459,222.89	4,459,222.89
9	SUPERVISIÓN (2%)	Glb	1		5,945,630.52	5,945,630.52
10	SANEAMIENTO FÍSICO LEGAL	Glb	1		297,281.53	297,281.53
				SubTotal (2) (S./)	10,702,134.94	
				Total (S./)	307,983,660.92	
				IGV (18%) (S./)	55,437,058.97	
				Costo Total de Inversión (S./)	363,420,719.88	
				Longitud total de tubería con zanja	573,413.15	
				Longitud total de tubería sin zanja	0.00	
				Longitud total de tuberías	573,413.15	
				Costo tubería por ml	633.79	

TABLA H.4. COSTOS DE RENOVACIÓN DE REDES DE AGUA CON LAS TÉCNICAS CON ZANJA CONVENCIONAL (64%) Y SIN ZANJA CRACKING (36%) EN LIMA NORTE I

PRESUPUESTO						
TESIS: MODELO TÉCNICO ECONÓMICO PARA LA TOMA DE DECISION DE RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LIMA NORTE I Subpresupuesto: 003 RENOVACIÓN Y REHABILITACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE CON TÉCNICA CONVENCIONAL Y SIN ZANJA CRACKING Elaborado: Omar Eduardo Olivós Lara Lugar: Lima		Costo al: 30/06/2013				
Item	Descripción	Und	Metrado	Precio Unitario (S/.)	Precio (S/.)	Precio Parcial (S/.)
1 OBRAS PRELIMINARES Y PROVISIONALES						
1.1 OBRAS PRELIMINARES Y PROVISIONALES						
1.1.1	Campamento provisional	und	38.00	6,579.73	250,029.74	
1.1.2	Cartel de identificación de la obra de 7,20 m x 3,60 m	und	38.00	4,666.36	177,321.68	
1.1.3	Cono fibra vidrio fosforescente p/desvío de tránsito s/d (prov. durante obra)	und	1,900.00	5.47	10,393.00	
1.1.4	Tranquera tipo lijera de 2,40 x 1,20 m para señal PELIGRO (prov. durante obra)	und	950.00	30.14	28,633.00	
1.1.5	Letrero metálico 0,60 x 0,60 m s/poste p/desvío tránsito (prov. durante obra)	und	950.00	29.95	28,452.50	
1.1.6	Puente de madera para pase peatonal sobre zanja s/d (prov. durante obra)	und	950.00	29.92	28,424.00	
1.1.7	Puente de madera para pase vehicular sobre zanja s/d (prov. durante obra)	und	950.00	385.01	365,769.50	
1.1.8	Movilización de campamentos, maquinarias, herramientas para la obra tipo L3	und	38.00	6,797.56	258,307.28	1,147,320.70
2 MEJORAMIENTO REDES DE AGUA POTABLE						
2.1 MOVIMIENTOS DE TIERRAS						
2.1.1	Señales-iluminación nocturna con lámpara intermitente cada 10m (línea hasta 12")	km	367.00	3,358.10	1,232,422.70	
2.1.2	Cerco de malla HDP de 1 m altura para límite de seguridad de obra-SEDAPAL	m	731,649.36	1.04	760,915.33	
2.1.3	Riego de zona de trabajo - para mitigar la contaminación - polvo	m	365,824.68	1.44	526,787.54	
2.1.4	Protección de otros Servicios	Glb	35.00	65,279.88	2,284,795.70	
2.1.5	Trazo y replanteo inicial del proyecto, para líneas-redes con estación total	km	365.85	686.22	251,053.59	
2.1.6	Replanteo final de la obra, para líneas redes con estación total	km	365.85	318.55	116,541.52	
2.1.7	Provisión de material de préstamo seleccionado para reemplazo de material de relleno	m3	129,935.18	13.42	1,743,730.12	
2.1.8	Eliminación de desmonte en terreno semiroca R=10 km con maquinaria	m3	129,935.18	29.30	3,807,100.77	
2.1.9	Excav., Ref., Relle., Eliminación zanja (máq.) p/tub. t-semirocoso DN 100 - 150	m	339,067.10	38.92	13,196,491.53	
2.1.10	Excav., Ref., Relle., Eliminación zanja (máq.) p/tub. t-semirocoso DN 200 - 250	m	18,388.85	50.86	935,256.91	
2.1.11	Excav., Ref., Relle., Eliminación zanja (máq.) p/tub. t-semirocoso DN 300 - 350	m	4,814.40	70.72	340,474.37	
2.1.12	Excav., Ref., Relle., Eliminación zanja (máq.) p/tub. t-semirocoso DN 400 - 450	m	3,247.38	94.90	308,176.36	
2.1.13	Excav., Ref., Relle., Eliminación zanja (máq.) p/tub. t-semirocoso DN 500 - 650	m	306.95	133.55	40,993.17	
2.1.14	Pruebas de compactación de suelos (proctor modificado y de control de compactación - densidad de campo)	und	7,314.00	76.35	558,423.90	26,103,163.51
2.2 SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS						
2.2.1	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 100	m	319,990.52	22.16	7,090,990.01	
2.2.2	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 150	m	15,767.10	43.94	692,806.30	
2.2.3	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 200	m	15,039.79	67.07	1,008,718.86	
2.2.4	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 250	m	2,905.91	102.98	299,251.06	
2.2.5	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 300	m	2,906.12	161.65	470,355.33	
2.2.6	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 350	m	701.84	266.24	186,858.26	
2.2.7	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 400	m	3,247.39	338.73	1,099,987.57	
2.2.8	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 450	m	0.00	0.00	0.00	
2.2.9	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 500	m	306.95	625.90	192,119.15	
2.2.10	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 100	m	1,379.52	120.53	166,273.46	
2.2.11	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 150	m	1,929.93	158.38	305,662.43	
2.2.12	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 200	m	443.16	203.62	90,236.85	
2.2.13	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 300	m	1,206.44	335.01	404,167.97	
2.2.14	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 100	m	321,370.04	1.90	610,603.08	
2.2.15	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 150	m	17,697.03	2.49	44,065.60	
2.2.16	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 200	m	15,482.96	2.98	46,139.21	
2.2.17	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 250	m	2,905.91	3.65	10,606.59	
2.2.18	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 300	m	4,112.55	4.37	17,971.86	
2.2.19	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 350	m	701.84	5.33	3,740.81	
2.2.20	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 400	m	3,247.39	6.31	20,491.02	
2.2.21	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 450	m	0.00	7.48	0.00	
2.2.22	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 500	m	306.95	8.67	2,661.24	12,763,706.67
2.3 SUMINISTRO E INSTALACION DE ACCESORIOS Y VALVULAS						
2.3.1	Válvula cpta.CC. ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 100	und	1,082.00	370.94	401,357.08	
2.3.2	Válvula cpta.CC. ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 150	und	84.00	655.99	55,103.16	
2.3.3	Válvula cpta.CC. ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 200	und	53.00	1,026.93	54,427.29	
2.3.4	Válvula cpta.CC. ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 250	und	18.00	2,026.92	36,484.56	
2.3.5	Válvula cpta.CC. ho.dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 300	und	16.00	2,588.05	41,408.80	
2.3.6	Válvula mariposa BB DN 350 ho. dúctil	und	2.00	5,563.36	11,126.72	
2.3.7	Válvula mariposa BB DN 400 ho. dúctil	und	10.00	8,094.34	80,943.40	
2.3.8	Válvula mariposa BB DN 450 ho. dúctil	und	0.00	15,952.15	0.00	
2.3.9	Válvula mariposa BB DN 500 ho. dúctil	und	2.00	23,570.16	47,140.32	
2.3.10	Instalación de válvula cpta. rosca DN 40 a 65 incl. registro	und	0.00	114.38	0.00	
2.3.11	Instalación de válvula compuerta DN 80 incl. registro	und	0.00	129.06	0.00	
2.3.12	Instalación de válvula compuerta DN 100 a 150 mm incl. registro	und	1,166.00	138.47	161,456.02	
2.3.13	Instalación de válvula compuerta DN 200 a 250 mm incl. registro	und	137.00	170.69	23,384.53	
2.3.14	Instalación de válvula compuerta DN 300 a 350 mm incl. registro	und	71.00	347.78	24,692.38	
2.3.15	Instalación de válvula compuerta DN 400 a 450 mm incl. registro	und	34.00	428.75	14,577.50	
2.3.16	Instalación de válvula compuerta DN 450 a 500 mm incl. registro	und	18.00	570.91	10,276.38	
2.3.17	Suministro de grifo C/incendio Ho. dúctil 2 bocas	und	1,215.00	915.48	1,112,308.20	
2.3.18	Instalación de grifo contra incendio tipo poste de 2 bocas incl. anclaje	und	1,215.00	270.47	328,621.05	
2.3.19	Suministro de Accesorios diversos	Glb	35.00	45,499.65	1,592,487.78	3,995,795.17
2.4 CORTE, ROTURA Y REPOSICION DE PAVIMENTOS						
2.4.1	Reposición de jardines	m2	54,873.69	11.99	657,935.54	
2.4.2	Corte+rotura, ED y reposición de vereda rígida f/c 140 kg/cm2 de 10 cm espesor	m2	82,310.56	82.72	6,808,729.52	
2.4.3	Corte+rotura, ED y reposic. de pavimento flexible asfalto caliente de e= 2"	m2	109,747.45	99.15	10,881,459.67	
2.4.4	Corte+rotura, ED y reposic. de pavimento mixto: asfalto 2" y concreto 6"	m2	109,747.45	195.26	21,429,287.09	
2.4.5	Corte+rotura, ED y reposic. de pavimento rígido f/c 210 kg/cm2 de e= 8"	m2	164,621.11	137.71	22,669,973.06	
2.4.6	Corte+rotura, ED y reposición de gradas f/c 140 kg/cm2	m2	27,436.87	33.53	919,958.25	
2.4.7	Prueba de calidad del concreto (prueba a la compresión)	und	7,270.00	28.43	206,686.10	63,574,029.23

PRESUPUESTO						
TESIS: MODELO TÉCNICO ECONÓMICO PARA LA TOMA DE DECISION DE RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LIMA NORTE I Subpresupuesto: 003 RENOVACIÓN Y REHABILITACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE CON TÉCNICA CONVENCIONAL Y SIN ZANJA CRACKING Elaborado: Omar Eduardo Olivos Lara Lugar: Lima		Costo al: 30/06/2013				
Ítem	Descripción	Und	Metrado	Precio Unitario (S./)	Precio (S./)	Precio Parcial (S./)
2.5	CAMBIO DE TUBERÍAS METODO CRACKING Y/O RELINING		207,588.47			
2.5.1	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 100	m	168,915.09	219.27	37,038,012.80	
2.5.2	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 150	m	25,556.93	258.76	6,613,110.01	
2.5.3	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 200	m	6,400.70	304.67	1,950,101.27	
2.5.4	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 250	m	2,425.68	391.19	948,900.10	
2.5.5	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 300	m	4,250.31	543.48	2,309,957.38	
2.5.6	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 350	m	4.72	607.38	2,866.83	
2.5.7	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 400	m	0.00	762.04	0.00	
2.5.8	Cambio de tuberías método Cracking y/o Relining DN 500	m	35.05	895.14	31,374.66	48,894,323.05
					0.00	
3	CONEXIONES DOMICILIARIAS					
3.1	Conexión Domiciliaria	Und	63,745.00	1,041.45	66,386,979.64	66,386,979.64
4	CÁMARAS REDUCTORAS DE PRESION					
4.1	CÁMARAS REDUCTORAS DE PRESION					
4.1.1	Cámara p/válvula reductora de presión c/ maq. t. normal p/matriz DN 100 a 150	und	6.00	15,095.19	90,571.14	
4.1.2	Cámara p/válvula reductora de presión c/ maq. t. normal p/matriz DN 200 - 250 (Cemento P-II)	und	11.00	23,245.57	255,701.27	
4.1.3	Cámara p/válvula reductora de presión c/ maq. t. normal p/matriz DN 300 - 350 (Cemento P-II)	und	1.00	25,777.36	25,777.36	
4.1.4	Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 100	und	4.00	36,518.97	146,075.88	
4.1.5	Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 150	und	2.00	36,518.97	73,037.94	
4.1.6	Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 200	und	11.00	36,518.97	401,708.67	
4.1.7	Suministro e instalación de válvula reductora de presión DN 300	und	1.00	118,857.84	118,857.84	1,111,630.10
5	CONEXIONES PROVISIONALES					
5.1	CONEXIONES PROVISIONALES					
5.1.1	Mantenimiento servicio agua potable con empalme conex.dom. a red provisional DN 50	und	63,745.00	9.85	627,888.25	
5.1.2	Conexiones domiciliarias provisional para agua potable DN 15	und	63,745.00	557.28	35,523,813.60	36,151,701.85
6	PRELOCALIZADORES DE FUGAS					
6.1	Puntos de Control	Und	3,758.00	683.38	2,568,142.04	
6.2	Prelocalizadores	Und	1,200.00	2,108.06	2,529,672.00	
6.3	Unidad de Control del Prelocalizador de Fugas - Palmer	Und	2.00	39,534.30	79,068.60	5,176,882.64
7	EQUIPAMIENTO OPERACIONAL					
7.1	Equipamiento Operacional Agua Potable	Glb	1.00	1,075,860.52	1,075,860.52	1,075,860.52
					Costo Directo (S./)	266,381,393.09
					Gastos Generales (10%)	26,638,139.31
					Utilidad (5%)	13,319,069.65
					SubTotal (1) (S./)	306,338,602.06
8	ESTUDIO DEFINITIVO (1.5%)	Glb	1		4,595,079.03	4,595,079.03
9	SUPERVISIÓN (2%)	Glb	1		6,126,772.04	6,126,772.04
10	SANEAMIENTO FISICO LEGAL	Glb	1		306,338.60	306,338.60
					SubTotal (2) (S./)	11,028,189.67
					Total (S./)	317,366,791.73
					IGV (18%) (S./)	57,126,022.51
					Costo Total de Inversión (S./)	374,492,814.24
					Longitud total de tubería con zanja	365,824.67
					Longitud total de tubería sin zanja	207,588.47
					Longitud total de tuberías	573,413.15
					Costo tubería por ml	653.09

TABLA H.5. COSTOS DE RENOVACIÓN DE REDES DE AGUA CON LA TÉCNICA CON ZANJA CONVENCIONAL PARA TUBERÍAS MENORES DE 25 AÑOS EN LIMA NORTE I

PRESUPUESTO							
TESIS:	MODELO TÉCNICO ECONÓMICO PARA LA TOMA DE DECISION DE RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LIMA NORTE I						
Subpresupuesto:	003 RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE MENORES DE 25 AÑOS						
Elaborado:	Omar Eduardo Olivos Lara					Costo al:	30/06/2013
Lugar:	Lima						
Item	Descripción	Und	Metrado	Precio Unitario (S.)	Precio (S.)	Precio Parcial (S.)	
1 OBRAS PRELIMINARES Y PROVISIONALES							
1.1 OBRAS PRELIMINARES Y PROVISIONALES							
1.1.1	Campamento provisional	und	20.00	6,579.73	131,594.60		
1.1.2	Cartel de identificación de la obra de 7,20 m x 3,60 m	und	20.00	4,666.36	93,327.20		
1.1.3	Cono fibra vidrio fosforescente p/desvío de tránsito s/d (prov. durante obra)	und	1,000.00	5.47	5,470.00		
1.1.4	Tranquera tipo tjera de 2,40 x 1,20 m para señal PELIGRO (prov. durante obra)	und	500.00	30.14	15,070.00		
1.1.5	Letrero metálico 0,60 x 0,60 m s/poste p/desvío tránsito (prov. durante obra)	und	500.00	29.95	14,975.00		
1.1.6	Puente de madera para pase peatonal sobre zanja s/d (prov. durante obra)	und	500.00	29.92	14,960.00		
1.1.7	Puente de madera para pase vehicular sobre zanja s/d (prov. durante obra)	und	500.00	385.01	192,505.00		
1.1.8	Movilización de campamentos, maquinarias, herramientas para la obra tipo L3	und	20.00	6,797.56	135,951.20	603,853.00	
2 MEJORAMIENTO REDES DE AGUA POTABLE							
2.1 MOVIMIENTOS DE TIERRAS							
2.1.1	Señales-iluminación nocturna con lámpara intermitente cada 10m (línea hasta 12')	km	275.00	3,358.10	923,477.50		
2.1.2	Cerco de malla HDP de 1 m altura para límite de seguridad de obra-SEDAPAL	m	553,444.66	1.04	575,582.45		
2.1.3	Riego de zona de trabajo - para mitigar la contaminación - polvo	m	276,722.33	1.44	398,480.16		
2.1.4	Protección de otros Servicios	Glb	18.00	96,006.47	1,728,116.40		
2.1.5	Trazo y replanteo inicial del proyecto, para líneas-redes con estación total	km	276.71	686.22	189,883.94		
2.1.6	Replanteo final de la obra, para líneas redes con estación total	km	276.71	318.55	88,145.97		
2.1.7	Provisión de material de préstamo seleccionado para reemplazo de material de relleno	m3	98,355.53	13.42	1,319,931.21		
2.1.8	Eliminación de desmonte en terreno semiroca R=10 km con maquinaria	m3	98,355.53	31.94	3,141,475.63		
2.1.9	Excav. Ref. Rell. Eliminación zanja (máq.) p/ub. t-semirocoso DN 50 - 80	m	47,394.82	28.80	1,364,970.82		
2.1.10	Excav. Ref. Rell. Eliminación zanja (máq.) p/ub. t-semirocoso DN 100 - 150	m	293,284.71	38.92	7,911,840.91		
2.1.11	Excav. Ref. Rell. Eliminación zanja (máq.) p/ub. t-semirocoso DN 200 - 250	m	22,063.38	50.86	1,122,143.51		
2.1.12	Excav. Ref. Rell. Eliminación zanja (máq.) p/ub. t-semirocoso DN 300 - 350	m	3,343.21	70.72	236,431.81		
2.1.13	Excav. Ref. Rell. Eliminación zanja (máq.) p/ub. t-semirocoso DN 400 - 450	m	636.21	94.90	60,376.33		
2.1.14	Excav. Ref. Rell. Eliminación zanja (máq.) p/ub. t-semirocoso DN 500 - 650	m	0.00	0.00	0.00		
2.1.15	Pruebas de compactación de suelos (proct modificado y de control de compactación - densidad de campo)	und	5,534.00	76.35	422,520.90	18,118,406.71	
2.2 SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS							
2.2.1	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 50		9,444.88	6.73	63,564.06		
2.2.2	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 75		37,949.93	11.73	445,122.79		
2.2.3	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 100	m	157,701.18	22.16	3,494,656.07		
2.2.4	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 150	m	42,274.10	43.94	1,857,523.76		
2.2.5	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 200	m	15,048.84	67.07	1,009,325.37		
2.2.6	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 250	m	6,571.38	102.98	676,720.31		
2.2.7	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 300	m	1,483.18	161.85	240,652.27		
2.2.8	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 350	m	653.60	266.24	174,014.59		
2.2.9	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 400	m	636.21	338.73	215,503.30		
2.2.10	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 450	m	0.00	0.00	0.00		
2.2.11	Suministro e instalación de PVC-U UF NTP ISO 4422 PN 10 DN 500	m	0.00	0.00	0.00		
2.2.12	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 100	m	1,379.52	120.53	166,273.46		
2.2.13	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 150	m	1,929.93	158.38	305,662.43		
2.2.14	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 200	m	443.16	203.62	90,236.85		
2.2.15	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 300	m	1,206.44	335.01	404,167.97		
2.2.16	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 50 - 65	m	9,444.88	1.35	12,750.59		
2.2.17	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 80	m	37,949.93	1.69	64,135.39		
2.2.18	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 100	m	159,080.70	1.90	302,253.32		
2.2.19	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 150	m	44,204.03	2.49	110,068.03		
2.2.20	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 200	m	15,492.00	2.98	46,166.15		
2.2.21	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 250	m	6,571.38	3.65	23,985.52		
2.2.22	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 300	m	2,689.61	4.37	11,753.61		
2.2.23	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 350	m	653.60	5.33	3,483.69		
2.2.24	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 400	m	636.21	6.31	4,014.48		
2.2.25	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 450	m	0.00	7.48	0.00		
2.2.26	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 500	m	0.00	8.67	0.00	9,135,863.17	
2.3 SUMINISTRO E INSTALACION DE ACCESORIOS Y VALVULAS							
2.3.1	Válvula cpta.CC. ho dúctil cierre elást vástago acero inoxidable DN 50	und	25.00	257.40	6,435.00		
2.3.2	Válvula cpta.CC. ho dúctil cierre elást vástago acero inoxidable DN 80	und	84.00	332.07	27,893.88		
2.3.3	Válvula cpta.CC. ho dúctil cierre elást vástago acero inoxidable DN 100	und	774.00	370.94	287,107.56		
2.3.4	Válvula cpta.CC. ho dúctil cierre elást vástago acero inoxidable DN 150	und	139.00	655.99	91,182.61		
2.3.5	Válvula cpta.CC. ho dúctil cierre elást vástago acero inoxidable DN 200	und	56.00	1,026.93	57,508.08		
2.3.6	Válvula cpta.CC. ho dúctil cierre elást vástago acero inoxidable DN 250	und	24.00	2,026.92	48,646.08		
2.3.7	Válvula cpta.CC. ho dúctil cierre elást vástago acero inoxidable DN 300	und	13.00	2,588.05	33,644.65		
2.3.8	Válvula mariposa BB DN 350 ho. dúctil	und	2.00	5,563.36	11,126.72		
2.3.9	Válvula mariposa BB DN 400 ho. dúctil	und	2.00	8,094.34	16,188.68		
2.3.10	Válvula mariposa BB DN 450 ho. dúctil	und	0.00	15,952.15	0.00		
2.3.11	Válvula mariposa BB DN 500 ho. dúctil	und	0.00	23,570.16	0.00		
2.3.12	Instalación de válvula cpta. rosca DN 40 a 65 incl. registro	und	25.00	114.38	2,859.50		
2.3.13	Instalación de válvula compuerta DN 80 incl. registro	und	84.00	129.06	10,841.04		
2.3.14	Instalación de válvula compuerta DN 100 a 150 mm incl. registro	und	913.00	138.47	126,423.11		
2.3.15	Instalación de válvula compuerta DN 200 a 250 mm incl. registro	und	195.00	170.69	33,284.55		
2.3.16	Instalación de válvula compuerta DN 300 a 350 mm incl. registro	und	80.00	347.78	27,822.40		
2.3.17	Instalación de válvula compuerta DN 400 a 450 mm incl. registro	und	37.00	428.75	15,863.75		
2.3.18	Instalación de válvula compuerta DN 450 a 500 mm incl. registro	und	15.00	570.91	8,563.65		
2.3.19	Suministro de grifo C/Incendio Ho. dúctil 2 bocas	und	925.00	915.48	846,819.00		
2.3.20	Instalación de grifo contra incendio tipo poste de 2 bocas incl. andaje	und	925.00	270.47	250,184.75		
2.3.21	Suministro de Accesorios diversos	Glb	18.00	88,252.09	1,588,537.56	3,490,932.57	
2.4 CORTE, ROTURA Y REPOSICION DE PAVIMENTOS							
2.4.1	Reposición de jardines	m2	41,508.37	11.99	497,685.40		
2.4.2	Corte+rotura. ED y reposición de vereda rígida f'c 140 kg/cm2 de 10 cm espesor	m2	62,262.55	82.72	5,150,257.81		
2.4.3	Corte+rotura. ED y reposic. de pavimento flexible asfalto caliente de e= 2"	m2	83,016.73	99.15	8,231,108.59		
2.4.4	Corte+rotura. ED y reposic. de pavimento mado: asfalto 2" y concreto 6"	m2	83,016.73	195.26	16,209,846.31		
2.4.5	Corte+rotura. ED y reposic. de pavimento rígido f'c 210 kg/cm2 de e= 8"	m2	124,525.06	137.71	17,148,346.29		
2.4.6	Corte+rotura. ED y reposición de gradas f'c 140 kg/cm2	m2	20,754.16	33.53	695,887.05		
2.4.7	Prueba de calidad del concreto (prueba a la compresión)	und	5,499.00	28.43	156,336.57	48,089,568.01	

PRESUPUESTO						
TESIS:	MODELO TÉCNICO ECONÓMICO PARA LA TOMA DE DECISION DE RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LIMA NORTE I					
Subpresupuesto:	004 RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE MENORES DE 25 AÑOS					
Elaborado:	Omar Eduardo Olivos Lara				Costo al:	30/06/2013
Lugar:	Lima					
Ítem	Descripción	Und	Metrado	Precio Unitario (S.)	Precio (S.)	Precio Parcial (S.)
3	CONEXIONES DOMICILIARIAS					
3.1	Conexión Domiciliaria	Und	30,705.00	1,014.24	31,142,298.61	31,142,298.61
4	CAMARAS REDUCTORAS DE PRESION					
4.1	CAMARAS REDUCTORAS DE PRESION					
4.1.1	Cámara pñválvula reductora de presión c/ maq. t normal pimatriz DN 100 a 150	und	1.00	15,095.19	15,095.19	
4.1.2	Cámara pñválvula reductora de presión c/ maq. t normal pimatriz DN 200 - 250 (Cemento P-II)	und	9.00	23,245.57	209,210.13	
4.1.3	Cámara pñválvula reductora de presión c/ maq. t normal pimatriz DN 300 - 350 (Cemento P-II)	und	1.00	25,677.36	25,677.36	
4.1.4	Suministro e instalación de valvula reductora de presión DN 100	und	1.00	36,518.97	36,518.97	
4.1.5	Suministro e instalación de valvula reductora de presión DN 150	und	0.00	36,518.97	0.00	
4.1.6	Suministro e instalación de valvula reductora de presión DN 200	und	9.00	36,518.97	328,670.73	
4.1.7	Suministro e instalación de valvula reductora de presión DN 300	und	1.00	118,857.84	118,857.84	734,030.22
5	CONEXIONES PROVISIONALES					
5.1	CONEXIONES PROVISIONALES					
5.1.1	Mantenimiento servicio agua potable con empalme conex.dom. a red provisional DN 50	und	30,704.00	9.85	302,434.40	
5.1.2	Conexiones domiciliarias provisional para aqua potable DN 15	und	30,704.00	557.28	17,110,725.12	17,413,159.52
6	PRELOCALIZADORES DE FUGAS					
6.1	Puntos de Control	Und	1,810.00	883.38	1,236,917.80	
6.2	Prelocalizadores	Und	578.00	2,108.06	1,218,458.68	
6.3	Unidad de Control del Prelocalizador de Fugas - Palmer	Und	2.00	39,534.30	79,068.60	2,534,445.08
7	EQUIPAMIENTO OPERACIONAL					
7.1	Equipamiento Operacional Agua Potable	Glb	1.00	1,075,860.52	1,075,860.52	1,075,860.52
					Costo Directo (S.)	132,338,417.41
					Gastos Generales (10%)	13,233,841.74
					Utilidad (6%)	6,616,920.87
					SubTotal (1) (S.)	152,189,180.03
8	ESTUDIO DEFINITIVO (1.5%)	Glb	1		2,282,837.70	2,282,837.70
9	SUPERVISIÓN (2%)	Glb	1		3,043,783.60	3,043,783.60
10	SANEAMIENTO FISICO LEGAL	Glb	1		152,189.18	152,189.18
					SubTotal (2) (S.)	5,478,810.48
					Total (S.)	157,667,990.51
					IGV (18%) (S.)	28,380,238.29
					Costo Total de Inversión (S.)	186,048,228.80
					Longitud total de tuberías con zanja (m)	276,722.33
					Longitud total de tuberías sin zanja (m)	0.00
					Longitud total de tuberías (m)	276,722.33
					Costo tubería por ml (S./m)	672.33

TABLA H.5. COSTOS DE RENOVACIÓN DE REDES DE AGUA CON LA TÉCNICA CON ZANJA CONVENCIONAL PARA TUBERÍAS ENTRE 10 Y 25 AÑOS EN LIMA NORTE I

PRESUPUESTO							
TESIS:	MODELO TÉCNICO ECONÓMICO PARA LA TOMA DE DECISION DE RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LIMA NORTE I						
Subpresupuesto:	005 RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE ENTRE 10 Y 25 AÑOS						
Elaborado:	Omar Eduardo Olivos Lara					Costo al:	30/06/2012
Lugar:	Lima						
Ítem	Descripción	Und	Metrado	Precio Unitario (S/.)	Precio (S/.)	Precio Parcial (S/.)	
1 OBRAS PRELIMINARES Y PROVISIONALES							
1.1 OBRAS PRELIMINARES Y PROVISIONALES							
1.1.1	Campamento provisional	und	19.00	6,579.73	125,014.87		
1.1.2	Cartel de identificación de la obra de 7,20 m x 3,60 m	und	19.00	4,666.36	88,660.84		
1.1.3	Cono fibra vidrio fosforescente p/desvío de tránsito s/d (prov. durante obra)	und	950.00	5.47	5,196.50		
1.1.4	Tranquera tipo tijaera de 2,40 x 1,20 m para señal PELIGRO (prov. durante obra)	und	475.00	30.14	14,316.50		
1.1.5	Letrero metálico 0,60 x 0,60 m s/poste p/desvío tránsito (prov. durante obra)	und	475.00	29.95	14,226.25		
1.1.6	Puente de madera para pase peatonal sobre zanja s/d (prov. durante obra)	und	475.00	29.92	14,212.00		
1.1.7	Puente de madera para pase vehicular sobre zanja s/d (prov. durante obra)	und	475.00	385.01	182,879.75		
1.1.8	Movilización de campamentos, maquinarias, herramientas para la obra tipo L3	und	19.00	6,797.56	129,153.64	573,660.35	
2 MEJORAMIENTO REDES DE AGUA POTABLE							
2.1 MOVIMIENTOS DE TIERRAS							
2.1.1	Señales-iluminación nocturna con lámpara intermitente cada 10m (línea hasta 12")	km	244.00	3,358.10	819,376.40		
2.1.2	Cerco de malla HDP de 1 m altura para límite de seguridad de obra-SEDAPAL	m	489,965.88	1.04	509,565.56		
2.1.3	Riego de zona de trabajo - para mitigar la contaminación - polvo	m	244,983.44	1.44	352,776.15		
2.1.4	Protección de otros Servicios	Glb	18.00	84,994.45	1,529,900.10		
2.1.5	Trazo y replanteo inicial del proyecto, para líneas-redes con estación total	km	244.97	686.22	168,103.31		
2.1.6	Replanteo final de la obra, para líneas redes con estación total	km	244.97	318.55	78,035.19		
2.1.7	Provisión de material de préstamo seleccionado para reemplazo de material de relleno	m3	87,416.27	13.42	1,173,126.34		
2.1.8	Eliminación de desmonte en terreno semiroca R=10 km con maquinaria	m3	87,416.27	31.94	2,792,075.56		
2.1.9	Excav. Ref. Rell. Eliminación zanja (máq) p/tub. t-semirocoso DN 50 - 60	m	25,177.60	28.80	725,114.98		
2.1.10	Excav. Ref. Rell. Eliminación zanja (máq) p/tub. t-semirocoso DN 100 - 150	m	193,763.04	38.92	7,541,257.52		
2.1.11	Excav. Ref. Rell. Eliminación zanja (máq) p/tub. t-semirocoso DN 200 - 250	m	22,063.38	50.86	1,122,143.51		
2.1.12	Excav. Ref. Rell. Eliminación zanja (máq) p/tub. t-semirocoso DN 300 - 350	m	3,343.21	70.72	236,431.81		
2.1.13	Excav. Ref. Rell. Eliminación zanja (máq) p/tub. t-semirocoso DN 400 - 450	m	636.21	94.90	60,376.33		
2.1.14	Excav. Ref. Rell. Eliminación zanja (máq) p/tub. t-semirocoso DN 500 - 650	m	0.00	0.00	0.00		
2.1.15	Pruebas de compactación de sueltos (proctor modificado y de control de compactación - densidad de campo)	und	4,900.00	76.35	374,115.00	16,757,282.89	
2.2 SUMINISTRO E INSTALACION DE TUBERIAS							
2.2.1	Suministro e instalación de PVC-U LF NTP ISO 4422 PN 10 DN 50	m	9,444.88	6.73	63,564.06		
2.2.2	Suministro e instalación de PVC-U LF NTP ISO 4422 PN 10 DN 75	m	15,732.71	12.29	193,401.68		
2.2.3	Suministro e instalación de PVC-U LF NTP ISO 4422 PN 10 DN 100	m	151,353.40	22.16	3,353,991.26		
2.2.4	Suministro e instalación de PVC-U LF NTP ISO 4422 PN 10 DN 150	m	39,100.21	43.94	1,718,063.04		
2.2.5	Suministro e instalación de PVC-U LF NTP ISO 4422 PN 10 DN 200	m	15,048.84	67.07	1,009,325.37		
2.2.6	Suministro e instalación de PVC-U LF NTP ISO 4422 PN 10 DN 250	m	6,571.38	102.98	676,720.31		
2.2.7	Suministro e instalación de PVC-U LF NTP ISO 4422 PN 10 DN 300	m	1,483.18	161.85	240,052.27		
2.2.8	Suministro e instalación de PVC-U LF NTP ISO 4422 PN 10 DN 350	m	653.60	266.24	174,014.59		
2.2.9	Suministro e instalación de PVC-U LF NTP ISO 4422 PN 10 DN 400	m	636.21	338.73	215,503.30		
2.2.10	Suministro e instalación de PVC-U LF NTP ISO 4422 PN 10 DN 450	m	0.00	0.00	0.00		
2.2.11	Suministro e instalación de PVC-U LF NTP ISO 4422 PN 10 DN 500	m	0.00	0.00	0.00		
2.2.12	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 100	m	1,379.52	120.53	166,273.46		
2.2.13	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 150	m	1,929.93	158.38	305,662.43		
2.2.14	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 200	m	443.16	203.62	90,236.85		
2.2.15	Suministro e instalación de hierro dúctil K-9 DN 300	m	1,206.44	335.01	404,167.97		
2.2.16	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 50 - 65	m	9,444.88	1.35	12,750.59		
2.2.17	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 80	m	15,732.71	1.69	26,588.28		
2.2.18	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 100	m	152,732.92	1.90	290,192.54		
2.2.19	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 150	m	41,030.14	2.49	102,165.04		
2.2.20	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 200	m	15,492.00	2.98	46,166.15		
2.2.21	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 250	m	6,571.38	3.65	23,985.52		
2.2.22	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 300	m	2,689.61	4.37	11,753.61		
2.2.23	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 350	m	653.60	5.33	3,483.69		
2.2.24	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 400	m	636.21	6.31	4,014.48		
2.2.25	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 450	m	0.00	7.48	0.00		
2.2.26	Prueba hidráulica de tubería agua potable (incl. desinfección) DN 500	m	0.00	8.67	0.00	8,835,771.87	
2.3 SUMINISTRO E INSTALACION DE ACCESORIOS Y VALVULAS							
2.3.1	Válvula cpta CC, ho. dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 50	und	25.00	257.40	6,435.00		
2.3.2	Válvula cpta CC, ho. dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 80	und	39.00	332.07	12,950.73		
2.3.3	Válvula cpta CC, ho. dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 100	und	774.00	370.94	287,107.56		
2.3.4	Válvula cpta CC, ho. dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 150	und	133.00	655.99	87,246.67		
2.3.5	Válvula cpta CC, ho. dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 200	und	56.00	1,026.93	57,508.08		
2.3.6	Válvula cpta CC, ho. dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 250	und	24.00	2,026.92	48,646.08		
2.3.7	Válvula cpta CC, ho. dúctil cierre elást. vástago acero inoxidable DN 300	und	13.00	2,588.05	33,644.65		
2.3.8	Válvula mariposa BB DN 350 ho. dúctil	und	2.00	5,563.36	11,126.72		
2.3.9	Válvula mariposa BB DN 400 ho. dúctil	und	2.00	8,094.34	16,188.68		
2.3.10	Válvula mariposa BB DN 450 ho. dúctil	und	0.00	15,952.15	0.00		
2.3.11	Válvula mariposa BB DN 500 ho. dúctil	und	0.00	23,570.16	0.00		
2.3.12	Instalación de válvula cpta. rosca DN 40 a 65 incl. registro	und	25.00	114.38	2,859.50		
2.3.13	Instalación de válvula compuerta DN 80 incl. registro	und	39.00	129.06	5,033.34		
2.3.14	Instalación de válvula compuerta DN 100 a 150 mm incl. registro	und	907.00	138.47	125,592.29		
2.3.15	Instalación de válvula compuerta DN 200 a 250 mm incl. registro	und	189.00	170.69	32,260.41		
2.3.16	Instalación de válvula compuerta DN 300 a 350 mm incl. registro	und	80.00	347.78	27,822.40		
2.3.17	Instalación de válvula compuerta DN 400 a 450 mm incl. registro	und	37.00	428.75	15,863.75		
2.3.18	Instalación de válvula compuerta DN 450 a 500 mm incl. registro	und	15.00	570.91	8,563.65		
2.3.19	Suministro de grifo Cilencendio Ho. dictil 2 bocas	und	820.00	915.48	750,693.60		
2.3.20	Instalación de grifo contra incendio tipo poste de 2 bocas incl. anclaje	und	820.00	270.47	221,785.40		
2.3.21	Suministro de Accesorios diversos	Glb	18.00	84,443.01	1,519,974.12	3,271,302.63	
2.4 CORTE, ROTURA Y REPOSICION DE PAVIMENTOS							
2.4.1	Reposición de jardines	m2	36,747.53	11.99	440,602.93		
2.4.2	Corte+rotura, ED y reposición de vereda rígida fc 140 kg/cm2 de 10 cm espesor	m2	55,121.30	82.72	4,559,633.61		
2.4.3	Corte+rotura, ED y reposic. de pavimento flexible asfalto caliente de e= 2"	m2	73,495.06	99.15	7,287,035.00		
2.4.4	Corte+rotura, ED y reposic. de pavimento mixto: asfalto 2" y concreto 6"	m2	73,495.06	195.26	14,350,645.03		
2.4.5	Corte+rotura, ED y reposic. de pavimento rígido fc 210 kg/cm2 de e= 8"	m2	110,242.56	137.71	15,181,503.21		
2.4.6	Corte+rotura, ED y reposición de gradas fc 140 kg/cm2	m2	18,373.74	33.53	616,071.57		
2.4.7	Prueba de calidad del concreto (prueba a la compresión)	und	4,868.00	28.43	138,397.24	42,573,888.59	

PRESUPUESTO						
TESIS:	MODELO TÉCNICO ECONÓMICO PARA LA TOMA DE DECISION DE RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LIMA NORTE I					
Subpresupuesto:	005 RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE ENTRE 10 Y 25 AÑOS					
Elaborado:	Omar Eduardo Olivos Lara					
Lugar:	Lima					
						Costo al: 30/06/2012
Ítem	Descripción	Und	Metrado	Precio Unitario (S.)	Precio (S.)	Precio Parcial (S.)
3	CONEXIONES DOMICILIARIAS					
3.1	Conexión Domiciliaria	Und	26,700.00	1,041.42	27,805,896.88	27,805,896.88
4	CAMARAS REDUCTORAS DE PRESION					
4.1	CAMARAS REDUCTORAS DE PRESION					
4.1.1	Cámara p/valvula reductora de presión c/ maq. t. normal p/matiz DN 100 a 150	und	1.00	15,095.19	15,095.19	
4.1.2	Cámara p/valvula reductora de presión c/ maq. t. normal p/matiz DN 200 - 250 (Cemento P-II)	und	9.00	23,245.57	209,210.13	
4.1.3	Cámara p/valvula reductora de presión c/ maq. t. normal p/matiz DN 300 - 350 (Cemento P-II)	und	1.00	25,677.36	25,677.36	
4.1.4	Suministro e instalacion de valvula reductora de presion DN 100	und	1.00	36,518.97	36,518.97	
4.1.5	Suministro e instalacion de valvula reductora de presion DN 150	und	0.00	36,518.97	0.00	
4.1.6	Suministro e instalacion de valvula reductora de presion DN 200	und	9.00	36,518.97	328,670.73	
4.1.7	Suministro e instalacion de valvula reductora de presion DN 300	und	1.00	118,857.84	118,857.84	734,030.22
5	CONEXIONES PROVISIONALES					
5.1	CONEXIONES PROVISIONALES					
5.1.1	Mantenimiento servicio agua potable con empalme conex.dom. a red provisional DN 50	und	26,699.00	9.85	262,985.15	
5.1.2	Conexiones domiciliarias provisional para aqua potable DN 15	und	26,699.00	557.28	14,878,818.72	15,141,803.87
6	PRELOCALIZADORES DE FUGAS					
6.1	Puntos de Control	Und	1,574.00	683.38	1,075,640.12	
6.2	Prelocalizadores	Und	503.00	2,108.06	1,060,354.18	
6.3	Unidad de Control del Prelocalizador de Fugas - Palmer	Und	2.00	39,534.30	79,068.60	2,215,062.90
7	EQUIPAMIENTO OPERACIONAL					
7.1	Equipamiento Operacional Agua Potable	Glb	1.00	1,075,860.52	1,075,860.52	1,075,860.52
				Costo Directo (S.)	118,984,560.72	
				Gastos Generales (10%)	11,898,456.07	
				Utilidad (5%)	5,949,228.04	
				SubTotal (1) (S.)	136,832,244.83	
8	ESTUDIO DEFINITIVO (1.5%)	Glb	1		2,052,483.67	2,052,483.67
9	SUPERVISIÓN (2%)	Glb	1		2,736,644.90	2,736,644.90
10	SANEAMIENTO FISICO LEGAL	Glb	1		136,832.24	136,832.24
				SubTotal (2) (S.)	4,925,960.81	
				Total (S.)	141,758,205.64	
				IGV (18%) (S.)	25,516,477.01	
				Costo Total de Inversión (S.)	167,274,682.65	
				Longitud total de tuberías con zanja (m)	244,983.44	
				Longitud total de tuberías sin zanja (m)	0.00	
				Longitud total de tuberías (m)	244,983.44	
				Costo tubería por ml (S./m)	682.80	

ANEXO I

PLANOS

ANEXO I

PLANOS

P-01: PLANO GENERAL

SITUACIÓN ACTUAL

P-02: OBRAS GENERALES Y ÁREAS DE SERVICIO

P-03: REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE SEGÚN TIPO DE MATERIAL DE TUBERÍAS

P-04: REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE SEGÚN ANTIGÜEDAD DE TUBERÍAS

P-05: REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE SEGÚN ENTIDAD EJECUTORA

P-06: PRESIONES

P-07: HORARIOS DE ABASTECIMIENTO

P-08: COBERTURA DE MICROMEDICIÓN

P-09: ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE SEGÚN TARIFAS

P-10: INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS Y FUGAS

P-11: INCIDENCIAS OPERATIVAS ROTURAS Y FUGAS EN TUBERÍAS Y CORPORATION

P-12: INCIDENCIAS OPERATIVAS FUGAS EN CONEXIONES DOMICILIARIAS

P-13: INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS Y FUGAS SEGÚN ANTIGÜEDAD DE TUBERÍAS

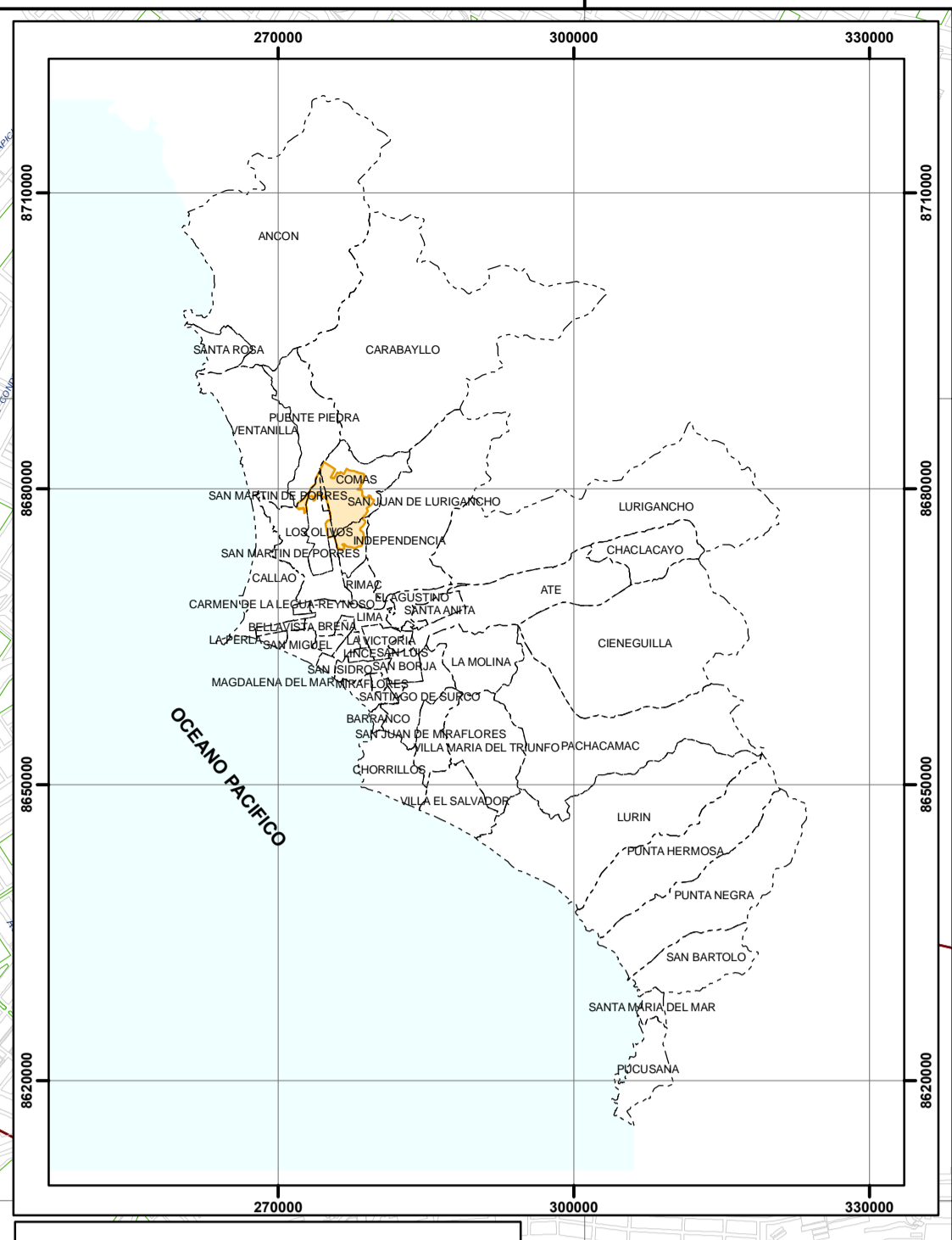
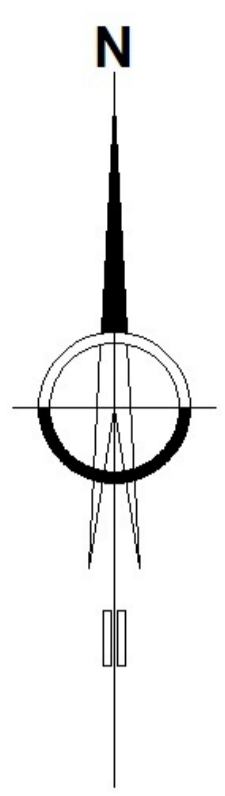
P-14: INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS Y FUGAS SEGÚN UNIDAD EJECUTORA

P-15: INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS Y FUGAS EN TUBERÍAS DE ASBESTO CEMENTO

P-16: INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS Y FUGAS EN TUBERÍAS CON ANTIGÜEDAD MENORES DE 25 AÑOS

P-17: INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS Y FUGAS EN TUBERÍAS CON ANTIGÜEDAD MENORES DE 25 AÑOS Y MATERIAL DE TUBERÍA ASBESTO CEMENTO.

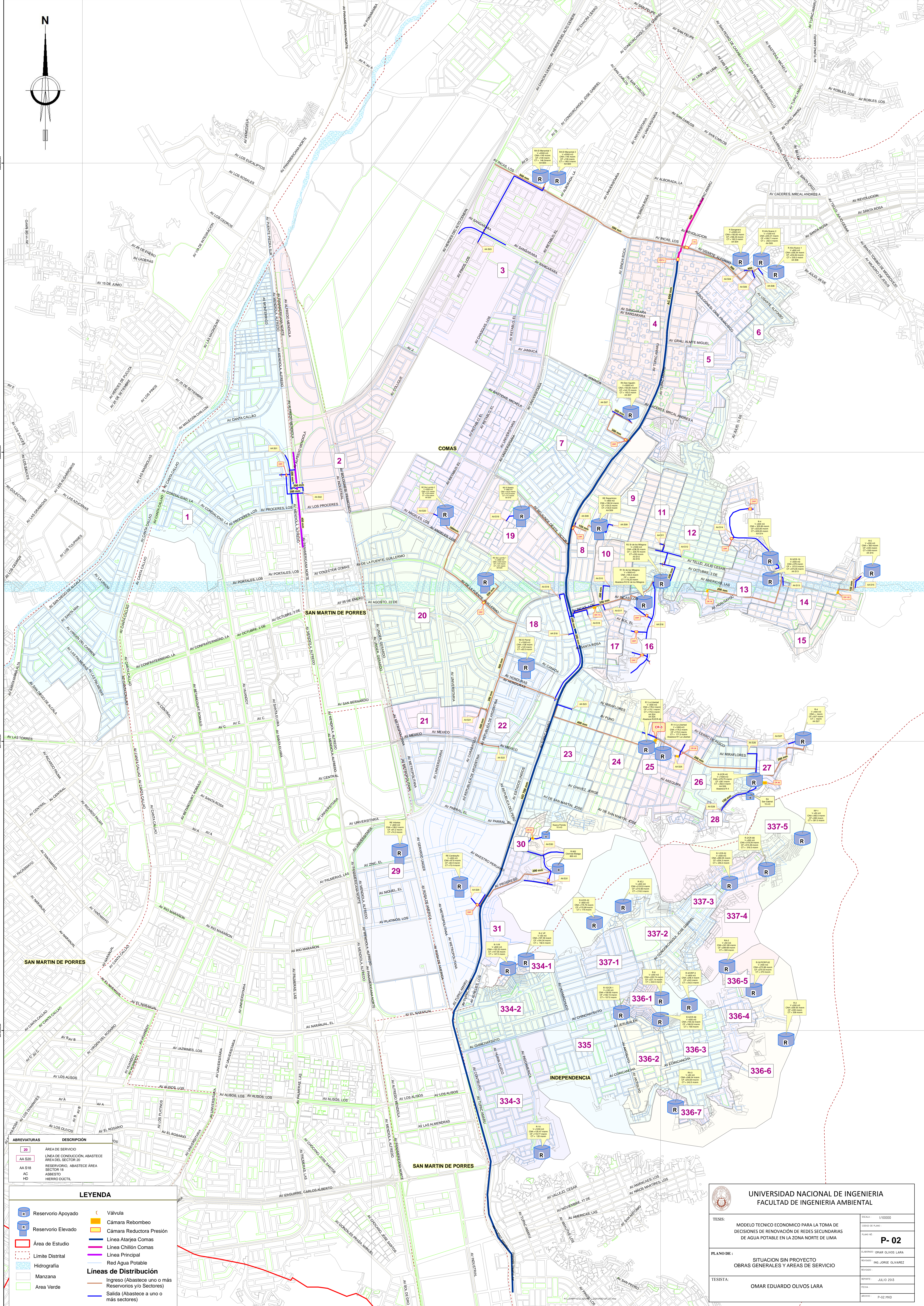
P-18: INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS Y FUGAS EN TUBERÍAS CON ANTIGÜEDAD MENORES DE 25 AÑOS Y SEGÚN ENTIDAD EJECUTORA.



UBICACION DEL AREA DE ESTUDIO

LEYENDA	
	AREA DE ESTUDIO
	LIMITE DISTRITAL
	MANZANAS
	AREA VERDE
	RIOS

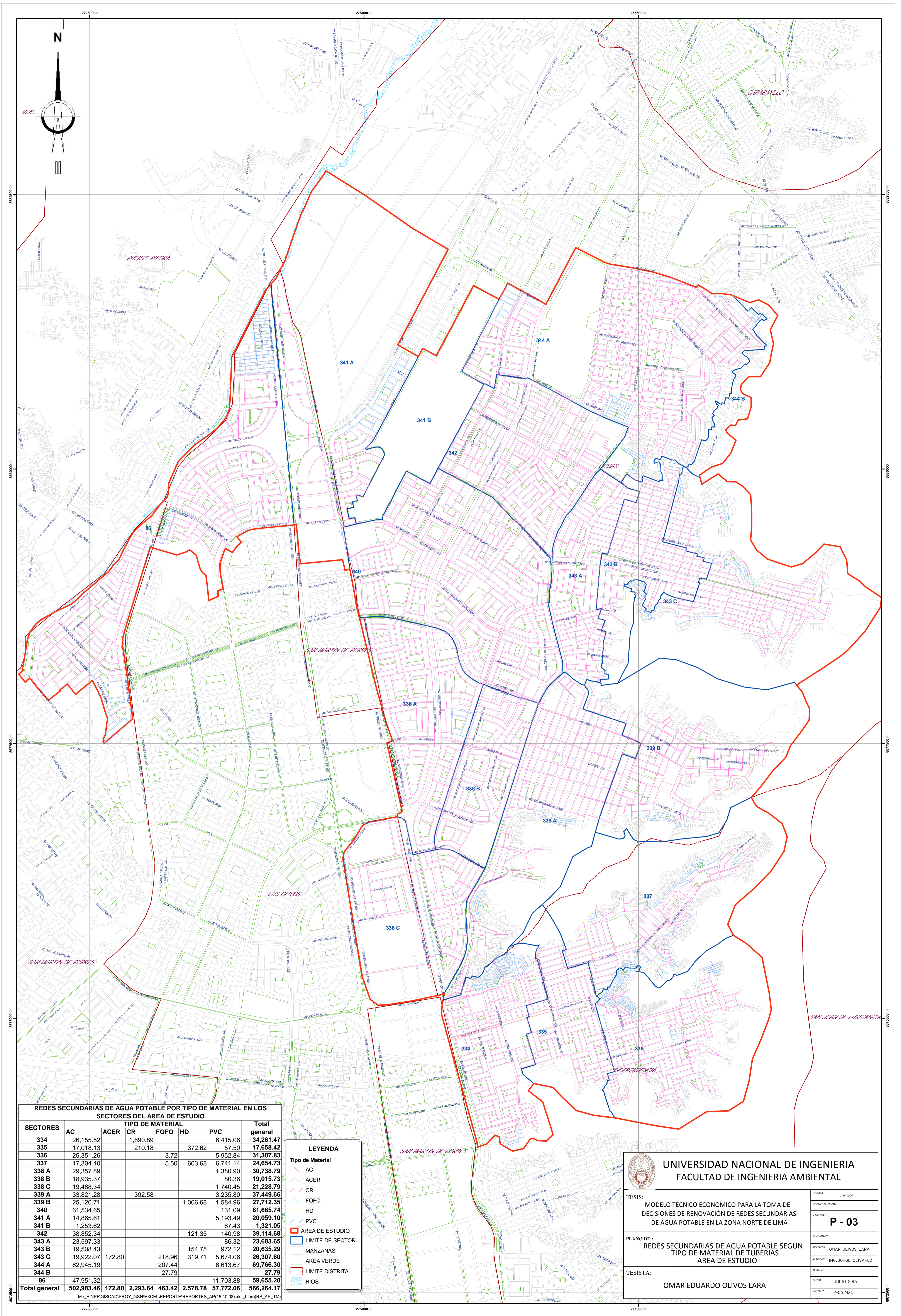
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL	ESCALA: 1:200 000
	TESIS: MODELO TECNICO ECONOMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACION DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORTE DE LIMA	LIBRO DE PLANO: PLANO N°: P-01
PLANO DE:	UBICACION	ELABORADO: OMAR OLIVOS LARA
OMAR EDUARDO OLIVOS LARA		REVISADO: ING. JORGE OLIVAREZ
		REVISADO: JULIO 2013
		FECHA:
		ARCHIVO: P.01.mxd



ABREVIATURAS	DESCRIPCIÓN
20	ÁREA DE SERVIDIO
AA S20	LÍNEA DE CONDUCCIÓN ABASTECE ÁREA DEL SECTOR 20
AA S18	RESERVOIRIO, ABASTECE ÁREA SECTOR 18
AC	ASBESTO
HD	HIERRO DUCTIL

LEYENDA	
	Reservorio Apoyado
	Reservorio Elevado
	Válvula
	Cámara Rebombeo
	Cámara Reductora Presión
	Área de Estudio
	Límite Distrital
	Hidrografía
	Manzana
	Área Verde
Líneas de Distribución	
	Ingreso (Abastece uno o más Reservorios y/o Sectores)
	Salida (Abastece a uno o más sectores)

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL	
TESIS: MODELO TÉCNICO ECONÓMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACIÓN DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORTE DE LIMA	ESCALA: 1/10000 FECHA DE PLANO: P-02
PLANO DE: SITUACION SIN PROYECTO OBRAS GENERALES Y ÁREAS DE SERVIDIO	ELABORADO: OMAR OLIVOS LARA REVISADO: ING. JORGE OLIVAREZ REVISADO:
TESISISTA: OMAR EDUARDO OLIVOS LARA	FECHA: JULIO 2015 PÁGINA: P-02/003



REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE POR TIPO DE MATERIAL EN LOS SECTORES DEL AREA DE ESTUDIO

SECTORES	TIPO DE MATERIAL					Total general
	AC	ACER	CR	FOFO	HD	
334	26,155.52		1,690.89		6,415.06	34,261.47
335	17,018.13		210.18		372.62	17,658.42
336	25,351.26			3.72	5,952.84	31,307.83
337	17,304.40			5.50	603.68	24,654.73
338 A	29,357.89				1,380.90	30,738.79
338 B	18,935.37				80.36	19,015.73
338 C	19,488.34				1,740.45	21,228.79
339 A	33,821.28		392.58		3,235.80	37,449.66
339 B	25,120.71				1,584.96	27,712.35
340	61,534.65				131.09	61,665.74
341 A	14,865.61				5,193.49	20,059.10
341 B	1,253.62				67.43	1,321.05
342	38,852.34			121.35	140.98	39,114.68
343 A	23,597.33				86.32	23,683.65
343 B	19,508.43			154.75	972.12	20,635.29
343 C	19,922.07	172.80		218.96	319.71	26,307.60
344 A	62,945.19			207.44	6,613.67	69,766.30
344 B				27.79		27.79
86	47,951.32				11,703.88	59,655.20
Total general	502,983.46	172.80	2,293.64	463.42	2,578.78	57,772.06

LEYENDA

- AC
- ACER
- CR
- FOFO
- HD
- PVC
- AREA DE ESTUDIO
- LIMITE DE SECTOR
- MANZANAS
- AREA VERDE
- LIMITE DISTRITAL
- RIOS

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL

TESIS: MODELO TECNICO ECONOMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACION DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORTE DE LIMA

ESCALA: 1/15,000

AUTOR: OMAR OLIVOS LARA

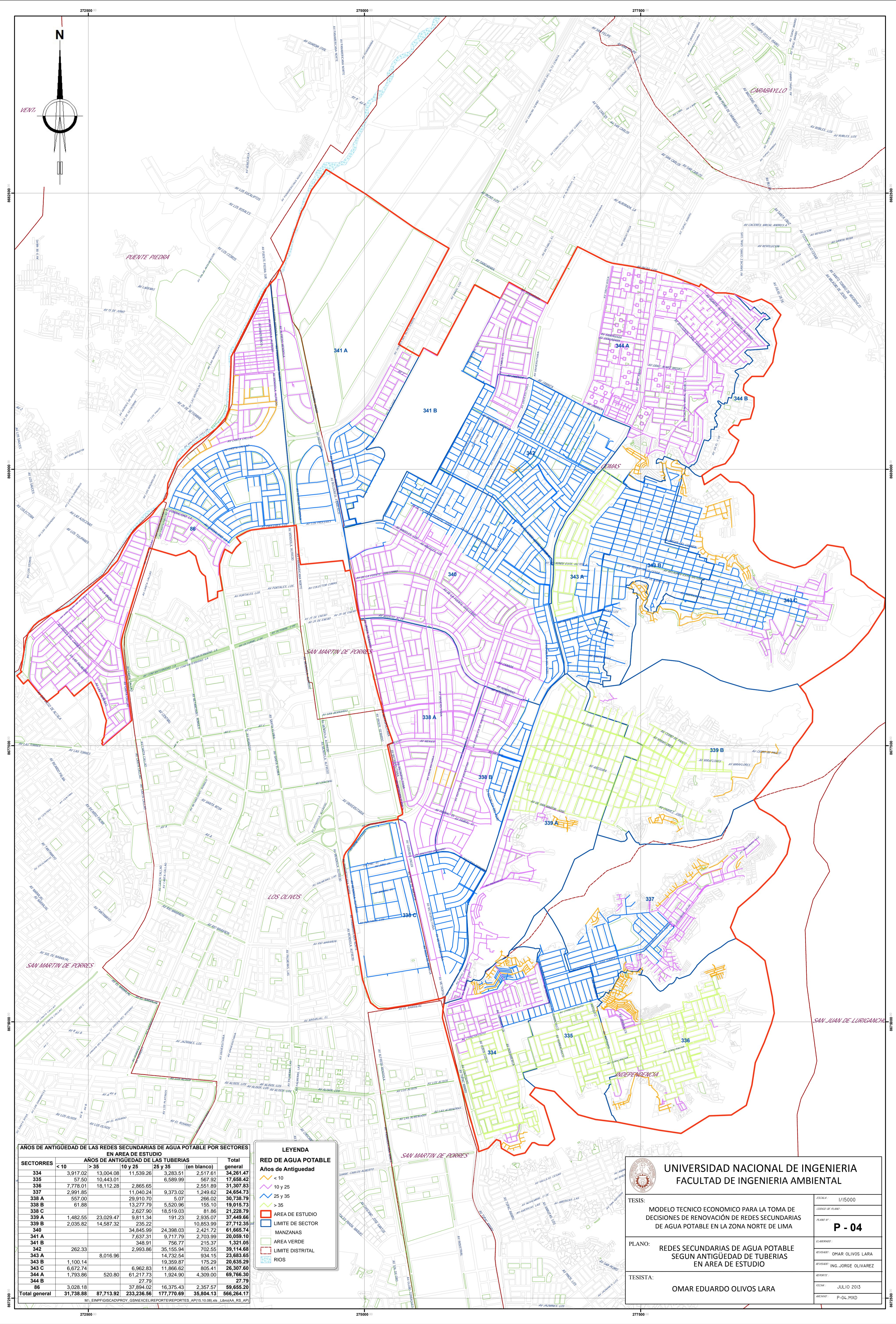
P - 03

PLANO DE: REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE SEGUN TIPO DE MATERIAL DE TUBERIAS AREA DE ESTUDIO

TESISTA: OMAR EDUARDO OLIVOS LARA

FECHA: JULIO 2013

ARCHIVO: P-03.MXD



AÑOS DE ANTIGÜEDAD DE LAS REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE POR SECTORES EN AREA DE ESTUDIO

SECTORES	AÑOS DE ANTIGÜEDAD DE LAS TUBERIAS				Total general	
	< 10	> 35	10 y 25	25 y 35		
334	3,917.02	13,004.08	11,539.26	3,283.51	2,517.61	34,261.47
335	67.50	10,443.01	2,865.65	6,589.99	557.92	17,653.42
336	7,778.01	18,112.28	2,865.65	9,373.02	2,551.89	31,307.83
337	2,991.85	11,040.24	9,373.02	1,249.62	1,249.62	24,654.73
338 A	557.00	29,910.70	5.07	266.02	266.02	30,738.79
338 B	61.88	13,277.79	5,520.96	155.10	155.10	19,015.73
338 C		2,627.90	18,519.03	81.86	81.86	21,228.79
339 A	1,482.55	23,029.47	9,811.34	191.23	2,936.07	37,446.66
339 B	2,035.82	14,587.32	235.22	10,853.99	27,712.35	37,446.66
340		34,845.99	24,398.03	2,421.72	61,665.74	61,665.74
341 A		7,637.31	9,717.79	2,703.99	20,059.10	20,059.10
341 B		348.91	756.77	215.37	1,321.05	1,321.05
342	262.33	2,993.86	35,155.94	702.55	39,114.68	39,114.68
343 A		8,016.96	14,732.54	934.15	23,683.65	23,683.65
343 B		1,100.14	19,359.87	175.29	20,635.29	20,635.29
343 C	6,672.74		6,962.83	11,866.62	805.41	26,307.60
344 A	1,793.86	520.80	61,217.73	1,924.90	4,309.00	69,766.30
344 B			27.79			27.79
86	3,028.18		37,894.02	16,375.43	2,357.57	69,655.20
Total general	31,738.88	87,713.92	233,236.56	177,770.69	35,804.13	566,264.17

LEYENDA

RED DE AGUA POTABLE

- Años de Antigüedad
 - < 10
 - 10 y 25
 - > 25 y 35
 - > 35
- AREA DE ESTUDIO
- LIMITE DE SECTOR
- MANZANAS
- AREA VERDE
- LIMITE DISTRITAL
- RIOS

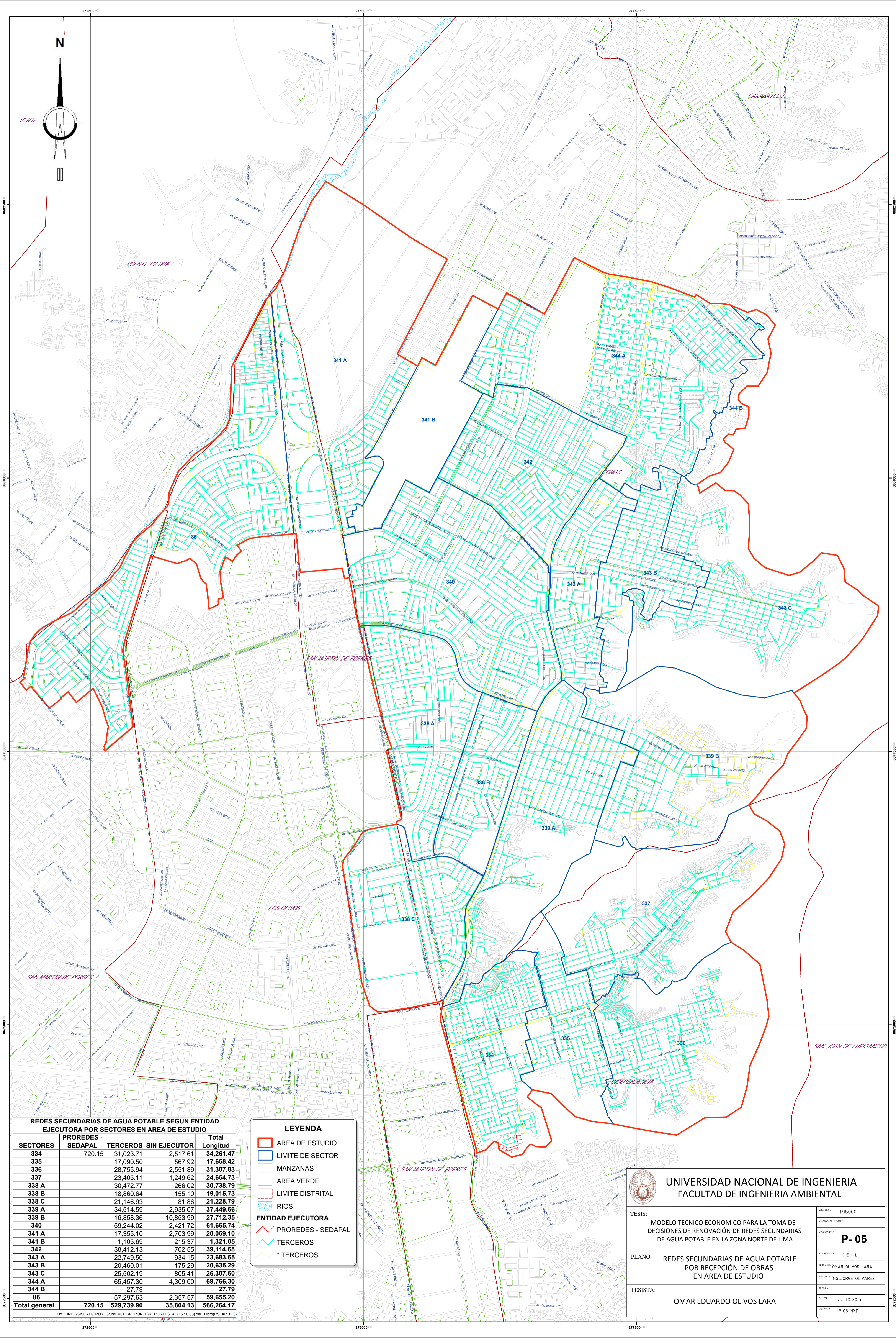
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL

TESIS: MODELO TECNICO ECONOMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACION DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORTE DE LIMA

PLANO: REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE SEGUN ANTIGÜEDAD DE TUBERIAS EN AREA DE ESTUDIO

TESISTA: OMAR EDUARDO OLIVOS LARA

ESCALA: 1/15000
 CODIGO DE PLANO: P-04
 ELABORADO: OMAR OLIVOS LARA
 REVISADO: ING. JORGE OLIVAREZ
 FECHA: JULIO 2013
 ASESOR: P.-OL.MXD



REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE SEGUN ENTIDAD EJECUTORA POR SECTORES EN AREA DE ESTUDIO

SECTORES	PROREDES - SEDAPAL	TERCEROS	SIN EJECUTOR	Total Longitud
334	720.15	31,023.71	2,517.61	34,261.47
335		17,090.50	567.92	17,658.42
336		28,756.94	2,551.89	31,308.83
337		23,405.11	1,249.62	24,654.73
338 A		30,472.77	266.02	30,738.79
338 B		18,860.64	155.10	19,015.73
338 C		21,146.93	81.86	21,228.79
339 A		34,514.59	2,935.07	37,449.66
339 B		16,858.36	10,853.99	27,712.35
340		59,244.02	2,421.72	61,665.74
341 A		17,355.10	2,703.99	20,059.10
341 B		1,105.69	215.37	1,321.05
342		38,412.13	702.55	39,114.68
343 A		22,749.50	934.15	23,683.65
343 B		20,460.01	175.29	20,635.29
343 C		25,502.19	805.41	26,307.60
344 A		65,457.30	4,309.00	69,766.30
344 B		27.79		27.79
86		57,297.63	2,357.57	59,655.20
Total general	720.15	529,739.90	35,804.13	566,264.17

LEYENDA

- ▭ AREA DE ESTUDIO
- ▭ LIMITE DE SECTOR
- ▭ MANZANAS
- ▭ AREA VERDE
- ▭ LIMITE DISTRITAL
- ▭ RIOS

ENTIDAD EJECUTORA

- ▭ PROREDES - SEDAPAL
- ▭ TERCEROS
- ▭ * TERCEROS

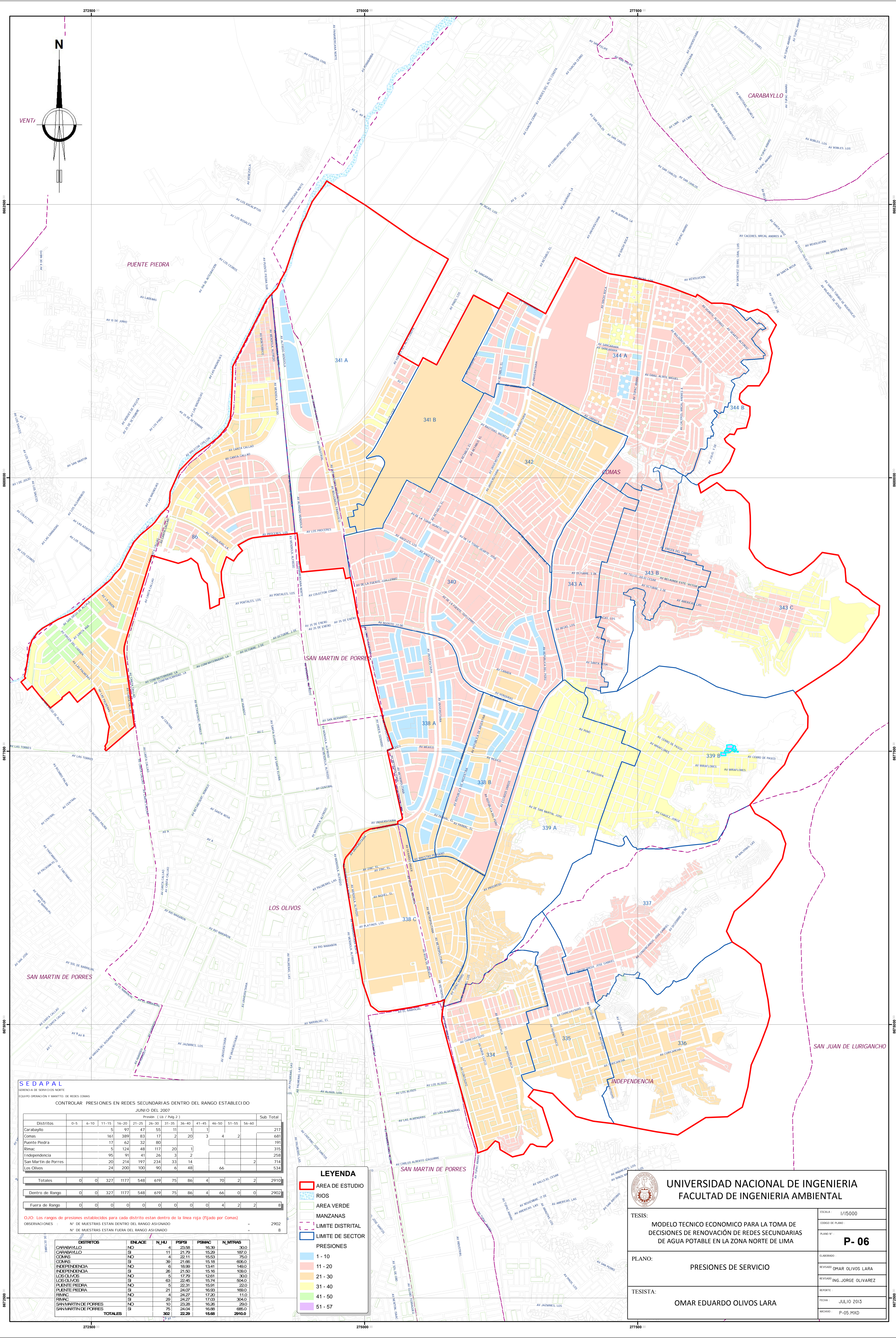
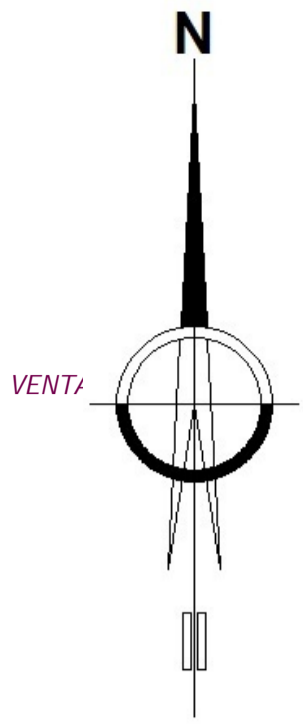
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL

TESIS: MODELO TECNICO ECONOMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACION DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORTE DE LIMA

PLANO: REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE POR RECEPCION DE OBRAS EN AREA DE ESTUDIO

TESISTA: OMAR EDUARDO OLIVOS LARA

ESCALA: 1/15000
LIBRO DE PLANO: P-05
DISEÑADOR: O.E.O.L.
REVISOR: OMAR OLIVOS LARA
REVISOR: ING. JORGE OLIVAREZ
FECHA: JULIO 2013
ARCHIVO: P-05.MXD



SEDAPAL
SERVICIO DE SERVICIOS NOTRE
EQUIPO OPERACION Y MANTENIMIENTO DE REDES COMAS
CONTROLAR PRESIONES EN REDES SECUNDARIAS DENTRO DEL RANGO ESTABLECIDO
JUNIO DEL 2007

Distritos	Presión (Lb / Pulg 2)										Sub Total	
	0-5	6-10	11-15	16-20	21-25	26-30	31-35	36-40	41-45	46-50		51-55
Carabayllo	5	97	47	55	11	1						
Comas	161	389	83	17	2	20	3	4	2			
Puente Piedra	17	62	32	80								
Rimac	5	124	48	117	20	1						
Independencia	95	91	41	26	3	2						
San Martín de Porres	20	214	197	234	33	14				2		
Los Olivos	24	200	100	90	6	48			66			
Totales	0	0	327	1177	548	619	75	86	4	70	2	2
Dentro de Rango 0 0 0 327 1177 548 619 75 86 4 70 2 2 2902												
Fuera de Rango 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 4 2 2 8												

OJO: Los rangos de presiones establecidos para cada distrito están dentro de la línea roja (fijado por Comas)

OBSERVACIONES: N° DE MUESTRAS ESTAN DENTRO DEL RANGO ASIGNADO: 2902
N° DE MUESTRAS ESTAN FUERA DEL RANGO ASIGNADO: 8

DISTRITOS	ENLACE	N.HU	PSPEI	PSMAC	N.MITRAS
CARABAYLLO	NO	4	20.98	16.39	30.0
CARABAYLLO	SI	11	21.70	15.29	187.0
COMAS	NO	4	22.11	15.53	75.0
COMAS	SI	39	21.66	15.18	400.0
INDEPENDENCIA	NO	6	18.99	13.41	148.0
INDEPENDENCIA	SI	28	21.50	15.16	106.0
LOS OLIVOS	NO	5	17.79	12.91	310.0
LOS OLIVOS	SI	63	22.45	15.74	504.0
PUNTE PIEDRA	NO	5	22.31	15.91	22.0
PUNTE PIEDRA	SI	21	24.07	16.93	169.0
RIMAC	NO	4	24.27	17.20	11.0
RIMAC	SI	29	24.27	17.03	204.0
SAN MARTIN DE PORRES	NO	10	23.28	16.28	29.0
SAN MARTIN DE PORRES	SI	75	24.04	16.88	685.0
TOTALES		302	22.28	15.68	2910.0

LEYENDA

- AREA DE ESTUDIO
- RIOS
- AREA VERDE
- MANZANAS
- LIMITE DISTRITAL
- LIMITE DE SECTOR

PRESIONES

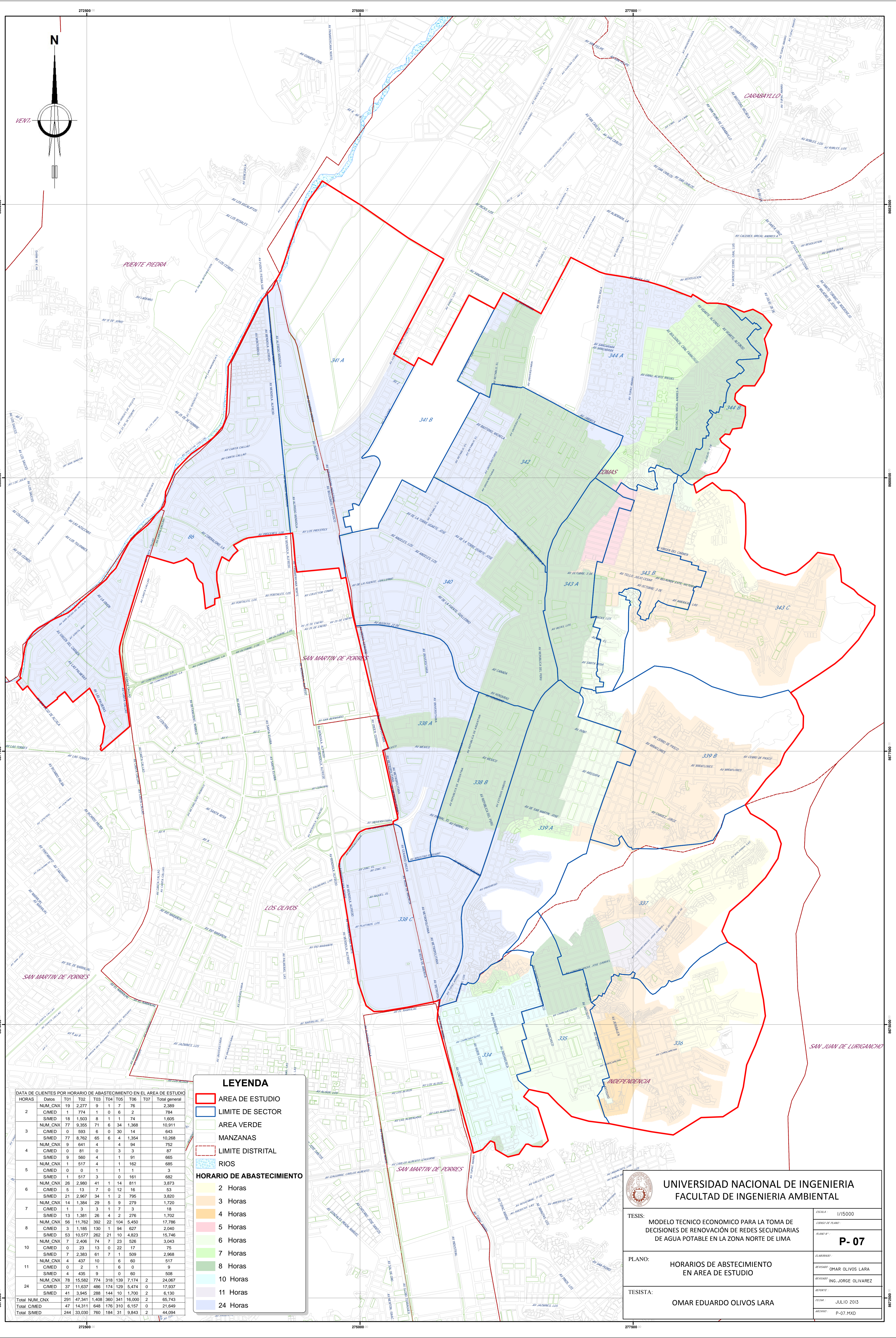
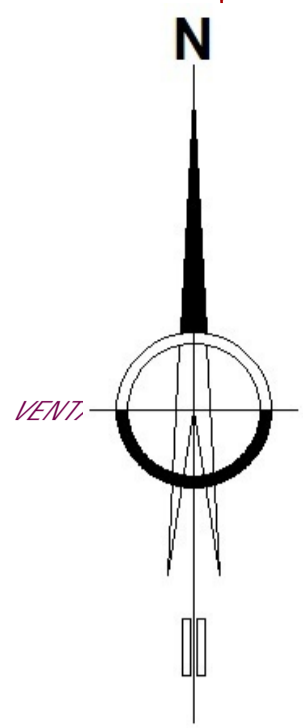
- 1 - 10
- 11 - 20
- 21 - 30
- 31 - 40
- 41 - 50
- 51 - 57

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL

TESIS: **MODELO TECNICO ECONOMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACION DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORTE DE LIMA**

ESCALA: 1/15000
CODIGO DE PLANO: P-06
PLANO: **PRESIONES DE SERVICIO**
TESISTA: **OMAR EDUARDO OLIVOS LARA**

ELABORADO: REVISADO: OMAR OLIVOS LARA
REVISADO: ING. JORGE OLIVAREZ
FECHA: JULIO 2015
ARCHIVO: P-05.MXD



LEYENDA

- AREA DE ESTUDIO
- LIMITE DE SECTOR
- AREA VERDE
- MANZANAS
- LIMITE DISTRITAL
- RIOS

HORARIO DE ABASTECIMIENTO

- 2 Horas
- 3 Horas
- 4 Horas
- 5 Horas
- 6 Horas
- 7 Horas
- 8 Horas
- 10 Horas
- 11 Horas
- 24 Horas

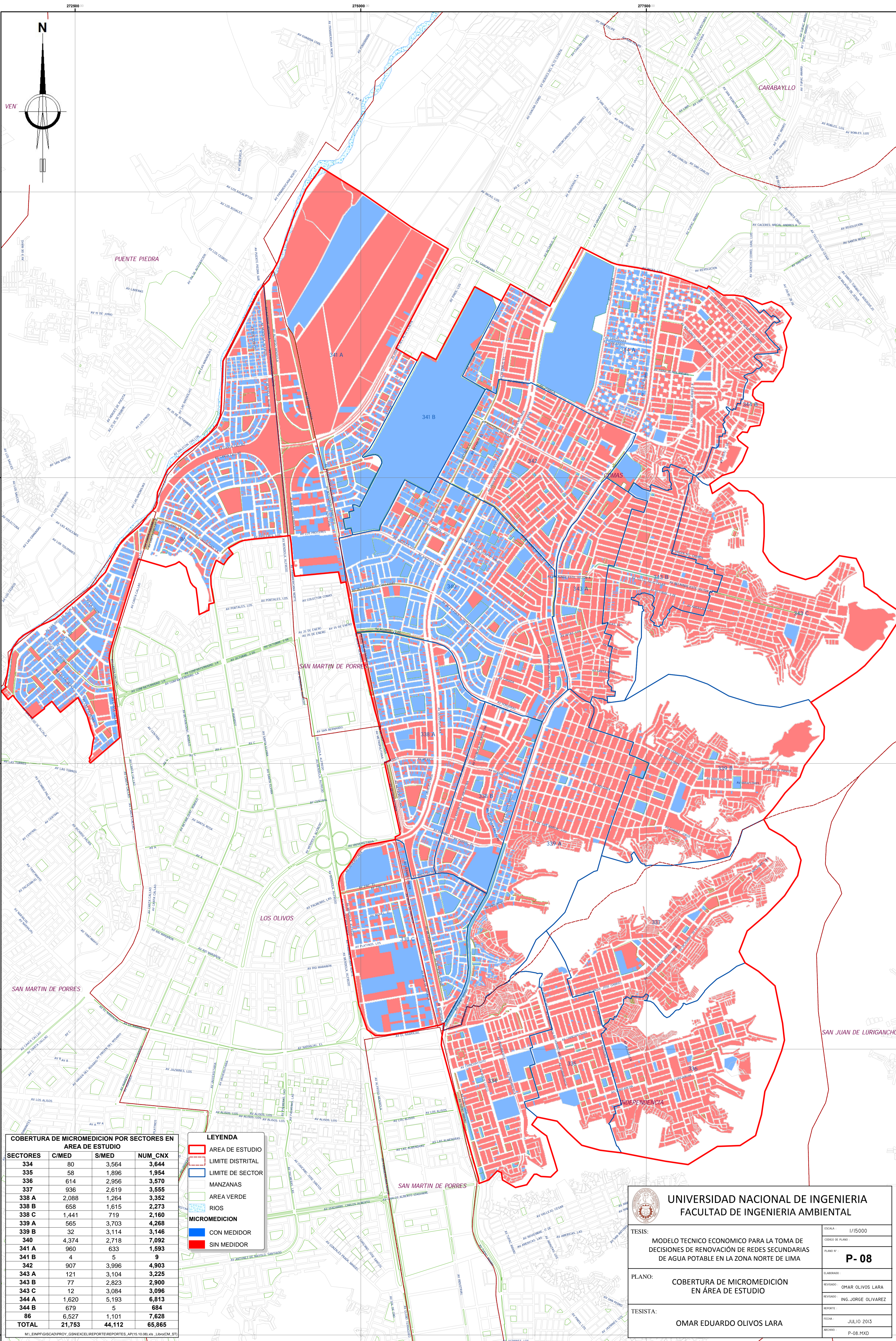
DATA DE CLIENTES POR HORARIO DE ABASTECIMIENTO EN EL AREA DE ESTUDIO

HORAS	Datos	T01	T02	T03	T04	T05	T06	T07	Total general
2	NUM_CNX	19	2,277	9	1	7	76	107	2,389
	S/MED	1	774	1	0	6	2	784	
	NUM_CNX	18	1,503	8	1	1	74	1,605	
	S/MED	77	9,355	71	6	34	1,368	10,911	
3	NUM_CNX	0	593	6	0	30	14	643	
	S/MED	77	8,762	65	6	4	1,354	10,268	
4	NUM_CNX	9	641	4	0	4	94	752	
	S/MED	0	81	0	0	3	3	87	
5	NUM_CNX	9	560	4	1	91	665		
	S/MED	1	517	4	1	162	685		
6	NUM_CNX	1	0	1	1	1	3		
	S/MED	1	517	3	0	161	682		
7	NUM_CNX	26	2,980	41	1	14	811	3,873	
	S/MED	5	13	7	0	12	16	53	
8	NUM_CNX	201	2,867	34	1	2	795	3,600	
	S/MED	0	23	13	0	3	17	53	
9	NUM_CNX	14	1,384	29	5	2	279	1,720	
	S/MED	1	3	3	1	7	3	18	
10	NUM_CNX	13	1,381	26	4	2	276	1,702	
	S/MED	56	11,762	392	22	104	5,450	17,786	
11	NUM_CNX	3	1,185	130	1	94	627	2,040	
	S/MED	53	10,577	262	21	10	4,823	15,746	
12	NUM_CNX	7	2,406	74	7	23	526	3,043	
	S/MED	0	23	13	0	22	17	55	
13	NUM_CNX	7	2,383	61	7	1	509	2,968	
	S/MED	4	437	10	6	60	517		
14	NUM_CNX	0	2	1	6	0	9		
	S/MED	4	435	9	0	60	508		
15	NUM_CNX	78	15,582	774	318	139	7,174	24,067	
	S/MED	37	11,637	486	174	129	5,474	17,937	
16	NUM_CNX	41	3,945	288	144	0	1,700	6,130	
	S/MED	291	47,241	1,408	360	341	18,000	65,743	
17	Total NUM_CNX	47	14,311	648	176	310	6,157	21,649	
	Total S/MED	244	33,030	760	184	31	9,843	44,094	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL

TESIS: MODELO TECNICO ECONOMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACION DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORTE DE LIMA	ESCALA: 1/15000 PLAN: P-07
PLANO: HORARIOS DE ABSTECIMIENTO EN AREA DE ESTUDIO	ELABORADO: OMAR OLIVOS LARA REVISADO: ING. JORGE OLIVAREZ
TESISTA: OMAR EDUARDO OLIVOS LARA	FECHA: JULIO 2013 ARCHIVO: P-07.MXD



COBERTURA DE MICROMEDICION POR SECTORES EN AREA DE ESTUDIO

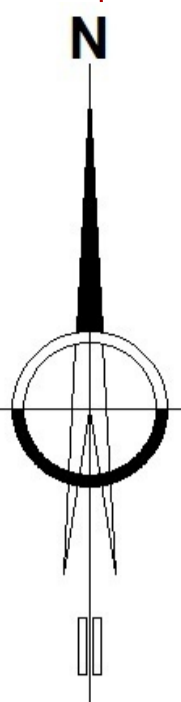
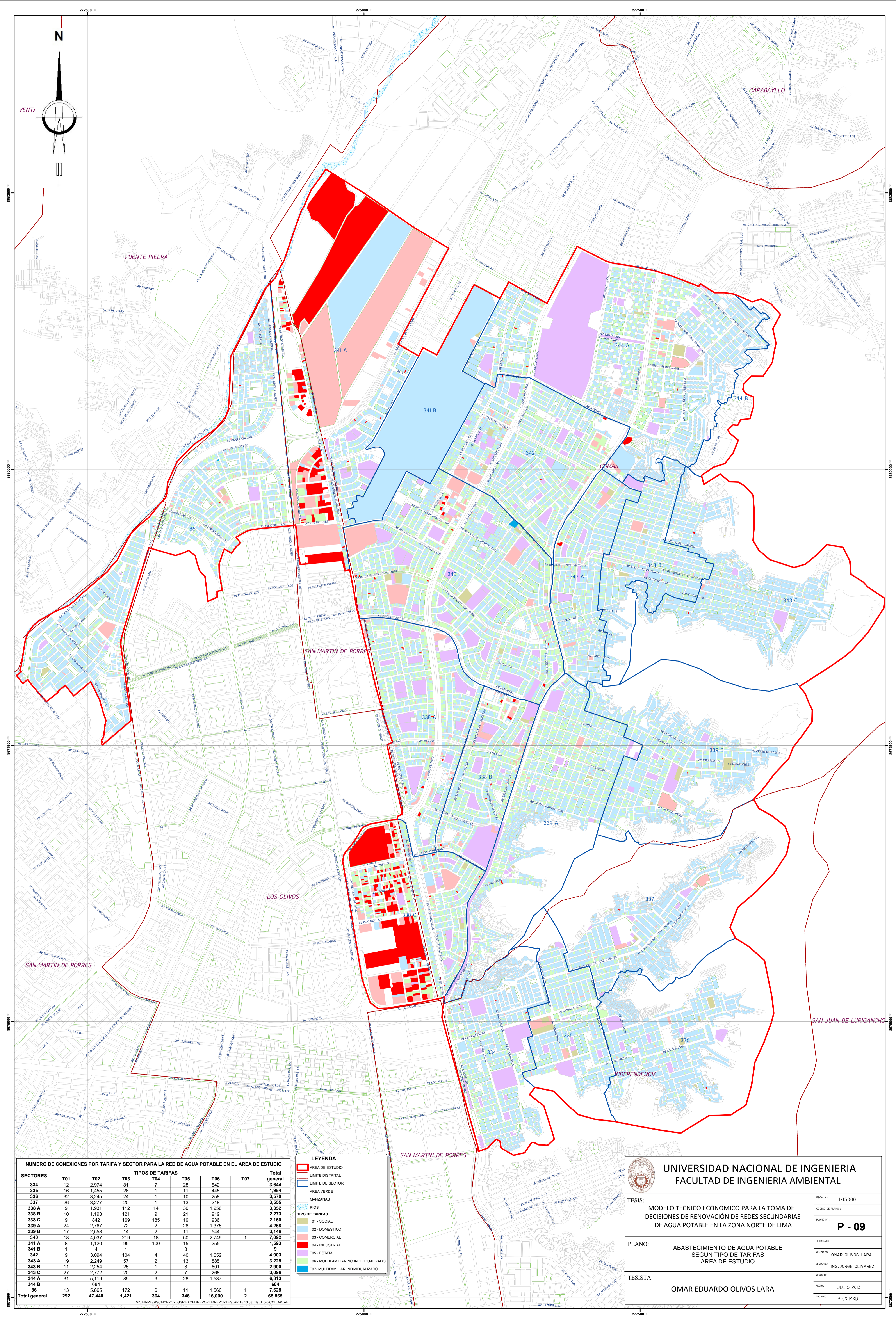
SECTORES	C/MED	S/MED	NUM_CNX
334	80	3,564	3,644
335	58	1,896	1,954
336	614	2,956	3,570
337	936	2,619	3,555
338 A	2,088	1,264	3,352
338 B	658	1,615	2,273
338 C	1,441	719	2,160
339 A	565	3,703	4,268
339 B	32	3,114	3,146
340	4,374	2,718	7,092
341 A	960	633	1,593
341 B	4	5	9
342	907	3,996	4,903
343 A	121	3,104	3,225
343 B	77	2,823	2,900
343 C	12	3,084	3,096
344 A	1,620	5,193	6,813
344 B	679	5	684
86	6,527	1,101	7,628
TOTAL	21,753	44,112	65,865

LEYENDA

- ▭ AREA DE ESTUDIO
- ▭ LIMITE DISTRITAL
- ▭ LIMITE DE SECTOR
- ▭ MANZANAS
- ▭ AREA VERDE
- ▭ RIOS
- ▭ CON MEDIDOR
- ▭ SIN MEDIDOR

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL


TESIS: MODELO TECNICO ECONOMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACION DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORTE DE LIMA	ESCALA: 1/15000 CODIGO DE PLANO: P-08
PLANO: COBERTURA DE MICROMEDICION EN AREA DE ESTUDIO	ELABORADO: OMAR OLIVOS LARA REVISADO: ING. JORGE OLIVAREZ
TESISISTA: OMAR EDUARDO OLIVOS LARA	REPORTE: JULIO 2013 ARCHIVO: P-08.MXD



NUMERO DE CONEXIONES POR TARIFA Y SECTOR PARA LA RED DE AGUA POTABLE EN EL AREA DE ESTUDIO

SECTORES	TIPOS DE TARIFAS							Total general
	T01	T02	T03	T04	T05	T06	T07	
334	12	2,974	81	7	28	542	3,644	
335	16	1,455	26	1	11	445	1,954	
336	32	3,245	24	1	10	258	3,570	
337	26	3,277	20	1	13	216	3,555	
338 A	9	1,931	112	14	30	1,256	3,382	
338 B	10	1,193	121	9	21	919	2,273	
338 C	9	842	169	185	19	936	2,160	
339 A	24	2,767	72	2	28	1,375	4,268	
339 B	17	2,558	14	2	11	544	3,146	
340	18	4,037	219	18	50	2,749	7,092	
341 A	8	1,120	95	100	15	255	1,593	
341 B	1	4	1	1	3		9	
342	9	3,094	104	4	40	1,652	4,903	
343 A	19	2,249	57	2	13	885	3,226	
343 B	11	2,254	25	1	8	601	2,900	
343 C	27	2,772	20	2	7	268	3,096	
344 A	31	5,119	89	9	28	1,537	6,813	
344 B							684	
86	13	5,865	172	6	11	1,560	7,628	
Total general	292	47,440	1,421	364	346	16,000	65,885	

- LEYENDA**
- AREA DE ESTUDIO
 - LIMITE DISTRITAL
 - LIMITE DE SECTOR
 - AREA VERDE
 - MANZANAS
 - RIOS
 - TIPO DE TARIFAS**
 - T01 - SOCIAL
 - T02 - DOMESTICO
 - T03 - COMERCIAL
 - T04 - INDUSTRIAL
 - T05 - ESTATAL
 - T06 - MULTIFAMILIAR NO INDIVIDUALIZADO
 - T07 - MULTIFAMILIAR INDIVIDUALIZADO



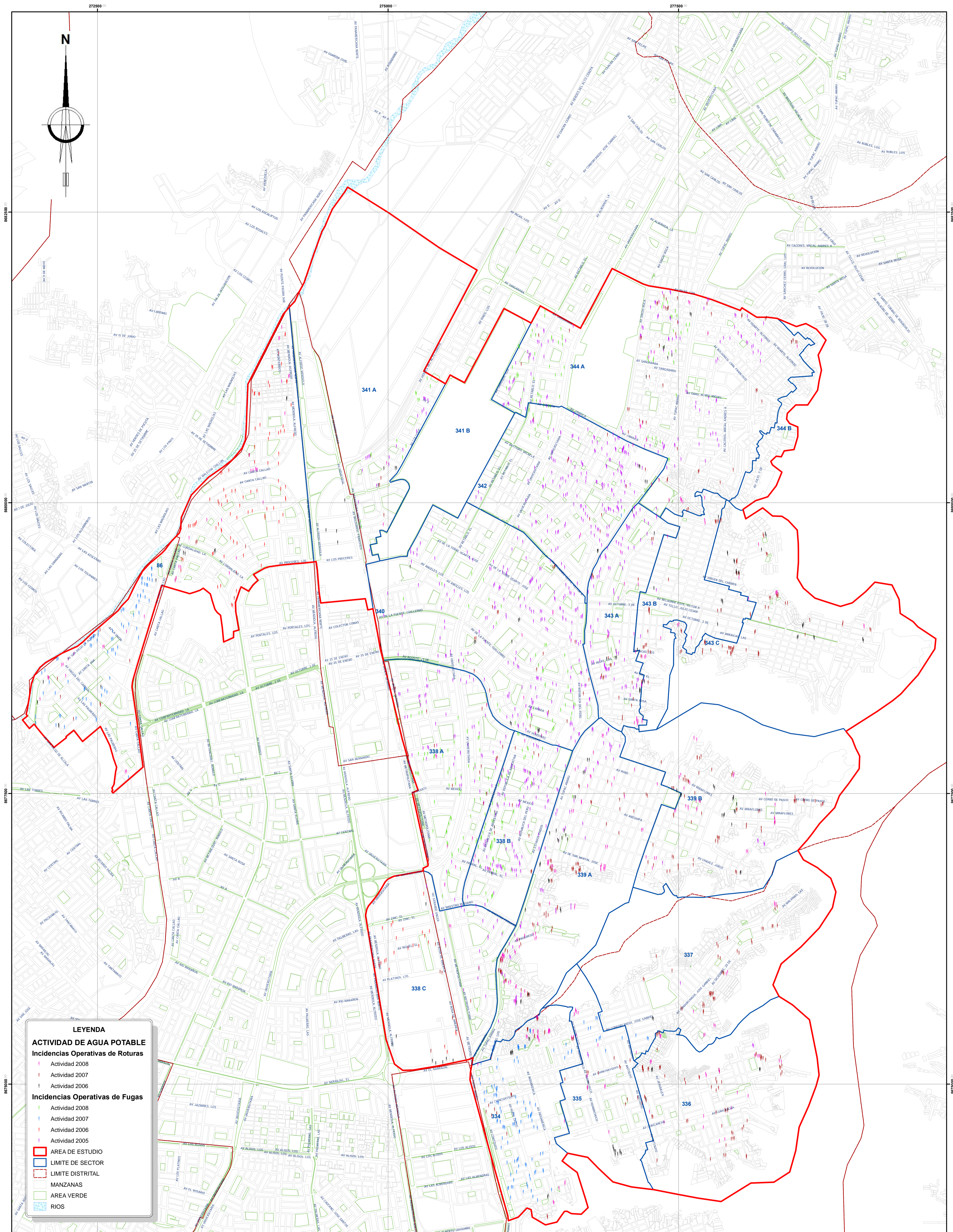
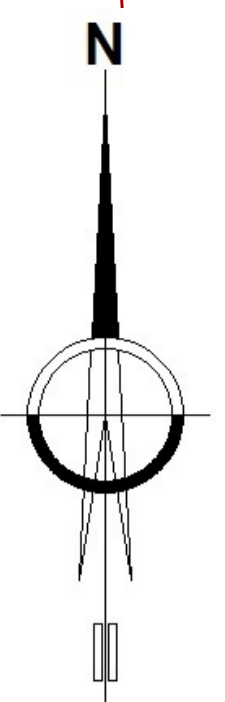
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL

ESCALA: 1/15000
OSADO DE PLANO:
PLANO N°: **P - 09**
ELABORADO:
REVISADO: OMAR OLIVOS LARA
REVISADO: ING. JORGE OLIVAREZ
REPORTE:
FECHA: JULIO 2013
ARCHIVO: P-09.MXD

TESIS: MODELO TECNICO ECONOMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACION DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORTE DE LIMA

PLANO: ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE SEGUN TIPO DE TARIFAS AREA DE ESTUDIO

TESISTA: OMAR EDUARDO OLIVOS LARA



LEYENDA

ACTIVIDAD DE AGUA POTABLE

Incidencias Operativas de Roturas

- Actividad 2008
- Actividad 2007
- Actividad 2006

Incidencias Operativas de Fugas

- Actividad 2008
- Actividad 2007
- Actividad 2006
- Actividad 2005

- AREA DE ESTUDIO
- LIMITE DE SECTOR
- LIMITE DISTRITAL
- MANZANAS
- AREA VERDE
- RIOS

TABLA DE INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS PARA LA RED DE AGUA POTABLE EN LOS SECTORES DEL AREA DE ESTUDIO

SECTOR	AÑOS DE INCIDENCIA				Total general
	2009	2010	2011	2012	
334	4	12	16	32	32
335	8	13	9	30	30
336	5	46	18	69	69
337	1	25	6	32	32
338 A	1	13	7	20	20
338 B	1	9	3	13	13
338 C	7	6	2	15	15
339 A	16	44	44	104	104
339 B	15	50	21	86	86
340	10	17	8	35	35
341 A	6	4	2	12	12
342	4	10	3	17	17
343 A	5	14	14	33	33
343 B	8	16	9	33	33
343 C	12	35	6	53	53
344 A	7	36	16	59	59
86	8	15	30	53	53
Total general	117	365	214	696	

INCIDENCIAS OPERATIVAS DE FUGAS PARA LA RED DE AGUA POTABLE POR SECTORES EN AREA DE ESTUDIO

SECTORES	AÑOS				Total general
	2008	2009	2010	2011	
334	2		107		107
335	2		10		12
336	2				2
337	1		4		5
338 A	62			70	132
338 B	109			68	177
338 C	19			2	45
339 A	59	25		1	60
339 B	5				5
340	193			44	237
341 A	35			20	55
341 B	41			26	67
342	175		1	18	194
343 A	86			1	87
343 B	3				3
343 C				1	1
344 A	90			43	133
86		89	78		167
Total general	881	114	200	294	1489

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL

TESIS: **MODELO TECNICO ECONOMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACION DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORTE DE LIMA**

ESCALA: 1/15000

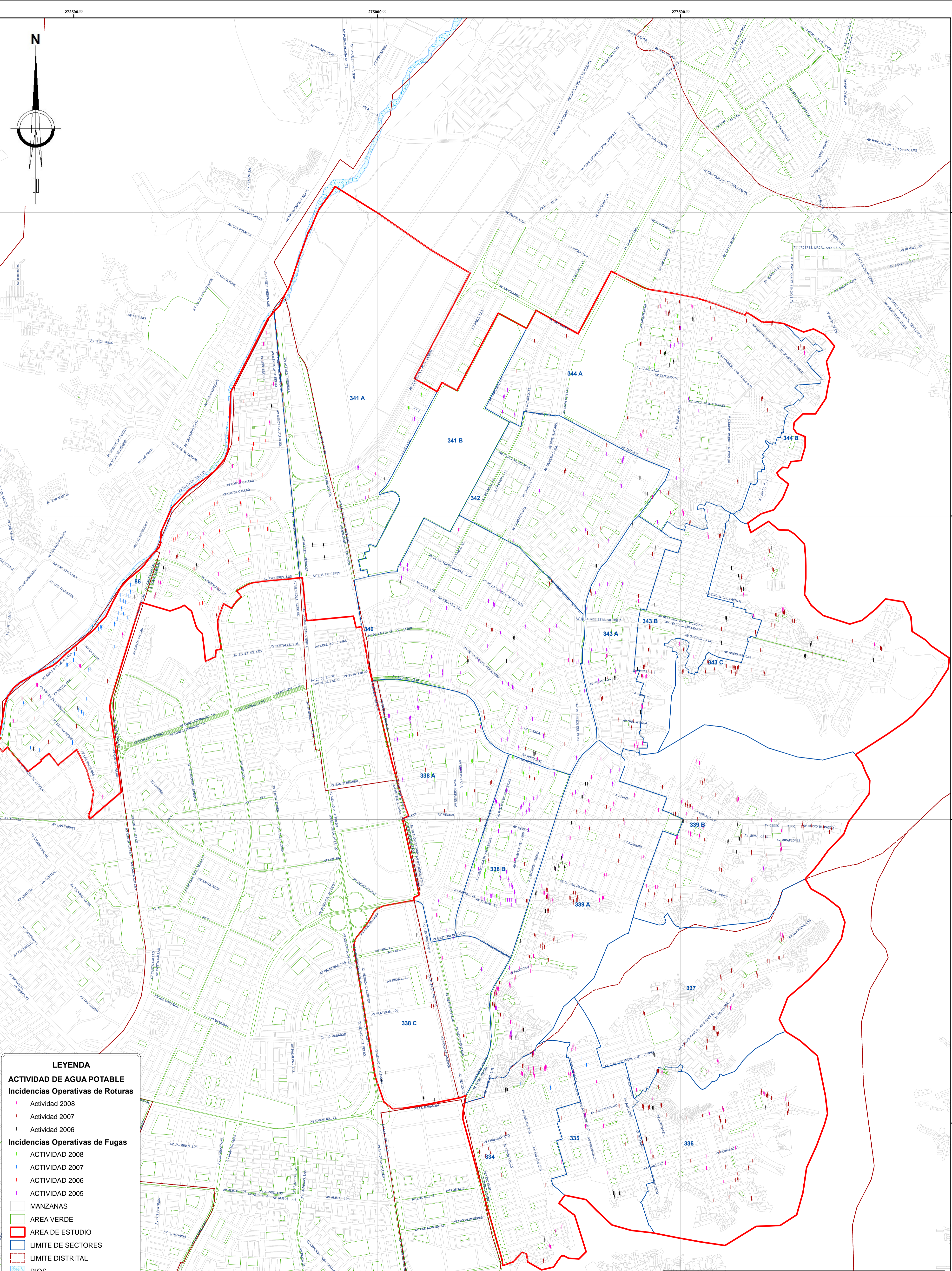
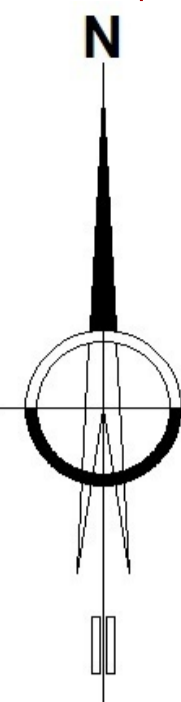
CODIGO DE PLANO: **P - 10**

PLANO: **INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS Y FUGAS 2011, 2010, 2009 Y 2008 EN AREA DE ESTUDIO**

TESISTA: **OMAR EDUARDO OLIVOS LARA**

ELABORADO: O.E.O.L.
REVISADO: OMAR OLIVOS LARA
REVISOR: ING. JORGE OLIVAREZ

FECHA: JULIO 2013
ARCHIVO: P-10.MXD



LEYENDA

ACTIVIDAD DE AGUA POTABLE

Incidencias Operativas de Roturas

- ! Actividad 2008
- ! Actividad 2007
- ! Actividad 2006

Incidencias Operativas de Fugas

- ! ACTIVIDAD 2008
- ! ACTIVIDAD 2007
- ! ACTIVIDAD 2006
- ! ACTIVIDAD 2005

- MANZANAS
- AREA VERDE
- AREA DE ESTUDIO
- LIMITE DE SECTORES
- LIMITE DISTRITAL
- RIOS

INCIDENCIAS OPERATIVAS DE FUGAS EN CORPORATION Y TUBERIAS PARA LA RED DE AGUA POTABLE POR SECTORES EN EL AREA DE ESTUDIO

SECTORES	2008		Total 2008	2009		Total 2009	2010		Total 2010	2011		Total 2011	Total general
	Corporation	Tuberia		Corporation	Tuberia		Corporation	Tuberia		Corporation	Tuberia		
334													
335													
338 A	22		22							16	1	17	39
338 B	58	2	60							43		43	103
338 C	6		6										
339 A	16	1	17	1	1								
339 B	2		2										
340	43	8	51							9		9	60
341 A	13		13							5	1	6	19
341 B	12	1	13							2		2	15
342	17		17							4		4	21
343 A	12	2	14										14
343 C										1		1	1
344 A	9	4	13									10	23
86				37	1	38	42	3	45	89	3	92	83
Total general	208	20	228	37	2	39	45	6	51	89	3	92	410

TABLA DE INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS PARA LA RED DE AGUA POTABLE EN LOS SECTORES DEL AREA DE ESTUDIO

SECTOR	AÑOS DE INCIDENCIA			Total general
	2009	2010	2011	
334	4	12	16	32
335	8	13	9	30
336	5	46	18	69
337	1	25	6	32
338 A	1	13	7	20
338 B	1	9	3	13
338 C	7	6	2	15
339 A	16	44	44	104
339 B	15	50	21	86
340	10	17	8	35
341 A	6	4	2	12
341 B	4	10	3	17
343 A	5	14	14	33
343 B	8	16	9	33
343 C	12	35	6	53
344 A	7	36	16	59
86	8	15	30	53
Total general	117	365	214	696

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL

TESIS: MODELO TECNICO ECONOMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACION DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORTE DE LIMA

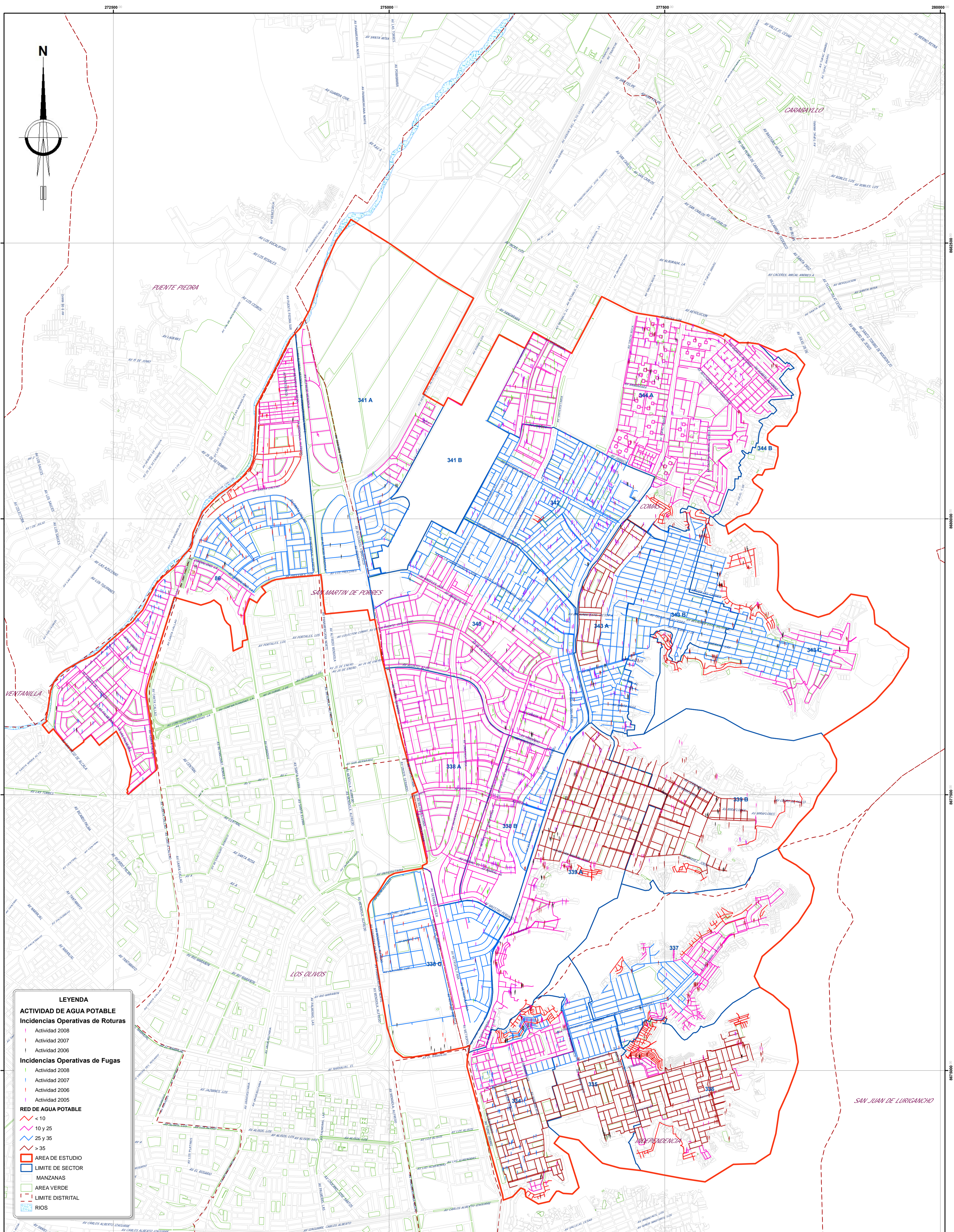
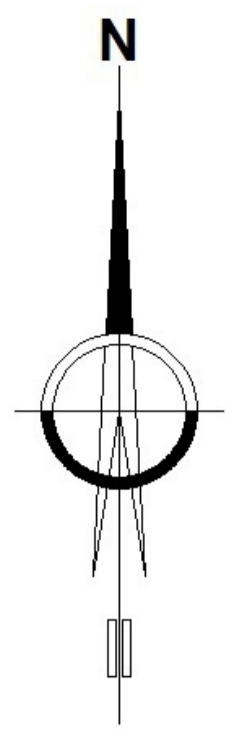
ELABORADO: O.E.G.L.
 REVISADO: OMAR OLIVOS LARA
 REVISADO: ING. JORGE OLIVAREZ

PLANO: INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS Y FUGAS EN TUBERIAS Y CORPORATION 2011, 2010, 2009 Y 2008 EN AREA DE ESTUDIO

TESISTA: OMAR EDUARDO OLIVOS LARA

FECHA: JULIO 2013
 ARCHIVO: P-II.MXD

ESCALA: 1/15000
 TITULO DE PLANO: P - 11



LEYENDA

ACTIVIDAD DE AGUA POTABLE

Incidencias Operativas de Roturas

- Actividad 2008
- Actividad 2007
- Actividad 2006

Incidencias Operativas de Fugas

- Actividad 2008
- Actividad 2007
- Actividad 2006
- Actividad 2005

RED DE AGUA POTABLE

- < 10
- 10 y 25
- 25 y 35
- > 35

AREA DE ESTUDIO

LIMITE DE SECTOR

MANZANAS

AREA VERDE

LIMITE DISTRITAL

RIOS

TABLA DE INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS PARA LA RED DE AGUA POTABLE EN LOS SECTORES DEL AREA DE ESTUDIO

SECTOR	AÑOS DE INCIDENCIA				Total general
	2009	2010	2011	2011	
334	4	12	16	30	32
335	8	13	9	30	30
336	5	46	18	69	69
337	1	25	6	32	32
338 A	1	9	7	26	26
338 B	1	3	13	17	17
338 C	7	6	2	15	15
339 A	16	44	44	104	104
339 B	15	50	21	86	86
340	10	17	8	35	35
341 A	6	4	2	12	12
342	4	10	3	17	17
343 A	5	14	14	33	33
343 B	8	16	9	33	33
343 C	12	35	6	53	53
344 A	7	36	16	59	59
36	8	15	30	53	53
Total general	117	365	214	696	

INCIDENCIAS OPERATIVAS DE FUGAS PARA LA RED DE AGUA POTABLE POR SECTORES EN AREA DE ESTUDIO

SECTORES	AÑOS				Total general
	2008	2009	2010	2011	
334			107		107
335	2		10		12
336	2				2
337			4		4
338 A	62		70		132
338 B	109		68		177
338 C	18	25	2		45
339 A	59		1		60
339 B	5		44		49
340	193		237		430
341 A	35		20		55
341 B	41		26		67
342	175		1		176
343 A	86		1		87
343 B	3				3
343 C			1		1
344 A	90		43		133
36		89	78		167
Total general	881	114	200	294	1489

ANTIGÜEDAD DE TUBERIAS PARA LA RED DE AGUA POTABLE POR SECTORES EN AREA DE ESTUDIO

SECTORES	AÑOS DE ANTIGÜEDAD				Total Longitud
	< 10	10 y 25	25 y 35	> 35	
334	3,917.02	11,539.26	3,283.51	13,004.08	25,743.87
335	57.50	2,865.65	6,589.99	10,443.01	19,955.15
336	7,776.01	2,865.65	11,040.24	18,112.28	33,600.19
337	2,561.85	11,040.24	9,373.02	1,249.62	24,654.73
338 A	557.00	29,910.70	5.07	266.02	30,738.79
338 B	61.88	13,277.79	5,520.96	155.10	19,015.73
338 C	2,627.90	18,519.03	191.23	81.86	21,229.02
339 A	1,482.55	9,811.34	23,029.47	2,935.07	37,448.43
339 B	2,035.82	235.22	14,587.32	10,853.99	27,712.35
340	34,845.99	24,398.03	2,421.72	2,703.99	64,373.73
341 A	7,637.31	9,717.79	19,359.97	175.29	37,290.36
341 B	348.91	756.77	215.37	1,321.05	1,431.10
342	262.33	2,993.86	35,155.94	702.55	39,114.68
343 A	1,100.14	14,732.54	8,016.96	934.15	24,853.79
343 B	6,672.74	6,962.83	11,966.62	805.41	26,307.60
343 C	1,793.86	61,217.73	1,924.90	4,309.00	67,666.30
344 A		27.79	16,375.43	2,357.57	18,760.80
36	3,028.18	37,804.02	16,375.43	2,357.57	59,655.20
Total general	31,738.88	233,236.56	177,770.69	87,713.92	566,264.17

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL

TESIS: MODELO TECNICO ECONOMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACION DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NOROCCIDENTAL DE LIMA

PLANO: INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS Y FUGAS 2011, 2010, 2009 Y 2008 SEGUN ANTIGÜEDAD DE TUBERIAS EN AREA DE ESTUDIO

TESISTA: OMAR EDUARDO OLIVOS LARA

ESCALA: 1/15000

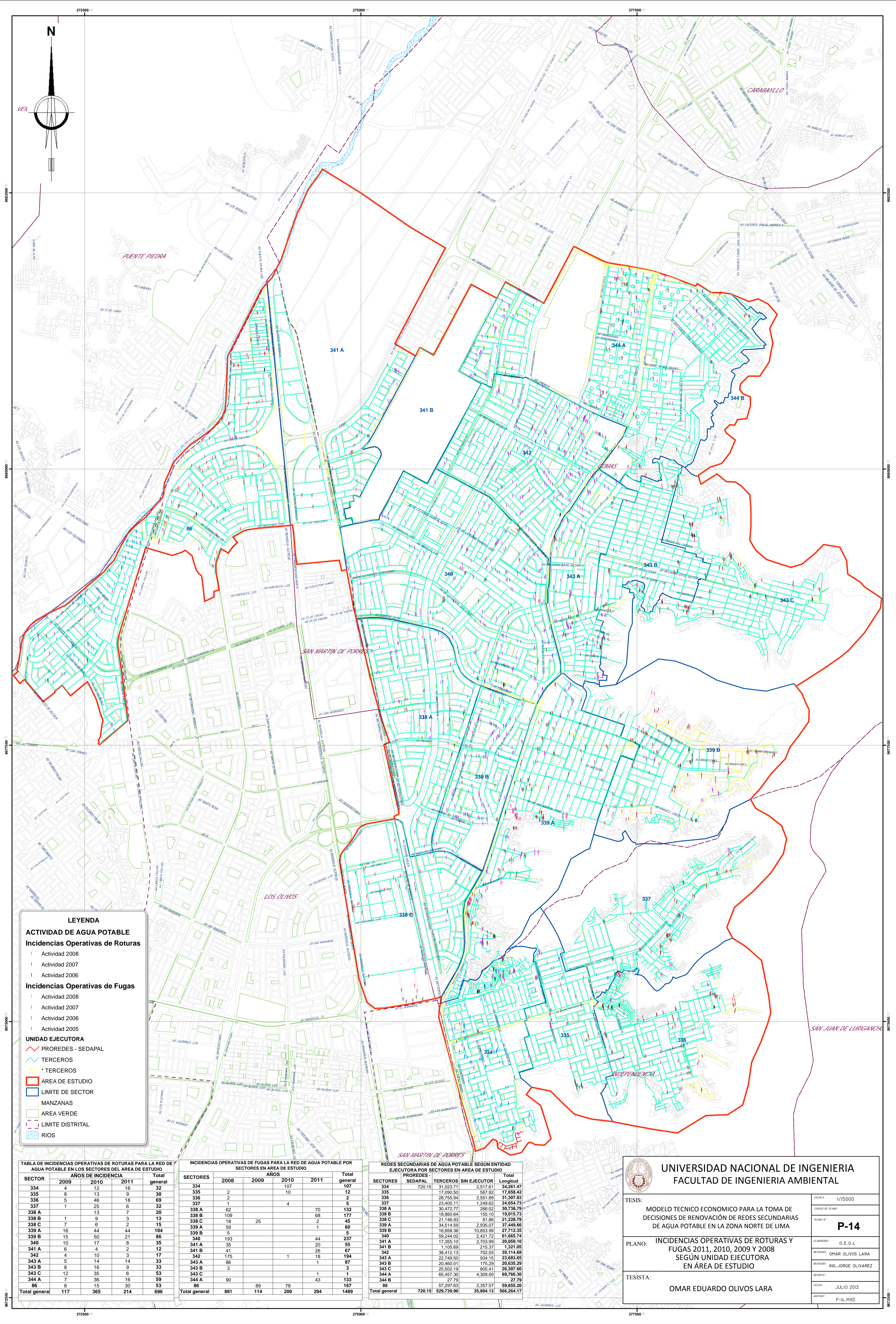
REVISOR: ING. JORGE OLIVAREZ

PROFESOR: O.E.O.L.

P - 13

FECHA: JULIO 2013

ARCHIVO: P-13.MXD



LEYENDA

ACTIVIDAD DE AGUA POTABLE

Incidencias Operativas de Roturas

- Actividad 2008
- Actividad 2007
- Actividad 2006

Incidencias Operativas de Fugas

- Actividad 2008
- Actividad 2007
- Actividad 2006
- Actividad 2005

UNIDAD EJECUTORA

- PROREDES - SEDAPAL
- TERCEROS
- * TERCEROS

AREA DE ESTUDIO

LIMITE DE SECTOR

MANZANAS

AREA VERDE

LIMITE DISTRITAL

RIOS

TABLA DE INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS PARA LA RED DE AGUA POTABLE EN LOS SECTORES DEL AREA DE ESTUDIO

SECTOR	AÑOS DE INCIDENCIA			Total general
	2009	2010	2011	
334	4	12	16	32
335	8	13	9	30
336	5	46	18	69
337	1	25	6	32
338 A	13	7	7	20
338 B	1	9	3	13
338 C	7	6	2	15
339 A	16	44	44	104
339 B	15	50	21	86
340	10	17	8	35
341 A	6	4	2	12
342	4	10	3	17
343 A	5	14	14	33
343 B	8	16	9	33
343 C	12	35	6	53
344 A	7	36	16	59
86	8	15	30	53
Total general	117	365	214	696

INCIDENCIAS OPERATIVAS DE FUGAS PARA LA RED DE AGUA POTABLE POR SECTORES EN AREA DE ESTUDIO

SECTORES	AÑOS			Total general
	2008	2009	2011	
334	2		10	12
335	2			2
336	1			1
337			4	4
338 A	109		70	179
338 B	18	25	2	45
338 C	59		1	60
339 A	5			5
339 B	193		44	237
340	35		20	55
341 A	41		26	67
342	175		18	194
343 A	86		1	87
343 B	3		3	6
343 C			1	1
344 A	90		43	133
86		89	78	167
Total general	881	114	294	1489

REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE SEGUN ENTIDAD EJECUTORA POR SECTORES EN AREA DE ESTUDIO

SECTORES	PROREDES - SEDAPAL		Total Longitud
	TERCEROS	SIN EJECUTOR	
334	31,023.71	2,517.61	34,261.47
335	17,090.50	957.92	17,658.42
336	28,755.94	2,551.89	31,307.83
337	23,405.11	1,249.62	24,654.73
338 A	30,472.77	295.02	30,738.79
338 B	18,860.64	155.10	19,015.73
338 C	21,146.93	81.86	21,228.79
339 A	34,514.59	2,935.07	37,449.66
339 B	18,858.36	10,853.99	27,712.35
340	59,244.02	2,421.72	61,665.74
341 A	17,355.10	2,703.99	20,059.10
341 B	1,105.89	215.37	1,321.05
342	38,412.13	702.55	39,114.68
343 A	22,749.50	934.15	23,683.65
343 B	20,460.01	175.29	20,635.29
343 C	25,502.19	105.41	25,307.60
344 A	65,457.30	4,309.00	69,766.30
344 B		27.79	27.79
86	57,297.63	2,357.57	59,655.20
Total general	720.15	529,739.90	35,804.13

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL

TESIS: MODELO TECNICO ECONOMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACION DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORTE DE LIMA

ESCALA: 1/15000

TITULO DE PLANO: **P-14**

PLANO: INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS Y FUGAS 2011, 2010, 2009 Y 2008 SEGUN UNIDAD EJECUTORA EN AREA DE ESTUDIO

TESISTA: OMAR EDUARDO OLIVOS LARA

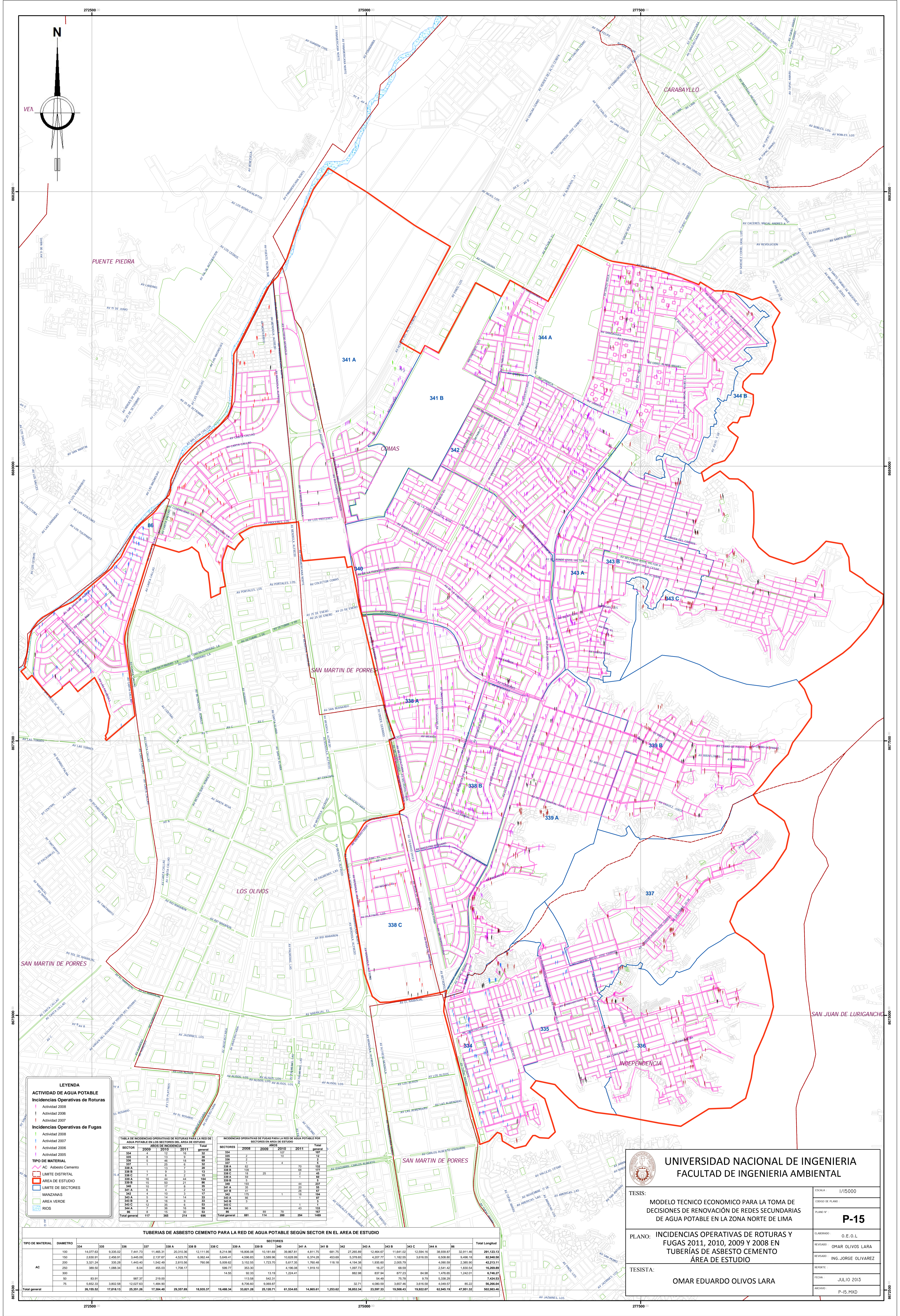
ELABORADO: O.E.O.L.

REVISADO: OMAR OLIVOS LARA

REVISOR: ING. JORGE OLIVAREZ

FECHA: JULIO 2013

MODELO: P-14.MXD



LEYENDA

ACTIVIDAD DE AGUA POTABLE

- Incidentes Operativos de Roturas
 - Actividad 2008
 - Actividad 2006
 - Actividad 2007
 - Actividad 2005
- Incidentes Operativos de Fugas
 - Actividad 2007
 - Actividad 2006
 - Actividad 2005

TIPO DE MATERIAL

- AC Asbesto Cemento

TIPO DE MATERIAL

- LIMITE DISTRITAL
- LIMITE DE SECTORES
- MANZANAS
- AREA VERDE
- RIOS

TABLA DE INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS PARA LA RED DE AGUA POTABLE EN LOS SECTORES DEL AREA DE ESTUDIO

SECTOR	AÑOS DE INCIDENCIA			Total general
	2008	2010	2011	
334	4	12	16	32
335	8	13	21	42
336	5	46	18	69
337	7	25	16	48
338 A	1	13	7	21
338 B	1	9	13	23
338 C	7	6	2	15
339 A	18	44	44	106
339 B	15	50	21	86
340	10	17	8	35
341 A	6	4	2	12
342	4	10	3	17
343 A	5	14	14	33
343 B	8	16	9	33
343 C	12	35	6	53
344 A	7	35	16	58
344 B	15	15	20	50
Total general	117	366	214	697

INCIDENCIAS OPERATIVAS DE FUGAS PARA LA RED DE AGUA POTABLE POR SECTORES EN AREA DE ESTUDIO

SECTORES	AÑOS			Total general
	2008	2010	2011	
334	2	10	12	24
335	2	2	4	8
336	2	2	4	8
337	1	1	2	4
338 A	62	2	70	132
338 B	109	69	178	356
338 C	18	25	43	86
339 A	45	2	47	92
339 B	181	44	225	450
340	10	10	20	40
341 A	41	1	42	82
342	152	1	153	305
343 A	86	1	87	174
343 B	3	1	4	8
343 C	1	1	2	4
344 A	30	43	73	146
344 B	89	78	167	334
Total general	881	114	294	1289

TUBERIAS DE ASBESTO CEMENTO PARA LA RED DE AGUA POTABLE SEGUN SECTOR EN EL AREA DE ESTUDIO

TIPO DE MATERIAL	DIAMETRO	SECTORES																Total Longitud		
		334	335	336	337	338 A	338 B	338 C	339 A	339 B	340	341 A	342	343 A	343 B	343 C	344 A		344 B	
AC	100	14,077.63	9,335.02	7,441.73	11,465.31	20,310.36	12,111.95	8,214.98	16,806.08	10,181.69	39,867.81	4,811.75	681.75	27,265.89	12,464.67	11,641.02	12,594.16	38,939.87	32,911.46	291,123.13
	150	2,630.91	2,456.91	3,445.09	2,137.67	4,523.79	6,062.44	5,649.41	4,596.83	3,589.96	10,028.99	6,374.28	453.69	5,378.65	4,207.77	1,182.55	3,616.55	6,508.80	9,496.18	82,848.90
	200	3,321.24	335.28	1,443.40	1,542.49	2,815.56	760.98	5,009.62	3,152.95	1,723.70	5,617.35	1,760.46	118.18	4,194.28	1,959.60	2,092.79	4,990.69	2,365.90	42,213.11	42,213.11
	250	388.50	1,088.34	624	455.03	1,708.17	768.77	598.77	353.30	4,186.08	1,919.10	1,097.73	18.27	68.58	18.27	68.58	2,941.42	1,920.54	18,988.89	18,988.89
	300																			
350	83.91		987.37	219.00				113.58	542.31					54.49	75.78	9.79	5,338.29		7,424.53	7,424.53
75	6,652.33	3,823.56	11,027.63	4,884.90				8,706.65	6,000.84				32.71	4,000.58	3,657.48	3,616.58	4,268.57	85.23	54,268.54	54,268.54
Total general	26,155.82	17,618.13	25,351.36	17,364.46	29,357.89	18,935.37	19,488.34	33,821.28	25,120.71	61,634.45	14,865.61	1,253.62	38,853.34	23,597.33	19,558.43	19,922.67	62,945.19	47,951.32	503,863.46	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL

TESIS: MODELO TECNICO ECONOMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACION DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORTE DE LIMA

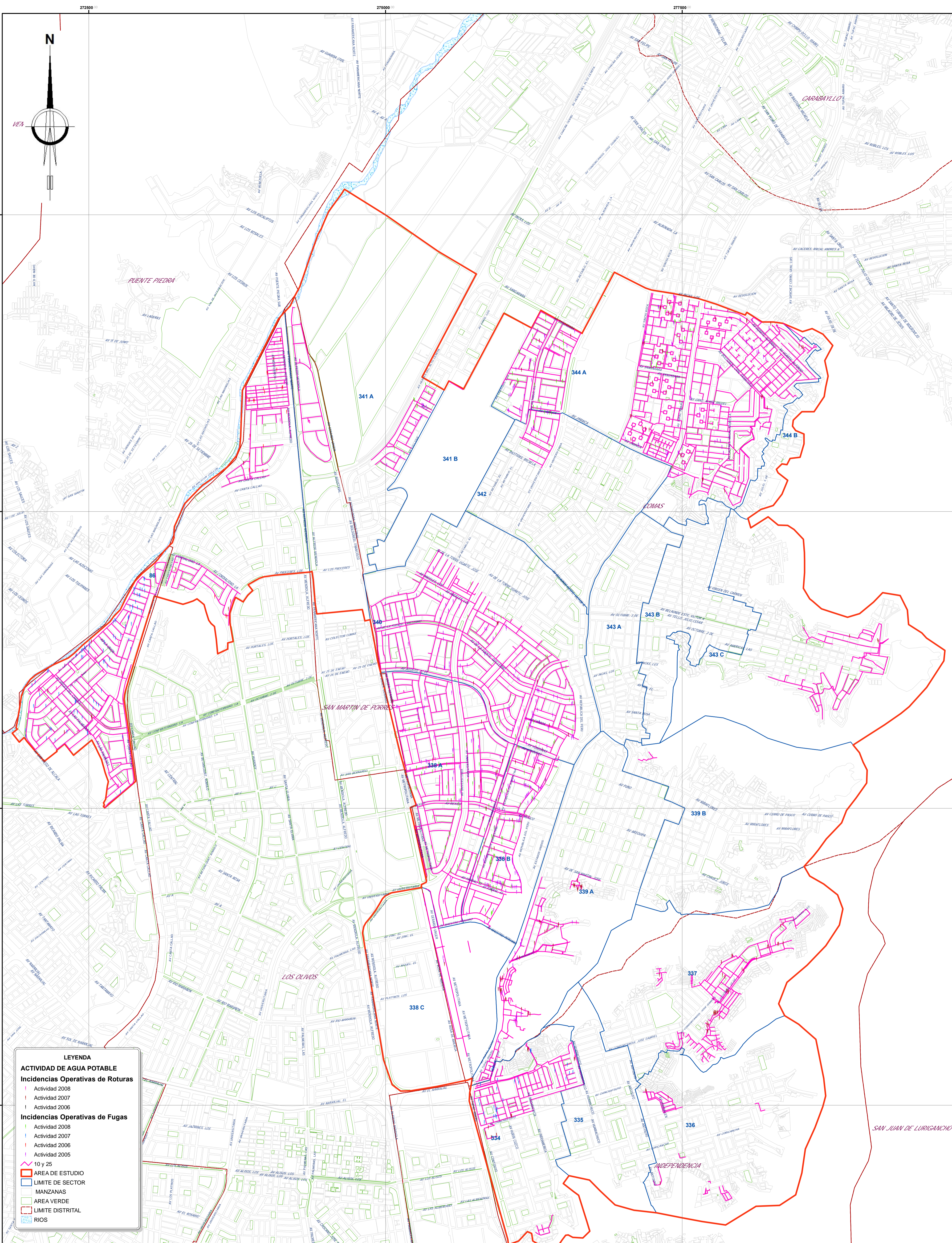
ELABORADO: O.E.O.L.
REVISADO: OMAR OLIVOS LARA
REVISADO: ING. JORGE OLIVAREZ

PLANO: INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS Y FUGAS 2011, 2010, 2009 Y 2008 EN TUBERIAS DE ASBESTO CEMENTO AREA DE ESTUDIO

TESISTA: OMAR EDUARDO OLIVOS LARA

FECHA: JULIO 2013
ARCHIVO: P-15.MXD

ESCALA: 1/15000
ORDEN DE PLANO: P-15



LEYENDA

ACTIVIDAD DE AGUA POTABLE

Incidencias Operativas de Roturas

- Actividad 2008
- Actividad 2007
- Actividad 2006

Incidencias Operativas de Fugas

- Actividad 2008
- Actividad 2007
- Actividad 2006
- Actividad 2005
- 10 y 25

 AREA DE ESTUDIO
 LIMITE DE SECTOR
 MANZANAS
 AREA VERDE
 LIMITE DISTRITAL
 RIOS

TABLA DE INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS PARA LA RED DE AGUA POTABLE EN LOS SECTORES DEL AREA DE ESTUDIO

SECTOR	AÑOS DE INCIDENCIA			Total general
	2009	2010	2011	
334	4	12	16	32
335	8	13	9	30
336	5	46	18	69
337	1	25	6	32
338 A	13	7	20	40
338 B	1	9	3	13
338 C	7	6	2	15
339 A	16	44	44	104
339 B	15	50	21	86
340	10	17	8	35
341 A	6	4	2	12
342	4	10	3	17
343 A	5	14	14	33
343 B	8	16	9	33
343 C	12	35	6	53
344 A	7	36	16	59
86	8	15	30	53
Total general	117	365	214	696

INCIDENCIAS OPERATIVAS DE FUGAS PARA LA RED DE AGUA POTABLE POR SECTORES EN AREA DE ESTUDIO

SECTORES	AÑOS				Total general
	2008	2009	2010	2011	
334			107		107
335	2		10		12
336	2				2
337	1		4		5
338 A	62		70		132
338 B	109		68		177
338 C	18	25	2		45
339 A	59		1		60
339 B	5				5
340	193		44		237
341 A	35		20		55
341 B	41		26		67
342	175		18		194
343 A	86		1		87
343 B	3				3
343 C					
344 A	90		1		91
86		89	78	43	150
Total general	881	114	200	294	1489

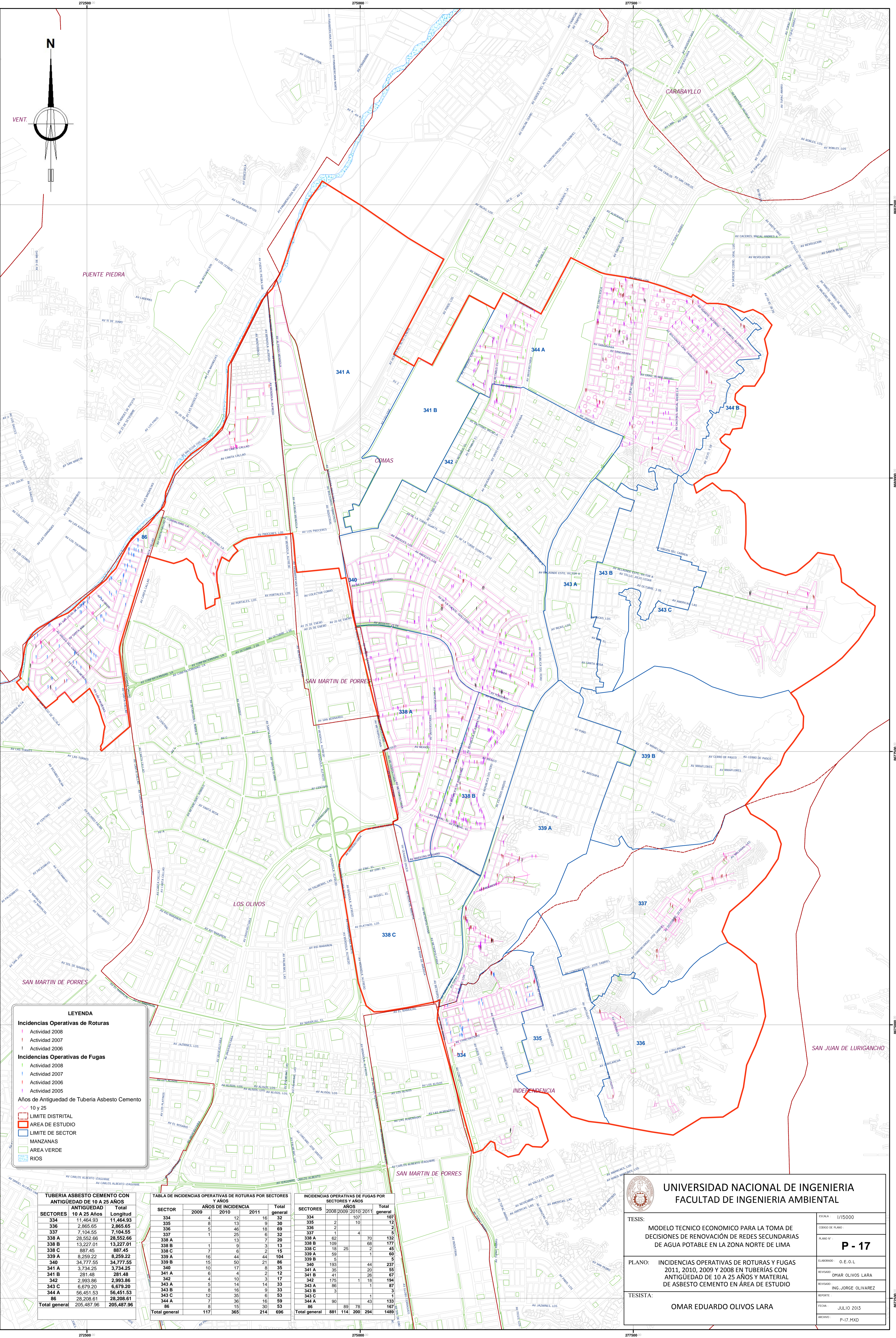
ANTIGÜEDAD DE TUBERIAS DE 10 A 25 AÑOS PARA LA RED DE AGUA POTABLE POR SECTORES EN EL AREA DE ESTUDIO

SECTORES	ANTIGÜEDAD		Total general
	10 y 25	Total	
334	11,539.26	11,539.26	
335	2,865.65	2,865.65	
336	11,040.24	11,040.24	
337	29,910.70	29,910.70	
338 A	13,277.79	13,277.79	
338 B	2,627.90	2,627.90	
338 C	9,811.34	9,811.34	
339 A	235.22	235.22	
339 B	34,845.99	34,845.99	
340	7,637.31	7,637.31	
341 A	348.91	348.91	
341 B	2,993.86	2,993.86	
342	6,962.83	6,962.83	
343 A	61,217.73	61,217.73	
343 B	27.79	27.79	
343 C	37,894.02	37,894.02	
86	233,236.56	233,236.56	
Total general	233,236.56	233,236.56	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL

TESIS: MODELO TECNICO ECONOMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACION DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORTE DE LIMA
 PLANO: INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS Y FUGAS 2011, 2010, 2009 Y 2008 EN TUBERIAS CON ANTIGÜEDAD DE 10 A 25 AÑOS EN AREA DE ESTUDIO
 TESISISTA: OMAR EDUARDO OLIVOS LARA

ESCALA: 1/15000
 PLANO N°: **P - 16**
 ELABORADO: O.E.O.L.
 REVISADO: OMAR OLIVOS LARA
 REVISADO: ING. JORGE OLIVAREZ
 FECHA: JULIO 2015
 ARCHIVO: P-16.MXD



LEYENDA

Incidencias Operativas de Roturas

- Actividad 2008
- Actividad 2007
- Actividad 2006

Incidencias Operativas de Fugas

- Actividad 2008
- Actividad 2007
- Actividad 2006
- Actividad 2005

Años de Antigüedad de Tubería Asbesto Cemento 10 y 25

- LIMITE DISTRITAL
- AREA DE ESTUDIO
- LIMITE DE SECTOR
- MANZANAS
- AREA VERDE
- RIOS

TUBERIA ASBESTO CEMENTO CON ANTIGÜEDAD DE 10 A 25 AÑOS

SECTORES	ANTIGÜEDAD 10 A 25 Años	Total Longitud
334	11,464.93	11,464.93
336	2,865.65	2,865.65
337	7,104.55	7,104.55
338 A	28,552.66	28,552.66
338 B	13,227.01	13,227.01
338 C	887.45	887.45
339 A	8,259.22	8,259.22
340	34,777.55	34,777.55
341 A	3,734.25	3,734.25
341 B	281.48	281.48
342	2,993.86	2,993.86
343 C	6,679.20	6,679.20
344 A	56,451.53	56,451.53
86	28,208.61	28,208.61
Total general	205,487.96	205,487.96

TABLA DE INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS POR SECTORES Y AÑOS

SECTOR	AÑOS DE INCIDENCIA			Total general
	2009	2010	2011	
334	4	12	16	32
335	8	13	9	30
336	5	46	18	69
337	1	25	6	32
338 A	13	7	20	40
338 B	1	9	3	13
338 C	7	6	2	15
339 A	16	44	44	104
339 B	15	50	21	86
340	10	17	8	35
341 A	6	4	2	12
342	4	10	3	17
343 A	5	14	14	33
343 B	8	16	9	33
343 C	12	35	6	53
344 A	7	36	16	59
86	8	15	30	53
Total general	117	365	214	696

INCIDENCIAS OPERATIVAS DE FUGAS POR SECTORES Y AÑOS

SECTORES	AÑOS			Total general
	2008	2009	2010	
334	2	107	12	121
335	2	10	1	13
336	2	1	4	7
337	1	1	1	3
338 A	62	1	70	132
338 B	109	68	177	354
338 C	18	25	2	45
339 A	59	1	60	119
339 B	5	1	1	7
340	193	44	237	474
341 A	35	20	55	110
341 B	41	26	67	134
342	175	1	18	194
343 A	86	1	87	173
343 B	3	1	3	7
343 C	1	1	1	3
344 A	90	43	133	266
Total general	881	294	1489	1489

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL

TESIS: **MODELO TECNICO ECONOMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACION DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORTE DE LIMA**

ESCALA: 1/15000

PLANO N°: **P - 17**

PLANO: **INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS Y FUGAS 2011, 2010, 2009 Y 2008 EN TUBERIAS CON ANTIGÜEDAD DE 10 A 25 AÑOS Y MATERIAL DE ASBESTO CEMENTO EN AREA DE ESTUDIO**

ELABORADO: O.E.O.L.

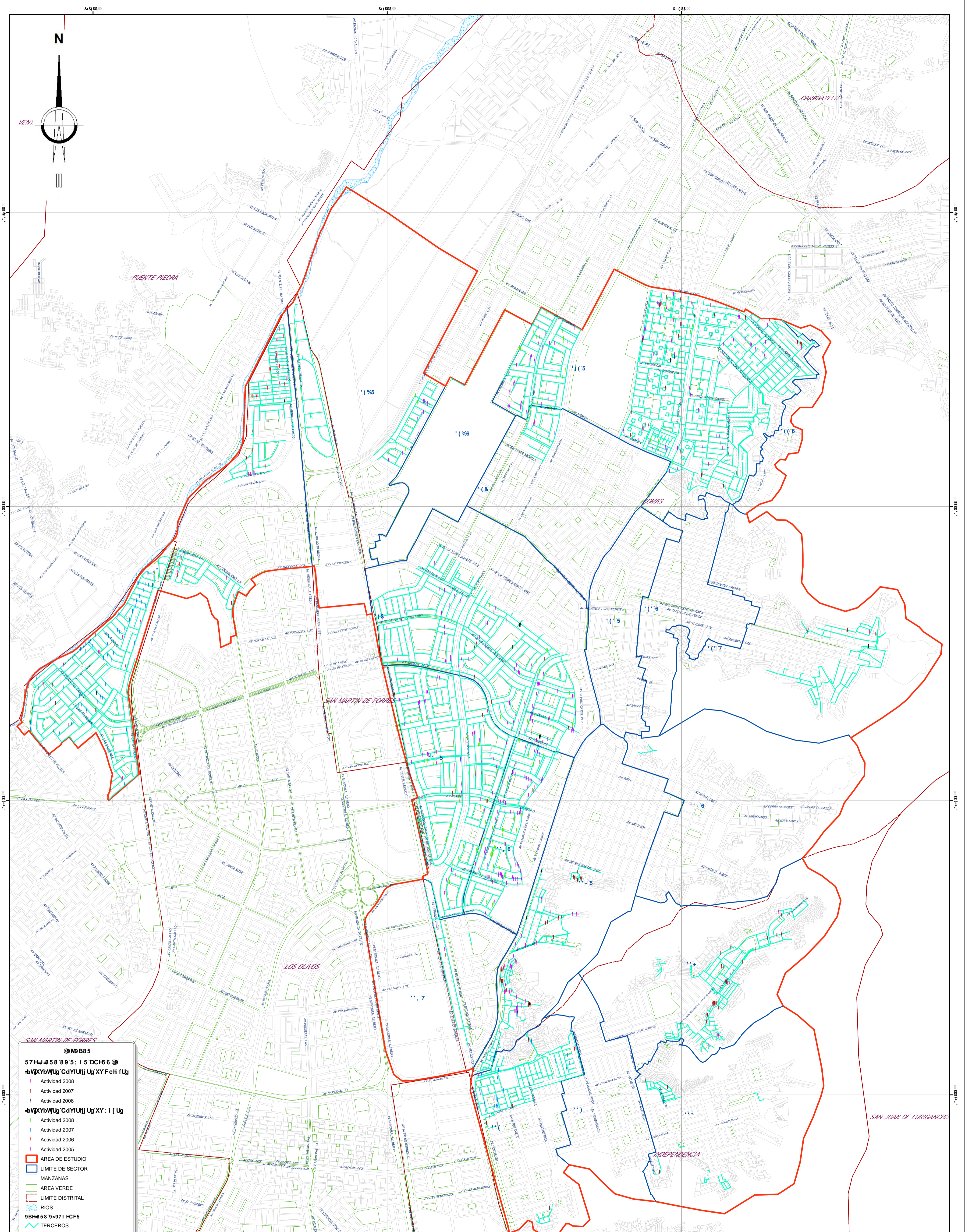
REVISADO: OMAR OLIVOS LARA

INGENIERO: ING. JORGE OLIVAREZ

TESISTA: **OMAR EDUARDO OLIVOS LARA**

FECHA: JULIO 2013

ARCHIVO: P-17.MXD



0MBB85
57Hj-858'89'5; 15 DCH66 @
5WCG89-87-89B7-5
 Actividad 2008
 Actividad 2007
 Actividad 2006
5WCG89-87-89B7-5
 Actividad 2008
 Actividad 2007
 Actividad 2006
 Actividad 2005
 AREA DE ESTUDIO
 LIMITE DE SECTOR
 MANZANAS
 AREA VERDE
 LIMITE DISTRITAL
 RIOS
 9BH858 9-971 HCF5
 TERCEROS

G97HCF	2009	2010	2011	HCIU
..(4	12	16	..5
..1	8	13	9	..8
..2	5	46	16	..8
..3	1	25	6	..8
..4	1	13	7	..8
..5	1	9	3	..8
..6	15	50	21	..8
..7	7	6	2	..8
..8	16	44	44	..8
..9	15	50	21	..8
..0	10	17	8	..8
..1	6	4	2	..8
..2	4	10	3	..8
..3	5	14	14	..8
..4	8	16	9	..8
..5	12	35	6	..8
..6	7	36	16	..8
..7	8	15	30	..8
..8	8	15	30	..8
HCIU	YbYU	%

G97HCF	2008	2009	2010	2011	HCIU
..(2	1078
..1	2	1078
..2	2	1078
..3	1	..	48
..4	62	..	708
..5	109	..	688
..6	18	25	28
..7	59	..	18
..8	58
..9	193	..	448
..0	35	..	208
..1	41	..	268
..2	175	1	188
..3	86	..	18
..4	38
..5	18
..6	18
..7	90	..	438
..8	89	788
..9	..	888
HCIU	YbYU	..%	88	..%	..

G97HCF	2008	2009	2010	2011	HCIU
..(11,539.268
..1	2,865.658
..2	11,040.248
..3	29,910.708
..4	13,277.798
..5	2,627.908
..6	9,811.348
..7	235.228
..8	34,845.998
..9	7,637.318
..0	348.918
..1	2,993.868
..2	6,962.838
..3	61,217.738
..4	27.798
..5	37,894.028
..68
HCIU	YbYU	..%%	..

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL
 TESIS:
 MODELO TECNICO ECONOMICO PARA LA TOMA DE DECISIONES DE RENOVACION DE REDES SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE EN LA ZONA NORDE DE LIMA
 PLANO:
 INCIDENCIAS OPERATIVAS DE ROTURAS Y FUGAS 2011, 2010, 2009 Y 2008 EN TUBERIAS CON ANTIGÜEDAD DE 10 A 25 AÑOS SEGÜN ENTIDAD EJECUTORA EN AREA DE ESTUDIO
 TESISTA:
OMAR EDUARDO OLIVOS LARA
 ESCALA: 1/15000
 ESTADIO DE PLANO:
 PLANO N°:
D'1%
 ELABORADO: O.E.O.L.
 REVISADO: OMAR OLIVOS LARA
 REVISADO: ING. JORGE OLIVAREZ
 FECHA: JULIO 2013
 ABRIBO: P-18.MXD