



Estudio de Diagnóstico - Preliminar “Asentamientos de viviendas en el Barrio de Solanda, en la ciudad de Quito de la provincia de Pichincha”

ÁREA DE MECÁNICA DE SUELOS Y GEOTECNIA

Octubre del 2018

ORDEN DE TRABAJO: S-3622

INFORME DE DIAGNOSTICO - PRELIMINAR

INFORME DE DIAGNOSTICO

DE : Ing. Jorge Bucheli
Director del Laboratorio de Materiales de Construcción

Ing. Guillermo Realpe, M.Sc.
Consultor Geotécnico

PARA : MUNICIPIO DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO
Secretaría General De Seguridad Y Gobernabilidad
Dirección Metropolitana de Gestión de Riesgo

ASUNTO: Estudio de Diagnóstico - Preliminar “Asentamientos de viviendas en el Barrio de Solanda, en la ciudad de Quito de la provincia de Pichincha”

FECHA : Octubre del 2018

Tabla de contenido

1	Antecedentes	5
2	Objetivos	5
2.1	Metodología	6
2.2	Alcance del estudio	7
3	Localización del estudio, descripción original y evolución de las estructuras	8
3.1	Localización	8
3.2	Antecedentes Históricos de la conformación del Barrio Solanda	9
3.3	Tipos de viviendas de Barrio Solanda	14
3.4	Crecimiento horizontal y vertical de las viviendas de Barrio Solanda	18
3.5	Asentamiento (deformación), de las viviendas de Barrio Solanda a través del tiempo	22
3.6	Disposición de las viviendas en el sector	26
4	Descripción de la situación actual.	27
4.1	Levantamiento de daños de las viviendas actualmente	27
4.2	Nivelación topográfica y monitoreo	28
4.2.1	Metodología, equipos y fechas de control	29
4.2.2	Fechas de los levantamientos realizados	29
	A continuación, los resultados de las nivelaciones en perfiles y curvas de nivel ..	30
4.3	Estado actual de las alcantarillas del sector	31
4.4	Transferencias de cargas a la cimentación	32
4.5	Lavado de finos	32
4.6	Construcción del Metro y de pozo de evacuación o salida de emergencia N°4.	33
5	Investigación geológica e hidrogeológica del sitio	34
5.1	UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	34
5.2	CLIMA	35
5.3	GEOMORFOLOGÍA	35
5.4	GEOLOGÍA LOCAL	36
		3

5.5	HIDROGEOLOGÍA.....	40
5.6	Comportamiento y Dirección del Sistema de Flujo del Agua Subterránea.....	41
5.7	Modelo Hidrogeológico Conceptual.....	47
5.8	Conclusiones parciales.....	62
6	Geotecnia.....	64
6.1	Trabajos de campo - Perforaciones geotécnicas.....	64
6.2	Ajuste del número de golpes del ensayo SPT por nivel de energía de N ₄₅ a N ₆₀ . 65	
6.3	Ubicación de los puntos de prospección:.....	65
6.4	Perfiles y características Geotécnicas.....	67
6.4.1	Trabajos de laboratorio.....	68
6.4.2	Descripción del subsuelo.....	69
6.4.3	Interpretación Geotécnica.....	73
6.5	Estimación de la Capacidad Portante de Sector en condiciones iniciales.....	75
6.5.1	Parámetros Geomecánicos del suelo.....	75
6.5.2	Análisis de Capacidad de Carga y Asentamientos a largo plazo.....	76
6.6	Características sísmicas de la zona.....	79
6.6.1	Perfil sísmico.....	80
7	Probables causas que han permitido el potenciamiento de los asentamientos en el sector N°1 de Solanda.....	81
✓	Consolidación (deformación) por descenso del nivel freático.....	82
✓	Construcción del Metro. Salida de emergencia.....	85
✓	Composición de los estratos del subsuelo en Solanda.....	89
8	Conclusiones y Recomendaciones.....	92
9	Observaciones.....	94
10	BIBLIOGRAFÍA.....	95

1 Antecedentes

En solicitud MUNICIPIO DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO a través de la Secretaría General De Seguridad Y Gobernabilidad, Dirección Metropolitana de Gestión de Riesgo, el Laboratorio de Resistencia de Materiales, Mecánica de suelos, Geotecnia y Pavimentos de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, el Área de Mecánica de Suelos y Geotecnia, procede a realizar el presente estudio de diagnóstico como parte del Convenio Tripartito de Cooperación Técnica entre el Gobierno Autónomo Descentralizado del Distrito Metropolitano de Quito, la Escuela Politécnica Nacional; y, la Pontificia Universidad Católica del Ecuador en Materia de Educación firmado, requerido para la verificación de las posibles causas que originaron los asentamientos de las viviendas en el Barrio de Solanda, en el sector uno.

2 Objetivos

El objetivo principal del estudio de diagnóstico consiste en la determinación de las posibles causas que generan y han generado (pasado) la deformación-asentamientos en el sector del Barrio Solanda, sector N° 1

Los objetivos secundarios del presente trabajo son:

- Conocer la conformación de los diferentes materiales presentes en el subsuelo, en el sector de estudio, definiendo los espesores aproximados de la cobertura y de las diferentes capas caracterizadas mediante ensayos de campo de prospección geotécnica y la recopilación disponible de investigaciones geotécnicas provenientes tanto de las secretarías – Empresas del Municipio del Distrito Metropolitano de Quito así como, de la información general de acceso libre.
- Estimar la capacidad portante del suelo de fundación de acuerdo con la teoría de resistencia al corte.
- Verificar la capacidad carga en función de los posibles asentamientos que tolerará la estructura, según el nivel de esfuerzo de contacto existente.
- Realizar un análisis en fase de diagnóstico geológico-hidrogeológico. Sustentada en la recopilación disponible de investigaciones geológicas e hidrogeológicas, provenientes tanto de las Secretarías-Empresa públicas del

Municipio del Distrito Metropolitano de Quito, así como información general de libre acceso.

2.1 Metodología

A continuación, se describen cada una de las actividades llevadas a cabo en desarrollo del estudio:

La Dirección Metropolitana de Gestión de Riesgos ha recopilado la información de diferentes consultorías efectuadas en la zona cercanas Sector 1 de Solanda y otros documentos técnicos enviados por otras instituciones Municipales, los mismos que se entregaron como parte de las investigaciones técnicas del sector y que se detallan a continuación:

- Informe Geológico geotécnico de la línea del Metro en un (1) CD.
- Monitoreo de la línea del Metro en un (1) CD.
- Planos de la implementación de las Urbanizaciones de Solanda y Turubamba.
- Informe de Zonificación Deslizamientos en el DMQ (FUNEPSA) en un (1) CD.
- Informe de Turubamba Fase I (GEOCONSULT) en un (1) CD.
- Informe de Acuíferos elaborado por EPMAPS en un (1) CD.
- Informe de Turubamba Fase II (GEOCONSULT) en un (1) CD.
- Tesis Zonificación Geotecnica del sur DMQ en un (1) CD.

La recopilación, selección y análisis de la información disponible, la cual puede dividirse en diferentes categorías: topografía, geología, meteorología, hidrología, hidrogeología, etc.

a) Geología y Topografía

La información topográfica consistió en información geográfica digital disponible en el geoportal “Gobierno Abierto de Quito” y de información digital que otorgó la Secretaría General de Seguridad y Gobernabilidad, del cual se utilizó para el análisis el mapa geológico de Quito, el mapa Geomorfológico de Quito, y fotografías aéreas de la zona de estudio del año 1960. Dentro de la información también se utilizaron informes técnicos de consultorías contratadas por la Secretaría General de Riesgos, del Metro de Quito, de la EMAAP-Q y de proyectos de investigación de pregrado.

b) Meteorología

Se recopilaron datos pluviométricos y climatológicos de estudios realizados en la zona de estudio. Los datos comprendieron las principales variables climatológicas como: precipitación y evapotranspiración potencial, infiltración, etc. Con este tipo de información se pretende determinar los principales componentes para la determinación la obtención de la recarga hídrica potencial.

c) Hidrogeología e Hidrología

La información hidrogeológica consistió en el inventario de pozos que pudiesen existir en la zona de estudio; además de la recopilación de informes hidrogeológicos de manera de contar con los datos básicos para la realización de la caracterización hidrogeológica. Obtención de datos que determinen el comportamiento del sistema de drenaje superficial (escurrimiento) y su interacción con el medio físico, además de la relación existente con los flujos subterráneos presentes en la zona de estudio, e incluir la información existente sobre la red hídrica subcuencas, ríos, quebradas, etc.

Esta fase consistió en el análisis e interpretación de los resultados obtenidos la recopilación de la información existente, de manera que pudo establecerse el modelo conceptual hidrogeológico que indicó la dirección del sistema de flujo subterráneo de la zona para lo cual se utilizó el software libre acceso de modelación de aguas subterráneas Model Muse de Modflow del Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS por sus siglas en inglés), además de realizarse el correspondiente análisis de la recarga hídrica potencial de la zona.

d) Evaluación geotécnica de campo

e) Caracterización geotécnica

f) Planteamiento de las posibles causas del fenómeno de asentamientos

2.2 Alcance del estudio

El Estudio tiene como alcance en una fase de diagnóstico determinar las posibles causas de los asentamientos de las viviendas en el Barrio de Solanda en el sector 1. para la consecución de los objetivos planteados. La investigación se sustentará:

- Fundamentalmente en el Análisis y evaluación de información de la zona de estudio.
- Prospecciones geotecnicas de verificación, con la ejecución de ensayos de de penetración estática y Penetración estándar SPT, bajo la norma ASTM D-1586.

- Trabajos de laboratorio como son los ensayos de clasificación de muestras alteradas en laboratorio según la norma ASTM D-2487.
- Interpretación y análisis de los resultados obtenidos.

Los resultados del presente estudio permitirán direccionar las investigaciones de campo -laboratorio y gabinete, en una segunda etapa de estudios, con el objetivo de comprobar-validar-descartar cualitativamente las variables señaladas en esta primera etapa.

Comprobada las causas que generan el fenómeno, seguirá una tercera y final etapa de estudio con los diseños de remediación o terapéutica de la-s patologías.

3 Localización del estudio, descripción original y evolución de las estructuras

3.1 Localización

La zona de estudio se encuentra en el Sur del Distrito Metropolitano de Quito, en la parroquia de Solanda, la misma que se encuentra inmersa dentro de las microcuencas del río Machángara y del río Grande, hacia el noreste éste último río se junta al río Machángara para formar un solo drenaje, el cual caracteriza al nombre de la subcuenca del río Machángara a la que pertenece la zona de estudio. Abarca una extensión territorial de 720m² aproximadamente y con una elevación que varía entre 2849 a 2857msnm (Figura 1).



Imagen 1. Localización del área del Estudio.

3.2 Antecedentes Históricos de la conformación del Barrio Solanda

Los primeros antecedentes del PLAN DE VIVIENDA SOLANDA datan de 1971 cuando se realiza una investigación socioeconómica física a 1600 familias de bajos ingresos.

En 1976, las 150 hectáreas que pertenecían a la Hacienda Marquesa de Solanda fueron donadas por María Augusta Urrutia a la Fundación Mariana de Jesús. Esta entidad, en alianza con la Junta Nacional de la Vivienda, creada en 1972 por el gobierno militar de Guillermo Rodríguez Lara empezaría el Plan de Solanda.



Imagen 2. Hacienda Solanda

Fuente: Archivo El Comercio, 1976.

La Fundación Mariana de Jesús en 1974 presenta el primer anteproyecto aprobado de este plan de vivienda.

Después de varios viajes de funcionarios de la Fundación Mariana de Jesús a Chile y Colombia, países de referencia sobre vivienda “social”, desde una visión “desarrollista y modernizante”, presentan el proyecto urbanístico de vivienda colectiva en la 1ra. Bienal de Arquitectura de Quito en 1978. Este proyecto definitivo estuvo a cargo de los arquitectos ecuatorianos Adolfo Olmedo, Ernesto Guevara, Walter Moreno.



Imagen 3. Reseñas Históricas Plan Solanda

Posterior la Fundación Mariana de Jesús y la Junta Nacional de la Vivienda, empiezan a trabajar juntamente con el Banco Ecuatoriano de la Vivienda.

El Municipio de Quito, aprueba el anteproyecto de Urbanización de “Solanda”, incluyendo algunas modificaciones en el año de 1980.

La urbanización presenta una organización radial, organizada por súper manzanas, que están conformadas por manzanas las que a su vez están conformadas por súper lotes los que se encuentran conformados por lotes, cada manzana cuenta con un centro de manzana y pasajes que apoyan a una condición más peatonal que vehicular en el barrio. Todo el sistema circulatorio es abierto, la circulación peatonal constituye una red continua que permite la comunicación con cualquier punto de la urbanización. Para la planificación de este barrio se tomaron en cuenta condiciones de topografía y asoleamiento. (Trama, 1981)

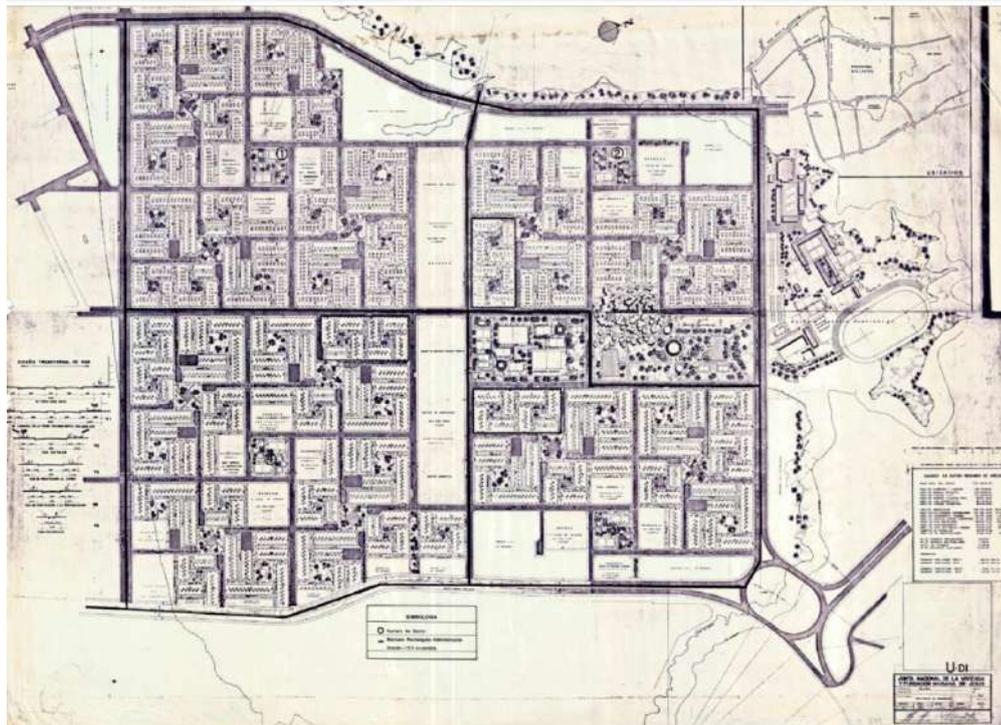


Imagen 4. Trazado urbanístico Plan Solanda, Fundación Mariana de Jesús – Junta Nacional de la Vivienda, 1978,
Fuente: Archivo MIDUVI.

El programa de Solanda consta de cuatro barrios que alojarían a 5.407 familias 4.275 viviendas unifamiliares y 1.152 en multifamiliares, con una población total de 32.652 habitantes (6 personas por familia) y una densidad urbana promedio de 58.10 viviendas/ha. (Trama, 1981)

En 1986, se inició apenas la entrega de viviendas, debido al cambio del PLAN DE VIVIENDA al BARRIO SOLANDA como parte del PLAN TECHO del gobierno de León Febres Cordero, siendo esta la capital electoral de algunas administraciones municipales (Álvaro Pérez, Gustavo Herdoíza, Rodrigo Paz y Jamil Mahuad).

De las 5.600 viviendas planificadas en Solanda, fueron entregadas progresivamente 4.212, en los cuatro sectores que conformaron inicialmente el barrio. El sector 1 fue el primero en ser ocupado por varias familias. El Municipio no registra detalles de cómo se dio el poblamiento.

La donación estaba dirigida a gente de muy escasos recursos, pero por la avanzada edad de la Sra. Urrutia la donación no se realizó y la hacienda quedó en manos del Banco Ecuatoriano de la Vivienda, las casas precariamente construidas no fueron para los más pobres, sino para familias de bajos recursos, que tuvieran al menos un ingreso fijo y con capacidad de crédito. Sin embargo, un estudio de la misma Fundación dio cuenta que las solicitantes, en su mayoría jefas de hogar “reportó ingresos familiares que están por debajo del 50% de la distribución del ingreso de Quito” (Rodríguez 1989, 38).



Imagen 5. Barrio Solanda, 1989

Fuente: Archivo Diario el Comercio.

Debido al costo de la vivienda con relación al ingreso de la población se decidió reducir la construcción a las áreas mínimas necesarias, resolviendo las necesidades humanas básicas en las viviendas, que iban desde los 24m² hasta los 72 m² de construcción, dichas viviendas fueron estudiadas estructural y funcionalmente con el fin de permitir el desarrollo progresivo de la vivienda tanto horizontal como verticalmente. (Trama, 1981)

3.3 Tipos de viviendas de Barrio Solanda

Con los antecedentes anteriores se escogió el prototipo de vivienda “tipo cascarón” que consta únicamente de paredes perimetrales y paredes de baño, dejando las divisiones interiores para que el propietario pueda ampliarse según su disposición económica, lo que obligó a los usuarios a modificar la vivienda de manera casi inmediata para cumplir con sus necesidades. (Trama, 1981)

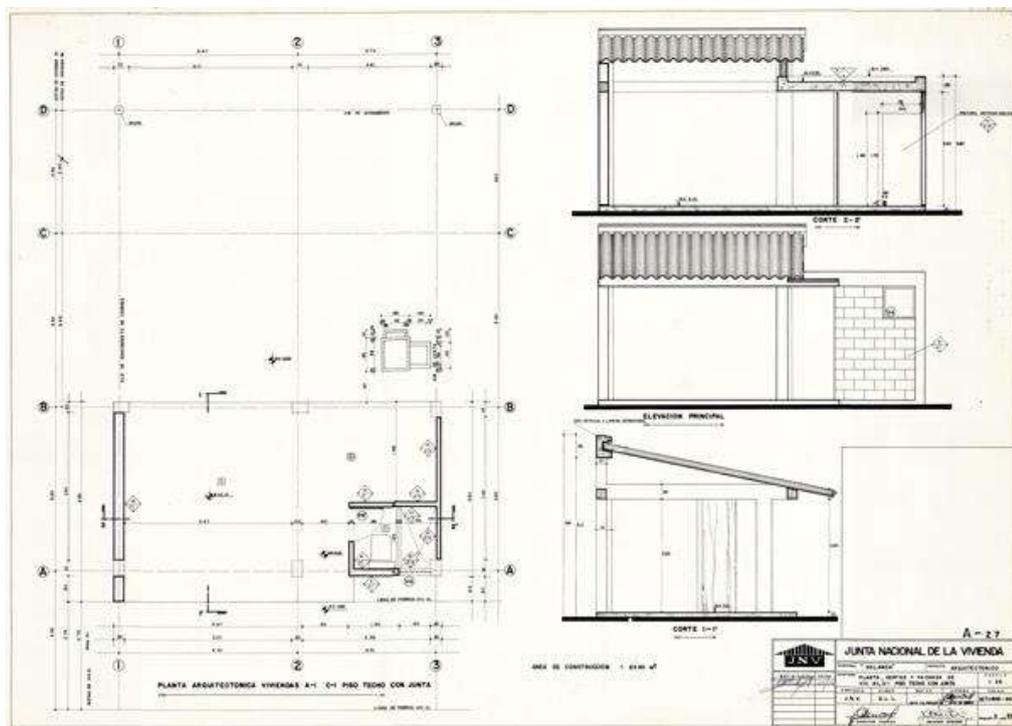


Imagen 6. Planos Casas Piso Techo con Junta

Fuente: Archivo Junta Nacional de la Vivienda.

Los tipos de vivienda corresponden a la capacidad de crédito de los demandantes:

- El tipo LUS, que es un lote que cuenta con una unidad básica sanitaria, donde el área construida es de 10.46 m², sus adjudicarlos pueden ampliarla de acuerdo a sus posibilidades.
- El tipo Piso-techo, que se entrega en columnas sin paredes ni techo, con una unidad sanitaria. La superficie de construcción entregada es de 24,11m², donde igualmente es posible realizar ampliaciones.
- Las viviendas Trifamiliares que se levantan en lotes de 9.60 x 9.60 y de 9.60

x 12.80 y comprenden tres departamentos.

- Por último, la vivienda Puente, construida en un área de 24.09 m², destinada a negocios, oficinas, consultorios. Este tipo de viviendas por sus características no permite ampliación (Rodríguez 1989, 39-40).

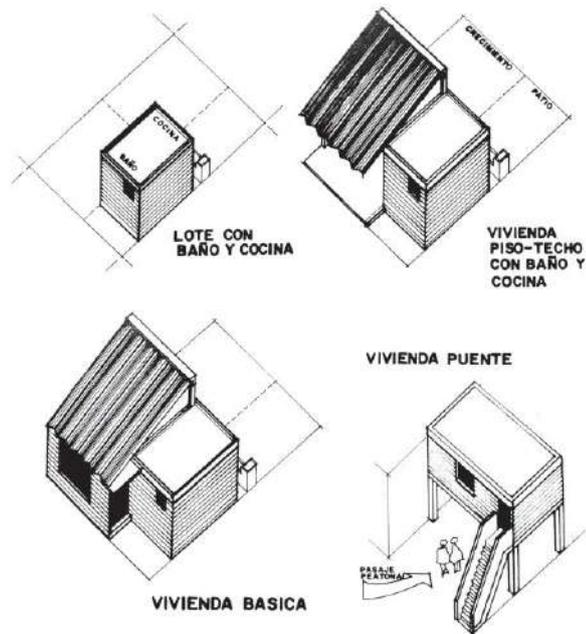


Imagen 7. Tipos de Vivienda

Fuente: Archivo El Comercio, 1976

LA VIVIENDA PROGRESIVA

ES LA VIVIENDA QUE PUEDE CRECER, A PARTIR DE UNA SOLUCIÓN INICIAL MINIMA, HASTA CONVERTIRSE EN UNA VIVIENDA COMPLETA.

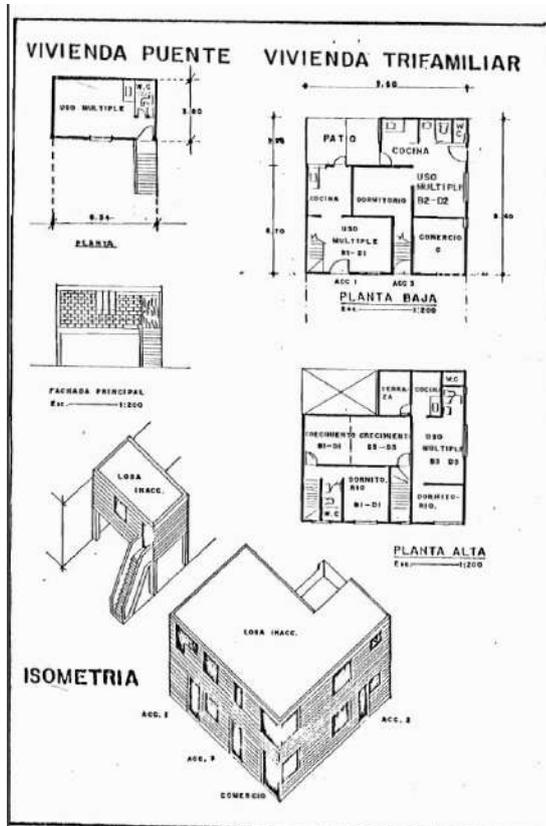
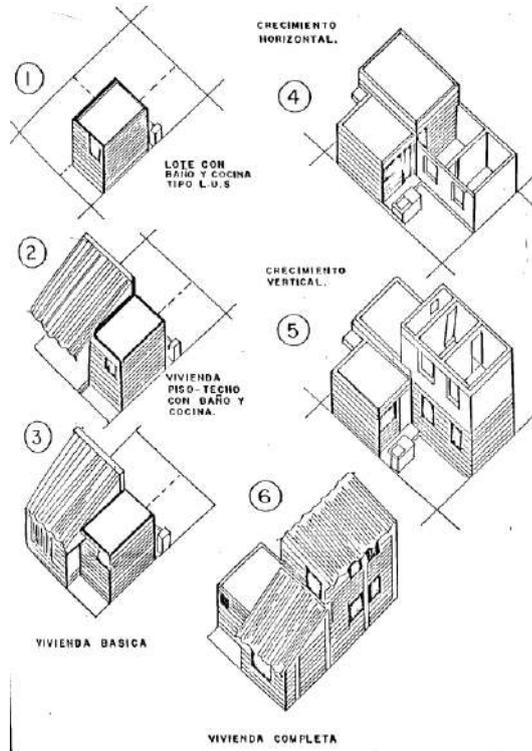


ESTO ES POSIBLE A TRAVES DEL ESFUERZO PROPIO Y LA AYUDA MUTUA, PERO SIN DAÑAR EL CRITERIO DEL CONJUNTO.....

PROGRAMA DE DESARROLLO URBANO INTEGRAL
F.M.J-B.E.V.-J.N.V-A.I.D-I.M.Q.
1984

Imagen 8. Vivienda progresiva

Fuente: Programa de Desarrollo Integral F.M.J-B.E.V.-J.N.V-A.I.D-I.M.Q 1984



3.4 Crecimiento horizontal y vertical de las viviendas de Barrio Solanda

Condiciones iniciales

Las casas originales constaban entre uno o niveles con proyección horizontal, con un espacio con jardín y cubierta a dos aguas. Sus materiales eran prefabricados de hormigón, bloques, madera, zinc. Su estructura mixta de hormigón y acero.



Imagen 9. Casa Inicial

Fuente: Municipio del Distrito Metropolitano de Quito, Oficina de catastros, s.f.



Imagen 10. Pasajes originales

Fuente: Municipio del Distrito Metropolitano de Quito, Oficina de catastros, s.f.

En una investigación realizada entre el 3 de octubre de 1988 a mayo de 1989 por la Lcda. Margarita Salazar Pino, Soc. Isabel Romero Paz y la Lcda. Judith Rodríguez Ramos, sobre los “Cambios en las estrategias de vida de los habitantes del programa Solanda a partir de la adjudicación de la vivienda”, se estable las principales razones

para la ampliación de las viviendas que se muestra en el siguiente cuadro de una evaluación a 269 casas.

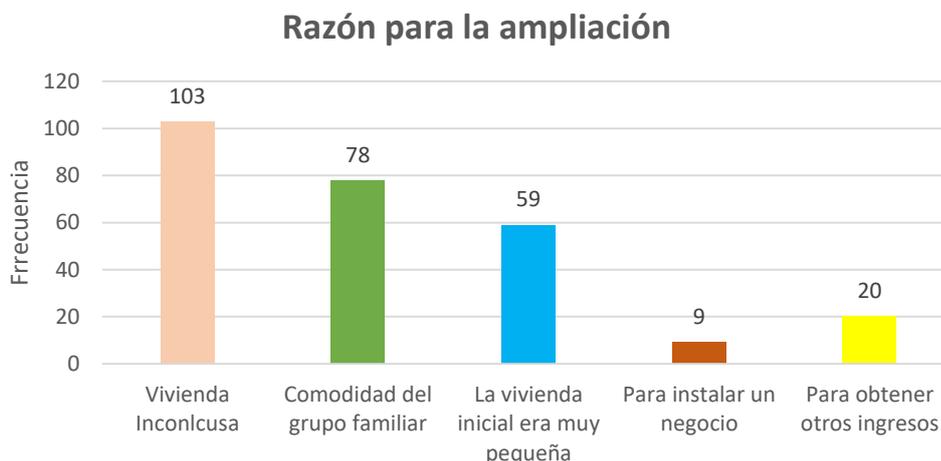


Imagen 11. Razones de ampliación de viviendas

Fuente: “Cambios en las estrategias de vida de los habitantes del programa Solanda a partir de la adjudicación de la vivienda”

Según los datos recogidos en los últimos censos, se muestran la densificación poblacional y de vivienda que modificó el barrio de Solanda con un crecimiento de la población en el orden de 350% entre el censo del 1990 y del 2010; así como las modificaciones de las viviendas para alquiler registra un crecimiento mayor al 500% en unidades de vivienda, como se puede evidenciar en la tabla siguiente.

Tabla 1. Cuadro de población y vivienda en Solanda

Variables	Censo 1990	Censo 2001	Censo 2010
Población	22.361	33.934	78.279
Vivienda	4.817	9.254	24.526

Fuente: INEC, 1990,2001,2010

Las viviendas son construidas y mejoradas poco a poco, con base en ahorros y préstamos informales y en función de los cambios en el tamaño y la composición del hogar, o de la incorporación de un nuevo hogar conformado por parientes. Muchas veces, las viviendas incorporan un comercio o taller en la planta baja o

los propietarios construyen, en el primer o segundo nivel, uno o más departamentos pequeños o cuartos para arrendamiento. De hecho, la combinación del uso habitacional con usos comerciales o talleres, o la producción de una o más viviendas adicionales para arrendamiento son, probablemente, los principales factores que explican el mejoramiento a lo largo del tiempo de la condición socioeconómica media de los habitantes de la ciudad informal (Duhau 2013, 68).



Fotografía 1. Viviendas modificadas para arriendo

Fuente: LMS 2018



Fotografía 2. Viviendas modificadas para negocio

Fuente: Google earth 2017

Cuatro décadas más tarde, Solanda evidencia un crecimiento no planificado, con una densificación poblacional muy alta, caracterizada por construcciones informales que no cumplen con las condiciones básicas de habitabilidad, como ventilación e iluminación adecuada, espacios mínimos por cada habitante de la vivienda. (Guerrero, Peñaloza, 2015)

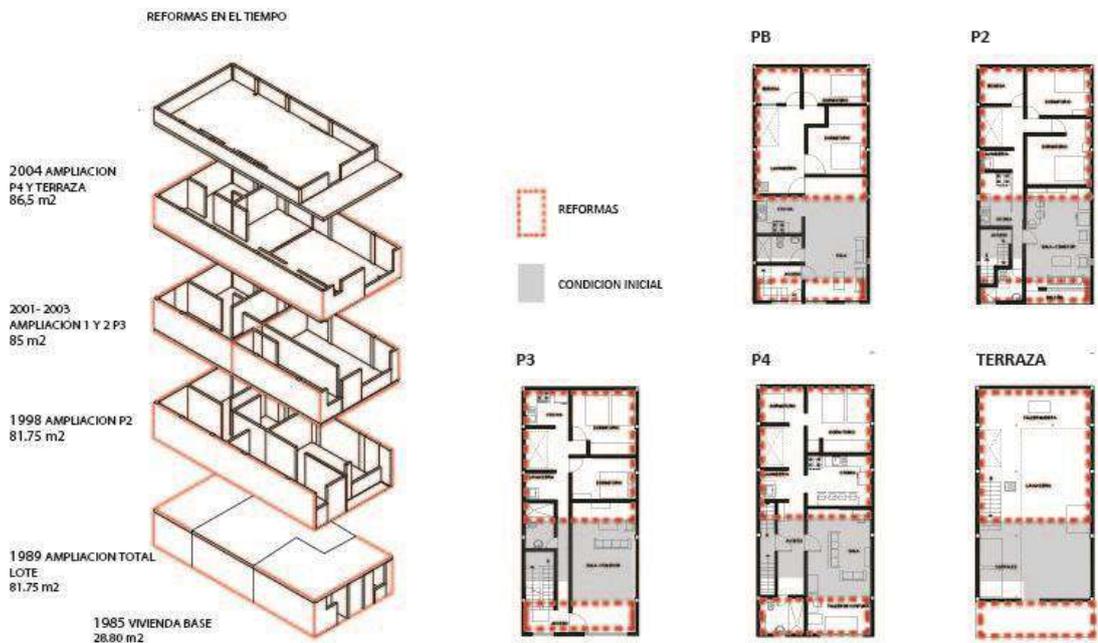


Imagen 12. Ampliación de la vivienda a través del tiempo

Fuente: (Levantamiento y Dibujo: Guerrero, Peñaloza, 2015)

3.5 Asentamiento (deformación), de las viviendas de Barrio Solanda a través del tiempo

El crecimiento de la infraestructura no planificada se caracteriza por el cambio de solicitaciones estructurales iniciales, esto es; incrementos de carga a la cimentación por aumento de pisos, modificación de uso de vivienda por comercio, almacenamiento o para servicios públicos. También es característico que estas construcciones modificadas sean calificadas como informales de tal forma, que en su mayoría probablemente, no cumplirían criterios de diseño y registro en planos aprobados por el Municipio de Quito. así como, la también existiría incertidumbre de la calidad de la construcción por la inexistencia de control o supervisión en los procesos constructivos por parte de las entidades reguladoras de territorio. Como consecuencia de estas condiciones y en el conocimiento de las inapropiadas propiedades geomecánicas del suelo de cimentación (más adelante explicada), se manifiestan y evidencian progresivamente problemas sobre las viviendas por la de deformación de los estratos del suelo a través del tiempo (fenómeno de consolidación, deformación a largo plazo). A continuación, se muestran evidencias como ejemplo, de este efecto en el tiempo. (antes de la construcción del metro de Quito).



Ilustración 1. Localización de las viviendas en la calle José Belda

Fuente: Google earth 2017



Fotografía 3. Tomada en septiembre 2014 – Calle Belda
Fuente: Google Maps



Fotografía 4. Tomada el 16 de marzo de 2018 – Calle Belda
Fuente: LMC-PUCE

Sin embargo, existe también evidencias del aparecimiento de fisuras posteriores.



Fotografía 5. Tomada en septiembre 2014 – Calle Belda

Fuente: Google Earth



Fotografía 6. Tomada el 16 de marzo de 2018 – Calle Belda

Fuente: LMC-PUCE



Fotografía 7. Tomada en septiembre 2014 – Calle José María Alemán

Fuente: Google Earth



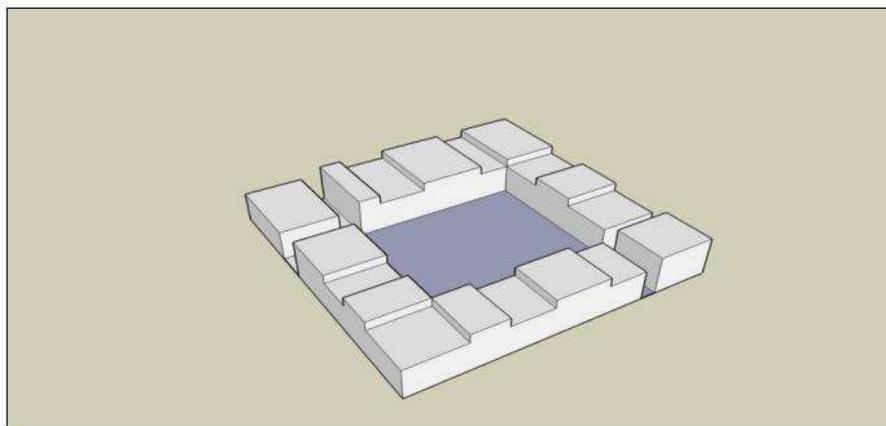
Fotografía 8. Tomada el 16 de marzo de 2018 - Calle José María Alemán

Fuente: LMC-PUCE

3.6 Disposición de las viviendas en el sector.

La distribución de viviendas de una a dos plantas en el inicio del proyecto del plan de vivienda Solanda fue esquematizado y publicado por Cacuangó, 2012 así como el también, el estado actual luego de modificaciones de las viviendas originales. Interesante para destacar de este proceso es el incremento de cargas a la cimentación y la no uniformidad de esas cargas sobre la misma área de implantación.

Estado Original



Estado Actual

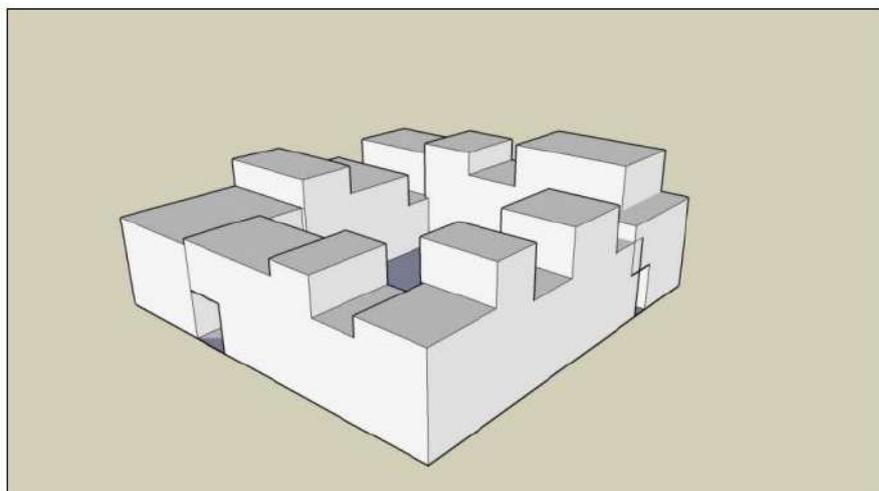


Imagen 13. Modificación de las concentraciones de viviendas Solanda

Fuente: Pablo Cacuangó, 2012

4 Descripción de la situación actual.

El fenómeno de asentamientos experimentado por las viviendas, que comenzó probablemente desde los inicios de la implantación de las estructuras (ver cálculo de estimaciones de asentamientos y tiempo requerido para cubrir esas deformaciones) y en la medida que fueron sometidos a los cambios señalados, se explica inicialmente por las características mecánicas del subsuelo que se detalla más adelante. Materiales finos altamente compresibles saturados, en algunos casos de tipo orgánico son propicios para la generación de considerables deformaciones al ser sometidos a esfuerzos debido a la transferencia de cargas de las viviendas (fenómeno de consolidación y descenso de nivel freático). Estas deformaciones se presentan en el tiempo y a tasas de deformación que, en la mayoría de los casos, en cimentaciones apropiadamente diseñadas y construidas, suelen ser toleradas por las estructuras y los propietarios.

El equilibrio del proceso antes señalado podría romperse cuando en un medio muy sensible, como se calificará al sector de estudio, se produzca la alteración de algunos de los parámetros que forman parte de todo el sistema.

La coyuntura para el inicio del estudio se presenta cuando se alerta a la Secretaría de Seguridad del Municipio de Quito de asentamientos agresivos que empiezan a sufrir las estructuras aproximadamente a partir de seis meses a un año atrás. En este contexto, contemplando el objetivo del estudio y luego de varios recorridos constatando las deformaciones en las viviendas, se definió levantar información considerada inicialmente como importante en la intención de cumplir con el objetivo principal del diagnóstico y que se detalla a continuación:

4.1 Levantamiento de daños de las viviendas actualmente

Con la intención de encontrar a través de los daños visibles en las estructuras, patrones de comportamiento asociados al suelo, así como también delimitar un área de afectación y fijar el área de estudio, se solicitó a la Secretaría el levantamiento estructural de las edificaciones. Este levantamiento también cumpliría el propósito fundamental de identificar condiciones de las estructuras que pongan en riesgo la vida de sus habitantes, por tanto, se trata de una acción

de prevención. Debido a la complejidad del estudio originado en la necesidad de conocer las causas de este fenómeno, el tiempo requerido para este tipo de investigación no guarda relación con la agresividad aparente, en algunos sectores, del fenómeno. Por tanto, es imprescindible a más del levantamiento el monitoreo o seguimiento continuo. El levantamiento detallado de las estructura y procesamiento de datos al momento se encuentra en proceso.

De forma general, gracias al monitoreo y recepción de denuncias que se realiza, así como también, luego de verificar y analizar la situación en la que se encuentran más de 100 casas en Solanda, la Secretaría de Seguridad ha podido establecer que existen 28 viviendas con afectaciones importantes por fisuras y cuarteamientos.

4.2 Nivelación topográfica y monitoreo

Si bien es cierto que el estudio se originó a partir de la evaluación de un sector específico, se considera necesaria la determinación de un área de afectación. Los fenómenos de subsidencia evidenciados por deformaciones en estructuras o superficies del terreno no se limitan a aquellos sucesos que han sido denunciados. Es claro en el caso de Solanda, por medio de un simple recorrido, que las deformaciones se extienden fuera del límite del sector N° 1. También es claro que las afectaciones en todo el sector son irregulares, esto es, aparentemente en algunos sitios son más agresiva que en otras.

Bajo estas condiciones, al igual que en el caso del levantamiento estructural, se ha solicitado a la Secretaría de Seguridad la realización de una nivelación topográfica inicial y posterior control por medio de repeticiones o monitoreo. Se mantiene el requerimiento de conocer la existencia de patrones de deformación bajo este medio, así como también la identificación de zonas de mayor asentamiento. Esta información sería posteriormente comparada con el levantamiento de daños de las estructuras.

4.2.1 Metodología, equipos y fechas de control

La nivelación y monitoreo es ejecutada por personal técnico de la Empresa de Agua y Alcantarillado de Quito. La nivelación de precisión no tiene como propósito la cuantificación de los asentamientos de las estructuras. Fundamentalmente esta nivelación se orienta a la obtención:

- De información dentro de tiempos muy cortos
- Obtener medidas relativas de la deformación global
- Intentar cuantificar razones de deformación

Para conseguir estos propósitos se solicitó la realización de una nivelación de precisión colocando puntos de control sobre las aceras en el sector inicial de la investigación (solanda N°1) y extenderlo, en teoría, sobre toda la mini-cuenca de Solanda. Debido al requerimiento de disponer resultados rápido, se cuenta con información detallada de un sector pequeño, verificable en perfiles y curvas de nivel que se presentan más adelante.

La nivelación implica la toma de datos con nivel que se aprecia el milímetro, dentro de un abscisado irregular de entre tres a siete m. sobre las aceras de la urbanización. Esta metodología es frecuentemente utilizada en estos fenómenos de subsidencia, tiene la ventaja de proporcionar información muy precisa, pero de bajo rendimiento cuando se trata de levantamientos de grandes áreas. Metodologías menos precisas como el uso de GPS, están siendo empleadas siempre con la necesidad de calibrarlas con el levantamiento por medio de nivelación.

4.2.2 Fechas de los levantamientos realizados

Hasta la fecha en que se elabora este informe se han realizado cinco levantamientos según el siguiente cronograma.

Número de nivelación	Fecha de ejecución	Fecha de entrega al Laboratorio	Formato de entrega
Primera	21 de junio	-----	
Segunda	14 de julio	-----	
Tercera	14 de agosto	-----	
Cuarta	8 de septiembre	12 de septiembre	PDF
Quinta	29 de septiembre	4 de octubre	CAD

Tabla 2. Fechas de Medición de las Deformaciones.

A continuación, los resultados de las nivelaciones en perfiles y curvas de nivel



Ilustración 2. Ubicación de los puntos de control

Los perfiles de los cortes realizados en las mediciones se pueden visualizar de mejor manera en el anexo N° 1

4.3 Estado actual de las alcantarillas del sector

Una de las variables consideradas, como posible causante de las deformaciones que experimentan las edificaciones en el largo plazo, corresponden al potencial cambio de humedad o ciclo de cambio humedad de los estratos del acuitardo, debido al aporte que pudiera recibir (recarga) o ceder (descarga) a través de espacios generados en las alcantarillas principales o secundarias por rotura o fisuramientos.

Esta última conjetura inicialmente se apoya, en la información comprobada de las deformaciones medidas por medio de la nivelación. Asentamientos probables de cerca de 800 mm desde la construcción del plan de vivienda o las generadas en el último año, originarían roturas de las alcantarillas internas desplantadas a menor profundidad de las principales.

Se entiende como alcantarillas secundarias aquellos ductos internos construidos por los responsables de la construcción del plan habitacional y los principales a aquellos que se encuentran bajo responsabilidad del EPMAPS. La evidencia probable de este fenómeno se encuentra en la constatación de la diferencia de niveles de la boca superior de los pozos internos respecto de los niveles del piso aledaño. Se mantiene en hipótesis que las alcantarillas son de hormigón, material frágil o con poca capacidad para soportar sollicitaciones a flexión.

Sin embargo, de lo señalado, una constatación contundente se espera obtener luego de las investigaciones por medio de la revisión física del interior de los ductos por medio de la introducción de cámaras a lo largo de las redes internas. Actividad que ha sido encargada al EPMAPS y que aún no ha sido finalizada.

De las revisiones de los ductos principales empleando la misma tecnología, se ha expuesto en reuniones de trabajo que, si bien se verifica la presencia de deformaciones, éstas no son capaces de superar la capacidad de resistencia mecánica de la alcantarilla.

4.4 Transferencias de cargas a la cimentación

En acápite anteriores se mencionó sobre la disposición en planta de las estructuras en el conjunto habitacional, así como, del incremento de las cargas por aumento del número de pisos y su irregularidad en el área de implantación. Esta situación conduce a suponer una distribución de esfuerzos por debajo de las cimentaciones, así mismo, de forma irregular generando deformaciones, sean estas inmediatas y de largo plazo igualmente, de manera no regular. En un modelo preliminar de interacción suelo estructura se deberá contemplar la transferencia de esfuerzos sobre áreas que contemple no el área posible de las losas cimentación o áreas de plintos aislados sino una placa flexible global que abarque toda el área cargada de una manzana. Esto debido a la super-posición de esfuerzos debido a la disposición antes señalada.

Se esperaría encontrar respuesta a las afectaciones que ha sufrido las estructuras que no cambiaron su tipología original pero que se encuentran encerradas entre edificaciones colindantes que si incrementaron sus niveles de piso o solicitudes de carga.

Esta variable daría explicación, a más de los niveles de deformación que alcanzarían las estructuras, la forma de la deformación en las áreas cargadas.

En el estudio de diagnóstico el planteamiento de esta variable permanece en el marco teórico y deberá ser constatada a través de la auscultación directa, mediante excavación e identificación del tipo y profundidad de cimentación. Se conoce del recuento histórico que en varios casos el aumento de los pisos se lo realizó sin modificación del tipo y nivel de cimentación, mientras que otras fueron completamente reemplazadas utilizando técnicas de mejoramiento. Condición que haría más complejo el estudio en su siguiente etapa.

4.5 Lavado de finos

En los recorridos de campo e inspección rápida de las estructuras con daños, pudo ser verificado visualmente la existencia de vacíos bajo el contrapiso de algunas viviendas. Este fenómeno, podría suscitarse si los materiales depositados

superficialmente corresponden a partículas que puedan ser lavados por acción de flujos de agua, siendo esta última condición también necesaria para justificar la pérdida de estabilidad del estrato. La movilidad del agua, horizontalmente, en los estratos drenantes existentes en el sistema múltiple del acuitado y acuífero se justifica gracias a la verificación del tipo de materiales encontrados en las prospecciones ejecutadas. El gradiente hidráulico que permitiría la desestabilización se genera como una consecuencia de la configuración topográfica al sufrir los asentamientos o subsidencias en el sector. Por tanto, el lavado de fino se considera dentro del grupo de las variables que aportan al asentamiento del en estudio.

4.6 Construcción del Metro y de pozo de evacuación o salida de emergencia N°4.

Finalmente, otra de las variables a considerar en el estudio y capaz de romper el equilibrio del sector, corresponde a la construcción de la línea del metro de quito que atraviesa el sector, la construcción de un pozo de evacuación o salida de emergencia conectado a la línea del metro en profundidad y la extracción de agua (bombeo) necesaria para la construcción de esa salida.

El área de influencia o afectación por la excavación del ducto a una profundidad aproximada de 35 m medido desde la superficie depende del tipo de excavación-procesos constructivos asociados al mismo, condiciones geomecánicas de los estratos pertinentes, métodos de estabilización. Una máquina tuneladora (TBM) fue empleada para los procesos de excavación y colocación del anillo de hormigón impermeable que forma el ducto del túnel. El proceso de excavación y construcción en este tipo de túneles, es obligatoriamente instrumentado para controlar o monitorear deformaciones en profundidad y superficie en un ancho cooperante desde el eje del túnel que supone la disipación de los cambios de esfuerzos generados por la excavación, así como también, control a lo largo de avance del equipo. Según los registros de la instrumentación a cargo de la empresa constructora del metro se han presentado deformaciones muy pequeñas dentro del área de influencia ya mencionada. La secretaría de Seguridad no ha registrado denuncias oficiales de afectaciones en esos sectores lo que haría

suponer una correspondencia entre lo medido por la instrumentación y el comportamiento de las estructuras en superficie.

Situación similar puede desprenderse de la construcción del anillo de hormigón vertical que conforma la salida de emergencia. No existe denuncias sobre daños en las estructuras en zonas de influencia de alteración de los estados de esfuerzo primarios.

Situación diferente se plantea, como una hipótesis, para el proceso de extracción de agua necesaria para la construcción de la salida de emergencia. Análisis que por su extensión y profundización se lo ha cubicado en el acápite

5 Investigación geológica e hidrogeológica del sitio

5.1 UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La zona de estudio se encuentra en el Sur del Distrito Metropolitano de Quito, en la parroquia de Solanda, la misma que se encuentra inmersa dentro de las microcuencas del río Machángara y del río Grande, hacia el noreste éste último río se junta al río Machángara para formar un solo drenaje, el cual caracteriza al nombre de la subcuenca del río Machángara a la que pertenece la zona de estudio. Abarca una extensión territorial de 720m² aproximadamente y con una elevación que varía entre 2849 a 2857msnm (Figura 1).

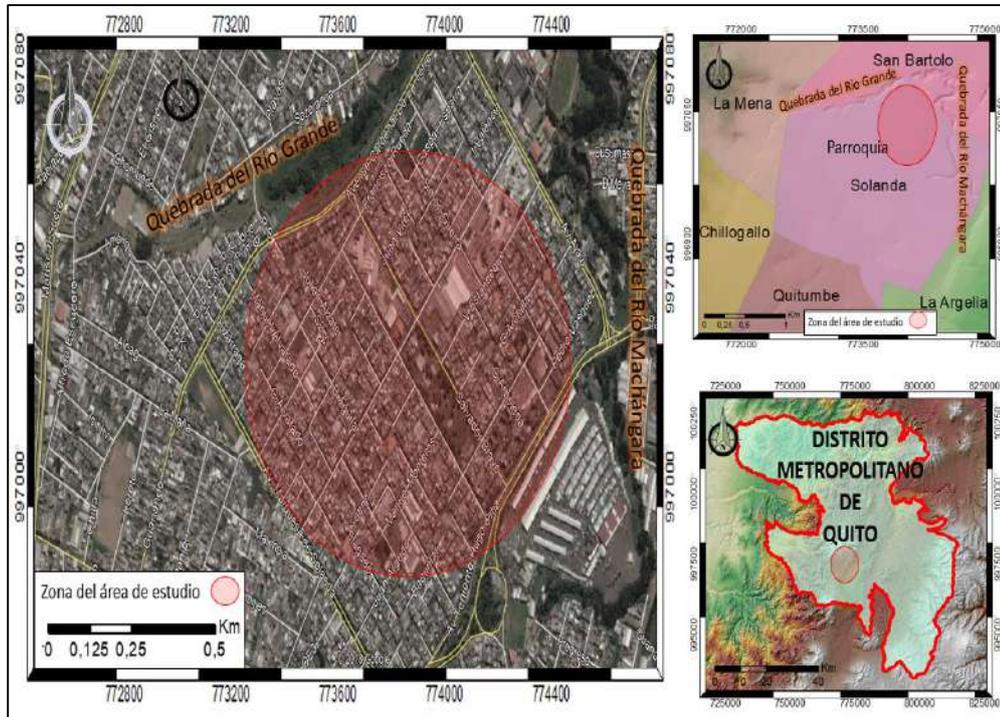


Imagen N° 1. Localización del área del Estudio geológica e hidrogeológica

5.2 CLIMA

El área de estudio se identifica como un clima semi-húmedo a húmedo, presentando las siguientes características: precipitación pluvial promedio de 1200 a 1400mm (Figura 6) y teniendo una temperatura promedio de 14°, datos que son característicos por las condiciones topográficas que presenta la zona, cuya elevación se establece que varía de los 2857 a los 2849msnm (EVREN_a, 2012; FUNEPSA, 2015).

5.3 GEOMORFOLOGÍA

La cuenca de Quito es una depresión topográfica de dirección aproximada N-S, morfológicamente se divide en dos subcuencas: centro-norte y sur, separadas por el río Machángara y el domo El Panecillo. La formación de esta cuenca está directamente relacionada con la actividad del sistema de fallas inversas de Quito, de dirección N – NNE, cuya expresión morfológica es una serie de lomas alargadas situadas al este de la ciudad.

La zona de estudio pertenece a la unidad geomorfológica de cubeta escalonada de relleno Fluvio lacustre de Quito, en donde las condiciones topográficas

prevalecientes de zona corresponden a una superficie plana, con una forma semi-rectangular con pendientes menores al 5% por lo que puede clasificarse como una pendiente baja, sin embargo las pendientes en las zonas de las quebradas pueden ser mayores a 30°, es por ello que se establece como condicionante para el drenaje natural existente, donde las quebradas en épocas de invierno, pueden llegar a transportar caudales moderados a intensos, dependiendo de la pluviosidad reinante.

5.4 GEOLOGÍA LOCAL

La ciudad de Quito ha estado determinada por una serie de eventos o fenómenos naturales como procesos tectónicos, fenómenos volcánicos y procesos erosivos fluviales, los cuales han influido en la disposición de los distintos estratos geológicos de origen volcánico predominantemente de los volcanes Atacazo y Guagua Pichincha, dichos depósitos se agruparon dentro de las formaciones Machángara y Cangahua (Fig. 2) (Villagómez D, 2003).

- **Formación Machángara**

La Formación Machángara está constituida por los miembros Volcánicos Basales y Quito. El Miembro Volcánicos Basales está formado por avalanchas de escombros y lavas andesíticas intercaladas con depósitos piroclastos del Pichincha y Atacazo-Ninahuilca; los depósitos posiblemente superan los 80 metros de potencia, se le atribuye edad de Pleistoceno Medio.

El Miembro Quito está constituido por flujos de lodo intercalados con arena media a gruesa con pómez, presenta grano estrato decreciente y variación de facies en dirección oeste – este y sur – norte. Al oeste, el tamaño de grano de los sedimentos es grueso (facies aluviales – conglomeráticas), y hacia el este son depósitos finos (facies lacustres y palustres). Al sur, depósitos de debris flow y lahares son proximales y hacia el norte son distales. El espesor posiblemente supera los 300 m en el centro de la cuenca. En la edad atribuida para este miembro es Pleistoceno Superior (Peñafiel, 2009).

En la secuencia estratigráfica del sur de Quito, el Miembro Quito está dividida en la Unidad Volcano-Sedimentaria Guamaní y la Unidad Fluvio-Lacustre El Pintado

(Figura 2 y Figura 3), se sugiere que entre las dos unidades existe un cambio transicional.

- **Unidad Volcano-sedimentaria Guamaní**

Formada por depósitos de flujos piroclásticos poco compactos de buenas características hidrogeológicas, presenta al tope caídas de ceniza y oleadas piroclásticas mientras que a la base está formada por un depósito de tobas blancas, el depósito es altamente poroso y de baja densidad, además esta unidad contiene materia orgánica (Peñañiel, 2009).

- **Unidad Fluvio – Lacustre El Pintado**

Conformada por depósitos de ambiente fluvial y lacustre. La base de la unidad está formada por brechas volcánicas intercaladas con areniscas finas y arcillas de espesores entre 0.3-1.0 metros. Sobreyaciendo este conjunto se encuentra una serie de estratos de arcilla y arena de color verde. El conjunto presenta gradación normal y líticas subredondeados, lo que indica un ambiente fluvial; el espesor no supera los 10 m de potencia con estratos individuales entre 0.2-0.5 metros. Al tope de esta unidad se han identificado una serie de turbas – paleosuelos y tobas que sobreyacen las arcillas y arenas de color verde. El conjunto tiene un espesor de 20 m; (Peñañiel, 2009).

- **Formación Cangahua**

La Formación Cangahua es considerada por varios autores como un producto de volcanismo, genéticamente corresponde a depósitos de toba alterada típicamente de colores amarillentos a marrones, intercalada con caídas de ceniza y polvo volcánico de origen piroclástico, pómez, paleosuelos y en ciertas ocasiones con flujos de lodos y canales aluviales.

Generalmente la cangahua tiene una textura de limo arenoso, en ocasiones se observan finos niveles de costras calcáreas y limonita entre planos de

estratificación o rellanando grietas de desecación. El espesor oscila entre los 14-40 m se ha calculado una edad de esta formación entre 10-120 Ka. De igual manera subdividen a la formación Cangahua en dos facies, la de coluviales y de cangahua propiamente dicha. Los materiales reconocidos en los primeros 15 metros de la zona de estudio se ubican en la parte superior de la secuencia que corresponde a la Unidad Fluvio-Lacustre El Pintado (EVREN, 2012; Peñafiel, 2009; EMAAP-Q, 2012).

- ***Depósitos La Carolina***

En observaciones llevadas a cabo por Freire y Ríos (1985) en los alrededores del Río Grande (UTM: 733-709) se describen materiales finos de ambiente palustre y lacustre, depósitos de suelos pantanosos muy orgánicos intercalados con caídas de ceniza y pómez de diferente espesor, así como también fluviales finos, que corresponderían a los depósitos La Carolina. En este sector el espesor de la unidad es de alrededor de 14 m. Estimándose que llegaría a tener una potencia de hasta 10 m en la parte baja de la cuenca (EMAAP-Q, 2012).

La formación de estos depósitos en la cuenca Sur está condicionada a las características morfológicas de la misma, en donde el río Machángara representa un importante drenaje, que impide la acumulación de los sedimentos, pero a su vez formarían pequeños riachuelos asociados que drenan este sector, los mismos que en ciertas épocas del año tienen poco caudal y por lo tanto poca energía como para arrastrar una gran cantidad de sedimentos lo que permite su acumulación (EMAAP-Q, 2012; Alvarado, 1996).

- ***Depósitos Aluviales***

Comprenden cantos y aglomerados de origen volcánico entre sedimentos medios y finos. Estos depósitos están relacionados con la evolución de los drenajes actuales del valle del río Machángara y río Grande y se hallan hoy en día en proceso de formación. (EMAAP-Q, 2012).

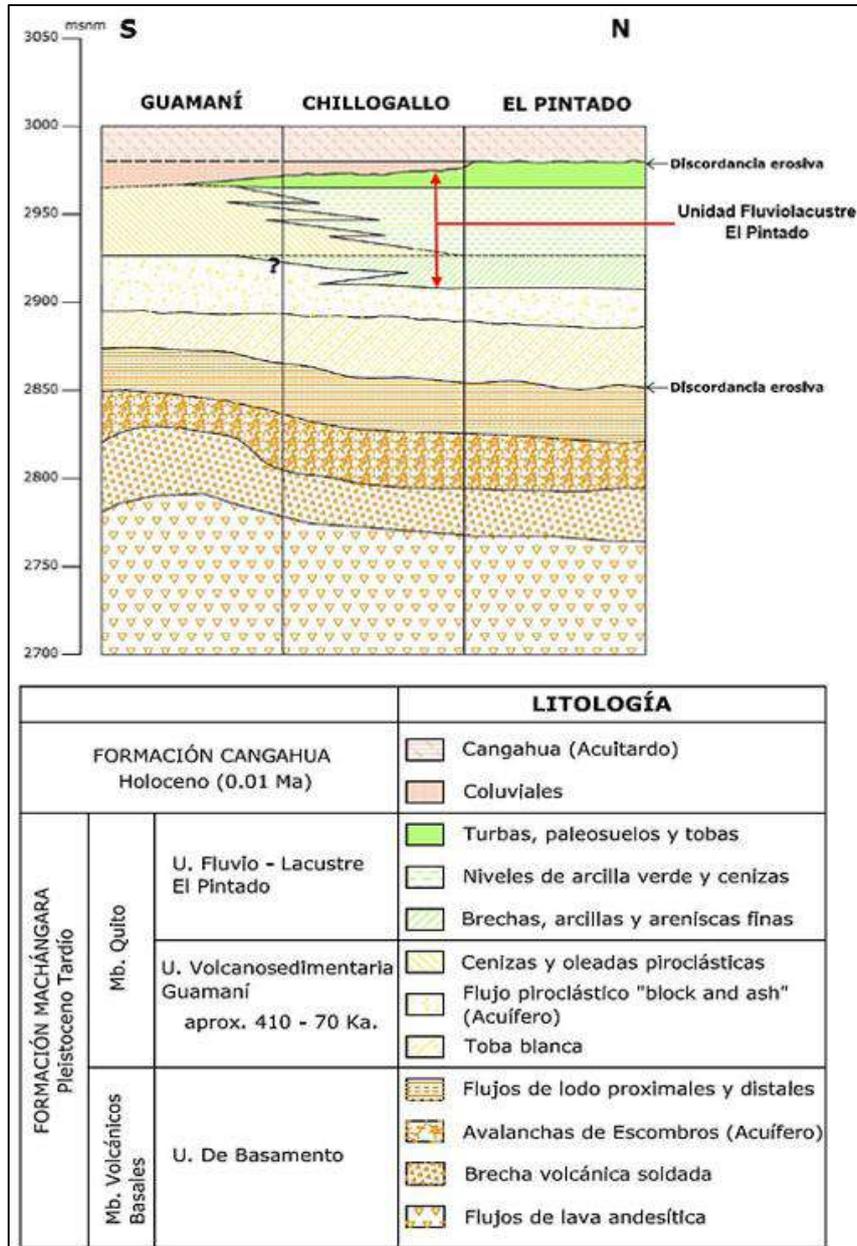


Ilustración 3. Columna estratigráfica de la cuenca del sur de Quito
Fuente: (Tomado de Peñafiel, 2009).

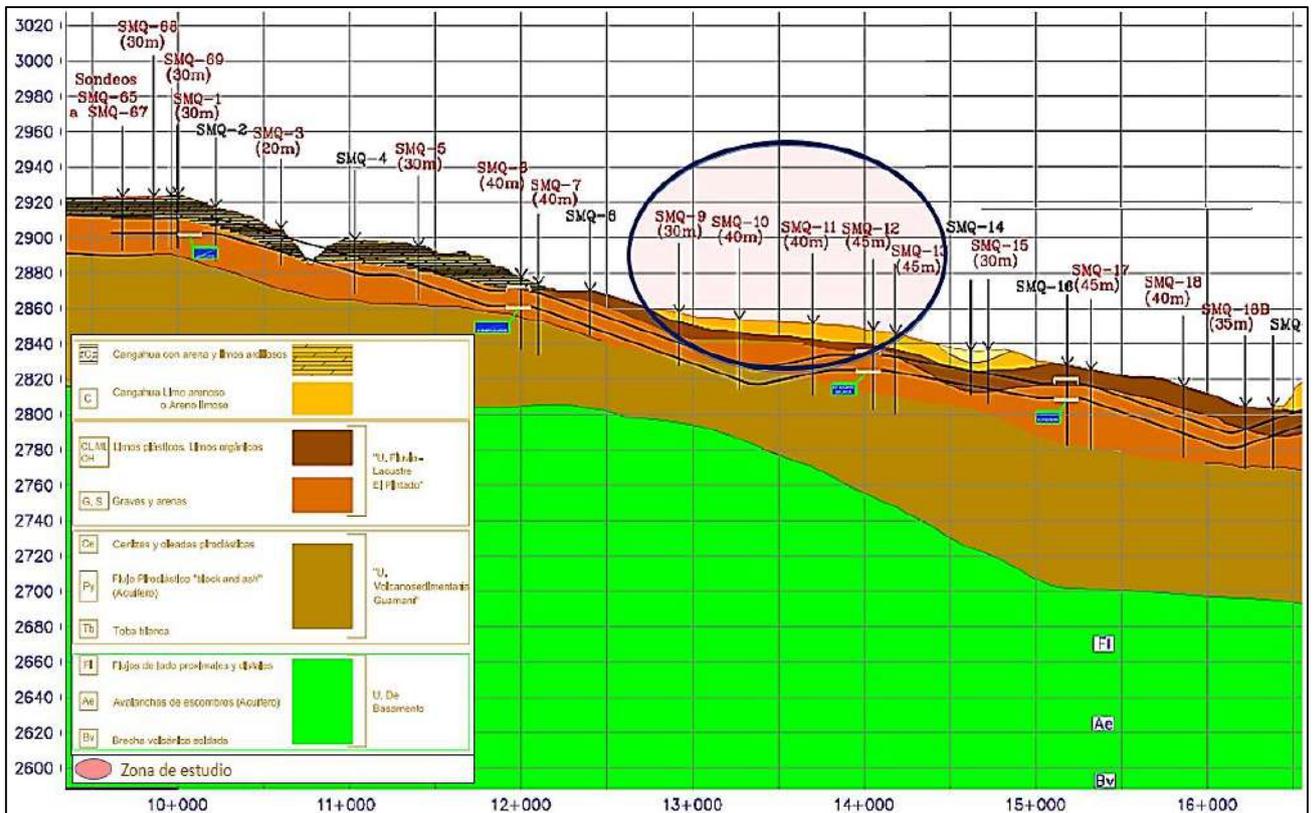


Ilustración 4. Perfil estratigráfico de la cuenca del sur de Quito

Fuente: Metro de Quito, 2013.

5.5 HIDROGEOLOGÍA

En esta sección se contempla la descripción del contexto hidrogeológico de la zona de estudio y de su área circundante, además de describir las unidades hidrogeológicas presentes para establecer su correlación respectiva con las formaciones geológicas identificadas. Todo esto con el propósito de establecer el modelo conceptual del sistema de flujo subterráneo de la zona y su comportamiento con respecto a los flujos superficiales.

El sur de Quito se encuentra representado hidrogeológicamente por los yacimientos de Guamaní y El Pintado, que están limitados al este por la Loma de Puengasí que separa al sur de Quito con el Valle de los Chillos y al oeste por el macizo hidrogeológico El Cinto, al norte por el macizo rocoso El Panecillo y al

suroeste por el complejo volcánico Atacazo-Ninahuilca. Entre los principales ríos que drenan el sur de Quito, tenemos al río Machángara y río Grande que nace en las estribaciones orientales del Atacazo (Figura 4).

5.6 Comportamiento y Dirección del Sistema de Flujo del Agua Subterránea

El comportamiento del flujo del agua subterránea de los yacimientos fluye a través de los materiales porosos saturados del subsuelo hacia niveles más bajos que los de infiltración, y la descarga del flujo subterráneo se produce hacia los drenajes superficiales localizados en las microcuencas de análisis, cuando se intercepta el nivel de saturación con el nivel topográfico.

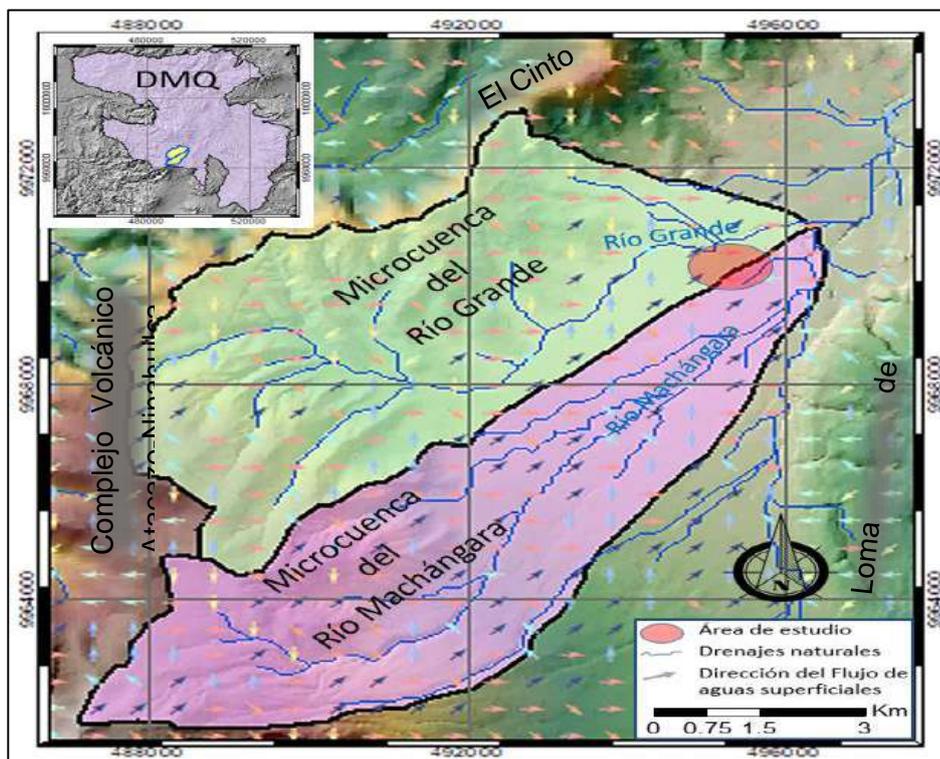


Ilustración 5. Flujo de aguas superficiales y delimitación de las cuencas hidrológicas de la zona de estudio.

La alimentación hídrica es una parte del ciclo hidrológico, el cual comienza con la precipitación (Figura 6), que es el origen de prácticamente toda el agua dulce, esta a su vez genera una parte de escorrentía superficial y otra parte entre el 18%

al 30% se infiltra en el suelo (Tabla 1). Una pequeña parte de la infiltración es retenida por la vegetación y parte de ella vuelve a la atmósfera por la evapotranspiración. El excedente percola de la zona de raíces hacia abajo por la fuerza de gravedad y continúa su descenso hasta ingresar a un reservorio de agua subterránea.

En este contexto es importante analizar de manera holística todos los factores que influyen en la alimentación de las aguas subterráneas en la zona de estudio, de esta forma se evalúa las direcciones de los flujos de aguas superficiales, los cuales permitirán identificar las cuencas hidrogeológicas que influyen en el comportamiento hidrogeológico del presente estudio (Figura 5).

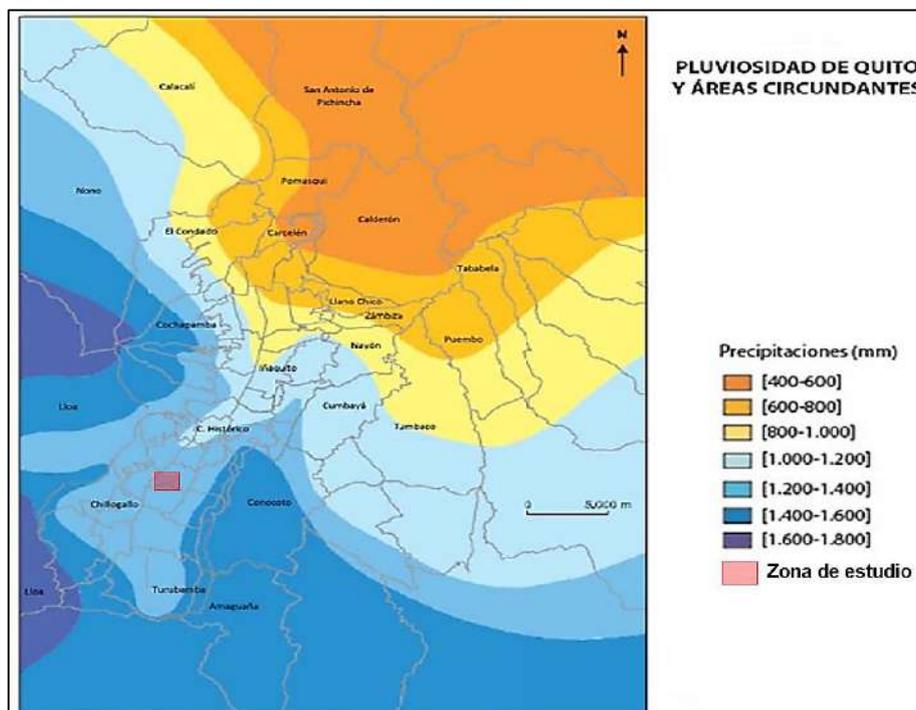


Ilustración 6. Pluviosidad de Quito y Áreas circundantes

Fuente: Tomado de FUNEPSA, 2013.

En base al estudio de drenajes naturales actuales, se evaluó la dirección de flujo superficial (Figura 5) que permite discretizar la información previa de las condiciones hidrológicas en las microcuencas que influyen en la zona de estudio, teniendo como direcciones predominantes, la dirección E-O y la dirección SSO-

NNE, determinando que la mayor influencia en las condiciones hidrológicas provienen del flanco occidental de la cuenca de Quito y en menor o escasa influencia el flanco oriental, que son las fuentes de recarga principal de las aguas subterráneas, que para fines de simplificación del modelamiento, éste último no será considerado en el estudio.

Dentro de la caracterización cualitativa de la dirección del flujo superficial se puede analizar como fluctúa la escorrentía y las posibles zonas de infiltración, y por lo tanto de la alimentación de las napas subterráneas las mismas que son influenciadas por dos tipos de condiciones: las Precipitaciones (Figura 5) y las condiciones del terreno.

En el suelo, la humedad inicial juega un papel preponderante, cuando el suelo está seco, al comienzo de la lluvia, se crea una fuerte capilaridad al humedecerse las capas superiores, y este efecto, se suma al de gravedad incrementando la intensidad de infiltración y la cobertura vegetal del suelo. Por lo cual se realiza un análisis del índice de vegetación en las cuencas hidrogeológicas del estudio (Figura 7) y una identificación de suelos húmedos (Figura 8) mediante el procesamiento de imágenes satelitales.

Se puede apreciar que existe pequeñas áreas de acumulación de vegetación en la zona de estudio, que usualmente corresponden a áreas de recreación y quebradas, por lo que escasas áreas vegetativas provoca una menor retención del agua en superficie y un posible indicador de menor capacidad de infiltración y por la extensa área urbana que impermeabiliza los suelos, propicia el incremento de aporte de agua a la escorrentía superficial que termina siendo acarreada en la red de alcantarillado. La mayor humedad en la capa más superficial del suelo se identificó en zonas de mayor vegetación principalmente en áreas donde cursan los drenajes naturales, por lo cual son motivo de mayor énfasis en el estudio.

En este contexto se realiza un estudio de los drenajes naturales antes de la ampliación urbana con fotografías aéreas pertenecientes al año 1960 del Instituto Geográfico Militar y su modificación antrópica posterior en el año 2018,

este análisis permitirá tener una mejor comprensión de los drenajes naturales antiguos (Figura 6) que puedan estar conteniendo suelos saturados en agua, además de suelos inestables debido a los rellenos antrópicos que generen efectos negativos en las estructuras subyacentes actuales. Los drenajes estaban inclinados hacia el noreste, apreciando que aguas abajo, los drenajes se vuelven difusos, en una planicie con depresiones no drenadas, como también se observó en el estudio de SGSG, 2017, demostrando que estas características son favorables para depositar suelos finos de alta plasticidad y suelos orgánicos.

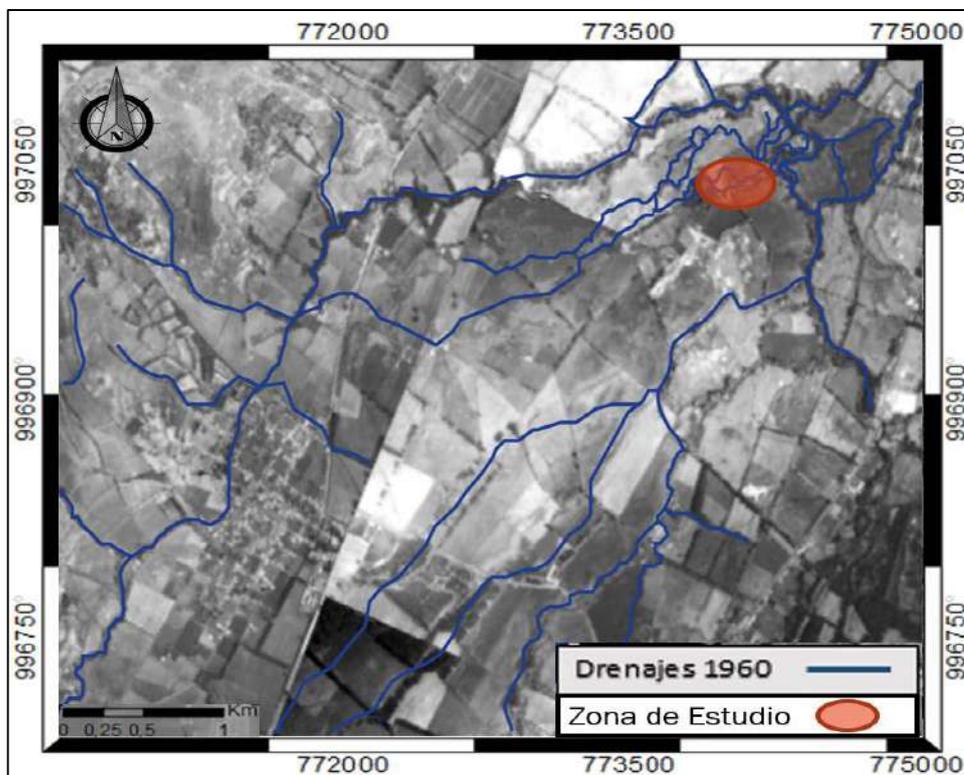


Ilustración 7. Drenajes del año 1960, basados en la interpretación de fotografías aéreas

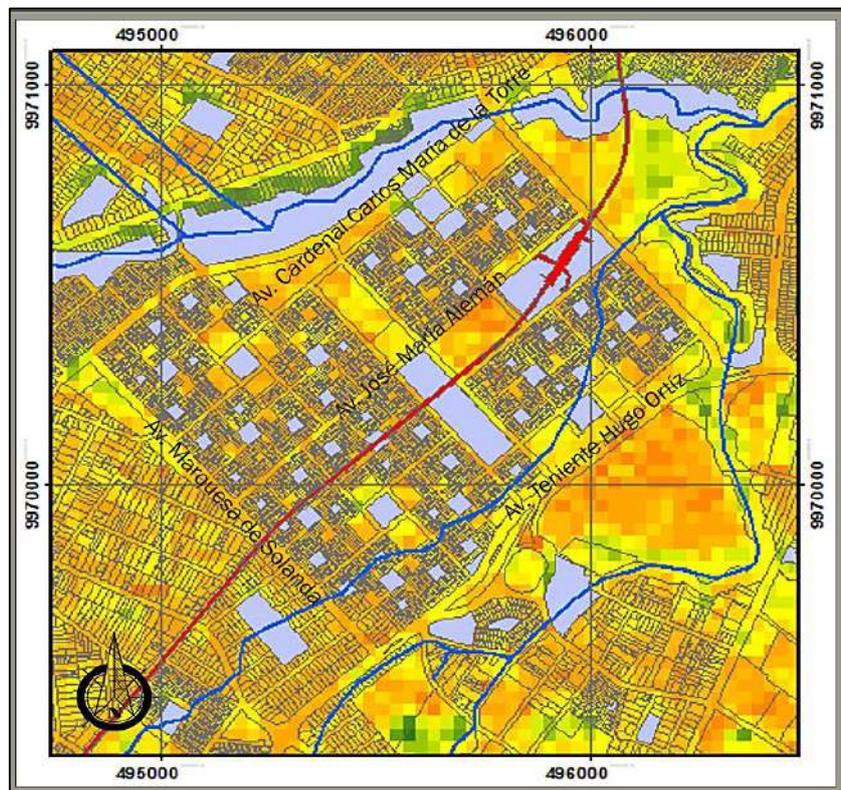
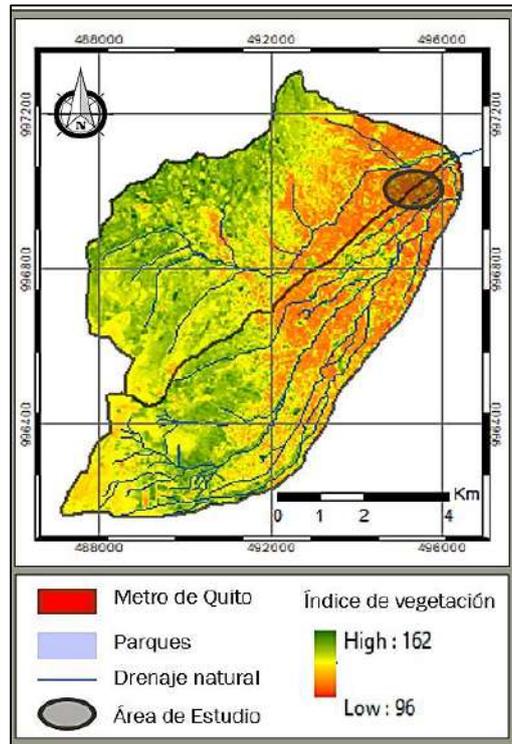


Ilustración 8. Índice de vegetación en las cuencas hidrogeológicas de estudio.

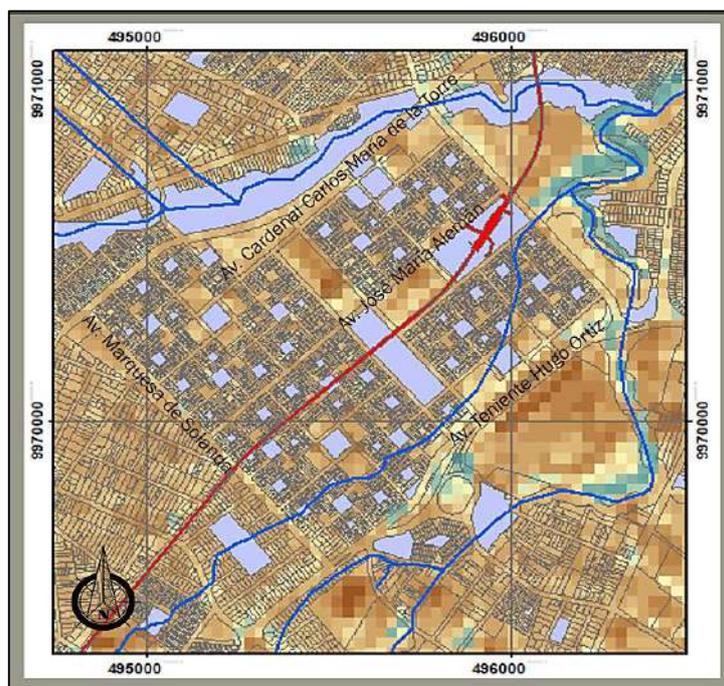
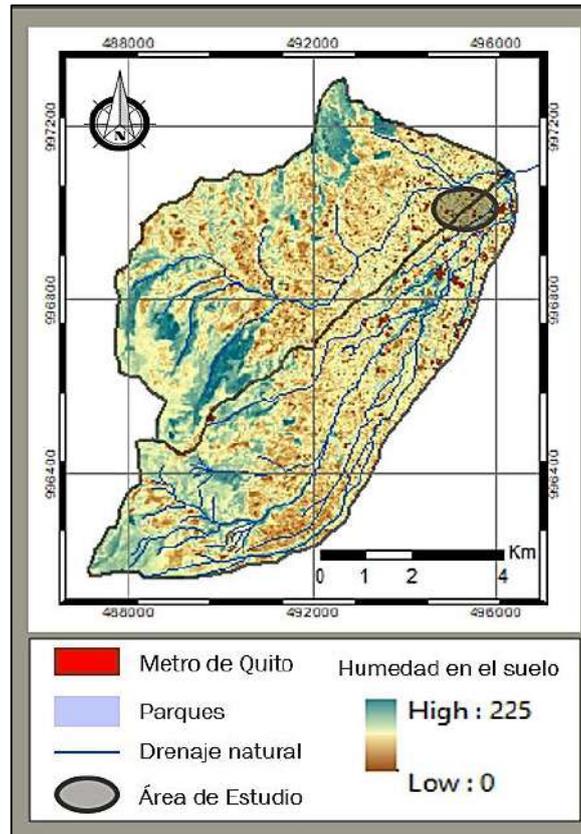


Ilustración 9. Zonas con suelos húmedos en las cuencas hidrogeológicas de estudio

5.7 Modelo Hidrogeológico Conceptual

El yacimiento de Guamaní y el Pintado conforman el recurso hídrico de la subcuenca del sur de Quito, en donde el modelo hidrogeológico conceptual establece la presencia de un acuitardo y dos niveles de acuíferos: el Nivel Acuífero Superior o Nivel A y el Nivel Acuífero Inferior o Nivel B (Figura 9).

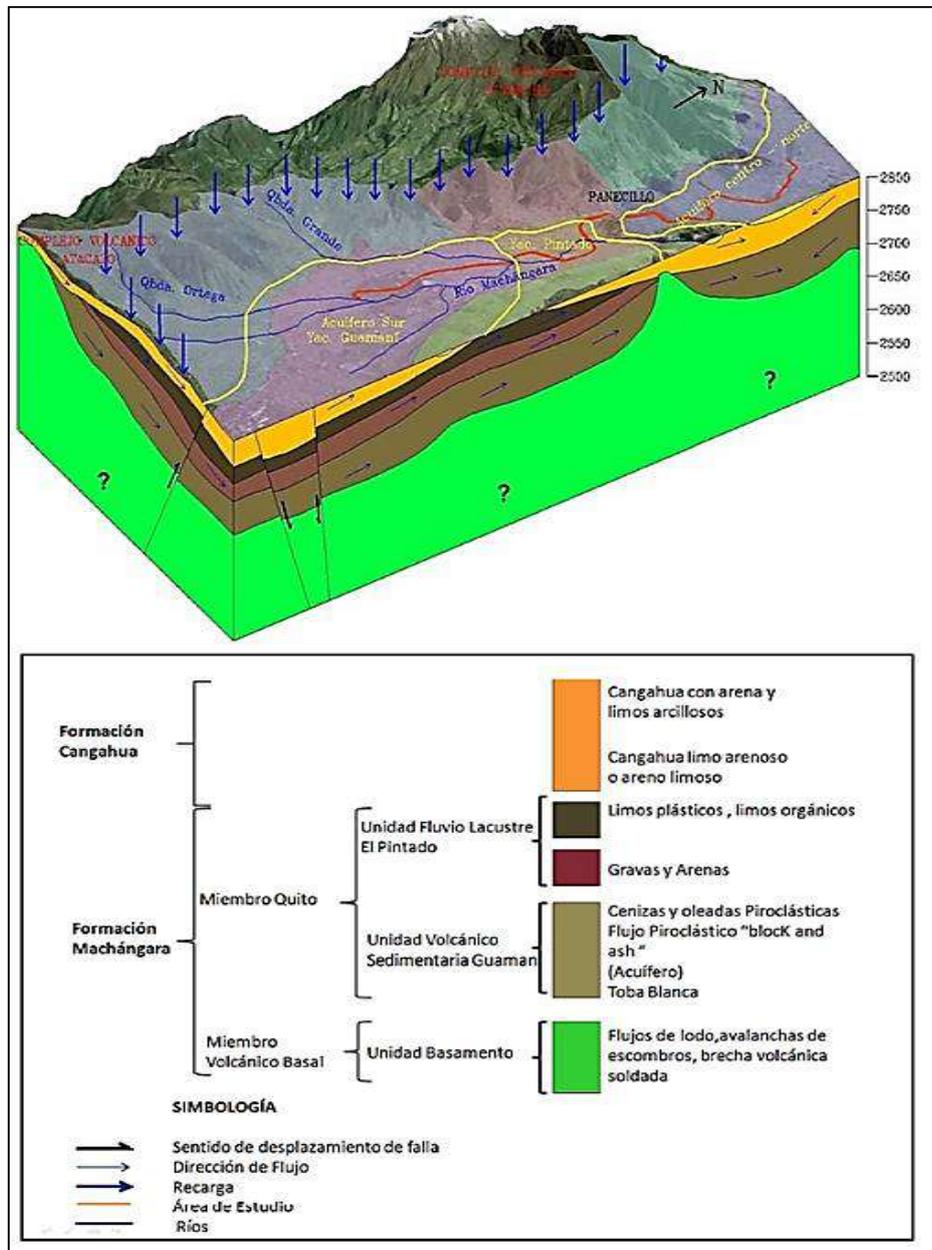


Ilustración 10. Modelo conceptual del Acuífero Sur de Quito

Fuente: EVREN, 2012.

El suelo de la zona de estudio se caracteriza por tener una capa de características hidrogeológicas de acuitardo debido a las bajas permeabilidades que esta presenta (Tabla 1), a su vez geológicamente se le atribuye a los depósitos de la Formación Cangahua y depósitos La Carolina la misma que litológicamente presenta una mezcla de pequeños estratos y lentes de arena y grava de variadas dimensiones, material friable de diversos orígenes, como aluvial, eluvial y proluvial, este nivel está distribuido en diferentes profundidades entre 10 a 15m (Figura 10) (EVREN_a, 2012; EVREN_b, 2012).

Debajo de ésta capa subyace un depósito de sedimentos piroclásticos compuesto por bloques y gravas en una matriz areno limosa que corresponde al Miembro Quito de la Formación Machángara, con características hidrogeológicas de acuífero semiconfinado debido a la presencia de materiales confinantes y a la presencia de artesianismo, denominado Nivel A, la misma que se presenta a una profundidad superior a los 15m (Peñañiel, 2009; Metro de Madrid, 2013; EVREN_a, 2012; EVREN_b, 2012).

Un mejor detalle de las condiciones del flujo subterráneo puede presentarse mediante el perfil geológico (oeste-este) que se detalla en la Figura 10. La Formación Cangahua y el Miembro Quito están relacionados entre sí hidrogeológicamente, debido a que todos los sedimentos presentes tienen conductividades variables, ya sea en algunos sectores donde la alimentación del Nivel A, sea por infiltración (goteo) por parte del acuitardo o de forma directa a través de estratos intermedios menos permeables del acuitardo, lo que lo convierte en una zona aún más anisótropa para su estudio.

Tabla 3. Datos hidrogeológicos para las capas del acuífero del sur de Quito (Datos tomados de Peñafiel, 2009; Metro de Madrid, 2013; EVREN_a, 2012; EVREN_b, 2012).

Características	ACUITARDO	NIVEL_A	NIVEL_B
COTAS SUPERFICIALES (m)	2993-2865	2920-2810	Desconocido
ESPESOR MEDIO (m)	12	30	>50
LITOLOGÍA	arena arcillosa y limo	arena media a fina, mezcla de arena y grava	arena fina y mezcla de arena, arcilla y limo
FORMACIÓN GEOLÓGICA	Fm Cangahua y Depósitos La Carolina	Unidad Fluvio-Lacustre El Pintado.	Mb. Volcánicos basales de Fm. Machángara
CARACTERÍSTICAS	Acuitardo	Acuífero semiconfinado multicapa	Acuífero semiconfinado surgente, cuyo caudal artesiano es de 2l/s
Transmisividad (m²/día)	0.06-43	0.15-53	
Coefficiente de Almacenamiento	0.05-0.0001		
DIRECCIÓN DE FLUJO	Flujo N-NE, el agua fluye a la quebrada Sanguanchi	Flujo NNE-E	

Los factores que permiten el movimiento de las aguas subterráneas son la porosidad, permeabilidad o conductividad hidráulica y filtración dentro de cada acuífero. Se recopiló la información previa el cual define un sistema de acuíferos para el sur de Quito, dentro de los cuales se ha delimitado una capa con características de acuitardo y dos niveles de acuíferos semiconfinados (Figura 10) que se detallan para la zona de estudio en la Tabla 1.

Las permeabilidades de un acuitardo generalmente tienen valores menores a 10^{-1} y un acuífero con buenas características hidrogeológicas poseen valores de permeabilidad mayores a 1 (Custodio y Llamas, 1983), por lo cual los valores obtenidos en la zona de estudio (Anexo 1, Tabla 1 y Figura 10) no permiten esclarecer de forma clara las características del tipo de acuífero de cada nivel, por lo cual es indispensable realizarse

un estudio que permita caracterizar de mejor manera las permeabilidades del sector, a través de pruebas de bombeo.

La principal zona de recarga de las aguas subterráneas proviene del flanco occidental del Complejo Volcánico Atacazo-Ninahuilca y El Cinto, cuyas aguas escurren en dirección oeste-este y suroeste-noreste, surgiendo parte de la descarga en los márgenes de los ríos Machángara y Río Grande.

Los parámetros hidrogeológicos a ser considerados dentro de la zona de estudio, son datos de investigaciones previas que corresponden al valle del sur de Quito y el flanco occidental para las microcuencas del Río Machángara y Río Grande respectivamente, de investigaciones de Peñafiel, 2009 y EVREN, 2012 (Tabla 1).

Tabla 4. Datos hidrológicos para las microcuencas que influyen en la zona de estudio

(mm/año)	MICROCUENCAS				Promedio
	RÍO GRANDE		RÍO MACHÁNGARA		
Precipitación media anual		1404,3		1150,9	1277,6
Escorrentía Superficial	27%	379,161	27%	310,743	344,952
Evapotranspiración real	42,40%	595,4232	54,70%	629,5423	612,483
Infiltración natural	30,60%	429,7158	18,30%	210,6147	320,165
Infiltración antrópica	10%	78,916			7,892
Recarga		429,7158		210,6147	328,057
Descarga por vertientes	101,085				

Fuente: (Peñafiel, 2009; EVREN, 2012).

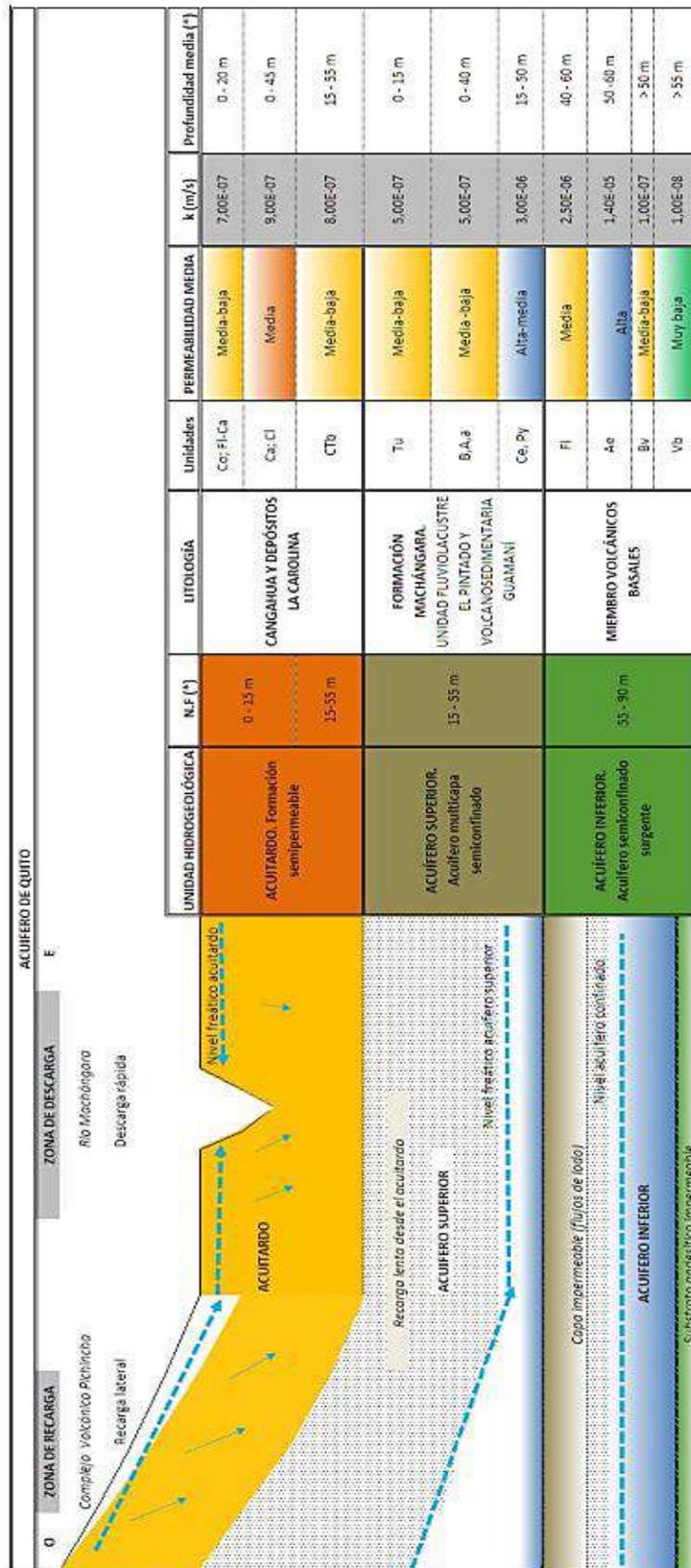


Ilustración 11. Modelo Hidrogeológico para la cuenca sur-centro-norte de Quito.

El flujo natural del agua subterránea se puede esquematizar mediante redes de flujo (Figura 11), teniendo en cuenta las características de un suelo homogéneo e isótropo. Los modelos matemáticos de sistemas de aguas subterráneas son representaciones matemáticas de los mismos que incluyen asunciones y simplificaciones. Dentro de esta simplificación se asume que existe una interacción entre las aguas superficiales y las aguas subterráneas de las cuencas, existiendo una conexión entre la cuenca hidrológica y la cuenca hidrogeológica.

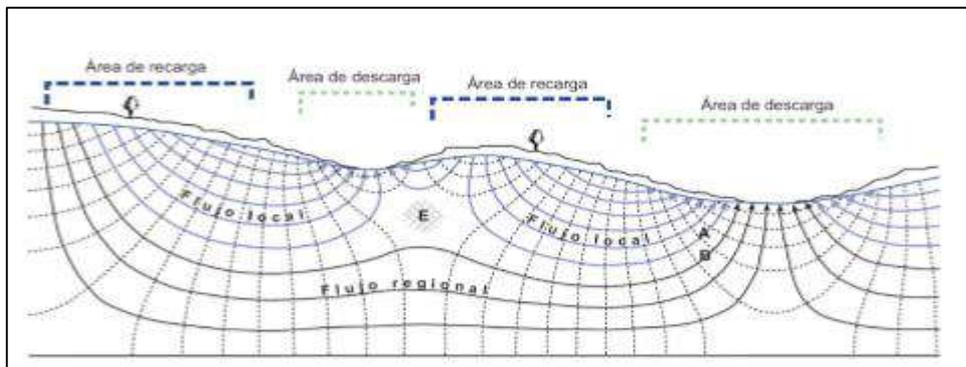
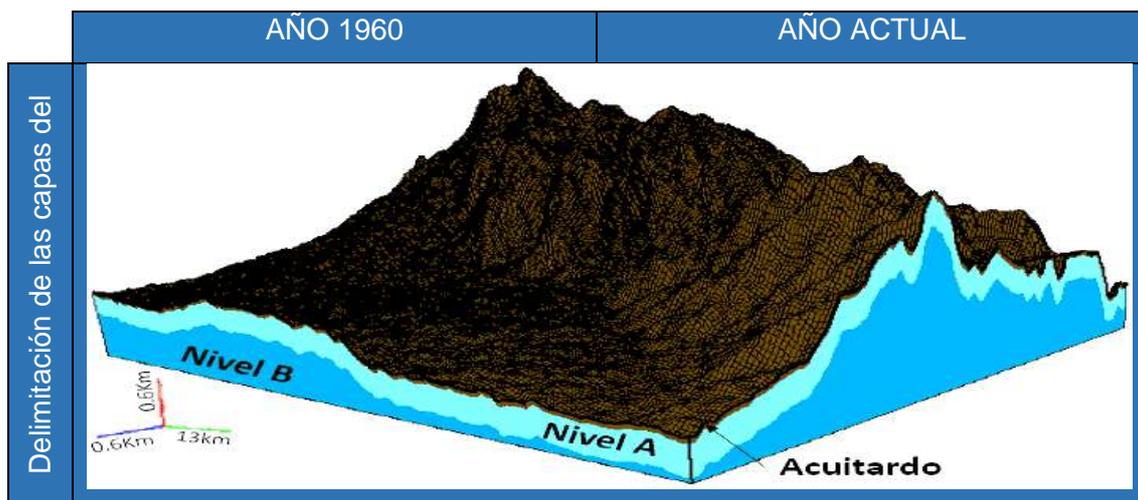


Ilustración 12. Modelo teórico del flujo de las aguas subterráneas

La dinámica del flujo en un medio poroso saturado se describe mediante la ley de Darcy, en el cual la velocidad del flujo a través del medio poroso es directamente proporcional a la gradiente de presión piezométrica o carga hidráulica. El agua que ha alcanzado la zona saturada circulará por el medio (rocas porosas, fisuradas o sedimentos) siguiendo los gradientes hidráulicos regionales; es decir la pendiente hidráulica (el término involucra el concepto de que el agua se mueve desde una zona de mayor nivel energético hacia otra de menor valor). Dentro de este contexto se realizó un modelo en función de las cargas hidráulicas con condiciones de borde del año de 1960 y el año 2018, para poder tener un mejor entendimiento de los posibles comportamientos del agua subterránea bajo la mancha urbana del sur de Quito en la zona de estudio (Figura 12).

El potencial hidráulico en las cuencas de estudio posee un valor elevado hacia el extremo noreste, manifestando que el flujo de aguas subterráneas converge hacia ese sector, pudiendo provocar suelos saturados en agua, y una zona sensible a cambios del contenido de agua en el suelo.

En condiciones naturales se aprecia la distribución de cargas hidráulicas (Figura 12), la misma que exhibe una marcada diferencia en el área de recarga y descarga para ambas fechas, denotando que el flujo subterráneo en la actualidad presenta un dominancia del componente vertical descendente de la carga hidráulica, y esto es una de las consecuencia del soterramiento de los drenajes naturales que permitían tener descargas de la infiltración del agua natural, y a su vez esto corresponde a la impermeabilización de las construcciones para la ampliación de la zona urbana, el cual crea una barrera al proceso hidrogeológico y por ende altera los niveles freáticos y las trayectorias de los flujos subterráneos.



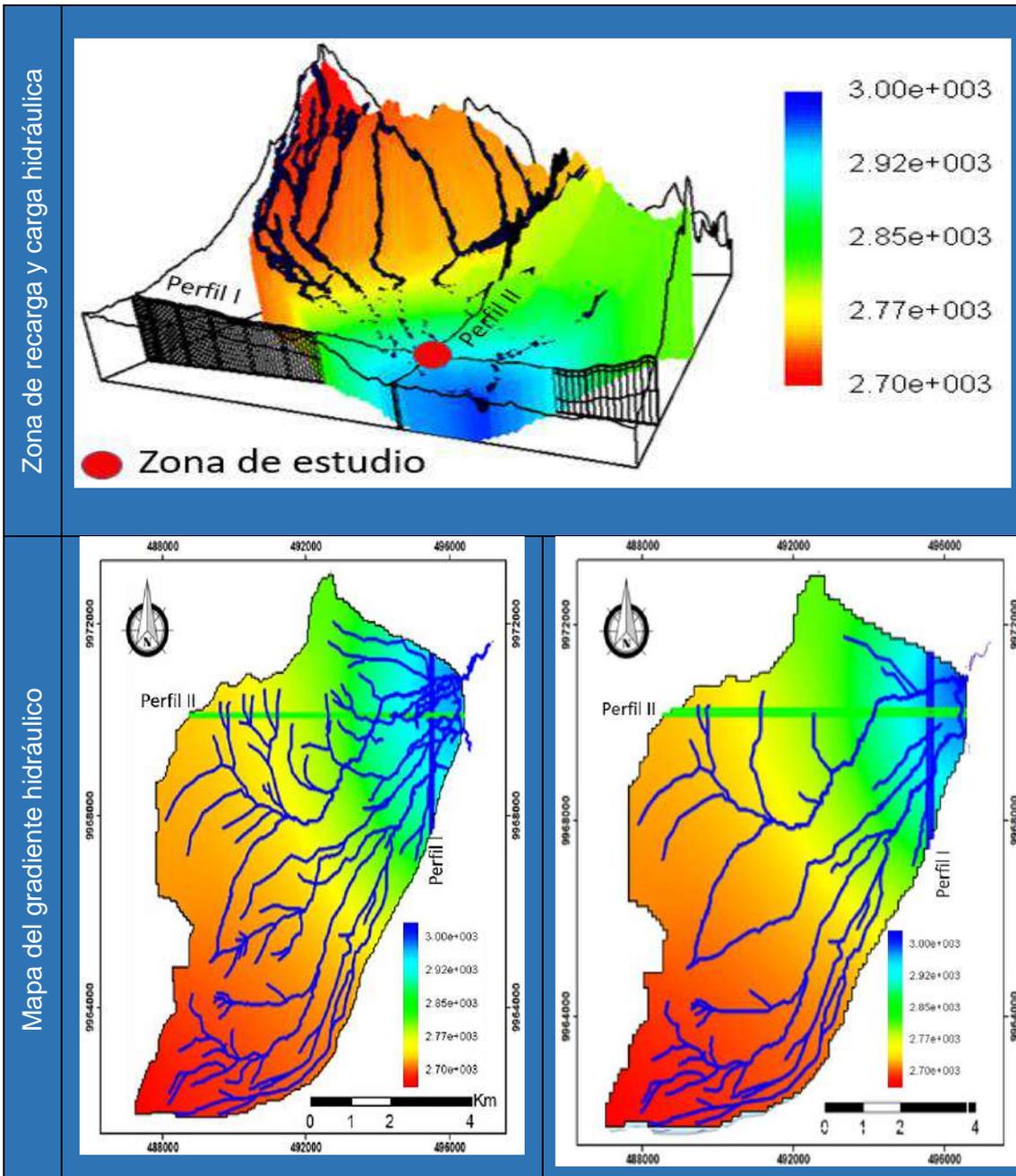


Ilustración 13. Distribución geográfica de las cargas hidráulicas de las aguas subterráneas de las microcuencas que influyen en la zona de estudio.

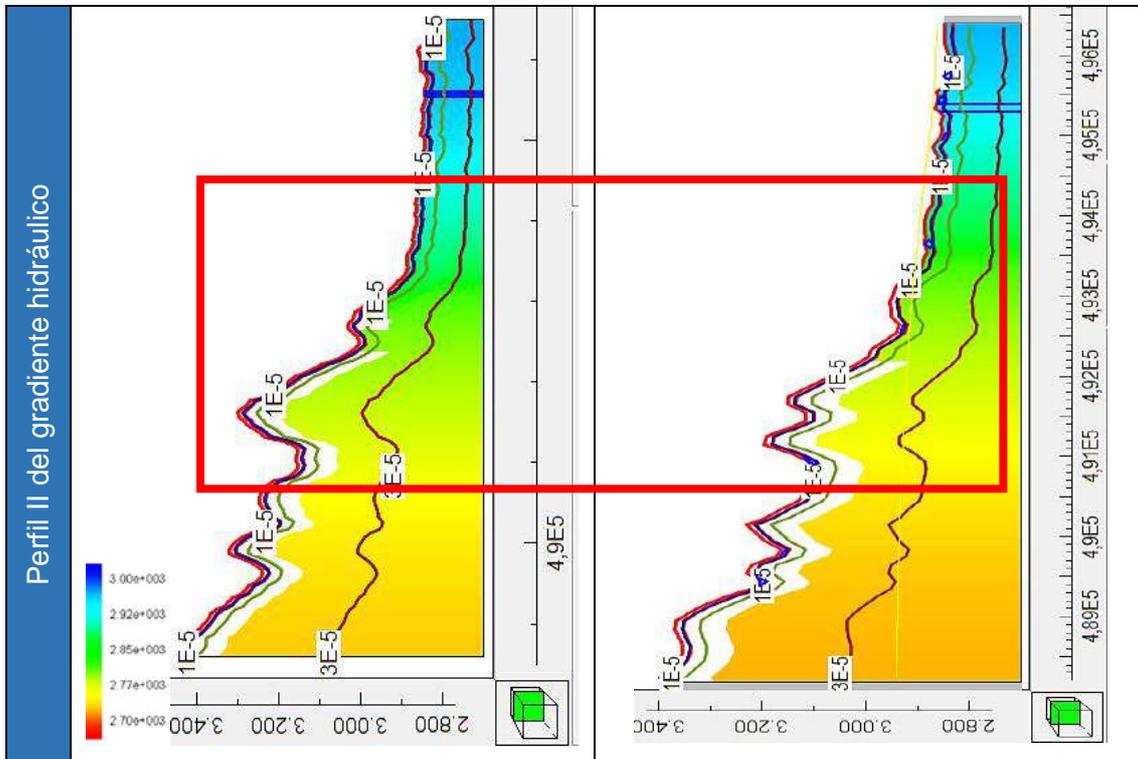
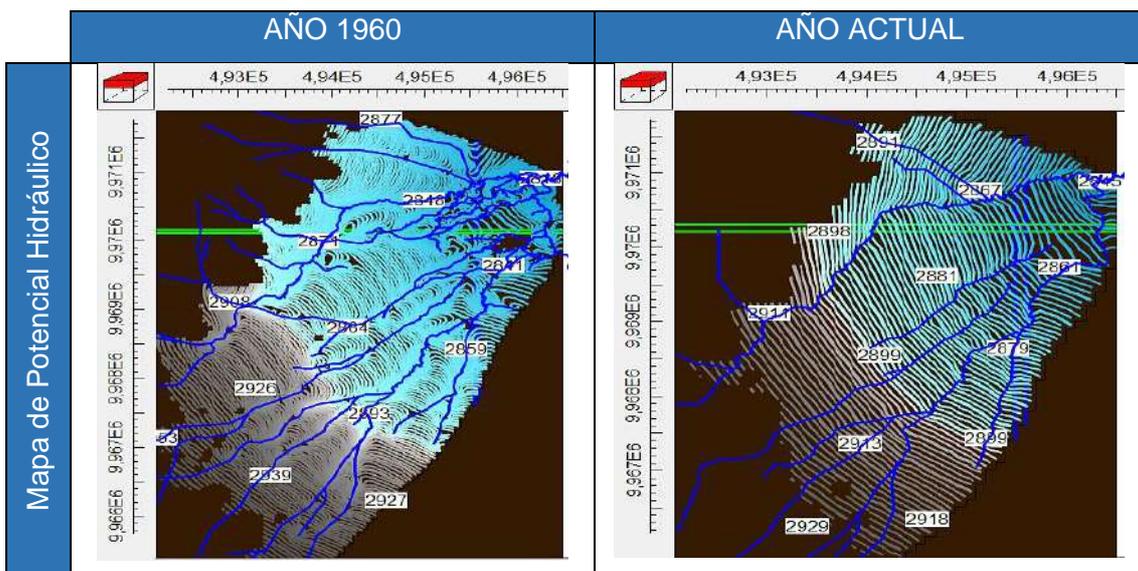


Figura 1 Comparación del gradiente hidráulico en secciones E-O y N-S



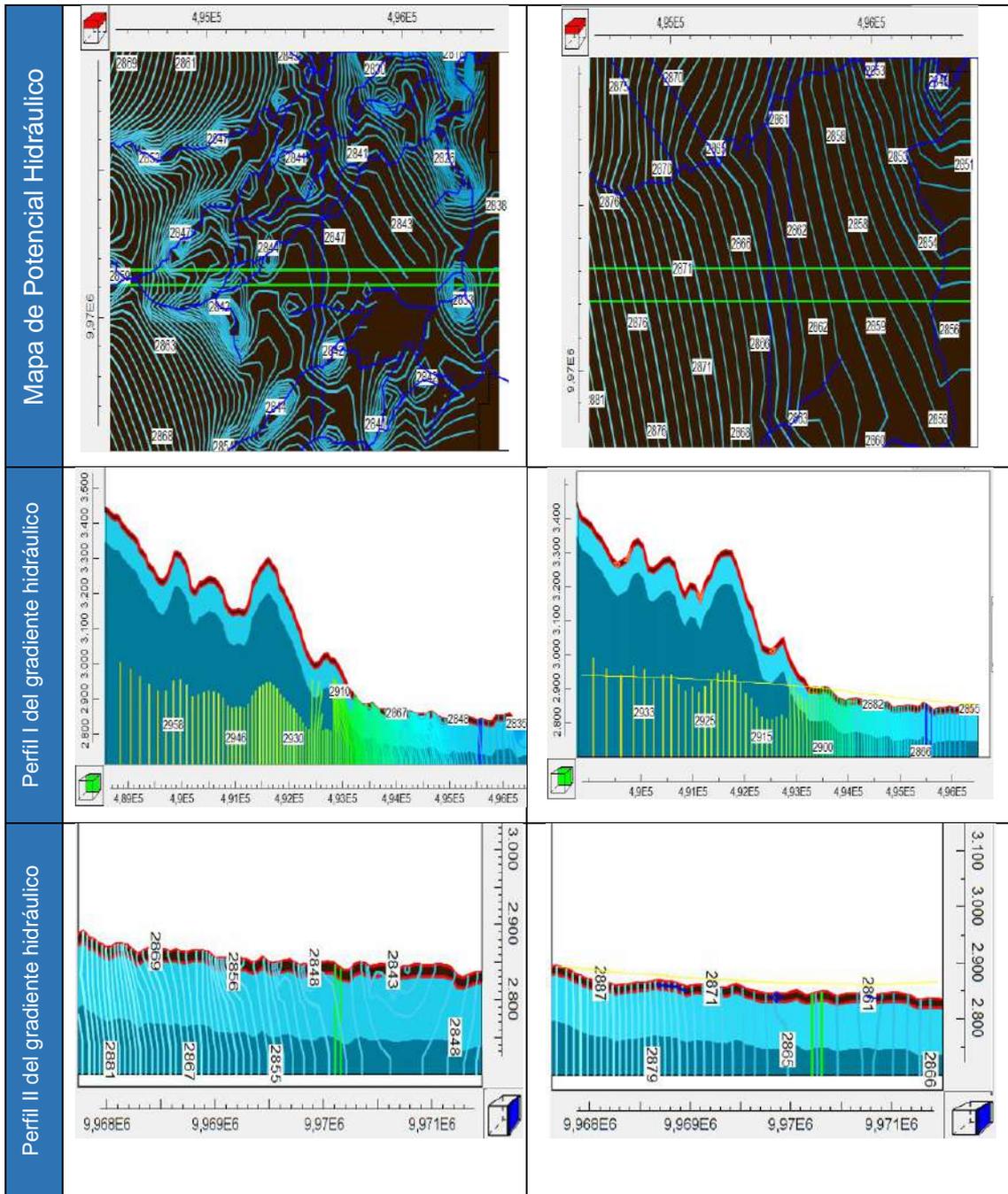


Ilustración 14. Comparación de las isolíneas del gradiente hidráulico en la zona de estudio.

En el estudio del año 1960, se observa un mayor aporte a la recarga de las aguas subterráneas por infiltración natural (Figura 12, 13 y 14), debido a que existía una mayor área de recarga natural en la superficie, además se sumaba una recarga antrópica de agua, proveniente del regadío aplicado a los terrenos de cultivo que predominaban en las haciendas de aquel entonces, el regadío constituiría una fuente de alimentación artificial para las aguas subterráneas, que implicaría una posible saturación de agua en las capas más superiores de los suelos y por ende un incremento de potencial hidráulico, posteriormente con el tiempo se denota una ligera disminución del potencial hidráulico hasta la actualidad (Figura 12, 13 y 14), ésta descenso corresponde a la disminución del área de recarga natural debido a la impermeabilización de los suelos por las construcciones antrópicas en superficie y la eliminación de la recarga artificial; Al tener una disminución de las cargas hidráulicas en el suelo, se genera una disminución de la presión intersticial del agua en los poros y como consecuencia una compactación de los estratos que contenían el agua, lo que ha ocurrido a largo plazo.

El suelo como cualquier material, se deforma por variaciones de esfuerzos efectivos, que representan la diferencia esfuerzos totales (gravedad y cargas aplicadas) menos la presión de poros. En el caso de suelos saturados están ligados a los esfuerzos mencionados, en donde la presión de poros puede variar por el cambio en el nivel freático. Para el caso de suelos parcialmente saturados dependen de las variaciones del grado de saturación, mientras que, para suelos secos, las deformaciones están directamente relacionados con las cargas aplicadas. Por lo tanto, es importante analizar los factores que puedan estar incidiendo en los cambios del nivel freático y en la saturación de agua en el suelo.

En la actualidad el nivel freático tiene un ligero descenso de las condiciones analizadas en el año 1960, debido a la impermeabilización de las zonas de recarga superficiales, y simultáneamente existe el fenómeno de consolidación secundaria en el suelo que provoca una reducción del volumen del mismo ante un esfuerzo efectivo constante y es el resultado de la descomposición de la materia orgánica, y procesos de reacomodación del esqueleto mineral por cambios físicos y químicos del suelo a largo plazo.

Este tipo de deformaciones en el suelo pueden generar daños importantes en tuberías soterradas de abastecimiento de agua potable y redes de alcantarillado provocando un dren artificial el cual dependiendo de las características que posea, éste dren actuará como influente, el cual aportará con agua al suelo o actuará como efluente, en donde el suelo drenará agua por medio de las tuberías o redes de alcantarillado, haciendo de la zona de estudio aún más compleja en el análisis de deformación del suelo, siendo necesario una investigación del estado actual de las tuberías y redes de alcantarillado que se encuentre en dicha área, considerando que la red de alcantarillado asume la evacuación de aguas negras y aguas de escorrentía, los cuales transportarían grandes cantidades de agua en épocas de alta pluviosidad, debido a que gran parte de las precipitaciones no se infiltra sino que escurre por la zona hasta su recopilación en las alcantarillas, debido a la gran impermeabilización antrópica de los suelos en superficie.

Ante estos factores que inciden en las deformaciones se suma el cambio raudo que puede generar el bombeo de agua sobre el nivel freático (Anexo 2), y su incidencia puede tener un radio de afectación relativamente grande (Figura 15).

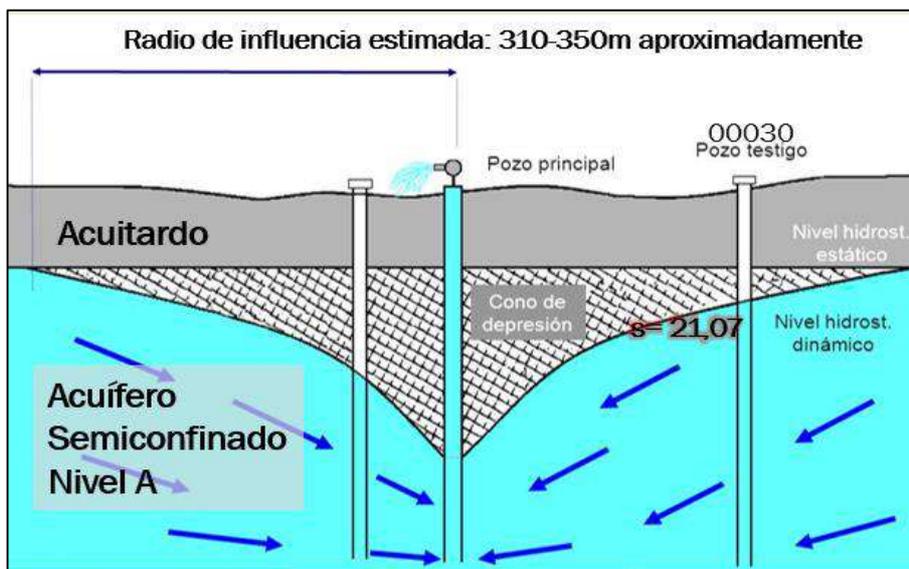
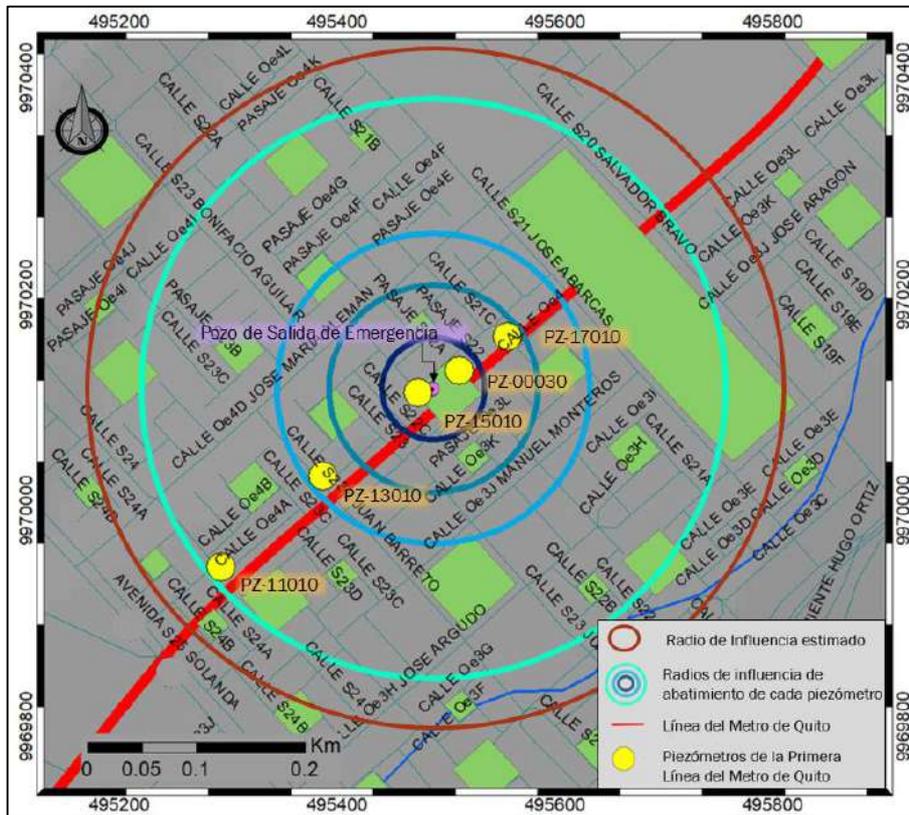


Ilustración 15. Radio de influencia del abatimiento del nivel freático

Fuente: Eminec.ecuanor, 2018

Los abatimientos generados en la extracción del agua en el pozo de salida de emergencia en la zona de estudio pueden ser afectados por la extracción del agua un pozo cercano, el cual tendría incidencia en el incremento del descenso del nivel freático. Los datos de abatimiento fueron obtenidos de las lecturas de los piezómetros instalados durante el proceso de la construcción de la Primera Línea del Metro de Quito (Anexo 2 y Figura 16).

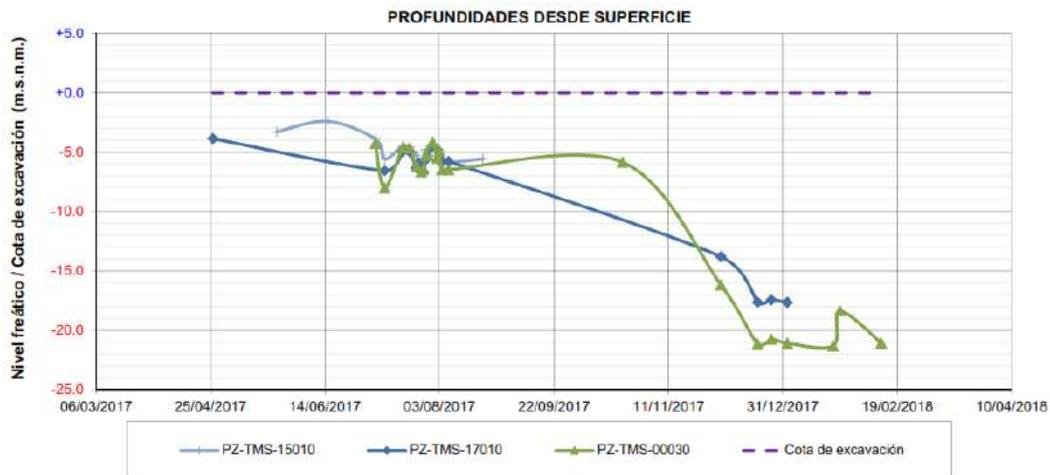


Ilustración 16. Gráfica de los abatimientos generados por la extracción del agua

Fuente: Eminec.ecuador, 2018

Las deformaciones por extracción de agua se produce cuando el agua contenida en los poros, fluye a través del suelo saturado, partiendo de una condición hidrostática determinada por la posición inicial del nivel freático y hacia una condición final en donde el flujo de agua se detiene al alcanzar nuevamente el equilibrio hidrostático, en el cual se presenta un cierre gradual de los huecos que estuvieron rellenos por el fluido extraído, los estratos que contiene el agua, comienza a compactarse tan rápidamente como el agua pueda moverse.

Gran parte de la compactación se produce en el acuitardo que posee material de grano fino con estratos compresibles, y parte de este descenso no puede recuperarse con nuevos aportes de agua, lo que provoca una disminución

permanente en el volumen de suelo. Un aumento de la velocidad en que se extrae agua podrá motivar un arrastre de la materia fina (matriz), o de toda aquella partícula susceptible de ser transportada por este incremento y generar daños en las estructuras por fenómenos a desarrollarse en el suelo por el efecto mencionado.

5.8 Conclusiones parciales

- ✓ La geología local puede establecerse como una secuencia de formaciones terciarias y cuaternarias, de origen volcánico con intercalaciones de sedimentos fluviales a aluviales. La Formaciones terciaria comprenden a la Formación Machángara y las cuaternarias a la Formación Cangahua y los depósitos La Carolina.
- ✓ En la actualidad existe una dirección predominante SSO-NNE del flujo subterráneo, la mayor influencia en las condiciones hidrológicas proviene del flanco occidental y del valle del sur de la cuenca de Quito, los cuales controlan parte de los procesos hidrológicos de las microcuencas del Río Machángara y Río Grande, y que confluyen la zona de se unen los ríos principales de dichas cuencas.
- ✓ El modelo hidrogeológico conceptual, establece la presencia de un sistema de acuíferos semiconfinados superior e inferior de gran extensión, al cual sobreyace depósitos con características hidrogeológicas de acuitardo. Este modelo permite observar que Solanda, es una zona de alta sensibilidad a la modificación del sistema de aguas subterráneas, debido a las propias características geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas, y por ende se necesita un mayor énfasis en el estudio y control adecuado de éstas modificaciones por influencia antrópica, que han provocado deformaciones en la superficie, que en los últimos años aparentemente se han agudizado generando daños importantes en las viviendas.

- ✓ Las zonas de relleno, donde antiguamente cursaban drenajes naturales, a más de generar terrenos inestables, pueden ser zonas localizadas donde los suelos tengan saturación de agua, y donde el flujo de aguas subterráneas aún pueda conservar rezagos de descarga que tenían de su anterior trayectoria natural.
- ✓ La disminución del nivel piezométrico debido a la impermeabilización antrópica de los suelos en superficie genera una disminución de la presión intersticial del agua en los poros del suelo y como consecuencia una compactación de los estratos que contenían el agua, lo que pudiera haber ocurrido en Solanda en las últimas décadas.
- ✓ La compactación del suelo en los últimos años pudo haber generado daños importantes en tuberías soterradas de abastecimiento de agua potable y redes de alcantarillado provocando un dren artificial el cual puede aportar o drenar agua del suelo, llegando a producirse erosión subterránea, por lo cual es necesario evaluar el estado actual de la red de alcantarillado y tuberías de la zona de estudio.
- ✓ El bombeo de agua puede provocar cambios abruptos en el nivel freático, provocando que los estratos que contiene el agua comiencen a compactarse tan rápidamente como el agua pueda moverse. Un aumento de la velocidad en que se extrae agua podrá motivar un arrastre de la materia fina (matriz), o de toda aquella partícula susceptible de ser transportada por este incremento y generar daños en las estructuras por fenómenos a desarrollarse en el suelo por el efecto mencionado.
- ✓ Es necesario enfatizar en estudios como pruebas de bombeo para conocer a profundidad las condiciones de permeabilidad, transmisibilidad, coeficiente de almacenamiento, espesores permeables, ya que estos parámetros permitirán

entender el comportamiento hidrogeológico de dicha zona para optar soluciones para un óptimo drenaje y su distribución e integración en el medio.

6 Geotecnia.

Investigación geotécnica del sitio

6.1 Trabajos de campo - Perforaciones geotécnicas

Para cumplir con el objetivo del estudio se realizaron sondeos, mediante el uso de un equipo manual para la ejecución del ensayo SPT, CPT y maquina Acker para la realización de perforaciones continuas, cuyas profundidades son las siguientes:

Tabla 5. DETALLE DE UBICACIÓN DE PERFORACIONES GEOTÉCNICAS

PERFORACIÓN	COORDENADAS UTM*		COTA	PROFUNDIDAD
	Zona 17			
	NORTE	ESTE	msnm	M
P-01	9970210.00	773657.00	2902.00	20.00
P-02	9970234.00	773659.00	2903.00	14.00 – se alcanzar 25.00
CPT	9970213.00	773657.00	2902.00	20.00

(*) Coordenadas tomadas con un GPS GARMIN Modelo: GPSMAP 78s

Paralelamente al avance de las perforaciones, y en cada metro de profundidad donde fue posible, se realizaron ensayos de penetración estándar (SPT Norma ASTM D 1586-99). Este ensayo tiene como propósito la medida de la consistencia del suelo por medio de la resistencia a la penetración de una sonda normalizada que se introduce por medio de impactos. Esta resistencia se cuantifica con el número de golpes "N" que sean necesarios para introducir el muestreador denominado cuchara partida a una profundidad de 30 cm, mediante un martinete de 64 kg de masa que cae desde una altura de 76 centímetros.

6.2 Ajuste del número de golpes del ensayo SPT por nivel de energía de N_{45} a N_{60} .

El equipo utilizado para el presente estudio fue un equipo manual de exploración geotécnica impulsado con un motor, dispuesta de herramientas y accesorios necesarios para la ejecución de los sondeos como tuberías de perforación AW para realización de ensayos de SPT con un martillo manual con una pesa tipo donut y un muestreador y retenedores. La energía del equipo utilizado ha sido verificada antes del inicio de los trabajos acorde con la normativa ASTM D4633, con una eficiencia de la energía del martillo de 45% (N_{45}). El N_{45} requiere ser transformada a N de energía normalizada de 60% (N_{60}) para poder ser utilizado en la determinación de parámetros geo mecánicos. Para la determinación del valor N_{60} - Resistencia a la penetración normalizada al 60% de la relación de energía de perforación. Se corrige el valor medido de campo (N_m), a una relación de energía equivalente de 60%, N_{60} , mediante la siguiente ecuación:

$$N_{60} = N_m \times (ETR / 60)$$

En donde:

N_m = Valor del número de golpes medido en campo

ETR = Relación de energía transferida expresada como porcentaje del equipo utilizado

Los valores calculados se encuentran en respectivos registros de perforación ver anexo No 1.

6.3 Ubicación de los puntos de prospección:

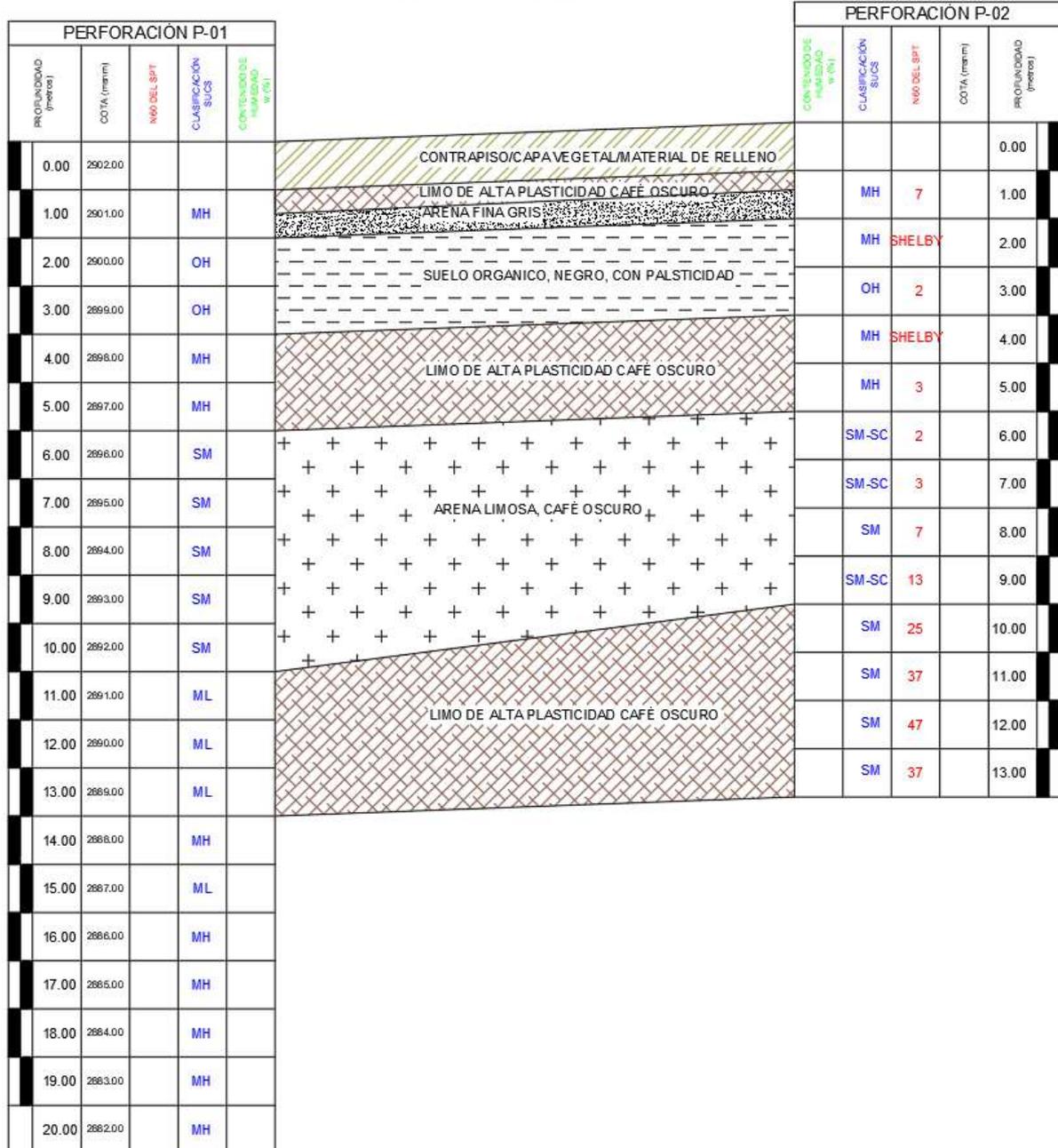
Las perforaciones fueron distribuidas uniformemente en el terreno construido. La ubicación de las perforaciones realizadas se muestra en la imagen No.14.



Imagen 14. Ubicación de las perforaciones - Vista General

6.4 Perfiles y características Geotécnicas

PERFIL GEOTÉCNICO



6.4.1 Trabajos de laboratorio

Para complementar la información obtenida en campo, se realizaron ensayos de laboratorio con muestras alteradas, representativas de cada sondeo.

Los ensayos realizados son:

- Contenido de humedad ASTM D-2216
- Análisis granulométrico ASTM D-422
- Límites Líquido y Plástico ASTM D-4318

Los resultados obtenidos en estas pruebas se utilizaron en la clasificación de los suelos de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según la norma ASTM D2487. En el Anexo N°1 del presente informe, se presentan los respectivos registros de perforación con los resultados de los ensayos de laboratorio. Los ensayos de caracterización en las muestras obtenidas de las perforaciones y de las muestras inalteradas se realizaron en base a las normas ASTM, entre los que se menciona:

- Clasificación de Suelos: Esta práctica describe un sistema para clasificación mineral y orgánica-mineral de suelos para propósitos de ingeniería basados en determinación de laboratorio de características como tamaño de las partículas, límite líquido e índice plástico. Se aplica la Norma: ASTM D 2487.
- Granulometría: Es la determinación cuantitativa de la distribución de tamaños de las partículas en suelos de tamaños de partículas mayores a 75 μ m (retenidas en la malla 200). Se aplica la Norma: ASTM D 422.
- Límites de Atterberg: Este ensayo se utiliza como una parte integral de varios sistemas de clasificación de ingeniería para caracterizar las fracciones de grano fino de suelos y para especificar la fracción de grano fino de materiales de construcción.

El límite líquido, límite plástico, y el índice de plasticidad de los suelos

también se utilizan ampliamente, ya sea individualmente o en conjunto, con otras propiedades del suelo que se correlaciona con el comportamiento de ingeniería. Se aplica la Norma ASTM D4318.

6.4.2 Descripción del subsuelo

Luego de realizar las perforaciones y analizar los ensayos de clasificación SUCS, se determinó la siguiente composición estratigráfica en cada uno de los sondeos realizados, lo cual se presenta en forma de perfiles geotécnicos para una mejor comprensión e interpretación de subsuelo.

La descripción del subsuelo se realiza sobre la base de los resultados de las perforaciones y de los ensayos de laboratorio, realizados en las muestras recuperadas:

Para la definición de la compacidad y densidad relativa se utilizó las siguientes tablas:

Tabla 6. Correlación para suelos no cohesivos entre D_r , compacidad y N_{SPT} (Hunt, 1984)

COMPACIDAD	DENSIDAD RELATIVA (D_r)	N (SPT)
Muy suelto	< 0.15	< 4
Suelto	0.15 – 0.35	4 – 10
Medianamente duro	0.35 – 0.65	10 – 30
Denso (compacto)	0.65 – 0.85	30 – 50
Muy denso	0.85 – 1.00	> 50

Tabla 7. Correlación para suelos cohesivos entre la resistencia a la compresión simple, consistencia y N_{SPT}

N	CONSISTENCIA	q_u (KPA)
<2	Muy blanda	<25
2-8	Blanda a media	25-80
8-15	Rígido	80-150
15-30	Muy Rígido	150-400
>30	Duro	>400

Información obtenida de las perforaciones a rotación, mediante técnica de extracción continua y con extracción de muestras utilizando ensayos de penetración estándar.

Perforación P-01:

0.00-0.10m Contrapiso; 0.10-0.30m Suelo de Mejoramiento; 0.30-0.50m Suelo arenoso con presencia de ladrillo (relleno).

0.50-0.70m Limo de color café oscuro, poco húmedo, de alta plasticidad; 0.70-0.80 m Capa de arena gruesa color blanco; 0.80-1.00m Limo de alta plasticidad.

1.00 – 1.50m Limo de color café oscuro con dilatancia media y presencia de raíces.

1.50-1.55m Grava; 1.55-2.10m Suelo orgánico color café oscuro, poco húmedo, con presencia de raíces y capas de arena. 2.10-2.50m Limo con raíces.

2.50 – 3.00m Limo de color café oscuro húmedo, con capas de arena; 3.20-3.30 capa de arena gris.

3.50-3.60m capa de arena gris, con limo de color café oscuro, húmedo; 3.60-4.00 Limo café oscuro con presencia de raíces.

4.00-4.50m Limo café oscuro, húmedo; 4.50-4.80 Limo café claro de consistencia media; 4.80-5.00m Limo de color negro, con una capa de arena de 5 cm.

5.00-5.30m Arena de tamaño medio; 5.30-6.00m Limo café oscuro, húmedo y con consistencia baja.

6.00-6.70m Arena gruesa de color café.

7.00-7.50 Arena gruesa de color verde con limo de color café oscuro.

8.00 – 9.00m Arena gruesa de color verdoso con limo de color café oscuro, con olor a aguas residuales y materia orgánica en descomposición.

9.00-9.50m Arena gruesa de color gris; 9.50-10.00m Limo café oscuro, húmedo.

10.00-10.60m Cangahua de color café oscuro húmeda; 10.60-11.00m Arena de color gris verdosos.

11.00 – 12.00m Cangahua de color café oscuro, presencia de ceniza.

12.00 – 13.00m Cangahua de color café oscuro, presencia de ceniza.

13.30-13.60m Limo café oscuro de consistencia media, con presencia de una capa de arena que se lavó; 13.60-14.00 Limolita de color café verdoso.

14.00-14.15 Limolita de color verdoso; 14.15-14.50m Capa de arena gruesa; 14.50-14.75m Arcilla verdosa con humedad media y alta plasticidad.

15.00 – 15.50m Tova volcánica verdosa; 15.20-15.50 Arena gruesa; 15.50-16.00 Arcilla Verdosa.

16.00-16.25m Limo arenoso gris de alta plasticidad; 16.25-17.90 Limo arenoso negro de consistencia dura, plasticidad media –alta.

17.00-17.25m Limo muy consolidado de color café oscuro; 17.25-17.65m Limo arenoso café claro; 17.65-17.85m Limo arenoso negro, plástico; 17.85-17.95m Arena limosa gris.

18.00 – 19.00m Limo arenoso de alta plasticidad, color café oscuro – negro.

19.00 – 20.00m Limo arenoso negro de alta plasticidad (Presencia de arena lavada).

Perforación P-02:

0.00-0.15 m Capa vegetal; 0.15-0.70m relleno con presencia de pedazos de ladrillo; 0.70-1.00 m suelo de tipo SM café oscuro.

1.00-1.25 m Limo Arenoso café oscuro, con plasticidad; 1.25-1.45m Arena limosa de baja plasticidad, con presencia de oxidación.

2.00 – 3.00m Toma de Muestra tipo Shelby.

3.00 – 4.00m Suelo orgánico de color café oscuro, con presencia de material vegetal.

4.00 – 5.00m Toma de Muestra tipo Shelby.

5.00 – 6.00m Limo arenoso, de color café oscuro - negro, con plasticidad.

6.00 – 7.00m Arena limosa de color café oscuro, con presencia capas de arena fina de color plomo.

7.00 – 8.00m Arena limosa de color café oscuro - negro, baja plasticidad.

8.00 – 9.00m 8.00-8.20 m Arena gruesa húmeda, de color gris oscuro; 8.20-8.45m Arena limosa café oscuro, plasticidad media – baja.

9.00 – 10.00m Arena limosa húmeda, de color café oscuro.

10.00 – 11.00m Arena limosa color café oscuro, con presencia de ceniza.

11.00- 12.00m Arena limosa húmeda, color café oscuro.

12.00 – 13.00m Arena limosa gris, baja plasticidad, húmeda, rápida dilatancia.

13.00 – 14.00m Arena limosa gris, baja plasticidad, húmeda, rápida dilatancia.

6.4.3 Interpretación Geotécnica

Teniendo en cuenta la estratigrafía observada en los ensayos de laboratorio y de campo, ésta se presenta con heterogeneidad en el sector, constituida esencialmente por materiales de relleno conformados por ladrillos, ropa, madera y vidrios; que se encuentran en una matriz de arenas limosas a limos arenosos, compresibles de mediana plasticidad en estado húmedo. La estratigrafía se presenta de la siguiente manera:

PERFIL GEOTÉCNICO

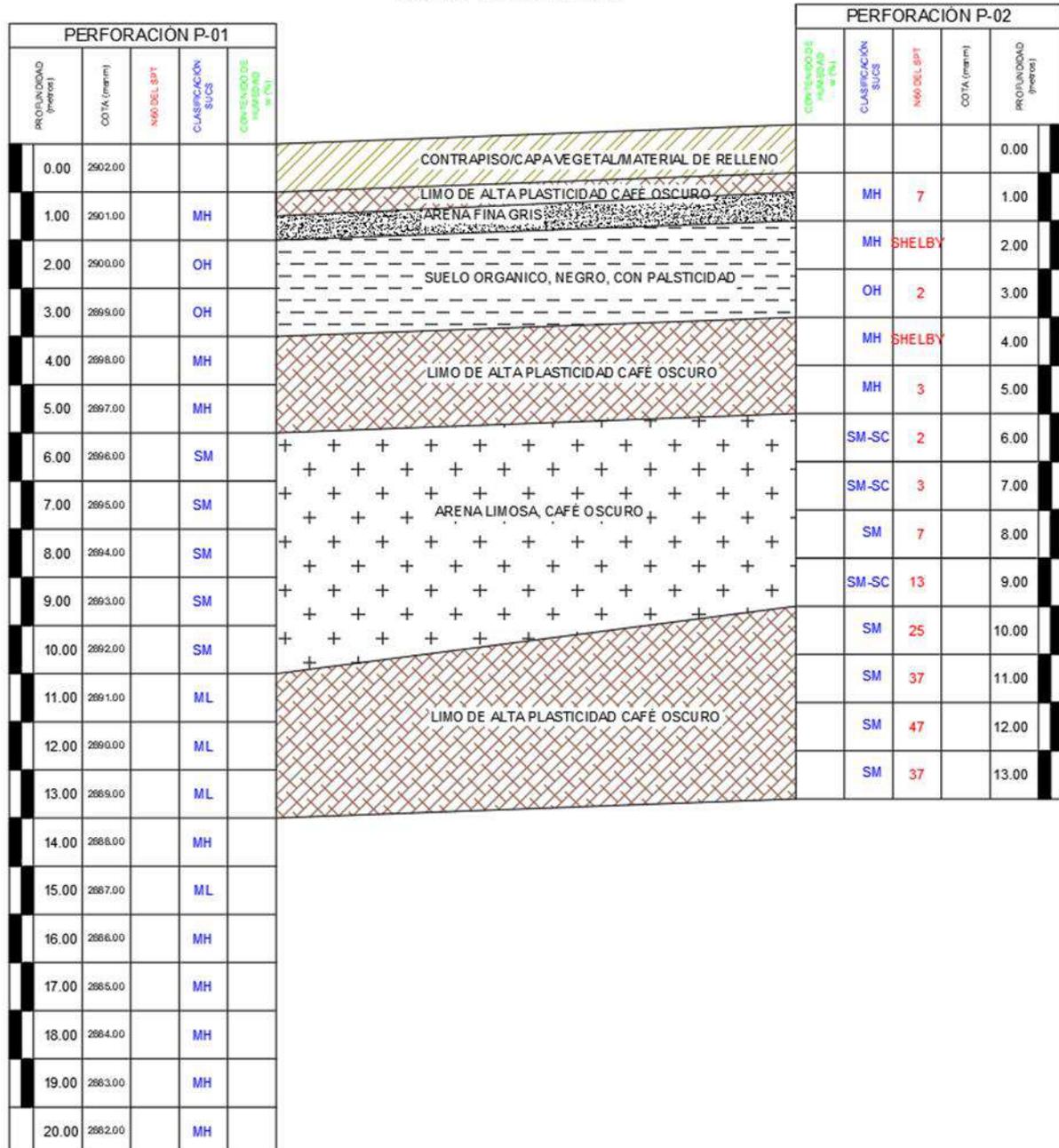


Imagen 15. Perfil del terreno - Sondeos P01 – P02

Fuente LMC-PUCE

6.5 Estimación de la Capacidad Portante de Sector en condiciones iniciales

De la información obtenida de campo se han adoptado parámetros útiles para, con la metodología pertinente y tipos cimentación originales del proyecto, estimar la capacidad de carga, asentamientos a largo plazo, y el tiempo requerido para terminar con el proceso de consolidación. Los resultados permitirán tener una referencia del comportamiento que debería haberse presentado considerando cargas o sollicitaciones sin modificaciones.

6.5.1 Parámetros Geomecánicos del suelo

La determinación de la consistencia y su resistencia a la compresión no confinada de suelos cohesivos puede ser estimada a través del número de penetración estándar, N_{60} . Para eso se utilizará la correlación entre el valor N y la cohesión característica de los suelos finos, permite caracterizarlo mecánicamente:

$$C_{(Ton/m^2)} = 6,50 N / 9,80$$

Dónde: C= cohesión.

N= número de golpes de ensayo SPT.

En condiciones no drenadas el ángulo de fricción no es considerado. ($\varphi=0$)

El coeficiente de compresibilidad C_c , para el cálculo del asentamiento por consolidación ha sido estimado en función del límite líquido de muestras extraídas en campo y referenciadas con un ensayo de consolidación ejecutada. El valor utilizado es de $C_c = 0.81$

Del ensayo de consolidación se ha obtenido también el parámetro de C_v Coeficiente de consolidación para un nivel de esfuerzo entre 1 a 3 T/m². Empleando un valor de 750 mm²/mm.

6.5.2 Análisis de Capacidad de Carga y Asentamientos a largo plazo

6.5.2.1 EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA POR CORTE

La evaluación de la capacidad admisible $q_{adm.}$, se determina aplicando las teorías de capacidad de carga correspondientes a suelos finos, para determinar la presión última $q_{ult.}$, dentro de las cuales la de Skempton que considera la profundidad de desplante es la adecuada, y, luego mediante la aplicación de un factor de seguridad de 3, se realiza la evaluación de $q_{adm.}$:

$$q_{ult} = \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) C N_c \quad q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS}$$

Donde:

q_{ult} = presión última de rotura del suelo.

q_{adm} = presión admisible neta.

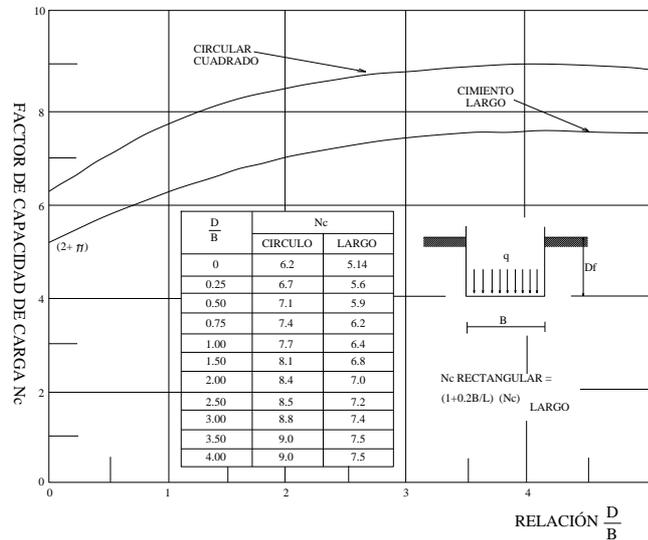
B = ancho de cimiento

L = largo del cimiento

C = cohesión

N_c = factor de capacidad de carga correspondiente a una cimentación rectangular.

FS = factor de seguridad (3)



La evaluación de capacidad de carga admisible se realiza para diferentes anchos de cimiento B.

B (m)	L (m)	DF (m)	c (t/m ²)	Df/b	Nc	qu (t/m ²)	qadm (t/m ²)
1	1	1.5	1.33	1.5	6.75	10.7	4
1.5	1.5	1.5	1.33	1.0	6.34	10.1	3
2	2	1.5	1.33	0.8	6.11	9.7	3
2.5	2.5	1.5	1.33	0.6	5.96	9.5	3
10	10	1.5	1.33	0.15	5.46	8.7	3
10	50	1.5	1.33	0.15	5.46	7.5	3
20	50	1.5	1.33	0.075	5.37	7.7	3

Tabla 8. Tabla de capacidades admisibles

Si las cimentaciones se encuentran sobre el suelo natural, la capacidad admisible neta del suelo de cimentación es del orden de $q_a = 3,00 \text{ t / m}^2$

6.5.2.2 ESTIMACIÓN DEL ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN Y EL TIEMPO PARA LA FINALIZACIÓN DE LA CONSOLIDACIÓN

De acuerdo al perfil estratigráfico encontrado y dadas las características de la estructura de hormigón armado construidas, se concluyen que los asentamientos a considerarse son a largo plazo.

Los asentamientos por consolidación se calcularon sobre la base de la fórmula siguiente, en condiciones normalmente consolidadas:

$$S = \frac{Cc \cdot Hc}{(1 + e_0)} \cdot \log \left[\frac{\sigma'_{o} + \Delta\sigma'_{av}}{\sigma'_{o}} \right]$$

Los resultados del análisis de asentamientos se establecen valores superiores a 2.54 cm, por procesos de asentamientos a largo plazo.

El tiempo estimado de la consolidación ha sido estimada mediante la siguiente expresión:

$$t = (T_{90} H^2) / C_v$$

A continuación, el resumen de los asentamientos para diferentes secciones de cimentación y el tiempo para la consolidación final primaria.

ANCHO CIMENTACIÓN	Índice de Compresibilidad	Q admisible	Relación de vacíos	Sobre carga	Esfuerzo transferido	ASENTAMIENTO
m		t/m2	-----	kN/m2	kN/m2	cm
2,00	0,18	3,00	1,40	37,50	27,86	11
3,00	0,18	3,00	1,40	37,14	16,67	23
4,00	0,18	3,00	1,40	46,43	9,38	35
5,00	0,18	3,00	1,40	55,71	6,00	46
6,00	0,18	3,00	1,40	65,00	4,17	55

Cv =	5,50	mm ² /min
H =	10000,00	mm
Tv =	0,848	
T =	15418181,82	Min
T =	10707,07	días
T =	29,33	años

Tabla 9. Cálculo de Asentamientos

6.6 Características sísmicas de la zona

El sector donde está proyectado la construcción, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) en su capítulo NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente parte 1, está ubicado en la zona sísmica V (color naranja en el gráfico), correspondiente a una zona sísmica alta, con un valor de Z de 0,4g (El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad).

Tabla 10. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC – 13

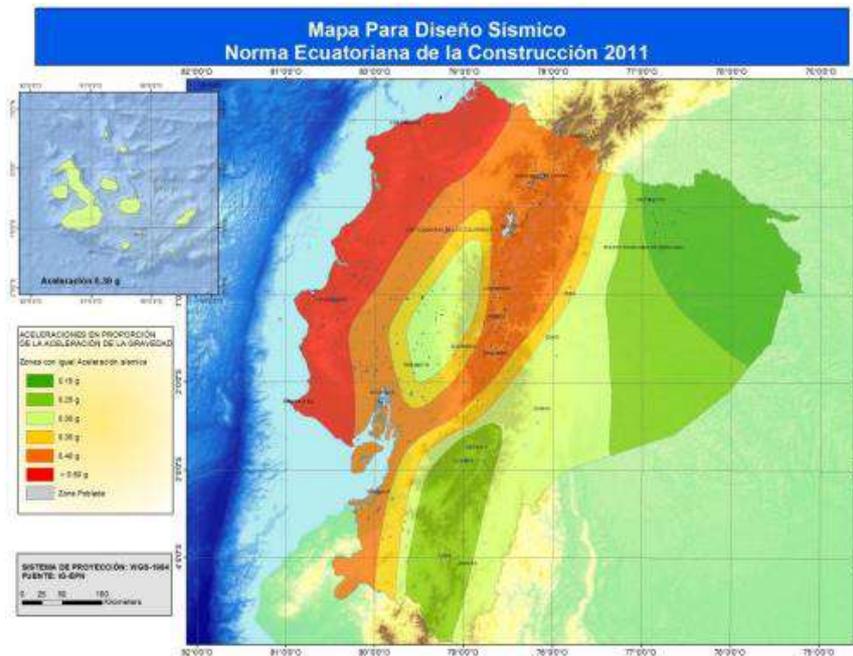


Ilustración 17. Zonas Sísmicas

Fuente: NEC-SE-DS Peligro Sísmico, diseño sismo resistente parte 1

6.6.1 Perfil sísmico

La clasificación de perfil de suelos será dada por el siguiente cuadro tomado de la sección 3.2.1 del capítulo Peligro Sísmico de la Norma ecuatoriana de construcción (NEC):

Ilustración 18. Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente: NEC – 13

En los sondeos analizados y referidos a la caracterización dada por la tabla anterior, se sugiere considerar al perfil del suelo tipo F, rellenos controlados sin control ingenieril.

7 Probables causas que han permitido el potenciamiento de los asentamientos en el sector N°1 de Solanda

Del análisis de la información bibliográfica local recopilado, de investigaciones de fenómenos de subsidencia en varios sectores del mundo, así como, los datos obtenidos de campo se han definido las posibles causas que están generando las excesivas deformaciones que experimenta el sector en Estudio. En el capítulo N°4 de este informe (Descripción de la situación actual), sobre la base de evidencias encontradas en los recorridos y levantamiento de información fueron planteadas tanto acciones a ejecutar, como el detalle y análisis de los fenómenos probables que inciden en el proceso normal de las deformaciones esperadas del sector y que en resumen se cita a continuación:

- ✓ Estado actual de las alcantarillas del sector
- ✓ Transferencia de cargas a la cimentación
- ✓ Lavado de finos
- ✓ Extracción de agua en la construcción de la salida de emergencia N°4 dentro del proyecto Metro de Quito.

Estos factores posiblemente han potenciado la capacidad de deformación de los estratos, característica justificada en la configuración geológica-geotécnica del sector. Ha sido comprobado, a través de la constatación física de los componentes del subsuelo por medio de las perforaciones y extracción de muestras, que los materiales son de alta deformabilidad y baja capacidad portante. En condiciones normales del diseño original, debía esperarse deformaciones importantes en el tiempo que serían toleradas por las estructuras. Se deduce del análisis entonces, que la condición de equilibrio esperada es alterada por la acción de estos factores en diferentes momentos y a tasas de deformación variables.

Un fenómeno con seguridad no contemplado en los estudios originales constituye la subsidencia a causa de la reacción del sistema múltiple acuitardo acuífero que existe en el subsuelo del sector. El sistema supone un acuífero semiconfinado, con

intercalaciones de acuitardos y en el tramo del acuitardo superficial con sectores de acuíferos cortos. Esta configuración explicada en la geología e hidrogeología y las características geomecánicas definidas por la geotecnia, confirma el calificativo sensible que se ha utilizado para describir el sector. Bajo estas condiciones, el asentamiento debería ser estudiado como consecuencia del comportamiento del acuitardo (se explicaría por medio de fenómeno de consolidación, transferencias de esfuerzos y factores citados) y su relación con el comportamiento del acuífero semiconfinado debido a la extracción de agua. Por la importancia de lo mencionado en el cumplimiento del objetivo del estudio de diagnóstico, se detalla a continuación este último fenómeno.

✓ **Consolidación (deformación) por descenso del nivel freático**

El fenómeno de consolidación en su concepto general consiste en la transferencia de los esfuerzos generados en el agua que contiene los poros del suelo, debido a la aplicación de una carga, al esfuerzo desarrollado por el contacto de partícula a partícula que se produce luego de un lapso de tiempo. Esta transferencia de competencia en niveles de esfuerzo se evidencia en el cambio o disminución volumétrica del suelo, esto es un asentamiento. Se destaca de lo mencionado que el proceso de consolidación está gobernado por el comportamiento o variación del exceso de presión del poro de agua hasta su desaparición, entendiéndose como el fin de la consolidación. Proceso que se dilata en el tiempo en función de la conductividad hidráulica (permeabilidad) y capacidad de almacenamiento del estrato comprimible, así como del tipo y condiciones de frontera del mismo. La expresión deducida a partir de principios de la teoría de la hidrodinámica, que se ha empleado para el cálculo de la consolidación es:

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} *$$

Donde C_v , coeficiente de consolidación
 u , variación de presión de poro

*Expresión desarrollada por Terzaghi

Este tipo de deformación que puede experimentar un estrato de suelo, se presenta en aquellos con formación y composición en la cual predomina la presencia de partículas granulares finas al tamaño de limos y arcillas con componente mineralógico arcilloso y/o la presencia de material orgánico.

La característica de plasticidad y alta deformabilidad que demuestran estos materiales, atribuido a su gran capacidad de retención de agua entre los espacios intergranulares, es una consecuencia de la atracción iónica de cada una de las partículas, en presencia de agua bajo la condición de existencia en el sedimento de compuestos mineralógicos arcillosos. Según criterios estudiados a inicios del siglo pasado, es factible definir un grado de consistencia del suelo en función de la cantidad de agua que tenga el suelo, estableciendo extremos teóricos de comportamiento del mismo material desde un sólido (bajos contenido de agua) hasta estados de consistencia líquidos. Estratos propicios para fenómenos de consolidación son aquellos cuya humedad establece un estado desde consistencia plástica a líquida.

En otras palabras, el fenómeno de consolidación, se presentará cuando se reúnan las siguientes condiciones:

- estrato de suelo se encuentre compuesto de materiales finos plásticos de alta deformabilidad (ver 6.4.2 del informe)
- límites de frontera con materiales que permitan drenaje (ver 6.4.2)
- el estrato se encuentre saturado y/o con la presencia de un nivel freático
- la presencia de una sobre carga (cimentación).

Si el fenómeno de consolidación está controlado por la variación del exceso de presión de poro a causa de la colocación de una carga y que teóricamente culmina cuando desaparece esa presión, regresando a una condición de equilibrio que suele estar marcada por la presión de poro a causa únicamente de la presión hidrostática, es factible que la consolidación vuelva a actuar bajo las condiciones:

- Que se aumente la carga o esfuerzo en la cimentación (incremento de pisos en las edificaciones)
- Que manteniendo el esfuerzo invariable se produzca un descenso del nivel freático (presión de poros hidrostáticos) del estrato compresible o acuitado por razones naturales o antrópicas. Entre las causas antrópicas posibles se encuentra la extracción del agua por bombeo que podría presentarse en acuíferos por debajo del acuitado o lo que se conoce como Sistema de acuífero, generando un aporte por flujo vertical del acuitado al acuífero.
- La disminución del nivel freático en acuífero, en general su comportamiento frente a la extracción del agua, aportaría o explicaría la deformación o subsidencia debido a su compresión o compactación, entre otros variables. Gallowy D. 2013.

Gallowy D. explica que la ecuación de difusión normal para flujos de agua transitorios en un acuífero confinado puede ser expresado mediante

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial h}{\partial z^2} - w = \frac{Ss}{K} \frac{\partial h}{\partial t}$$

Donde h, carga hidráulica

Ss, almacenamiento específico

K, conductividad hidráulica

W, volumen del flujo del a fuente o descenso de agua

t, tiempo

Esta ecuación puede ser generalizada para sistemas de acuíferos que comprenden acuíferos y acuitados, donde Ss y K representan propiedades de los acuíferos, acuitados o del sistema del acuífero.

En el caso del sector de Solanda en estudio, a más de reunir las condiciones para el apareamiento del fenómeno de consolidación, conocido desde que se planificó la urbe, se presenta las dos condicionantes antes señaladas, a saber; las tipologías iniciales o

planificadas han sido alteradas, creciendo en altura con posibles cambios del tipo de cimentación, situación detallada en la sección 3.4 y 3.6 del informe y en el último año un posible descenso del nivel freático del sector a causa de la evidente extracción de agua, que se ha ejecutado, para la construcción de una salida de emergencia (ubicado en la calle Jacinto Escobar y Esteban Rena) del metro de Quito.

✓ **Construcción del Metro. Salida de emergencia**

La primera línea del metro, que construye el Municipio de Quito, atraviesa la zona de estudio en el tramo designado de Parada del Calzado a la Parada la Estación Morán Valverde. En este sector la tuneladora configuró el orificio cilíndrico a una profundidad aproximada de 35 m medido desde la superficie. Como parte del diseño se debió construir una salida de emergencia la cual se encuentra desplantada entre las calles Simón Bolívar y José Patón.

La estructura principal totalmente construida, está conformada por anillos de hormigón que forman un cuerpo cilíndrico vertical de 8.20 m diámetro alcanzando una profundidad aproximada de 37 m medidos a partir de la superficie. Desde la base del cuerpo cilíndrico, colocado sobre una capa de material drenante, con la acción de bombas de fondo, se extrae el agua temporalmente con el propósito de permitir la construcción de la salida planificada, así como generar la conexión del anillo en profundidad a la línea del metro. Se debe entender que, para la construcción de esta estructura, fue necesario realizar la excavación vertical y que en la medida de la profundización que se alcanzaba debía ser necesario la extracción del agua. En este tipo de obra, la extracción del agua es un proceso inevitable.

Entendiendo, desde el modelo hidrogeológico, que la justificación teórica del descenso del nivel freático fue explicada (revisar Hidrogeología del informe de diagnóstico), a continuación, desde la visión geotécnica ya sustentada en párrafos anteriores y para comprender el potencial real efecto que pudiera tener este descenso, se resume

algunos casos históricos de fenómenos de subsidencia asociados a la extracción del agua y variación del nivel freático de acuíferos.

Subsidencia a causa de la explotación de agua subterránea en la ciudad de Suzhou, China. Subsuelo compuesto por tres capas de sedimentos blandos de origen lacustre y marino con presencia del acuífero principal de extracción en el plano inferior del suelo blando. La extracción de agua, que produjo asentamientos por consolidación en el suelo blando entre 1983 y 1997 generó asentamientos variables desde 0.32 m a 1.17 m.

Subsidencia a causa de la explotación de agua subterránea en la planicie de Hangzhou-Jianxing, China. Acuífero compuesto varias capas freáticas Holocénicas y acuíferos confinados Pleistocénicos. Sobre la base de los estudios y registros históricos se ha comprobado que el asentamiento ha sido causa por la extracción continua y cada vez mayor de los acuíferos profundos.

Subsidencia en la ciudad de México. Uno de los casos con mayor seguimiento debido a los asentamientos causados por el descenso del nivel freático a causa de la extracción de agua. La particularidad representada por los índices atípicos del sedimento lacustre de origen volcánico, direcciona a la espera de comportamientos mecánicos también complejos.

Los registros datan desde 1891 y resulta interesante anotar la variación de la tasa de deformación respecto a los requerimientos de caudal en explotación del recurso; entre 1938 a 1948 (10 años), máximos asentamientos de 7.6 cm/año. Entre 1948 a 1950 (dos años), máximos de 44 cm/año y en el siguiente año 46 cm, detectando un descenso de 3 metros del nivel piezométrico. Para 1970 el bombeo alcanzaba caudales de 9 m³/s.

En términos absolutos se ha observado la coincidencia de las máximas subsidencias con los casos de mayor afectación en la ciudad. En promedio desde 1960 hasta 1979 la deformación alcanzó valores de 300 cm en el área metropolitana. Las afectaciones

se verifican con daños en las edificaciones, monumentos, pavimentos, sistemas de transporte, alcantarillas etc.

Los fenómenos de Subsistencia se han extendido hacia las zonas periféricas de la ciudad de México, luego de los intentos de control de la explotación del recurso en el centro de la ciudad. De esta situación es relevante el caso de la subsidencia en el área de la cuenca Chalco. La conformación geotécnica e hidrogeológica es mucho más compleja que la zona del centro, con estratos de arcilla de 5 a 35 m con intercalaciones delgadas de arena fina volcánica. El acuitardo estimado en espesores mayores de los 35 metros descansa sobre el acuífero granular potente de 200 a 400 m el cual se deposita sobre una base impermeable de roca volcánica del terciario. En términos generales y para referenciar datos, propósito de este recuento histórico, a mediados de los años 70 la extracción se ubicaba en $5 \text{ m}^3/\text{s}$, para 1988 el caudal aumentó a $7.75 \text{ m}^3/\text{s}$ y en 1991 de $8 \text{ m}^3/\text{s}$. (existía una sobre explotación debido a que la recarga del acuífero es de $6,5 \text{ m}^3/\text{s}$). El descenso del nivel freático para 1991, llegaba a 30 m bajo la superficie, estimando un promedio de descenso de 1.5 m por año. La tasa de subsidencia en la zona más crítica para el año 1991 fue de 40 cm/año., alcanzando asentamientos totales de 800 cm. La cita referenciada (para el año de publicación) indica predicción bajo la calificación de crítica para el 2010.

En resumen, los casos de subsidencia por causa de la extracción de agua de los acuíferos en el mundo han experimentado un aumento en los últimos 50 años, ya para 1975 debido a la evidencia del fenómeno se dio origen al International Symposium on Land Subsidence patrocinada inicialmente por la UNESCO, reuniones que se han mantenido en el tiempo, teniendo como referencia la última realizada en el año 2015 en la ciudad japonesa de Nagota. Abellaneda M. (2015)

Ciertamente, que los casos citados corresponden a fenómenos con particularidades comunes tales como:

- Abarcan grandes extensiones
- En algunas locaciones, debido a su composición hidrogeológica, las fuentes de agua o acuíferos se encuentran a gran profundidad,
- Se contempla extracciones de agua continua (para abastecimiento de poblaciones o requerimientos de la industria) en largos periodos de tiempo.

Sin embargo, han sido reportado afectaciones importantes en la infraestructura, bajo similar fenómeno en sucesos de menor escala Xu et al.2012, Wang et al 2009 a 2012 a,b. Ejemplo, cercano en el contexto general al caso de la construcción de la salida de emergencia en Solanda, es el presentado por Wang, Wu,at. , relacionados con los fenómenos de subsidencia a causa de la extracción de agua de acuíferos con el propósito de permitir la excavación necesaria y posterior construcción de estaciones de líneas subterráneas del metro en la ciudad de Shanghai - China.

Entre la información relevante del estudio se menciona la discretización del fenómeno de subsidencia en dos sectores según la distancia al punto de excavación. La frontera teórica de los dos sectores es definida por la distancia $3H$, medido desde el punto de extracción-excavación; siendo H , la profundidad de la excavación.

Se definen las dos secciones para señalar la correspondencia entre la causa y efectos posibles debido a los procesos de excavación, construcción y extracción del agua del acuífero o reducción del nivel freático en cualquiera de sus formas. Las deformaciones o subsidencia en superficie son los efectos debido a la acción de la excavación, construcción de obras y descenso del nivel freático en la zona periférica a la excavación, mientras que la subsidencia como aporte a otros presentes en la zona mayor a $3H$, se considera como causa la extracción del agua en el acuífero. Además de direccionar la condición de causa y efecto, esta sectorización define responsabilidades de los efectos generados. La subsidencia y por consecuencia los daños en el sector uno, es atribuido al constructor o compañía encargada del proyecto, mientras que las deformaciones de la zona exterior, sin que sea una posición de quien escribe el presente informe, se señala a la entidad pública como ente responsable de atender este fenómeno.

Las conclusiones de este estudio, sobre la base de los análisis numéricos en metodologías enmarcadas en procesos de sensibilidad y comprobación en campo, indican que las deformaciones y/o subsidencias en el sector dos, pueden obedecer a deficiencias en el diseño y procesos constructivos utilizados; juegan un papel importante, la profundidad de cimentación del fondo de la estructura, la diferencia en vertical de las elevaciones del fondo de los diafragmas y las pantallas de protección del bombeo. Se verifica una relación entre los factores antes señalados con la disminución de la subsidencia y la disminución de las ratas de deformación.

Considerando las experiencias publicadas a más de la justificación de orden técnico queda claro que las afectaciones por abatimientos de nivel freático en acuíferos, en casos como el de los confinados y semi confinados, en zonas alejadas del centro de excavación es factible.

Pertinente en este momento del análisis, es mencionar la experiencia publicada en relación al comportamiento de las deformaciones respecto del punto de extracción del agua; señalándose que no necesariamente las mayores deformaciones se presentan en el sector de la excavación y extracción del líquido Garzón 2012. Según Morteza et al 2001 en el estudio que comprueba las bondades del monitoreo de la subsidencia debido a la extracción de agua en Irán mediante GPS, concluye que la reducción del nivel freático y la subsidencia superficial no es necesariamente lineal en cada punto. Esta condición ratifica que la respuesta de los diferentes puntos del cuerpo de suelo en un área no debería ser la misma debido a extracción del agua y el cambio en el nivel freático. El comportamiento del suelo se encuentra influenciado por muchos otros factores tales como el espesor del acuífero, la estructura del suelo, su modificación, la estratificación, etc.

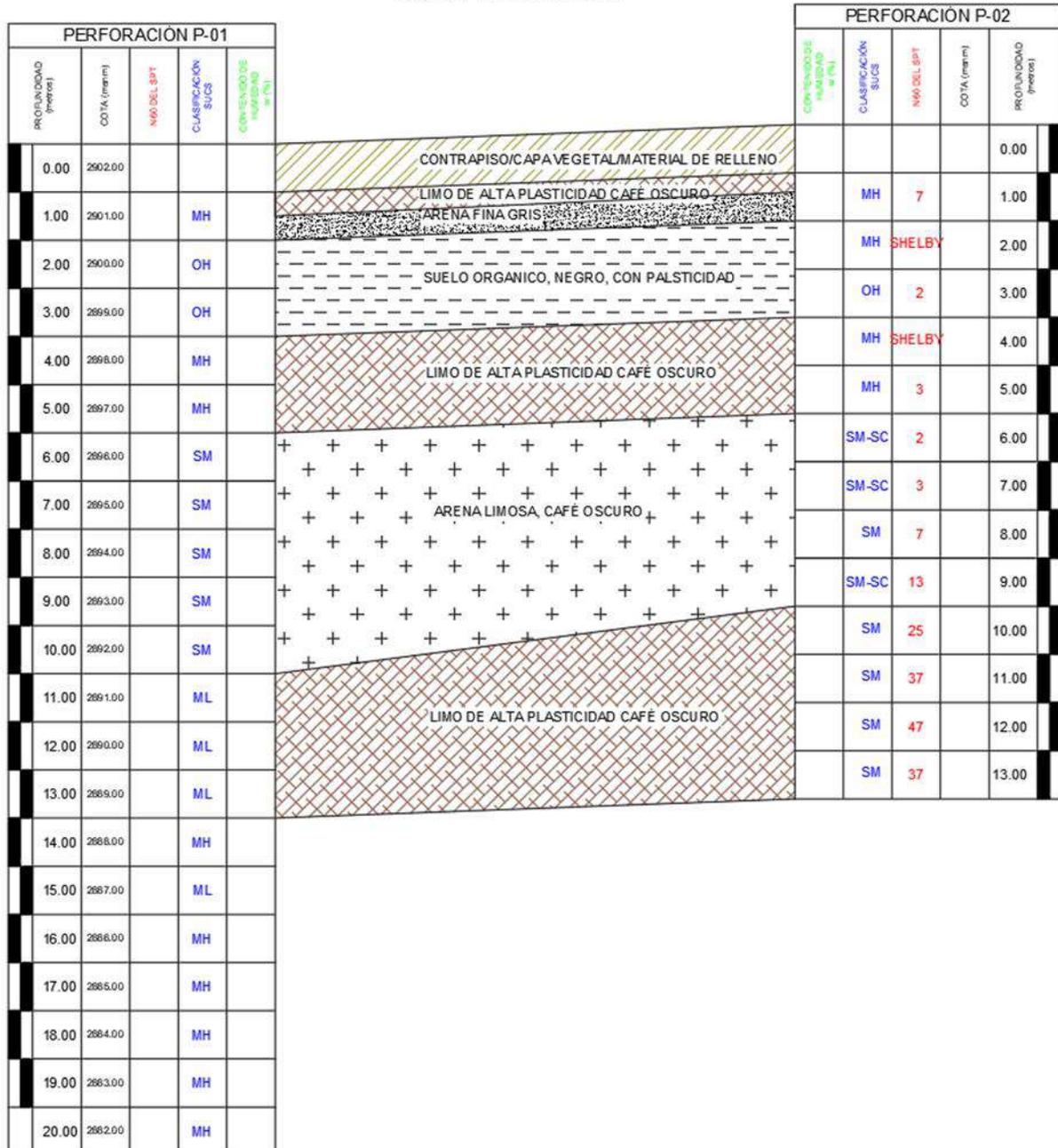
✓ Composición de los estratos del subsuelo en Solanda

El planteamiento como hipótesis de la extracción de agua al que está siendo sometido el acuífero, como una de una de las variables que podrían estar causando deformación

en el sector de estudio se sustenta en la estructura hidrogeológica del sector, así como en la fragilidad del comportamiento ante la variación de su estado de equilibrio o proceso de equilibrio en el que se encontraba. Sin embargo, el efecto propiamente del fenómeno de deformación de la superficie, asentamientos de las estructuras debe ser explicada desde la revisión del comportamiento mecánico de los estratos que fueran influenciados por las potenciales causas; el principio físico o modelo que se emplea para explicar y controlar el fenómeno de subsidencia ya sea en los estratos blandos de alta retención de agua (acuitardos) y en el acuífero propiamente es la consolidación. También, la deformación puede ser explicada por el comportamiento del acuífero semiconfinado, ante la extracción de agua, derivado de la pérdida de presión interna, expansión del volumen de agua y contracción del espacio. Según Gonzáles, ref at, existiría un cambio en el estado tensional (se incrementan las tensiones efectivas al disminuir la presión intersticial), reduciendo su volumen con descenso de la cota de superficie.

Todo lo anteriormente señalado (hipótesis, como tal), se reafirma, en el caso de Solanda, al verificar físicamente los estratos que componen el subsuelo. A continuación, se detalla la estratificación del subsuelo encontrada luego de dos prospecciones realizadas por la PUCE en los sectores de mayor deformación dentro del sector delimitado en este estudio de Diagnóstico.

PERFIL GEOTÉCNICO



Se identifica en general, un sistema de múltiples-acuitados y de posibles múltiples cortos acuíferos superficiales dadas las condiciones de estratificación encontrada y manifestaciones de nivel freático. Los varios acuitados y acuíferos, se presentan en los primeros 10 a 16 m. En este sector, la estratificación es una secuencia de limos de baja a mediana plasticidad intercaladas con arenas de variado espesor que fluctúa entre los 5 cm a cerca de un metro (acuíferos) así como también depósitos, lentes de materia orgánica y material fino rígido de consistencia muy dura al menos en tres distintos niveles. En este sector se constata el nivel freático a 3.0 m medido desde la superficie. Esta secuencia al parecer justifica el depósito de arrastre tipo fluvial sin que llegue a ser un depósito de carácter lacustre. A partir de los 12 a 15 m, se ubica tramos de arenas limosas muy consistentes (toba) y un material color verdoso predominantemente arenoso con una elevada presencia de limos de aparente alta plasticidad. De los registros en pozos cercanos realizados para el proyecto del metro se estima que luego de éste último estrato y profundidades mayores a los 20 metros se encuentran materiales granulares de mediana permeabilidad correspondientes al acuífero superior o principal.

Estas condiciones de acuerdo a lo relatado anteriormente, genera un escenario propicio o potencial de subsidencia considerando la extracción del agua por la construcción de la salida de emergencia y se justifica como hipótesis válida de aporte que suma al fenómeno de deformación general que experimenta el sector.

8 Conclusiones y Recomendaciones

En función de las evidencias, exploraciones en campo y soporte teórico desglosado en el informe de diagnóstico se ha cumplido con el objetivo de establecer las causas probables que están incidiendo en el fenómeno de deformación de las estructuras y en general del fenómeno de subsidencia del sector.

Se recomienda a partir del presente informe continuar con la siguiente etapa del estudio,

consistente en la cuantificación de los aportes de cada uno de los factores en el asentamiento que se encuentra generando. La extensión del área de estudio deberá ser ampliada a sectores que comprende de norte a Sur, desde la Avenida Marqués de Solanda y Calle Salvador Bravo y de este a oeste desde la calle Manuel Monteros y la calle Francisco Rueda. Esta recomendación se fundamenta en los resultados parciales del monitoreo topográfico que se encuentra en ejecución probablemente por el efecto de la extracción de agua de la salida de emergencia y su influencia radial.

Se recomienda adoptar medidas de precaución que deben ser ejecutadas dentro de tiempos menores a la terminación de los estudios. Entre las más importantes y que fueron debatidas (pedidos de la PUCE), en sendas reuniones que se han mantenido tanto con la Secretaria de Seguridad-Empresas del Municipio de Quito y moradores sector, se menciona:

- Re-orientación del paso de vehículos pesados en el sector.
- Control in situ, del proceso de deformación de viviendas (monitoreo) para la adopción de medias de pertinentes.
- Eliminación y/o Control de la extracción de agua de la salida de emergencia (pozo) que construye el Metro.

9 Observaciones

El presente Informe Técnico ha sido elaborado sobre la base de los trabajos de campo, laboratorio y oficina.

Quedamos a su disposición a fin de aclarar cualquier duda que se pueda presentar respecto del mismo.

Los resultados presentados en este informe deberán ser ratificados en el momento del diseño definitivo y construcción

Atentamente,

M.Sc. Ing. Guillermo Realpe R
Consultor-Investigador PUCE.

Ing. Luis Enrique Villafuerte
Coordinador Técnico

Ing. Jorge Bucheli
Director del Laboratorio

10 BIBLIOGRAFÍA

- Alvarado, A (1996) “Evolución Geológica Cuaternaria y Paleosismicidad de la Cuenca de Quito-Ecuador”, criterios preliminares de las Formaciones en la cuenca de Quito y su evolución geológica.
- Custodio, E. y Llamas, M.R. (1983) Hidrología subterránea. Edit. Omega. Barcelona. 2 Tomos, 2359pp.
- Eminec.ecuanor. (2018) Informe extraordinario de resultados numérico-gráfico en el tramo Morán Valverde-Solanda, PK 13+320 a 13+720
- FUNEPSA (2015). Actualización de la Zonificación por Amenaza de Deslizamiento en el Distrito Metropolitano de Quito, Secretaria General de Seguridad y Gobernabilidad 246pp
- Metro de Madrid. (2013). Estudio de Geología y Procedencia de Materiales
- EMMAP-Q. (2012). Caracterización Hidrogeológica del Acuífero Sur de Quito.
- EVREN_a. (2012). Modelo Conceptual. Estudio de Climatología, Hidrología, Hidrogeología, y Bombeo para el Proyecto Metro Quito. Entregable 1.
- EVREN_b. (2012). “Modelos de Flujo Subterráneo mediante Métodos Numéricos e Impacto de Obras sobre hidráulica Subterránea”. Estudio de Climatología, Hidrología, Hidrogeología, y Bombeo para el Proyecto Metro Quito. Entregable 2.
- Garzón J. (2011) Evaluación de asentamientos por consolidación generada por descenso del nivel freático. Universidad Nacional de Colombia Facultad de Ingeniería Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola Bogotá D.C., Colombia.
- Morteza S. Shamsai A. Hesham M. Khamechchian M. (2001) A GPS –based monitoring program of land subsidence due to groundwater withdrawal in Iran. Canadian Journal of Civil Engineering. Eng.28: 452-464
- Wang J. Wu Y. Liu X. Yang T. Wang H. Zhu Y. (2015) Areal subsidence under pumping well-curtain interaction in subway foundation pit dewatering: conceptual model and numerical simulation. Environ Earth Science 75:198.
- Galloway D. Sneed M. Analysis and simulation of regional subsidence accompanying groundwater abstraction and compaction of susceptible aquifer

system in the USA. Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana. Vol 65, Num 1, 2013, p 123-136.

- Abellaneda M. (2015) Estudio y análisis de la Subsistencia del terreno en la Cuenca del alto Guadalentín. Investigaciones previas, evolución, causas. Universidad de Alicante España.

ANEXO N° 1