



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**Interacción dinámica suelo estructura del edificio del Ministerio
de Agricultura y Ganadería – MAG**

Bohórquez Quiroz, Byron Alexander y Guamán Llulema, José Fernando

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de titulación, previo a la obtención del título de ingeniero civil

Ing. Caiza Sánchez, Pablo Enrique PhD.

11 de febrero de 2021



Document Information

Analyzed document	URKUND_2_TESIS_BOHÓRQUEZ_GUAMÁN.docx (D93764389)
Submitted	1/27/2021 2:51:00 PM
Submitted by	Caiza Sánchez Pablo Enrique
Submitter email	pecaiza1@espe.edu.ec
Similarity	3%
Analysis address	pecaiza1.espe@analysis.orkund.com



Escaneado electrónicamente por
**PABLO ENRIQUE
CAIZA SANCHEZ**

Ing. Caiza Sánchez, Pablo Enrique PhD.

CI: 1707597272



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Certificación

Certifico que el trabajo de titulación, **“Interacción dinámica suelo estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería - MAG”**, fue realizado por los señores **Bohórquez Quiroz, Byron Alexander** y **Guamán Llullema, José Fernando**, el mismo que ha sido revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de verificación de similitud de contenido (3%); por lo tanto cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 11 de febrero de 2021



Formado electrónicamente por
**PABLO ENRIQUE
CAIZA SANCHEZ**

Ing. Caiza Sánchez, Pablo Enrique PhD.

CI: 1707597272



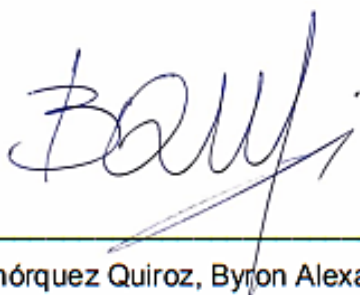
Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Responsabilidad de Autoría

Nosotros, **Bohórquez Quiroz, Byron Alexander**, con cédula de ciudadanía n°1726224338 y **Guamán Llulema, José Fernando**, con cédula de ciudadanía n°1726847864, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **"Interacción dinámica suelo estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería - MAG"**, es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 11 de febrero de 2021



Bohórquez Quiroz, Byron Alexander
Ci: 1726224338



Guamán Llulema, José Fernando
Ci: 1726847864



Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Autorización de Publicación

Nosotros, **Bohórquez Quiroz, Byron Alexander**, con cédula de ciudadanía n°1726224338 y **Guamán Lluilema, José Fernando**, con cédula de ciudadanía n°1726847864, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: "**Interacción dinámica suelo estructura del edificio del ministerio de Agricultura y Ganadería - MAG**", en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 11 de febrero del 2021

Bohórquez Quiroz, Byron Alexander
CI: 1726224338

Guamán Lluilema, José Fernando
CI: 1726847864



Dedicatoria

A Dios por todas sus bendiciones, en especial por mantenernos con salud durante tan complicada época de pandemia y por guiarme en cada momento de mi vida, solo él sabe cuánto he anhelado culminar mi formación académica.

A mis papás por su apoyo incondicional en todo momento y más en este largo proceso que ha sido determinante para crecer y madurar como persona y profesional. Los dueños de mis logros son mis padres, gracias a ellos he podido cumplir con las metas que me he fijado durante toda mi vida, por tal motivo, el presente trabajo de investigación es dedicado para ellos.

A mis hermanas y mi novia, por todo su cariño, apoyo y comprensión. Que bendición poder contar con personas que te ayudan sin esperar nada a cambio, sino porque te aman y desean lo mejor para ti.

Bohórquez Quiroz, Byron Alexander

A Dios, por proteger a mi familia en los momentos tan complejos de la pandemia y también por guiarme, dar fortaleza para culminar esta carrera de ingeniería.

A mi amada madre Rosita y querido padre Segundo por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad, son el pilar de mi vida de ustedes he recibido un apoyo incondicional en malos y buenos momentos son mis héroes. Han recorrido tanto desgastando su vida solo por dar educación a sus hijos, dedico con todo mi corazón este trabajo de investigación.

A mis hermanos Elsa, Flor, Alicia, Cathy, William, Rosita por estar apoyándome incondicionalmente en todo momento para alcanzar mi anhelo, fueron el cimiento para la construcción de mi vida profesional, este logro también es de ustedes.

Guamán Llullema, José Fernando



Agradecimiento

Nuevamente a toda mi familia, por su apoyo incondicional y aliento en los momentos más difíciles, gracias por sus consejos y todo el amor que demuestran día tras día.

A todos y cada uno de los docentes que compartieron sus valiosos conocimientos y experiencias en nuestra formación académica y profesional.

Un agradecimiento muy especial al Ing. Pablo Caiza por dedicar su valioso tiempo, buena voluntad y su correcta supervisión durante el desarrollo del proyecto. Así mismo, al Ing. Alejandro Espinosa por sus enseñanzas y en especial por abrirnos las puertas de su casa y laboratorio a pesar de la difícil situación que se enfrentaba.

Solo tengo sentimientos de agradecimiento hacia ambos, que aparte de ser excelentes profesionales demostraron ser también grandes personas.

Bohórquez Quiroz, Byron Alexander

A mis queridos padres Rosita y Segundo por la confianza, el respaldo brindado gracias por enseñarme valores que me han llegado alcanzar la meta.

A cada uno de mis queridos hermanos, gracias por el cariño y por estar presentes en los momentos más importantes de mi vida, y agradezco a mis cuñados por los consejos brindados. A toda mi familia que es lo más valioso, en especial a mis tíos y primos que han estado presente alentándome en mí formación académica.

También agradezco al ingeniero Alejandro Espinosa una persona de buen corazón que a pesar de la pandemia nos ayudó a desarrollar este proyecto de titulación inclusive llegando a prestar su laboratorio de suelos. Muy agradecido con usted. De la misma manera quiero dar las gracias a nuestro director de tesis al Dr. Pablo Caiza por su tiempo y conocimiento ofrecido para culminar este proyecto.

Guamán Llullema, José Fernando

Tabla de Contenido

Certificación.....	3
Responsabilidad de Autoría	4
Autorización de Publicación.....	5
Dedicatoria.....	6
Agradecimiento	7
Tabla de Contenido	8
Índice de Tablas	14
Índice de Figuras	18
Resumen	23
Abstract.....	24
Capítulo I.....	25
Aspectos Generales	25
Introducción	25
Antecedentes.....	27
Planteamiento del problema	29
Macro.....	29
Meso.....	29
Micro.....	30
Ubicación	30
Área de influencia.....	30
Justificación e importancia	32
Objetivos.....	33
Objetivo general	33
Objetivos específicos.....	33
Capítulo II.....	34
Metodología	34
Modalidad de investigación.....	34
Tipos de investigación	34
Niveles de investigación.....	35
Población	35
Técnicas de recolección de datos.....	35
Hipótesis	36
Variables de la investigación.....	36

Variables dependientes	36
Variables Independientes	36
Análisis e interpretación de datos	36
Técnicas de comprobación de la hipótesis.....	37
Capítulo III.....	38
Marco Teórico.....	38
Antecedentes teóricos	39
Peligrosidad sísmica en el Ecuador	40
Zonificación sísmica NEC-15.....	41
Sismicidad.....	43
Fallas Geológicas.....	46
Definición.....	46
Tipos de fallas.....	47
Sistema de fallas de Quito.....	50
Ondas sísmicas	52
Tipos de ondas sísmicas	52
Ondas internas P	53
Ondas internas S	53
Ondas superficiales Love.....	54
Ondas superficiales Rayleigh.....	55
Geotecnia	55
Relaciones volumétricas y gravimétricas	57
Relaciones de pesos y volúmenes.....	59
Relaciones fundamentales.....	60
Pesos específicos.....	61
Número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT).....	62
Factores de corrección al 60% de energía N_{60}	65
Clasificación del suelo	69
Ensayo de contenido de humedad.....	69
Ensayo de granulometría	71
Ensayo de límites de consistencia	73
Clasificación SUCS.....	76
Resistencia al corte del suelo	77
Cohesión (c)	82
Ángulo de fricción interna (ϕ)	83
Velocidades de ondas de corte a 30m de profundidad (V_{s30}).....	84

Definición de Vs30	85
Fundamentos del ensayo de refracción superficial.....	86
Técnica ReMi.....	88
Técnica MASW	89
Determinación de periodos de vibración natural del depósito	91
Distribución de esfuerzos en el suelo	93
Solución de Boussinesq (1885).....	95
Capacidad de carga última del sistema suelo – cimentación	98
Concepto general	98
Capacidad de carga admisible (q_{adm})	100
Estados límites de falla: Factor de seguridad (FS).....	101
Capacidad de carga por Terzaghi (1943).....	102
Capacidad de carga por J. Brinch Hansen (1961).....	104
Capacidad de carga por Vesic (1973).....	106
Estado límite de servicio: Asentamientos.....	109
Introducción.....	110
Causas de los asentamientos en cimentaciones	112
Mecanismos generadores y tipos de asentamientos	113
Asentamiento elástico o inmediato	116
Módulo de Elasticidad (E)	117
Módulo de Poisson (μ)	120
Ecuación de Mayne & Poulos (1999)	121
Asentamiento por consolidación primaria	125
Asentamiento por consolidación secundaria.....	127
Asentamientos por el método elementos finitos (PLAXIS®)	128
Conceptos generales del método de elementos finitos	128
Fundamento del método de elementos finitos.....	129
Ventajas y desventajas del método de elementos finitos	131
Software PLAXIS®	132
Asentamientos admisibles, diferenciales y totales	133
Asentamientos admisibles NEC-15	134
Interacción Suelo Estructura (ISE).....	135
Método de la infraestructura.....	136
Interacción inercial.....	140
Interacción cinemática	148

Capítulo IV	150
Investigación de Campo y Laboratorio.....	150
Perforaciones de campo tipo SPT.....	151
Clasificación del suelo	158
Ensayo de contenido de humedad	158
Ensayo de granulometría	159
Ensayo de límites de consistencia.....	162
Resultado de la clasificación SUCS.....	164
Ensayos triaxiales.....	166
Ensayo de velocidades de ondas de corte Vs30.....	172
Método activo MASW	174
Método pasivo ReMi.....	177
Método combinado.....	180
Ensayo de periodos de vibración natural del depósito	183
Capítulo V	187
Estructura	187
Información constructiva	187
Descripción arquitectónica	191
Evaluación de elementos no estructurales	193
Descripción estructural.....	198
Dimensiones	199
Columnas	201
Vigas.....	204
Losas	207
Muros de corte.....	210
Propiedades de los materiales	213
Cuantía de acero.....	214
Patologías estructurales.....	215
Capítulo VI	220
Capacidad de Carga y Asentamientos.....	220
Distribución de esfuerzos en el suelo.....	220
Capacidad de carga del sistema suelo – cimentación	225
Terzaghi (1943).....	227
J. Brinch Hansen (1961).....	227
Vesic (1973).....	228

Asentamientos	229
Cálculo de asentamientos por Mayne & Poulos.....	230
Cálculo de asentamientos por elementos finitos.....	231
Parámetros de entrada (input)	232
Reporte de resultados (output).....	234
Capítulo VII.....	240
Aplicación de la Interacción Suelo Estructura	240
Materiales	240
Hormigón.....	240
Acero de refuerzo.....	241
Características de la estructura.....	242
Discretización de muros estructurales	242
Inercias de las secciones agrietadas	243
Diafragmas rígidos	246
Análisis de carga.....	247
Carga muerta	247
Peso propio.....	247
Peso adicional	247
Carga viva	248
Análisis sísmico	249
Zonificación sísmica y factor de zona “Z”.....	250
Coeficientes del perfil del suelo.....	250
Periodo de vibración de la estructura	251
Espectro elástico horizontal de diseño de aceleraciones “Sa”	252
Categoría del edificio y coeficiente de importancia “I”	254
Factor de reducción de resistencia sísmica “R”	255
Coeficientes de irregularidad en planta y elevación	256
Irregularidad en elevación.....	257
Carga sísmica reactiva “W”	258
Sismo estático	259
Sismo dinámico	262
Análisis modal.....	265
Combinaciones de carga	267
Síntesis de resultados con base rígida.....	268
Ajustes del cortante basal.....	268
Periodos de vibración	271

Derivas de piso.....	273
Derivas de piso en sentido “X”	274
Derivas de piso en sentido “Y”	276
Factores de impedancia del suelo.....	277
Carga de servicio actuante en la cimentación.....	278
Área del suelo actuante para el cálculo de rigideces	278
Cálculo de rigideces traslacionales y rotacionales.....	279
Rigidez del suelo para columnas “Esquineras”	280
Rigidez del suelo para columnas “Laterales B”	284
Rigidez del suelo para columnas “Laterales L”.....	285
Rigidez del suelo para columnas “Centrales”	286
Rigidez del suelo para muros “Centrales tipo E- I”	287
Rigidez del suelo para muros centrales “Izq. Tipo E – Der. Tipo I”	288
Síntesis de resultados con base flexible (ISE)	291
Periodos de vibración	291
Derivas de piso.....	294
Derivas de piso en sentido “X”	294
Derivas de piso en sentido “Y”	296
Comparación de resultados de los modelos analizados.....	297
Capítulo VIII.....	300
Conclusiones y Recomendaciones.....	300
Conclusiones	300
Recomendaciones	302
Bibliografía.....	304
Anexos	312

Índice de Tablas

Tabla 1	Eventos inusuales en la estructura del edificio.....	28
Tabla 2	Coordenadas UTM del área de influencia.....	30
Tabla 3	Valores de factor “Z” en función de la zona sísmica adoptada.....	43
Tabla 4	Fuentes sísmicas del Ecuador.....	46
Tabla 5	Sistema de fallas QFS y GFS.....	51
Tabla 6	Clasificación de los perfiles sísmicos del suelo.....	56
Tabla 7	Clasificación de las unidades de construcción por categorías.....	64
Tabla 8	Número de sondeos y profundidad por unidad de construcción.....	64
Tabla 9	Factor de corrección por energía $C_E(60\%)$	66
Tabla 10	Factores de corrección por longitud, diámetro de perforación y revestimiento.....	67
Tabla 11	Factor de corrección por sobrecarga o confinamiento.....	67
Tabla 12	Masa mínima para determinar la humedad.....	70
Tabla 13	Tamaño de granos según la clasificación (Norma SUCS).....	72
Tabla 14	Identificación y características de tipo de suelo.....	77
Tabla 15	Parámetros determinados en los ensayos triaxiales.....	82
Tabla 16	Rango de valores de cohesión a partir del ensayo triaxial para el suelo de Quito.....	83
Tabla 17	Valores típicos del ángulo de fricción interna.....	84
Tabla 18	Rango de valores del ángulo de fricción para el suelo de Quito.....	84
Tabla 19	Técnicas sísmicas geofísicas.....	87
Tabla 20	Factores de seguridad indirectos mínimos. (F.S.I.M.).....	102
Tabla 21	Factores de capacidad de carga de Terzaghi en función de ϕ	104
Tabla 22	Parámetros elásticos, módulo de elasticidad E.....	119
Tabla 23	Parámetros elásticos, módulo de Poisson μ	120
Tabla 24	Asentamientos diferenciales admisibles en edificios (mm).....	134
Tabla 25	Valores máximos de asentamientos diferenciales.....	135
Tabla 26	Tabla de módulo cortante efectivo G/G_{max}	144
Tabla 27	Coordenadas de los puntos de las perforaciones tipo SPT.....	152
Tabla 28	Resultados de las perforaciones de campo tipo SPT.....	153
Tabla 29	Correcciones del ensayo de penetración estándar (SPT).....	154
Tabla 30	Resultados del ensayo de penetración estándar (SPT).....	156
Tabla 31	Detalle muestras inalteradas tipo tubo Shelby.....	157

Tabla 32	Resumen del contenido de humedad en las muestras.....	159
Tabla 33	Análisis granulométrico perforación P-1 con Z de 0-1m.....	160
Tabla 34	Resumen de los resultados de los límites de consistencia.....	163
Tabla 35	Resumen del sistema de clasificación SUCS de la perforación P-1	164
Tabla 36	Resumen del sistema de clasificación SUCS de la perforación P-2.....	165
Tabla 37	Resumen del sistema de clasificación SUCS de la perforación P-3.....	166
Tabla 38	Círculos de Mohr (ensayos triaxiales UU)	171
Tabla 39	Resultados de los ensayos triaxiales UU	171
Tabla 40	Propiedades mecánicas del suelo (profundidad: 3.5 a 4.5m).....	172
Tabla 41	Coordenadas de los puntos de las perforaciones tipo SPT	174
Tabla 42	Resultados ensayo Vs30	182
Tabla 43	Coordenadas de los puntos del ensayo de Nakamura.....	184
Tabla 44	Altura por piso del edificio del MAG	189
Tabla 45	Tipos de columnas del edificio del MAG	203
Tabla 46	Tipos de vigas del edificio del MAG	206
Tabla 47	Tipos de muros estructurales – sentido X y Y	212
Tabla 48	Propiedad de los materiales.....	214
Tabla 49	Cargas axiales en columnas para 1D+0.5L.....	222
Tabla 50	Esfuerzos verticales generados en la columna D10.....	223
Tabla 51	Secciones equivalentes de plintos aislados para columnas críticas	225
Tabla 52	Datos para el cálculo de la capacidad de carga.....	226
Tabla 53	Capacidad de carga del sistema suelo – cimentación (Terzaghi).....	227
Tabla 54	Capacidad de carga del sistema suelo – cimentación (Brinch Hansen) .	227
Tabla 55	Capacidad de carga del sistema suelo – cimentación (Vesic).....	228
Tabla 56	Tabla resumen de los valores de q_u y q_{neta}	229
Tabla 57	Propiedades de los materiales.....	230
Tabla 58	Asentamientos elásticos por Mayne & Poulos	231
Tabla 59	Propiedades del suelo – Arena limosa.....	232
Tabla 60	Propiedades del hormigón – $f'c = 310 \text{ kg/cm}^2$	233
Tabla 61	Asentamientos totales y diferenciales - eje 10	235
Tabla 62	Asentamientos totales y diferenciales - eje J	236
Tabla 63	Asentamientos totales y diferenciales - eje M	238
Tabla 64	Comparación de asentamientos totales	238
Tabla 65	Propiedades mecánicas del hormigón	240

Tabla 66	Propiedades mecánicas del acero de refuerzo	241
Tabla 67	Carga muerta adicional en entrepisos.....	247
Tabla 68	Carga muerta adicional en gradas	248
Tabla 69	Carga viva de acuerdo a su ocupación por piso.....	248
Tabla 70	Valores de ΔM máximos, expresado en porcentaje de altura de piso.....	249
Tabla 71	Factor de zona sísmica “Z” del edificio del MAG	250
Tabla 72	Coeficiente de ampliación del suelo “Fa”	250
Tabla 73	Coeficiente de ampliación del espectro elástico “Fd”	251
Tabla 74	Coeficiente del comportamiento no lineal del suelo “Fs”	251
Tabla 75	Coeficiente C_t y α para determinar el periodo de la estructura	252
Tabla 76	Coeficiente de importancia “I”	254
Tabla 77	Factor de reducción de resistencia sísmica “R”	255
Tabla 78	Coeficiente de irregularidad en planta.....	256
Tabla 79	Coeficiente de irregularidad en elevación	257
Tabla 80	Parámetros para el cálculo del cortante basal de diseño “V”	260
Tabla 81	Coeficiente “k”	261
Tabla 82	Porcentajes de participación modal	266
Tabla 83	Combinaciones de carga para diseño por resistencia	267
Tabla 84	Distribución del cortante basal estático y dinámico en X.....	269
Tabla 85	Distribución del cortante basal estático y dinámico en Y	269
Tabla 86	Modos de vibración y periodos de la estructura	272
Tabla 87	Control de deriva por sismo estático y dinámico en dirección “X”	275
Tabla 88	Control de deriva por sismo estático y dinámico en dirección Y	277
Tabla 89	Cargas de servicio actuantes en la base de las columnas	278
Tabla 90	Área del suelo actuante para rigideces “B x L”	279
Tabla 91	Parámetros para cálculo de rigidez en columnas “Esquinas”	280
Tabla 92	Solución elástica para rigideces.....	281
Tabla 93	Factores de corrección por empotramientos para rigideces estáticas	281
Tabla 94	Modificadores de rigidez dinámica por radiación de ondas	282
Tabla 95	Rigidez dinámica por radiación de ondas en cimentaciones embebidas	282
Tabla 96	Zona de intensidad vertical incrementada en bordes	283
Tabla 97	Rigidez rotacional y traslacional corregidas en columnas “Esquinas” .	283
Tabla 98	Rigidez con Factores de corrección para columnas “Laterales B”	284
Tabla 99	Rigidez rotacional y traslacional corregidas para columnas “Later. B” ...	284

Tabla 100 Rigidez con Factores de corrección para columnas “Laterales L”	285
Tabla 101 Rigidez rotacional y traslacional corregidas para columnas “Later. L” ..	286
Tabla 102 Rigidez con Factores de corrección para Columnas “Centrales”	286
Tabla 103 Rigidez rotacional y traslacional corregidas para columnas “Centrales”	287
Tabla 104 Rigidez con Factores de corrección para muros “Centrales tipo E-I”	287
Tabla 105 Rigidez rotacional y traslacional corregidas muros “Centrales tipo E-I”	288
Tabla 106 Rigidez con factores de corrección muros “Izq. Tipo E – Der. Tipo I”	288
Tabla 107 Rigidez rotacional y traslacional corregidas para muros “Izq. Tipo E – Der. Tipo I”	289
Tabla 108 Resumen de rigideces traslacionales y rotacionales del suelo.....	289
Tabla 109 Modos de vibración y periodos	292
Tabla 110 Control de deriva por sismo estático y dinámico en dirección X.....	295
Tabla 111 Control de deriva por sismo estático y dinámico en dirección Y	297
Tabla 112 Periodos y modos de vibración	297
Tabla 113 Derivas de piso por sismo estático.....	298

Índice de Figuras

Figura 1	Esquematización de la ISE	26
Figura 2	Ubicación geográfica del área de influencia.....	31
Figura 3	Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG, diciembre 2019.....	31
Figura 4	Placas tectónicas con su dirección y velocidades de movimiento.....	41
Figura 5	Mapa de zonas sísmicas del Ecuador (período de retorno 475 años).....	42
Figura 6	Sistema de posicionamiento global y fallas principales del Ecuador.....	45
Figura 7	Ejemplo típico de una falla geológica profunda.....	47
Figura 8	Orientación y desplazamiento de los tipos básicos de fallas.....	48
Figura 9	Esquema de una falla geológica normal.....	48
Figura 10	Esquema de una falla geológica inversa.....	49
Figura 11	Esquema de una falla geológica de desgarradura	49
Figura 12	Esquema de una falla geológica vertical.....	50
Figura 13	Ubicación del Sistema de Fallas geológicas de Quito.....	51
Figura 14	Onda interna P	53
Figura 15	Onda interna S	54
Figura 16	Onda superficial Love.....	54
Figura 17	Onda superficial Rayleigh.....	55
Figura 18	Esquema de una muestra de suelo	59
Figura 19	Esquema de muestra de suelo no saturado.....	60
Figura 20	Esquema de muestra de suelo saturado.....	60
Figura 21	Límites de Atterberg	74
Figura 22	Carta de plasticidad de Casagrande.....	76
Figura 23	Representación gráfica del círculo de Mohr.....	80
Figura 24	Esfuerzos totales y efectivos	81
Figura 25	Esquema de la refracción superficial	86
Figura 26	Carga aplicada a la superficie de un medio isótropo, homogéneo y elástico.....	95
Figura 27	Distribución del esfuerzo debido a una carga concentrada en la superficie	96
Figura 28	Distribución de esfuerzos mediante la solución de Boussinesq.....	97
Figura 29	Esquema de la falla general por corte en la estructura del suelo.....	99
Figura 30	Falla local por corte en la estructura del suelo.....	100
Figura 31	Falla de corte por punzonamiento en la estructura del suelo.....	100

Figura 32	Historia del asentamiento en un punto de una cimentación	115
Figura 33	Asentamiento elástico de una cimentación superficial	116
Figura 34	Módulo E50 y módulo tangente inicial Esa	119
Figura 35	Parámetros generales, ecuación de Mayne y Poulos	122
Figura 36	Variación de IG con β	123
Figura 37	Variación de IF con el factor de flexibilidad KF	124
Figura 38	Variación de IE con Df/Be	125
Figura 39	Curva de consolidación	126
Figura 40	Asentamiento por consolidación secundaria	127
Figura 41	Esquema proceso de discretización	129
Figura 42	Sistema a analizar – elementos finitos	130
Figura 43	Tipos de elementos finitos	131
Figura 44	Interacción suelo estructura mediante el modelo	137
Figura 45	Enfoque de modelo para representar a una estructura con sótanos	138
Figura 46	Esquema de las deflexiones causadas por la fuerza aplicada	141
Figura 47	Curva de histéresis del suelo	144
Figura 48	Consideración del uso de las funciones de impedancia	145
Figura 49	Ubicación – Puntos de las perforaciones tipo SPT	151
Figura 50	Pozos de perforación del ensayo de penetración estándar (SPT)	152
Figura 51	Muestras extraídas tipo tubo Shelby	157
Figura 52	Muestra del material húmedo a) y muestra del material seco b)	158
Figura 53	Análisis granulométrico por lavado	160
Figura 54	Curva granulométrica perforación P-1 con H 0-1m	161
Figura 55	Ensayo de límites de consistencia	162
Figura 56	Contenido de humedad vs N° golpes de la perforación P-1 con H de 1-2 m	163
Figura 57	Presiones de confinamiento reales en laboratorio	167
Figura 58	Curvas esfuerzo – deformación unitaria (profundidad: 4.5 a 5.5m)	168
Figura 59	Ensayo triaxial UU (Pozo P-3, profundidad: 3.5 a 4.5m)	169
Figura 60	Zonas de falla muestra #3 (Pozo P-2, profundidad: 3.5 a 4.5m)	170
Figura 61	Configuración de los arreglos de líneas sísmicas	173
Figura 62	Ensayos de velocidades de ondas de corte Vs30	174
Figura 63	Valores de velocidades de ondas de corte Vs, método activo (sentido N – S)	175

Figura 64	Curvas de dispersión, método activo (sentido N – S).....	175
Figura 65	Valor promedio de velocidades de ondas de corte Vs, método activo (sentido N – S)	176
Figura 66	Valor promedio de velocidades de ondas de corte Vs, método activo (sentido E – O)	177
Figura 67	Valores de velocidades de ondas de corte Vs, método pasivo (sentido N – S)	178
Figura 68	Curvas de dispersión, método pasivo (sentido N – S).....	178
Figura 69	Valor promedio de velocidades de ondas de corte Vs, método pasivo (sentido N – S)	179
Figura 70	Valor promedio de velocidades de ondas de corte Vs, método pasivo (sentido E – O)	180
Figura 71	Curvas de dispersión, método combinado (sentido N – S)	181
Figura 72	Valor de velocidades de ondas de corte Vs, método combinado (sentido N – S)	181
Figura 73	Valor de velocidades de ondas de corte Vs, método combinado (sentido E – O).....	182
Figura 74	Ensayo de ensayo de vibración natural del depósito (Nakamura).....	183
Figura 75	Ubicación – Puntos del ensayo de Nakamura	184
Figura 76	Análisis del periodo fundamental del depósito del punto P-1	185
Figura 77	Análisis del periodo fundamental del depósito del punto P-2	185
Figura 78	Fachada frontal a) y fachada posterior b) del edificio del MAG	188
Figura 79	Detalle de elevación del edificio del MAG –fachada frontal norte.....	190
Figura 80	Render ingresos a ascensores y escaleras	191
Figura 81	Estacionamientos subsuelo #2 del edificio del MAG	192
Figura 82	Fisuras en rampa de ingreso a parqueaderos del edificio del MAG	195
Figura 83	Rotura en ventana - piso #3 del edificio del MAG	196
Figura 84	Desprendimiento plancha de mármol - piso #1 del edificio del MAG.....	198
Figura 85	Sistema aporticado columnas-vigas a) y muros de corte b) del edificio del MAG	199
Figura 86	Distribución de ejes, columnas y muros – subsuelo #2 del edificio del MAG	200
Figura 87	Distribución de ejes, columnas y muros – pisos altos del edificio del MAG	201
Figura 88	Distribución de columnas – subsuelo #2 del edificio del MAG	202
Figura 89	Distribución de vigas - subsuelos del edificio del MAG	205
Figura 90	Distribución de vigas – planta baja del edificio del MAG	207

Figura 91	Sección tipo de losas alivianadas unidireccionales y bidireccionales....	208
Figura 92	Nervios en losas alivianadas unidireccionales a) y bidireccionales b)...	208
Figura 93	Distribución de nervios en losa – subsuelos del edificio del MAG.....	209
Figura 94	Distribución de nervios en losa – pisos altos del edificio del MAG.....	210
Figura 95	Muros de corte en subsuelo #2 del edificio del MAG – sentido X.....	211
Figura 96	Muros de corte en subsuelo #2 del edificio del MAG – sentido Y.....	212
Figura 97	Columnas esbeltas en el edificio del MAG.....	216
Figura 98	Ubicación de columnas esbeltas – Mezzanine del edificio del MAG.....	217
Figura 99	Propuesta de reforzamiento – edificio MAG fachada frontal norte.....	218
Figura 100	Sección equivalente de plinto aislado por distribución de esfuerzos verticales.....	221
Figura 101	Curva esfuerzo vertical – profundidad para $r = 0$ (columna D10).....	224
Figura 102	Ventana de entrada - Parámetros del suelo.....	233
Figura 103	Ventana de entrada - Parámetros del hormigón.....	234
Figura 104	Modelamiento en PLAXIS - eje 10.....	235
Figura 105	Modelamiento en PLAXIS - eje J.....	236
Figura 106	Modelamiento en PLAXIS - eje M.....	237
Figura 107	Propiedades mecánicas del hormigón.....	241
Figura 108	Propiedades mecánicas del acero de refuerzo.....	242
Figura 109	Definición de la discretización de los muros estructurales.....	243
Figura 110	Discretización de los muros estructurales.....	243
Figura 111	Definición secciones agrietadas en vigas.....	244
Figura 112	Definición de secciones agrietadas en columnas.....	244
Figura 113	Definición de secciones agrietadas en muros estructurales.....	245
Figura 114	Definición de secciones agrietadas en losas de entrepiso.....	245
Figura 115	Definición de diafragma en losas de entrepisos.....	246
Figura 116	Diafragma horizontal en losas de entrepisos.....	246
Figura 117	Espectro elástico horizontal de diseño de aceleraciones.....	253
Figura 118	Carga sísmica reactiva definida en el modelo estructural.....	259
Figura 119	Definición del patrón de carga sísmica estática en sentido “X”.....	261
Figura 120	Definición del patrón de carga sísmica estática en sentido “Y”.....	262
Figura 121	Espectro elástico de aceleraciones.....	263
Figura 122	Patrones de carga sísmica dinámica en sentidos X y Y.....	264
Figura 123	Definición del caso de carga con espectro reducido en sentido “X”.....	264

Figura 124	Definición del caso de carga con espectro reducido en sentido "Y"	265
Figura 125	Definición del análisis modal y número de modos de vibración	266
Figura 126	Definición de combinaciones de carga por diseño	268
Figura 127	Definición del caso de carga con factor de escala en sentido X.....	271
Figura 128	Definición del caso de carga con factor de escala en sentido Y.....	271
Figura 129	Derivas elásticas máxima por sismo estático en dirección X	274
Figura 130	Derivas elásticas máxima por sismo dinámico en dirección X	274
Figura 131	Derivas elásticas máxima por sismo estático en dirección Y	276
Figura 132	Derivas elásticas máxima por sismo dinámico en dirección Y	276
Figura 133	Definición de rigideces del suelo en los puntos de apoyo	290
Figura 134	Ubicación de las rigideces en la base de la estructura.....	291
Figura 135	Derivas elásticas máxima por sismo estático en dirección X	294
Figura 136	Derivas elásticas máxima por sismo dinámico en dirección X	294
Figura 137	Derivas elásticas máxima por sismo estático en dirección Y	296
Figura 138	Derivas elásticas máxima por sismo dinámico en dirección Y	296

Resumen

El presente trabajo de investigación está destinado a la aplicación de la Interacción dinámica Suelo – Estructura (ISE) en el edificio central del “Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG”, perteneciente a la parroquia “Iñaquito” de la ciudad de Quito, para su desarrollo se consideran dos fases. La primera comprende la recopilación de información general de la estructura, es decir, descripción arquitectónica y estructural, referencia constructiva, deficiencias estructurales, entre otras. Para el modelamiento geotécnico y estructural fue necesario conocer la geometría y las propiedades mecánicas de los materiales, datos que se obtuvieron mediante la ejecución de ensayos de campo y laboratorio. La segunda fase consiste en realizar, en primera instancia, un modelo bidimensional de análisis geotécnico del sistema suelo – cimentación en el software computacional PLAXIS®, en base a la aplicación del método de elementos finitos se estiman los asentamientos totales y diferenciales de la estructura, cuyos valores no exceden los máximos admisibles. Finalmente, se determinan los periodos de vibración y derivas de piso de la estructura en un modelo analítico estructural de base flexible en el software ETABS®, considerando un sistema de resortes en la base de la estructura que simulan el comportamiento dinámico del suelo mediante la aplicación de las “funciones de impedancia” para cimentaciones superficiales. En los resultados se identifican problemas en derivas de piso y torsiones en planta de acuerdo a lo estipulado en la normativa nacional vigente NEC – 15.

PALABRAS CLAVE:

- **INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO – ESTRUCTURA**
- **PERIODO DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA**
- **DERIVAS DE PISO**
- **ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES**

Abstract

This research work is intended for the application of the dynamic Soil - Structure Interaction (ISE) of the central building of the "Ministry of Agriculture and Livestock - MAG", belonging to the "Iñaquito" parish of the city of Quito, for its development two phases are considered. The first includes the collection of general information about the structure, that is, architectural and structural description, construction reference, structural deficiencies, among others. For the geotechnical and structural modeling, it was necessary to know the geometry and mechanical properties of the materials, data that were obtained through the execution of field and laboratory tests. The second phase consists of carrying out, in the first instance, a two – dimensional model of geotechnical analysis of the soil - foundation system in the PLAXIS® computational software, based on the application of the finite element method, the total and differential settlements of the structure are estimated, whose values do not exceed the maximum admissible. Finally, the vibration periods and floor drifts of the structure are determined in a flexible – based structural analytical model in the ETABS® software, considering a system of springs at the base of the structure that simulate the dynamic behavior of the soil through the application of the "impedance functions" for shallow foundations. The results identify problems in floor drifts and plant torsions in accordance with the provisions of the current national regulations NEC-15.

KEY WORDS:

- **DYNAMIC SOIL – STRUCTURE INTERACTION**
- **PERIOD OF VIBRATION OF THE STRUCTURE**
- **STORY DRIFTS**
- **DIFFERENTIAL SETTLEMENTS**

Capítulo I

Aspectos Generales

Introducción

Quito, capital del Ecuador es catalogada como una ciudad de alta vulnerabilidad sísmica, debido a la calidad de sus edificaciones y su asentamiento en medio de varias fallas geológicas que la atraviesan, por estos motivos es de suma importancia una adecuada caracterización de sus suelos, así como de los parámetros sísmicos necesarios para garantizar un diseño estructural eficiente.

En el campo del diseño estructural, generalmente se emplean apoyos de base rígida como empotramientos perfectos, los cuales presentan una rigidez infinita provocando una reducción de los movimientos de entrada de un terremoto, que se traduce en periodos de vibraciones de la estructura menores a los reales. La Interacción Suelo – Estructura (ISE) considera una base flexible, que genera movimientos de entrada en la cimentación más cercanos a la realidad. (Applied Technology Council, 2005)

Para comprender de mejor manera a lo que apunta el presente proyecto de investigación, es necesario comprender el concepto de Interacción Suelo – Estructura (ISE), la que se define como el cambio en la respuesta estructural debido al movimiento del suelo, fenómeno que, bajo ciertas condiciones, debería ser incorporado en el diseño estructural. (Poffan & José, 2017)

Así mismo, esta investigación se realiza con el fin de estudiar el comportamiento del terreno en donde se encuentra cimentado el edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG, para ello se emplea las siguientes actividades previas a la ejecución del proyecto: recopilación de información constructiva de la estructura, ensayos de campo y laboratorio para determinar la estratigrafía, propiedades físicas y mecánicas del suelo.

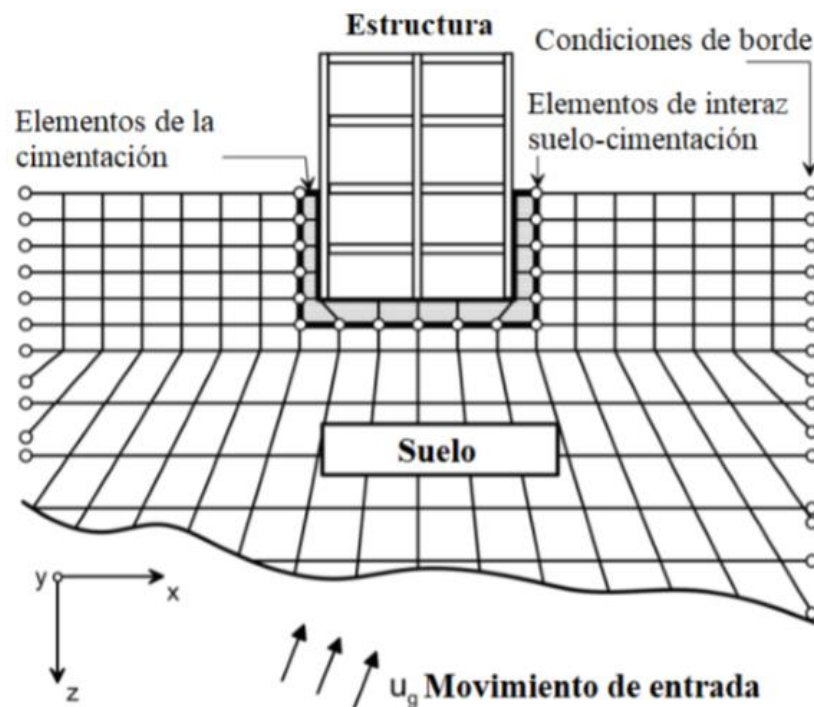
Para llevar a cabo este proyecto de investigación se aplicará un modelo dinámico computacional que contemple el método de elementos finitos, mismo que

considera al suelo como parte de la estructura, éste es el modelo más exacto ya que incluye a todos los componentes en el análisis de Interacción Suelo – Estructura (ISE). Para realizar este análisis es necesario el empleo de un software estructural, el cual, mediante una modelación en tres dimensiones, permita ingresar la estructura en su estado actual, el suelo como un sistema de resortes o amortiguadores considerando los parámetros mecánicos y dinámicos del mismo, con el fin de evaluar el comportamiento estructural ante un evento sísmico.

A continuación se muestra el esquema del análisis de la ISE:

Figura 1

Esquemática de la ISE



Nota: Figura extraída de (NIST GCR 12-917-21, 2012)

Por otro lado, el propósito de esta investigación también es determinar la vulnerabilidad del suelo y los asentamientos diferenciales que se generan en el mismo debido a las cargas del edificio; adicional a esto se obtendrán los periodos de vibración de la estructura y las derivas de piso mediante la aplicación de la ISE, con el fin de determinar el rendimiento sísmico estructural en las condiciones actuales y

obtener información útil para plantear posteriores medidas preventivas de reforzamiento que garanticen el desempeño estructural eficiente del edificio.

Antecedentes

El Ministerio de Agricultura y Ganadería - MAG es la institución rectora del sector agropecuario, esta Cartera de Estado cuenta con 32 entidades operativas desconcentradas a nivel nacional, siendo su matriz el edificio Planta Central, considerada como una edificación emblemática de aproximadamente 46 años de construcción, la cual se encuentra ubicada en la Av. Eloy Alfaro y Av. Amazonas. En su estructura interna cuenta con quince (16) pisos altos y dos (2) subsuelos, con un parqueadero permanente para una capacidad de ochenta y tres (83) vehículos. Además, alberga a una población trabajadora de aproximadamente mil trescientas cincuenta (1350) personas entre personal del MAG, instituciones adscritas, instituciones públicas y organismos internacionales (FAO, GIZ, PNUD, AGROCALIDAD, INIAP UNA, COPISA, entre otros). Cabe señalar que actualmente existe una población fluctuante aproximada de doscientas (200) personas.

El día 26 de junio de 2019, mediante el oficio Nro. MAG-CGAF-2019-0677-OF las autoridades del Ministerio de Agricultura y Ganadería solicitaron apoyo técnico y asesoría de la Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE ante el comportamiento que está sufriendo la estructura del edificio Planta Central para inspeccionar posibles desplazamientos estructurales que han causado fallas en los elementos no estructurales, esto debido a que se han presentado eventos inusuales en el edificio. Ante lo solicitado se realizó una inspección visual en donde se evidenciaron fisuras en elementos no estructurales como: mamposterías (a nivel superficial), ventanas externas y además, desprendimiento de planchas de mármol que forman parte de las fachadas del edificio, ver Tabla 1.

Tabla 1*Eventos inusuales en la estructura del edificio*

Fecha	Evento	N° Piso
14/junio/2019	Vidrio fisurado (1)	1
22/junio/2019	Desprendimiento planchas de mármol (2)	4
22/junio/2019	Vidrio fisurado (1)	Mezzanine
23/junio/2019	Vidrio fisurado (2)	3
24/junio/2019	Vidrio fisurado (1)	4
25/junio/2019	Vidrio fisurado (1)	6

Nota: Esta tabla fue proporcionada por las autoridades del MAG, 2019.

En este tipo de edificaciones el control del asentamiento diferencial es muy importante, por lo que un fallo en la estructura del suelo puede generar un sin número de problemas a la edificación cimentada sobre ella, provocando una distorsión excesiva que genere daños en los elementos no estructurales como los mencionados en la Tabla 1, seguido por agrietamientos y asentamientos hasta llegar al colapso de la edificación. Por estos motivos es de suma importancia realizar un estudio para determinar el comportamiento de la estructura del edificio tomando en cuenta los aspectos inherentes del suelo, en donde se aplicará un análisis de Interacción Suelo – Estructura (ISE) empleando el método de elementos finitos.

Para obtener resultados más apegados a la realidad es necesario aplicar un análisis sísmico, esto debido a que los movimientos sísmicos inducidos por el suelo pueden afectar a las estructuras de dos formas diferentes:

- Puede agitar a la estructura a medida que los movimientos del suelo se transmiten a la misma, o
- Por efecto directo de los movimientos del suelo sobre los materiales de la cimentación provocando la pérdida del soporte de la estructura, desarrollando esfuerzos y desplazamientos estructurales excesivos.

De esta forma sabremos con mayor certeza cuál será el comportamiento de la estructura ante los efectos directos del movimiento del suelo provocados por una excitación sísmica.

Es probable que ocurra un mayor daño cuando el periodo de vibración de una estructura sea muy similar a la del depósito de suelo sobre el cual está construida, es decir, edificios bajos de periodos cortos tienden a sufrir mayor daño ante un evento sísmico cuando están contruidos sobre depósitos de periodos cortos. Por otro lado, los edificios muy altos tendrían problemas si están localizados en un depósito de suelo de periodos de vibración largos, en tales casos, puede generarse una condición de cuasi-resonancia entre la estructura y el depósito de suelo, produciendo una respuesta más fuerte en la estructura con mayor potencial de daños serios.

Planteamiento del problema

Macro

La ciudad de Quito, capital de los ecuatorianos es catalogada como una ciudad con un alto riesgo sísmico, debido a la calidad de sus edificaciones y su asentamiento en medio de varias fallas geológicas que la atraviesan. Con el agravante de un crecimiento poblacional desproporcionado que avanza a la par de nuevas infraestructuras, pocas de ellas acordes a los requerimientos de diseño sísmico que impone la norma ecuatoriana vigente (NEC-15). Por estos motivos una adecuada caracterización de sus suelos, así como de los parámetros sísmicos son necesarios para garantizar un diseño estructural acorde al medio. (Sangurima, 2013)

Meso

Los estudios geológicos confirman que el suelo del norte de la ciudad de Quito en gran porcentaje es resistente y tiene la capacidad para soportar estructuras altas y de pesos considerables, excluyendo áreas en donde atravesaban quebradas que en la actualidad son suelos de relleno o suelos sedimentarios; dentro de los parámetros técnicos de uso de este territorio para la construcción de infraestructura civil es de suma complejidad ya que con el transcurso del tiempo empiezan a ceder generando subsidencia en las edificaciones.

Micro

El edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG es una estructura conformada por pórticos de hormigón armado (columnas y vigas peraltadas), muros estructurales como núcleo central de la edificación; elementos no estructurales como mamposterías de bloque de hormigón simple y gypsum, ventanas conformadas por perfiles de aluminio con vidrio templado y mobiliario de oficina. Recientemente se han evidenciado varios eventos inusuales en la edificación, entre ellos: fisuras a nivel superficial en mamposterías, fisuras en ventanas externas y desprendimiento de las planchas de mármol que conforman las fachadas del edificio, por tal motivo es de gran importancia desarrollar un estudio técnico para aclarar los problemas expuestos anteriormente.

Ubicación

El proyecto de investigación se desarrolla en el edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG, ubicado en la ciudad de Quito en la Av. Amazonas y Av. Eloy Alfaro, en el cantón Quito, provincia de Pichincha.

Área de influencia

El proyecto se desarrolla en las inmediaciones del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG, ubicado dentro del área delimitada por las coordenadas indicadas en la Tabla 2.

Tabla 2

Coordenadas UTM del área de influencia.

Punto	Norte (m)	Este (m)
A	9978738.75	779569.98
B	9978780.95	779656.53
C	9978633.68	779568.31
D	9978693.49	779698.65

A continuación, ver Figura 2, se muestra la ubicación geográfica del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería - MAG.

Figura 2

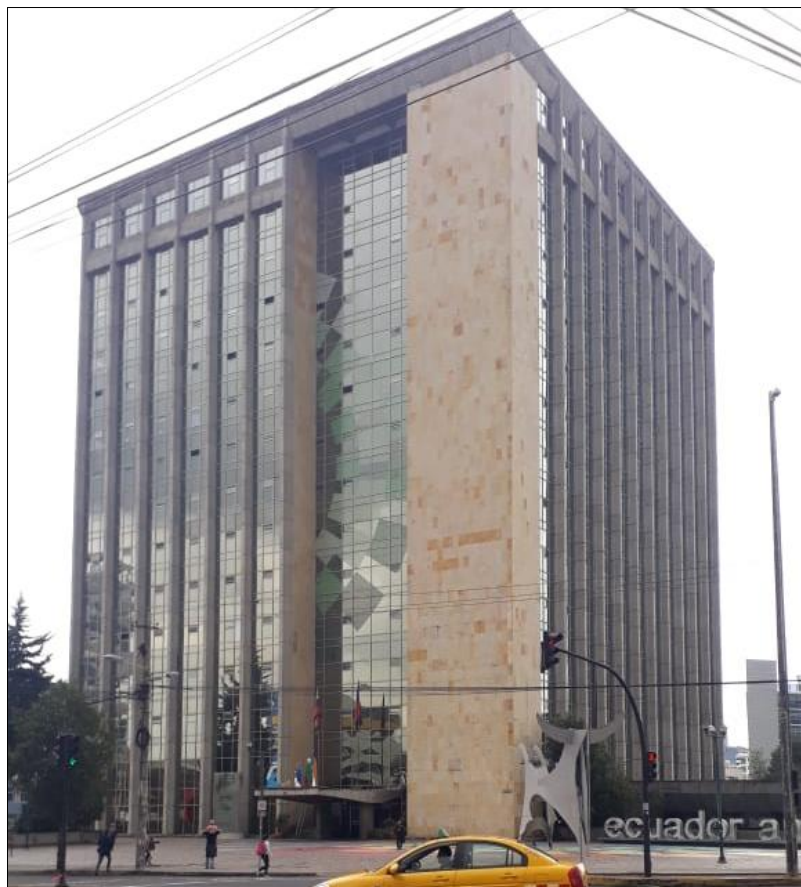
Ubicación geográfica del área de influencia



Nota: La figura fue tomada de Google Earth.

Figura 3

Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG, diciembre 2019



Nota: El gráfico muestra una vista en elevación del edificio del MAG. Los Autores, 2019.

Justificación e importancia

La presente investigación se desarrolla con el fin de conocer el comportamiento de la estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG con la interacción del suelo en donde se encuentra cimentado el mismo, ya que desde junio del 2019 se han evidenciado sucesos inusuales en los elementos no estructurales del edificio como fisuras en mamposterías, roturas en ventanas y desprendimiento de elementos decorativos de las fachadas.

El edificio en mención tiene aproximadamente 46 años de construcción y durante el transcurso de este tiempo es normal que se presenten asentamientos, mismos que deberían mantenerse en un rango moderado sin que afecten de alguna forma a la estructura y sus componentes, en el caso del edificio del MAG se ha evidenciado lo contrario a nivel de sus elementos no estructurales, por lo cual es importante realizar este proyecto de investigación.

Para este tipo de proyectos es importante realizar la Interacción Suelo – Estructura (ISE) para determinar, por un lado, las derivas de piso que no deben exceder los límites establecidos por la normativa vigente (NEC-15) y, por otro lado, los periodos de vibración tanto de la estructura como del depósito de suelo para saber si la edificación se encuentra en resonancia.

Además, es importante determinar la vulnerabilidad del suelo, los asentamientos diferenciales que no deben exceder los valores máximos admisibles y el rendimiento sísmico estructural, con el fin de obtener información útil para plantear posteriores medidas preventivas de reforzamiento que garanticen la seguridad de la estructura, los equipos de oficinas y sobre todo la de sus usuarios.

Objetivos

Objetivo general

Realizar la Interacción dinámica Suelo - Estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG, mediante la modelación en un software de análisis estructural para determinar el rendimiento sísmico.

Objetivos específicos

- Realizar una recopilación de la información constructiva de la estructura.
- Realizar ensayos de campo y laboratorio que permitan determinar la estratigrafía, propiedades físicas, mecánicas y dinámicas del suelo.
- Estimar los asentamientos diferenciales que se generan en el suelo debido a las cargas de la estructura mediante el método de elementos finitos.
- Estimar las derivas de piso de la estructura.
- Estimar los periodos de vibración tanto de la estructura como del depósito de suelo.

Capítulo II

Metodología

Modalidad de investigación

La metodología de investigación que se maneja en este proyecto es una modalidad de campo, bibliográfica documental y experimental.

Modalidad de campo, mediante el cual se obtienen datos fundamentales del área de intervención del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería - MAG, como las muestras para obtener la estratigrafía del terreno, ensayos geofísicos para obtener las propiedades físicas, mecánicas y dinámicas del suelo, entre otras.

Por otro lado, la modalidad bibliográfica documental se aplica para obtener información acerca de la temática que demanda el trabajo de investigación, para ello se utilizan normas nacionales e internacionales vigentes, libros y páginas de internet.

Y por último, con la modalidad experimental se estudian las muestras de suelo extraídas en puntos específicos con el fin de determinar los parámetros fundamentales del suelo en donde se encuentra cimentado el edificio y definir la estratigrafía del mismo respaldado con ensayos de campo y laboratorio.

Tipos de investigación

Para el desarrollo de este tema de investigación se aplicó el método de observación llevando a cabo una investigación previa de campo en la que se revisó profunda y detalladamente todas las referencias existentes y datos que presenta la estructura del edificio, también se emplea la investigación aplicada cuyo objetivo principal es utilizar el conocimiento científico en algo material modificando o cambiándolo.

Con el presente proyecto se pretende partir de una investigación bibliográfica y de campo para poder determinar la posible causa que genera el problema en la estructura del suelo en donde se encuentra cimentado el edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería - MAG.

Niveles de investigación

El siguiente proyecto de investigación científica se realiza de forma ordenada y progresiva, para tal efecto se desarrollan estudios exploratorios, descriptivos, explicativos en donde se hace el reconocimiento de la estructura y del terreno, posterior a ello se obtienen las características esenciales, propiedades de los materiales y parámetros fundamentales del suelo para finalmente desarrollar el modelo en el software respectivo que permita encontrar una respuesta a los problemas que presenta la edificación.

Población

La población trabajadora alberga aproximadamente mil trescientas cincuenta (1.350) personas entre el personal del MAG, instituciones adscritas, instituciones públicas y organismos internacionales correspondientes al edificio Planta Central del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG.

Técnicas de recolección de datos

Dentro de las técnicas de recolección de datos utilizadas en este trabajo de investigación mencionaremos las siguientes:

- a) Planos arquitectónicos y estructurales:** Con la obtención de estos planos se podrá determinar la estructuración del edificio, dimensionamiento de los elementos estructurales, distancias entre ejes, alturas de pisos e información sobre los materiales constructivos del edificio.
- b) Estudio de suelos:** Se realizan ensayos de campo y laboratorio del suelo en la etapa de anteproyecto de investigación, con el fin de determinar las propiedades mecánicas, físicas y dinámicas del suelo y la estratigrafía del mismo; datos necesarios para el modelamiento en el software de análisis estructural y geotécnico.
- c) Análisis de documentos:** La información bibliográfica necesaria se obtendrá principalmente de investigaciones realizadas por autores nacionales e

internacionales, además se hará referencia a normativas vigentes en el Ecuador y normativas extranjeras, reglamentos y tesis realizadas en otras realidades.

Hipótesis

La falla en la estructura del suelo produce asentamientos diferenciales en el edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG.

Variables de la investigación

Existen 2 tipos de variables que intervendrán en el desarrollo de este trabajo de investigación:

Variables dependientes

- Periodos de vibración y derivas de piso
- Asentamientos diferenciales de la estructura

Variables Independientes

- Dimensiones y características de los elementos estructurales
- Propiedades mecánicas, físicas y dinámicas del suelo

Análisis e interpretación de datos

Para el presente trabajo de investigación es necesario la aplicación de softwares informáticos como:

- a) Microsoft Excel:** Programa útil para la realización de cálculos, cuadros y gráficos concernientes al presente trabajo de investigación.
- b) AutoCAD®:** Para realizar las mediciones, cálculos de áreas y visualización de los elementos estructurales.
- c) ETABS®:** Programa estructural útil para la modelación espacial de la edificación basada en normativas vigentes.
- d) PLAXIS® 2D:** Programa geotécnico necesario para la modelación bidimensional que considera la Interacción Suelo – Cimentación, misma que se fundamenta en la aplicación del método de elementos finitos para el cálculo de asentamientos totales.

Técnicas de comprobación de la hipótesis

En la comprobación de la hipótesis, los métodos principales que se van a utilizar son los mencionados a continuación:

- Método inductivo, permite obtener los resultados específicos de la problemática mencionada, que sirven para desarrollar las conclusiones e indicios generales, a través de los resultados específicos o particulares.
- Método de síntesis, una vez interpretada la información, se utilizará este método con el fin de obtener las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo de investigación; lo que sirve además para hacer congruente la totalidad de la investigación, con los resultados obtenidos producto de la investigación de campo efectuada. (Universidad Rural de Guatemala, 2016)

Capítulo III

Marco Teórico

En este capítulo se comienza mencionando los antecedentes teóricos sobre el efecto de la Interacción Suelo - Estructura en donde se indican varias definiciones de diferentes autores para entender los parámetros que influyen en este, su importancia y alcance en la geotecnia y la respuesta sísmica estructural.

Así mismo, se exponen los principios teóricos sobre los cuales se realiza el presente trabajo de investigación, en el que se puntualizan temas como: peligrosidad y zonificación sísmica en el Ecuador. Debido a que el edificio en investigación se localiza en la ciudad de Quito, se presenta el sistema de fallas geológicas que componen al llamado Sistema de Fallas de Quito (QFS).

También se desarrollan los estudios de varios ensayos y parámetros geotécnicos, tales como: relaciones volumétricas y gravimétricas, ensayo de penetración estándar (SPT), clasificación del suelo, resistencia al corte del suelo, velocidades de ondas de corte a 30m de profundidad (V_{s30}) y periodo de vibración natural del suelo. En este análisis se incluye un conjunto de actividades que permiten obtener la información geológica y geotécnica del terreno. El estudio geotécnico se realiza con el objeto de definir el tipo de perfil sísmico, las propiedades físicas, mecánicas y dinámicas del terreno, la distribución de esfuerzos verticales y la capacidad de carga última del sistema suelo - cimentación.

Por otro lado, se exponen los fundamentos teóricos para el cálculo de asentamientos totales, valores permisibles de diferentes autores

Finalmente, se exponen las particularidades del modelo de la Interacción Suelo – Estructura (ISE) que se emplea en esta investigación, dicho modelo llamado método de la infraestructura emplea una base flexible que considera un sistema de resortes en la base de la estructura. Para tal efecto, se recurre al uso de las ecuaciones para cimentaciones superficiales denominadas “funciones de impedancia”, mismas que simulan el comportamiento dinámico del suelo.

Antecedentes teóricos

En la publicación de (Grases, 2013) se menciona que:

El término de Interacción Suelo - Estructura se utiliza para definir los efectos recíprocos que ocurren a nivel de fundación entre la base de la estructura, el sistema de fundación y el suelo circundante. El mecanismo de interacción puede ser explicado mediante dos fenómenos principales:

- Efectos inerciales, las fuerzas inerciales que desarrolla la estructura debido a su propia vibración causan cortantes y momentos en la base de la estructura que se transmiten al suelo y lo deforman, dando lugar a desplazamientos adicionales a nivel de fundación. Se tiende a esperar reducción en la respuesta gracias a esta flexibilidad añadida en el sistema. (Grases, 2013)
- “Efectos cinemáticos, ocasionados básicamente por el comportamiento del suelo circundante y el sistema de fundación, actuando como dos materiales distintos que intentan moverse de manera compatible. Se espera que esto ocasione mayor disipación de energía en el sistema” (Grases, 2013).

De acuerdo a (Silva & Ipanaque, 2009) se nombra que:

La Interacción Sísmica Suelo - Estructura en edificaciones aporricadas, describe que es un campo de la ingeniería civil, que une a la Ingeniería Geotécnica con la Ingeniería Estructural. La necesidad de esta unificación ha sido evidente por el simple hecho de que ningún edificio al momento de su diseño podría evitar la interacción con el suelo de fundación, existiendo muchos espectros y parámetros a resolver. El cambio de las capacidades de los equipos computarizados, ha creado la premisa para la realización de este cálculo juntando la interacción suelo – cimentación - superestructura, mediante el uso del computador. (Silva & Ipanaque, 2009)

(Cusimayta & Velarde, 2019), mencionan que:

Los efectos de la ISE representan la diferencia entre las respuestas de la estructura cimentada en un suelo flexible y un suelo rígido. Esta diferencia depende de las propiedades de la estructura y el suelo, así como las características del movimiento del free – field, es decir, la respuesta dinámica de la estructura depende de la relación entre sus características estructurales y las propiedades del suelo debajo de la cimentación. (Cusimayta & Velarde, 2019)

La evaluación de la Interacción entre el suelo y la estructura considera que el suelo no es infinitamente rígido, lo que supone un incremento del amortiguamiento del suelo, el cual absorbe parte de la energía del sismo. Por ende, la rigidez del suelo disminuye, lo cual incrementa el periodo fundamental de la estructura. Esto ocasiona un aumento de los desplazamientos generados por el sismo, debido que estos desplazamientos inician en la base. Finalmente, esto provoca que la superestructura esté sometida a esfuerzos menores. (Cusimayta & Velarde, 2019)

Peligrosidad sísmica en el Ecuador

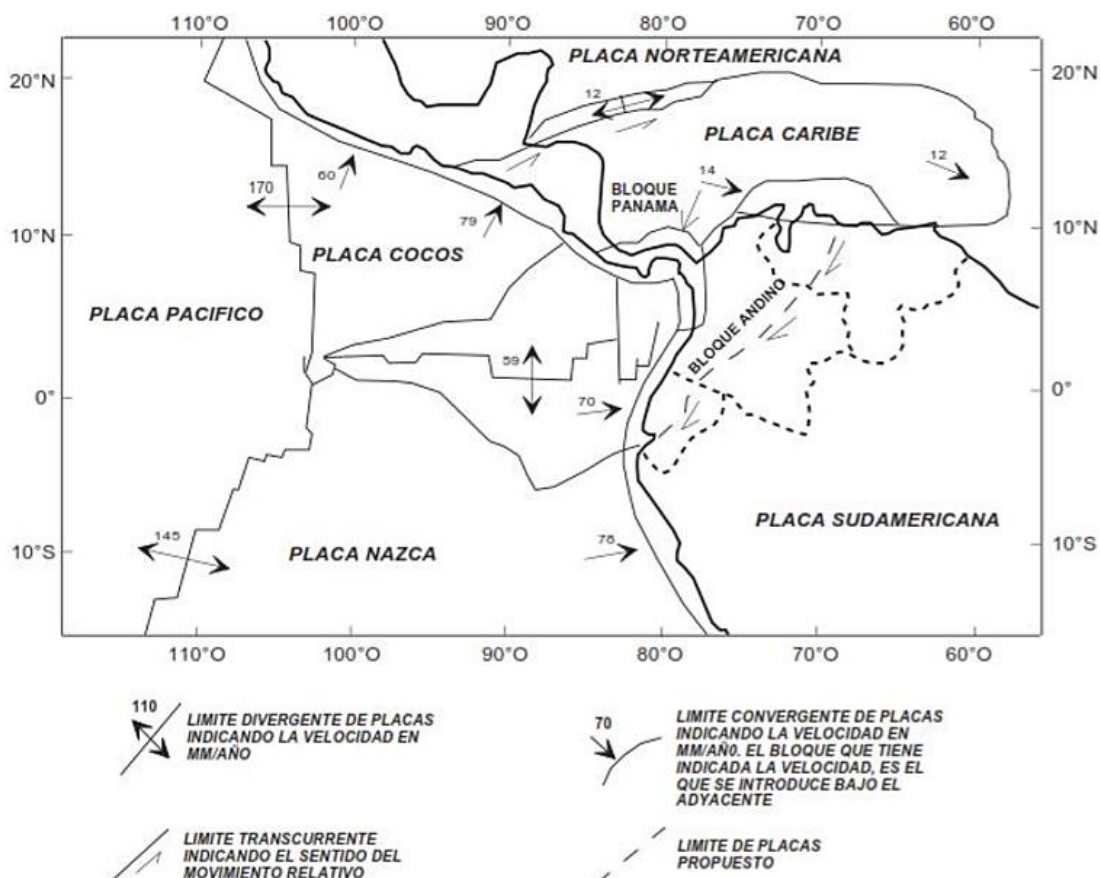
A los grandes bloques superficiales de la Tierra se los conoce como placas tectónicas, estas placas están sujetas a un movimiento lento y continuo bajo la corteza terrestre. En las zonas donde dos placas tectónicas se encuentran ocurre el fenómeno de “subducción”. Se dice que una placa subduce en los puntos en los que se desliza bajo otra placa, cuando esto sucede existen puntos de resistencia en el roce de ambas placas donde se acumula energía que al ser liberada, produce un sismo; o sea, un movimiento en la superficie del suelo. (Samaniego, 2019)

Ecuador por su ubicación geográfica se ve afectado por eventos sísmicos, principalmente causados por la subducción de la placa de Nazca y algunos otros eventos producidos por el Cinturón de Fuego del Pacífico y todo esto asociado al sistema de fallas locales presentes en el país. (Lara & Martínez, 2020)

Por otro lado, un sector de la sierra Ecuatoriana forma parte de la microplaca denominada "Bloque andino", la cual pertenece a la placa Sudamericana. Esta microplaca se encuentra en una interacción entre las placas de Nazca, Cocos y Caribe. El movimiento en esta zona se ha medido en un intervalo aproximado de 50-60 mm/año, mientras que, para la placa continental, el movimiento se encuentra entre 2 y 5 mm/año. Por otra parte, la región sur del Ecuador, se encuentra en interacción entre la placa Sudamericana y la placa de Nazca. (Taipe, 2013)

Figura 4

Placas tectónicas con su dirección y velocidades de movimiento



Nota: El gráfico muestra las placas tectónicas en las cuales se encuentra ubicado el Ecuador, con su dirección y velocidades de movimiento. Tomado de (Taipe, 2013).

Zonificación sísmica NEC-15

La norma (NEC-SE-DS, 2015) menciona que todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del:

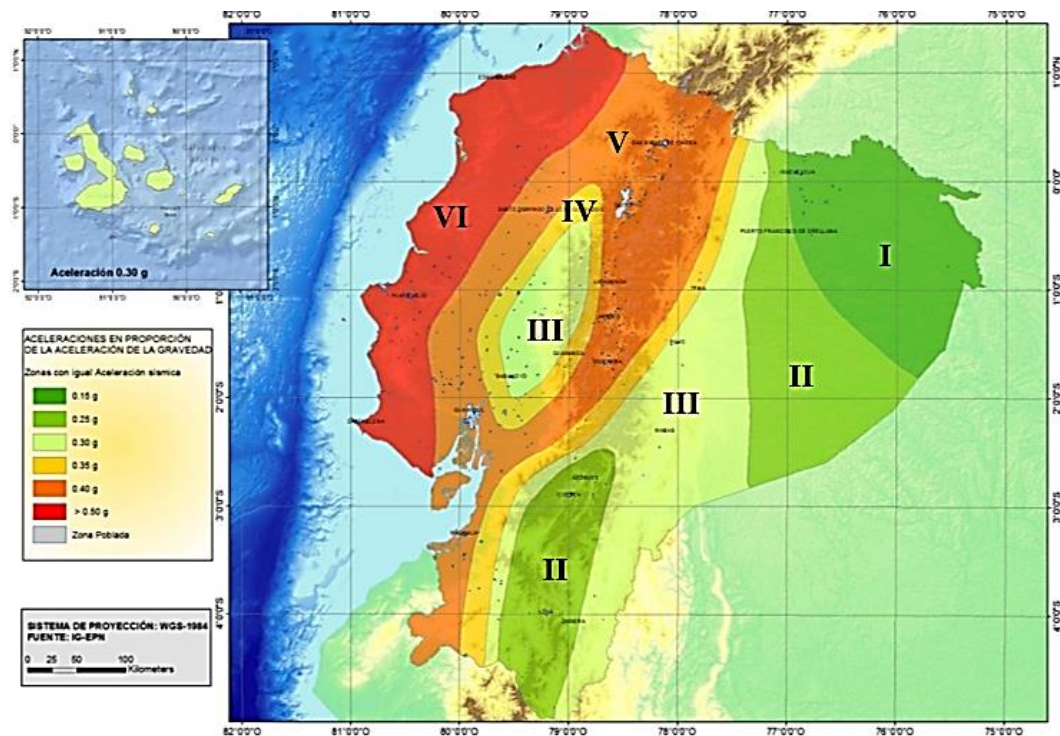
- Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia, y
- El litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta”.

Debido a la geología local de los suelos y a la cercanía a las zonas de subducción, la costa Ecuatoriana y partes de la sierra tienen mayores probabilidades de sufrir fuertes sismos, mientras que en el oriente Ecuatoriano el “sismo máximo probable” será de menor intensidad. (Samaniego, 2019)

En la Figura 5 se pueden observar las zonas sísmicas del Ecuador:

Figura 5

Mapa de zonas sísmicas del Ecuador (período de retorno 475 años)



Nota: El gráfico muestra la zonificación sísmica ligada directamente con la tectónica del Ecuador, con un periodo de retorno de 475 años. Tomada de la (NEC-SE-DS, 2015) y modificada por los autores.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15) impone un valor de “Z” por cada zona sísmica, “que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad” (NEC-SE-DS, 2015), ver Tabla 3.

Tabla 3

Valores de 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

Nota: Esta tabla es tomada de la (NEC-SE-DS, 2015).

Nuevos estudios en respuesta a los recientes acontecimientos sísmicos registrados en el Ecuador proponen un nuevo modelo de riesgo sísmico que permitirán redefinir el mapa de zonificación sísmica nacional y proporcionar una aceleración máxima del suelo (PGA) y los valores de incertidumbre asociados para los espectros de respuesta de diseño. Este modelo es un estudio de riesgo sísmico probabilístico, en el cual se desarrolló un prototipo alternativo de falla y antecedentes. Incluyen fallas tectónicas con modelos de recurrencia de terremotos inferidos a partir de estimaciones de tasas de deslizamientos geológicos. (Beauval, y otros, 2018)

Sismicidad

El peligro sísmico en el Ecuador está regido principalmente por dos tipos de fuentes sísmicas (Quinde, 2014):

- Tipo subducción (Interplaca e intraplaca),
- Tipo corticales (superficiales)

Según la investigación elaborada por (Alvarado, 2012) las zonas sísmicas del Ecuador se dividen en tres:

- **Zona 1:** Sismicidad Interplaca
- **Zona 2:** Sismicidad Intraplaca Inferior
- **Zona 3:** Sismicidad Intraplaca Superior

“La zona de sismos Intraplaca Superior está caracterizada por sismos corticales (superficiales), los cuales son de poca profundidad y son los que se emplean en el desarrollo de este trabajo de investigación” (Taipe, 2013).

Zona 1: Sismicidad Interplaca

“Esta zona sísmica está relacionada con la subducción de las placas de Nazca bajo la placa Sudamericana en el territorio ecuatoriano. En la Zona 1 se distinguen varias fuentes sísmicas asociadas a la subducción” (Taípe, 2013).

- **Fuente Tumaco-Esmeraldas:** “Zona con componentes inversas, magnitud Mw 8.8 en el año 1906” (Taípe, 2013).
- **Fuente Manta:** “Entre la margen de Manta y Puerto López, mecanismo de tipo inversa, ángulo de inclinación 18 a 24 grados” (Taípe, 2013).
- **Fuente Carnegie:** “Sismos localizados cerca de la elevación de la cordillera de Carnegie, se presumen tipo de fallas normales y transcurrentes” (Taípe, 2013).
- **Fuente Salinas:** “Caracterizada por eventos de magnitud moderada, la profundidad estimada es de 35 kilómetros” (Taípe, 2013).

Zona 2: Sismicidad Intraplaca Inferior

“Esta zona se caracteriza por sismicidad intermedia producida por esfuerzos de tensión en la placa de subducción, su profundidad está delimitada entre 40 a 300 kilómetros” (Taípe, 2013). Las fuentes que generan estos sismos son:

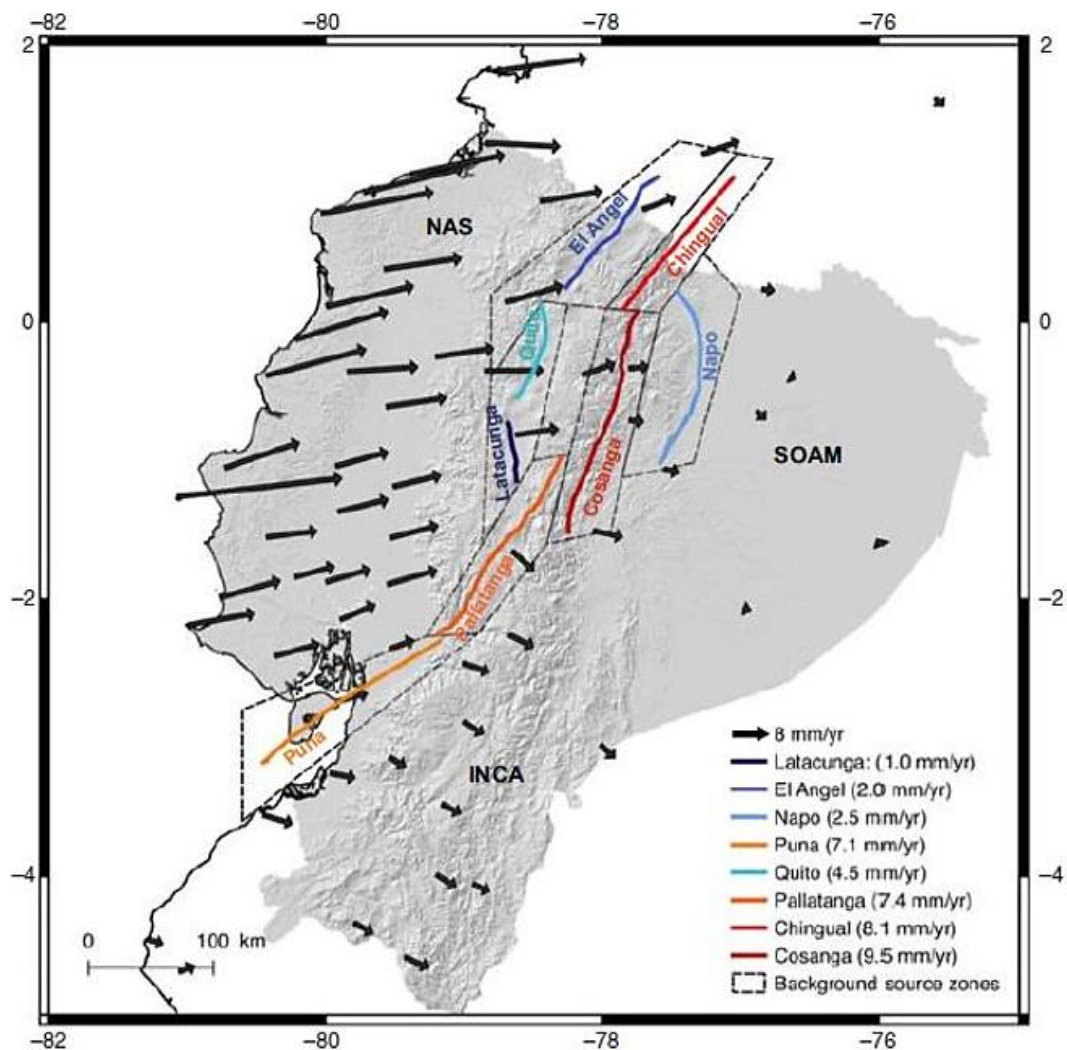
- **Fuente Ibarra:** “Tiene un ángulo comprendido entre 30 a 35 grados, la profundidad varía entre 75 a 120 kilómetros, se determina un mecanismo de falla normal” (Taípe, 2013).
- **Fuente Puyo:** “Localizada en la zona central del Ecuador, la profundidad varía entre 130 a 220 kilómetros, el mecanismo de ruptura de esta zona es normal, la profundidad promedio focal es de 70 kilómetros” (Taípe, 2013).
- **Fuente Moyobamba:** “Localizada en la zona sur del país con un ángulo de inclinación entre 15 a 25 grados, con profundidades entre 100 a 150 kms, no se define un mecanismo de falla claro para esta fuente” (Taípe, 2013).

Zona 3: Sismicidad Intraplaca Superior

En esta zona es donde se encuentra la mayor actividad sísmica, definida por eventos tanto en la corteza continental como oceánica; presenta profundidades menores a 40Km y se definen alrededor de 400 segmentos de fallas activas y 6 sistemas de fallas mayores. (Alvarado, 2012)

Figura 6

Sistema de posicionamiento global y fallas principales del Ecuador



Nota: La figura fue extraída de (Beauval, y otros, 2018)

En la Figura 6, se aprecian las 18 fuentes sísmicas existentes en el territorio ecuatoriano, cada sistema se subdivide en varios segmentos sísmicos. En la siguiente tabla se presentan los sistemas de fallas del Ecuador que se han definido mediante un análisis de datos geológicos, epicentros de terremotos y datos de GPS:

Tabla 4*Fuentes sísmicas del Ecuador*

Fuente sísmica	Tipo de falla	Nombre de la falla
1C	No definida	Canande - San Lorenzo
2C	Desgarradura	Apuela - Nanegalito
3C	Inversa y desgarradura	El Ángel - San Gabriel
4C	Desgarradura	Chingual - Afiladores
5C	Desgarradura	Sistema frontal Este
6C	Inversa	Napo
7C	Inversa	Río Cofanes – Casanga
8C	No definida	Papallacta SS
9C	Inversa	Quito
10C	Desgarradura	Machachi
11C	Inversa	Latacunga
12C	No definida	Cordillera Occidental
13C	Desgarradura	Pallatanga – Pisayambo
14C	Inversa y desgarradura	Guamote
15C	Desgarradura	Puna
16C	No definida	Cuenca – Amotape
17C	Inversa	Macas – Puyo
18C	Inversa	Cutucú

Nota: Tabla extraída de (Alvarado, 2012) y editada por los autores

Fallas Geológicas

“La corteza terrestre está fracturada; a cada bloque se le llama placa y a los bordes de las placas se las conoce como fallas geológicas” (Paz, 2012).

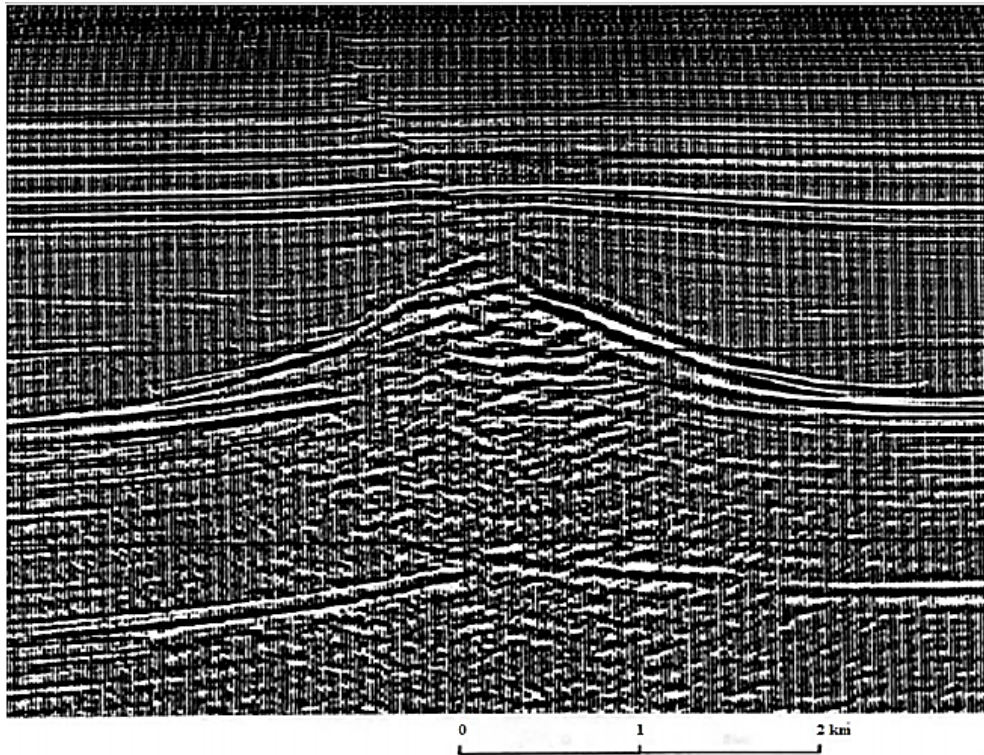
Definición

Se denomina falla geológica al plano de fractura de la roca de la corteza terrestre, a través del cual se han producido desplazamientos relativos de un bloque respecto de otro adyacente; si bien la superficie en una falla suele ser irregular, esta puede ser representada aproximadamente como un plano de falla y su formación va acompañada de un deslizamiento tangencial de las rocas respecto a ese plano. Las fallas geológicas que son capaces de producir sismos se conocen con el nombre de fallas activas; la longitud de las fallas puede alcanzar desde varios metros hasta

cientos de kilómetros, y extenderse desde la superficie a varias decenas de kilómetros de profundidad. (Paz, 2012)

Figura 7

Ejemplo típico de una falla geológica profunda



Nota: El gráfico fue tomado de la base sismológica de Guatemala en el cual se puede evidenciar la longitud de la falla geológica (2 km).

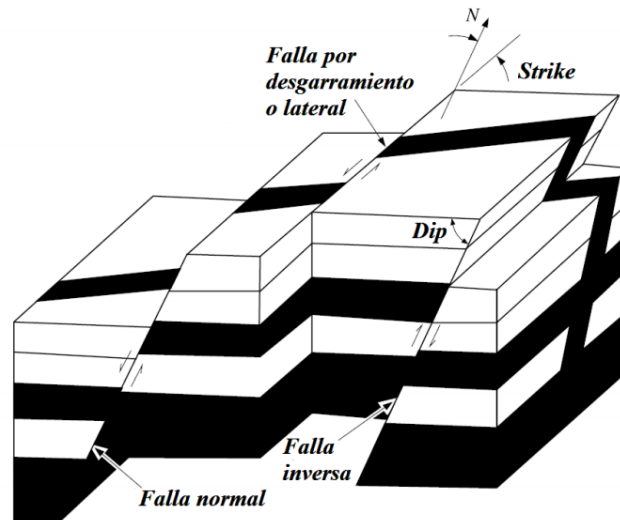
La presencia de fallas en la superficie no necesariamente implica que el área tiene actividad sísmica, así como la inexistencia de las mismas no implica que el área no presente actividad sísmica, ya que muchas veces las fracturas no alcanzan a aflorar en la superficie. (Paz, 2012)

Tipos de fallas

La clasificación de las fallas depende de la geometría y la dirección relativa del deslizamiento (Slip). El ángulo de la falla (Dip), es el formado por la falla en la superficie del terreno de un plano horizontal y la línea de corte hacia abajo del suelo. El agrietamiento repentino forma un ángulo (Strike) medido en relación con el norte y la dirección de la ruptura superficial del suelo de la línea de falla. (Paz, 2012)

Figura 8

Orientación y desplazamiento de los tipos básicos de fallas



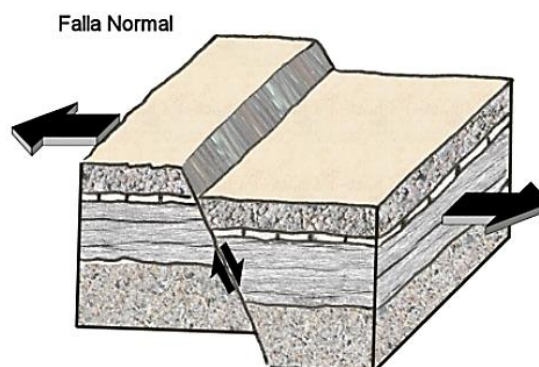
Nota: El gráfico fue tomado de (Bolt, 1999)

“Si bien hay varios tipos de fallas, se puede decir que existen cuatro tipos de fallas principales, según sea la dirección del desplazamiento de las rocas que cortan” (INPRES, 2008):

- a) **Falla Normal:** Este tipo de fallas se genera por tensión horizontal y el movimiento es predominantemente vertical respecto al plano de falla, el cual típicamente tiene un ángulo de 60 grados respecto a la horizontal. El bloque que se encuentra por encima del plano de la falla se denomina techo, y se desliza hacia abajo; mientras que el bloque que se encuentra por debajo del plano de la falla se denomina piso, mismo que asciende. (INPRES, 2008)

Figura 9

Esquema de una falla geológica normal

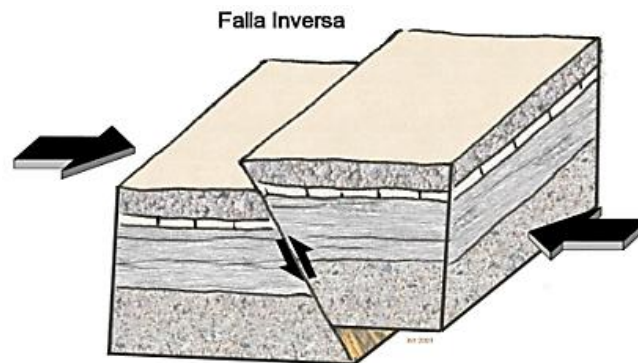


Nota: Tomada de (Bolt, 1999)

- b) Inversa:** Este tipo de falla se genera por compresión horizontal. El movimiento es preferentemente horizontal y el plano de falla tiene típicamente un ángulo de 30 grados respecto a la horizontal. El bloque de techo se encuentra sobre el bloque de piso. Cuando las fallas inversas presentan una inclinación inferior a 45 grados, éstas toman el nombre de cabalgamiento. (INPRES, 2008)

Figura 10

Esquema de una falla geológica inversa

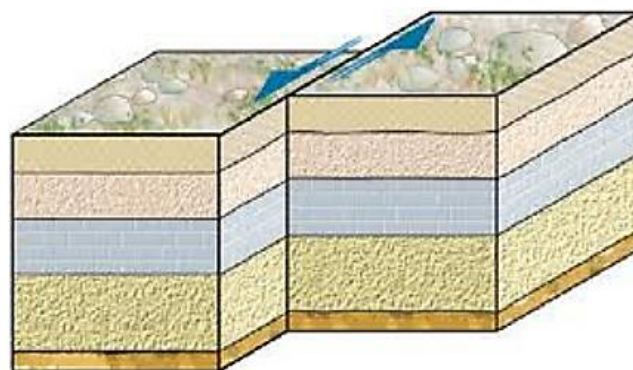


Nota: Tomada de (Bolt, 1999)

- c) Desgarradura:** Estas fallas se desarrollan a lo largo de planos verticales y el movimiento de los bloques es horizontal, son típicas de límites transformantes de placas tectónicas. Se distinguen dos tipos de fallas de desgarre: laterales derechas y laterales izquierdas. Laterales dextrales, son aquellas en donde el movimiento relativo de los bloques es hacia la derecha; mientras que en las laterales sinestrales, el movimiento es opuesto a las anteriores. (INPRES, 2008)

Figura 11

Esquema de una falla geológica de desgarradura

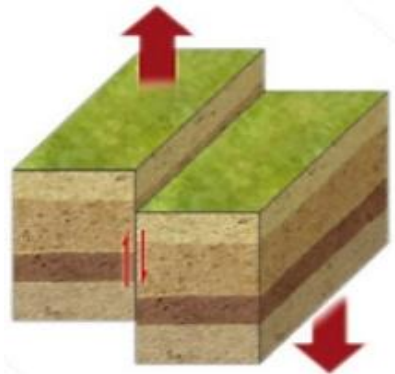


Nota: La figura fue tomada de (Bolt, 1999)

d) **Vertical:** “Estas fallas son una particularidad de las fallas normal o inversa, en la cual el plano de falla y el movimiento relativo entre los bloques es predominantemente vertical” (Paz, 2012).

Figura 12

Esquema de una falla geológica vertical



Nota: La figura fue tomada de (Bolt, 1999)

Sistema de fallas de Quito

El comportamiento dinámico de la región ha generado un sistema de fallas denominado Sistema Mayor Dextral, el mismo que presenta una mayor concentración de fallas y pliegues en la región de la sierra ecuatoriana, uno de ellos el conocido Sistema de Fallas de Quito. Este sistema de fallas, en conjunto con la subducción presentada en la costa del país, representan las principales fuentes generadoras de sismos en el Ecuador. (Alvarado, 2012)

La ciudad de Quito está asentada sobre un sistema de fallas geológicas considerado como planos de fracturas y está conformado por grandes segmentos tectónicos con una longitud que alcanza los 60km, que atraviesa todo el valle en la capital, se origina en el sur desde el sector Tambillo y se prolonga hasta el norte Mitad del Mundo, este tipo de fallas se generó por el desplazamiento de la placa Nazca hacia el interior del continente.

El Sistema de Fallas de Quito está conformado por una cadena de seis segmentos o fracturas que avanzan por el perfil oriental: El Tablón, Puengasí, Lumbisí, Batan – La Bota, Carcelén - El Inca, Calderón - Bellavista y Catequilla.

Figura 13

Ubicación del Sistema de Fallas geológicas de Quito



Nota: Tomada de (El Telégrafo, 2014)

Existen dos sistemas de fallas: el Sistema de Fallas de Quito (Quito Failure System - QFS) conformados por los segmentos antes mencionados y el Sistema de Fallas de Guayllabamba, (Guayllabamba Failure System - GFS) que está constituida por tres segmentos, Río San Pedro (dos segmentos, un largo y un corto), Río Coyago y Río Urvia. (Alvarado, 2012)

Los sistemas de fallas de QFS y GFS se indican en la siguiente tabla:

Tabla 5

Sistema de fallas QFS y GFS

Sistema	Tipo de falla del sistema	Segmento	Área de ruptura (RA) km ²	Longitud de ruptura (SRL) km	Mw (RA)	Mw (SRL)
QFS-31b	Desplazamiento vertical	Puengasí	259	22	6,4	6,4
		Lumbisí-La Bota	176	15	6,2	6,2
		Carcelén-EL Inca	82	7	5,9	5,7

Sistema	Tipo de falla del sistema	Segmento	Área de ruptura (RA) km ²	Longitud de ruptura (SRL) km	Mw (RA)	Mw (SRL)
		Bellavista-Catequilla	191	17,5	6,3	6,3
		Tangahuilla	108	12	6,0	6,0
GFS-31a	Desplazamiento horizontal	Río San Pedro				
		<i>Segmento corto</i>	-	10	-	5,9
		<i>Segmento largo</i>	-	5	-	5,5
		Río Uravía	-	24	-	6,5
		Río Coyago	-	9	-	5,9

Nota: En la tabla se indican los sistemas de fallas con segmentos, área - longitud de ruptura y magnitud de momento Mw. Tabla recuperada de (Alvarado, 2012) y editada por los autores

“Para determinar la magnitud de momento Mw en la superficie de ruptura Mw (RA) y la magnitud en la longitud de la ruptura Mw (SRL), se emplea las siguientes ecuaciones empíricas” (Mark, 2010):

$$M_w = 1.52 \log(\text{SRL}) + 4.4 \quad \text{Ecuación 1}$$

$$M_w = 1.0 \log(\text{RA}) + 4.0 \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde SRL debe estar en [Km] y RA en [Km²].

Ondas sísmicas

Las ondas sísmicas son vibraciones que se generan producto de la energía liberada desde un foco o hipocentro de un terremoto, las cuales se producen en la corteza terrestre y se propagan a través de la estructura del suelo.

Tipos de ondas sísmicas

Las ondas sísmicas se dividen en dos grandes grupos llamados: ondas internas y ondas superficiales.

Las ondas internas son las que se propagan por el interior de la Tierra y su estudio es de gran trascendencia ya que nos proporcionan información sobre su estructura y composición, por otro lado, las ondas superficiales viajan solo por la superficie de la Tierra y son las responsables de las catástrofes que se han evidenciado a lo largo de la historia.

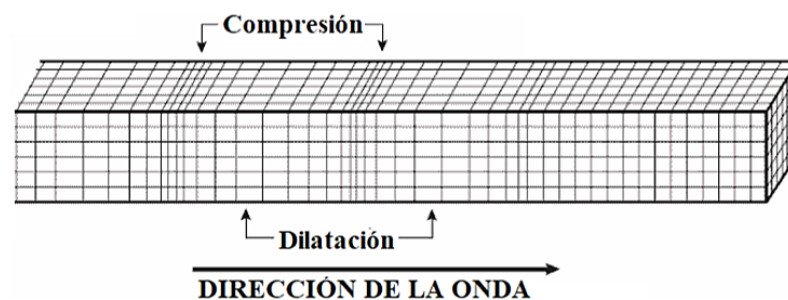
Las ondas internas se dividen en ondas P y S, mientras que las ondas superficiales se dividen en ondas Love y Rayleigh.

Ondas internas P

Las ondas P también conocidas como ondas primarias, ondas de compresión o longitudinales, son llamadas así por ser las más rápidas y por tanto las que primero se registran en los sismógrafos. Son ondas sísmicas que causan que el suelo sea alternadamente comprimido y dilatado en la dirección de la propagación y pueden viajar a través de cualquier tipo de material. (Day, 2012)

Figura 14

Onda interna P



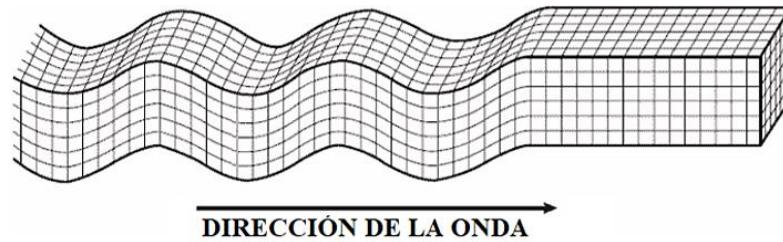
Nota: Figura tomada de (Kramer, 1996)

Como se aprecia en la Figura 14, al ser un tipo de onda de compresión - dilatación, las ondas P pueden viajar a través de sólidos y líquidos. Debido a que el suelo y las rocas son relativamente resistentes a los efectos de compresión y dilatación, las ondas P generalmente tienen el menor impacto en los movimientos de la superficie del suelo. (Day, 2012)

Son las más veloces de todas las ondas con una velocidad aproximada de 5 km/s en las rocas graníticas cercanas a la superficie, y de 11 km/s en el interior de la Tierra, por lo tanto, son las primeras en llegar a la estación de registro. (Bolt, 1999)

Ondas internas S

Las ondas S también conocidas como ondas secundarias, ondas de corte u ondas transversales, ya que el suelo es desplazado perpendicularmente a la dirección de propagación. Las ondas S inducen deformaciones por cizallamiento de los materiales a través de los cuales viaja. Debido a que los líquidos no tienen resistencia al corte y solo pueden viajar a través de los sólidos. (Day, 2012)

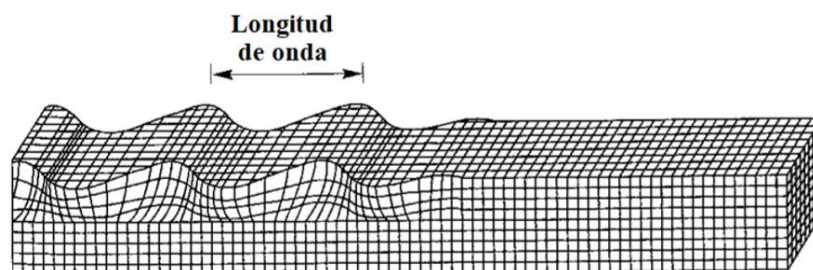
Figura 15*Onda interna S*

Nota: Figura tomada de (Kramer, 1996)

Usualmente las ondas S tienen mayor amplitud y son más destructivas que las ondas P. En roca viajan a velocidades aproximadas al 70% de las velocidades de las ondas P. Como los líquidos no pueden soportar esfuerzos cortantes, las ondas S no se propagan a través de ellos. La componente vertical de las ondas S se denota a menudo por SV, mientras que la componente horizontal se denota por SH. (Bolt, 1999)

Ondas superficiales Love

Las ondas superficiales Love se propagan de forma similar que las ondas S haciendo vibrar las partículas horizontalmente en sentido perpendicular al de propagación, pero sin movimiento vertical, suelen manifestarse cuando hay capas superficiales muy blandas sobre materiales rígidos y la reflexión de la energía atrapada en dicha capa se acumula. (Álvarez, 2015)

Figura 16*Onda superficial Love*

Nota: Figura tomada de (Kramer, 1996)

Como se parecía en la Figura 16, “las ondas superficiales Love tienen un componente horizontal que se lo conoce como ondas S con polarización horizontal

(SH). Esta polarización horizontal se produce por la existencia de capas que varían con la velocidad” (Núñez, 2018).

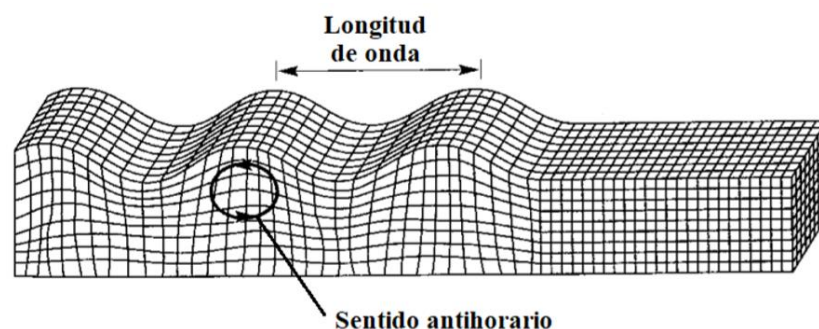
“Solo se generan cuando un medio elástico está estratificado en diferentes partes con características físicas distintas, o discontinuidades” (Álvarez, 2015).

Ondas superficiales Rayleigh

Nombradas en honor al científico británico que predijo su existencia (John Strutt Rayleigh, 1842 - 1919), también denominadas “ground roll”, o rodamiento del suelo, por describir las partículas atravesadas en un movimiento elíptico y retrógrado a la dirección de propagación. Su velocidad depende de su frecuencia y su longitud de onda. (Álvarez, 2015)

Figura 17

Onda superficial Rayleigh



Nota: Figura tomada de (Kramer, 1996)

El autor (Nakamura, 1989) sostiene que “estas ondas se parecen en un 95% a las ondas S y de esta hipótesis se realizan ensayos tipo ReMi para determinar la velocidad de ondas de corte V_s ”.

“Un ejemplo claro de su manifestación son las ondas que se producen en la superficie del agua” (Álvarez, 2015).

Geotecnia

La Geotecnia es la rama de la ingeniería civil que se encarga del estudio del comportamiento del suelo, sustentado principalmente en las propiedades mecánicas, físicas, dinámicas y de resistencia del mismo, a fin de obtener información geológica

y geotécnica de un terreno, necesario para la ejecución de un proyecto de construcción o para su posterior análisis en el caso de existir.

Los técnicos especializados en esta área investigan y analizan el suelo y las rocas por debajo de la superficie para determinar sus propiedades y diseñar las bases o cimentaciones para diversas estructuras dando como resultado edificaciones cien por ciento seguras y con un alto índice de calidad.

En la actualidad, la geotecnia ha adquirido términos amplios que incluyen la ingeniería sísmica, la producción de materiales geotécnicos, mejoramiento de las características del suelo, interacción suelo – estructura, entre otros; todo esto con el objetivo de eliminar el riesgo para los seres humanos y disipar los efectos causados por fenómenos ambientales naturales o propiciados por la actividad humana, tales como deslizamientos de terrenos, hundimientos de tierra, flujos de lodo, etc.

Los parámetros utilizados en la (NEC-SE-GC, 2015), para clasificar los tipos de perfil del suelo son:

- Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar,
- Índice de plasticidad y contenido de humedad,
- Resistencia media al corte del suelo, y
- Velocidad media de la onda de corte a 30m de profundidad (V_{s30}).

De acuerdo a estos parámetros, se establecen seis tipos de perfiles sísmicos del suelo, que se indican en la Tabla 6:

Tabla 6

Clasificación de los perfiles sísmicos del suelo

Tipo	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanca, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que	$N \geq 50.0$

Tipo	Descripción	Definición
	cumplan con cualquiera de los dos criterios	$S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de 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	Perfiles que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfiles que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20, w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ KPa}$

F1: Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la acción sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.

F2: Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).

F **F3:** Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$)

F4: Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)

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.

Nota: Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotécnico. Tabla extraída de la (NEC-SE-DS, 2015).

En la (NEC-SE-GC, 2015), se establece paso a paso el procedimiento y criterios para la clasificación de un perfil de suelo específico.

Relaciones volumétricas y gravimétricas

Al momento de realizar una construcción civil se da prioridad al agregado del suelo es por aquello que se debe identificar y conocer sus relaciones volumétricas y gravimétricas, por lo general los agregados se manipulan por peso o volumen. La relación de los parámetros permite identificar el tipo del suelo presentado.

Debido a que el suelo es el elemento estructural de soporte de cualquier tipo de cargas de una edificación, es fundamental el estudio del comportamiento del suelo ante dichas circunstancias. Para el estudio de la mecánica de suelos se considera al suelo como un conjunto de partículas que están en estado sólido y que

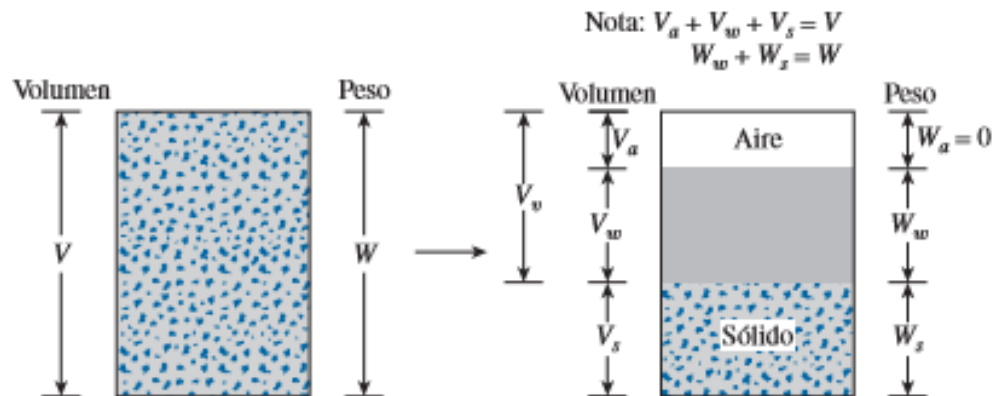
poseen vacíos en su estructura, en donde se puede encontrar la presencia de agua, son estas partículas sólidas y líquidas las que distribuyen y soportan tanto cargas como presiones.

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, líquida y la gaseosa, ver Figura 18. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo; la líquida por el agua, aunque en los suelos pueden existir otros líquidos de menor significación. La fase gaseosa comprende el aire, la capa viscosa del agua absorbida que presenta propiedades intermedias entre la fase sólida y la líquida, suele incluirse en esta última, pues es susceptible a desaparecer cuando el suelo es sometido a una fuerte de evaporación. Las fases líquidas y gaseosas del suelo comprenden en el volumen de vacíos, mientras que la fase sólida constituye el volumen de los sólidos. (Juárez Badillo, 2005)

Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus espacios vacíos están ocupados por agua. Un suelo en tal circunstancia consta, como caso particular, de solo dos fases, la sólida y líquida. Muchos suelos yacientes bajo el nivel freático son totalmente saturados. En un laboratorio de mecánica de suelos se suele determinar el peso de las húmedas, secas y el peso específico relativo de suelos. Estas magnitudes no son las únicas cuyo cálculo es necesario; es preciso obtener relaciones sencillas y prácticas, a fin de poder medir las relaciones de tipo volumétrico y gravimétrico. (Juárez Badillo, 2005)

Figura 18

Esquema de una muestra de suelo



Nota: En la siguiente figura se puede observar las fases constituyentes de un suelo. Tomada de (Das, 2012).

Dónde:

V_v = Volumen de vacíos, y

V_s = Volumen de sólidos del suelo.

“Para definir el peso de los sólidos eliminando la fase líquida es necesario colocar la muestra de suelo en un horno a temperaturas muy altas durante un periodo de 18 a 24 horas, hasta llegar a un peso constante” (Juárez Badillo, 2005).

Relaciones de pesos y volúmenes

Las relaciones que se presenta son de suma importancia, para el manejo compresible de las propiedades mecánicas de los suelos.

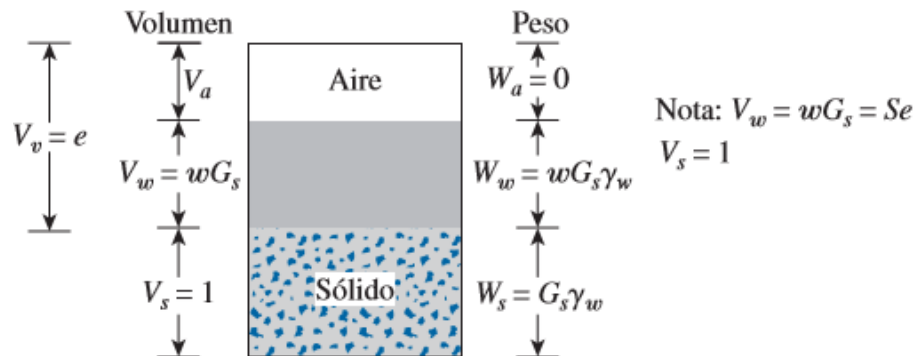
Existen tres importantes relaciones de volumen: porosidad, relación de vacíos, y grado de saturación. La porosidad es la relación entre el volumen de huecos, poros o vacíos y el de partículas sólidas. La porosidad se suele multiplicar generalmente por 100 dando así los valores en porcentaje, mientras tanto la relación de vacíos se expresa en forma decimal (Lambe & Whitman, 2012).

Existen tres importantes relaciones de volumen:

- **Suelo no saturado:** Una muestra de suelo no saturado es el que está conformada por las tres fases del suelo; sólido, líquido y gaseoso como se muestra en la Figura 19.

Figura 19

Esquema de muestra de suelo no saturado



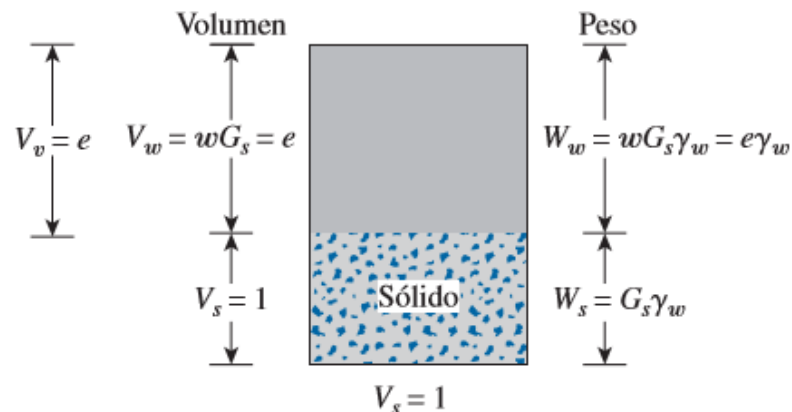
Nota: En la siguiente figura se observa el estado de una muestra de suelo no saturada.

Tomada de (Das, 2012)

- **Suelo saturado:** Este tipo de suelos está conformado solo por las fases sólida y líquida, ver Figura 20, se lo conoce así porque todos los espacios vacíos son ocupados por el agua.

Figura 20

Esquema de muestra de suelo saturado



Nota: En la siguiente figura se observa el estado de una muestra de suelo saturada. Tomada de (Das, 2012).

Relaciones fundamentales

- a) **Relación de vacíos (e):** El cálculo de este parámetro es la relación entre volumen de vacíos y el volumen de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Ecuación 3

b) Porosidad (n): Es la relación del volumen de vacíos (V_v), para el volumen total del suelo (V).

$$n = \frac{V_v}{V} \quad \text{Ecuación 4}$$

También se puede calcular en base a la relación de vacíos (e), con la siguiente ecuación:

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{V_v}{V_s + V_v} = \frac{\frac{V_v}{V_s}}{\frac{V_v}{V_s} + \frac{V_v}{V_s}} = \frac{e}{1 + e} \quad \text{Ecuación 5}$$

c) Grado de saturación S (%): Es la relación del volumen del agua en los espacios vacíos (V_w) entre el volumen de vacíos (V_v), y como se menciona anteriormente esto se expresa en porcentaje.

$$S(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad \text{Ecuación 6}$$

El grado de saturación para suelos saturados es el 100%.

d) Contenido de agua o humedad W (%): es la relación de peso de los sólidos del suelo entre el peso del agua (W_s).

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad \text{Ecuación 7}$$

Pesos específicos

- **Peso específico húmedo γ :** Es la relación del peso total de la muestra del suelo entre el volumen total del suelo y se expresa (gr/cm^3) o (ton/m^3).

$$\gamma = \frac{W}{V} \times 100 \quad \text{Ecuación 8}$$

$w = W_s + W_w =$ Peso total de la muestra de suelo

- **Peso específico seco γ_s :** Es la relación del peso de los sólidos del suelo entre el volumen total del suelo y se expresa (gr/cm^3) o (ton/m^3).

$$\gamma = \frac{W_s}{V} \times 100 \quad \text{Ecuación 9}$$

Cuando la muestra de suelo está completamente saturada, es decir, que los espacios vacíos son ocupados por el agua entonces el peso específico seco es igual al peso específico saturado.

Se puede desarrollar más relaciones útiles considerando en la que el volumen de sólidos del suelo es igual a una unidad. Como se muestra en la Figura 20, si $V_S = 1$, entonces $V_V = e$ y el peso de los sólidos del suelo es:

$$W_S = G_S \gamma_\omega \quad \text{Ecuación 10}$$

G_S = Es la gravedad específica de los sólidos del suelo, y

γ_ω = Peso específico del agua (9,81 kN/m³).

- **Peso específico húmedo**

El peso del agua es $W_\omega = \omega W_S$ por lo que la muestra de suelo bajo consideración $W_\omega = \omega W_S = \omega G_S \gamma_\omega$. De esa manera se obtiene la fórmula para el peso específico húmedo:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \gamma = \frac{W_S + W_\omega}{V_S + V_V} = \frac{G_S \gamma_\omega (1 + \omega)}{1 + e} \quad \text{Ecuación 11}$$

- **Peso específico seco**

Para un suelo saturado $S=1$ por lo tanto $e = W G_S$

$$\gamma_d := \frac{W_S}{V} = \frac{W_S}{V_S + V_V} = \frac{G_S \gamma_\omega}{1 + e} \quad \text{Ecuación 12}$$

Se observa que: $\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega}$ el grado de saturación es $S = \frac{V_\omega}{V_V}$ con referencia a la

Figura 20, $V_\omega = \omega G_S$ y $V_V = e$ por lo que $S = \frac{V_\omega}{V_V} = \frac{\omega G_S}{e}$, para un suelo saturado $S = 1$

entonces: $e = \omega$ de esa manera el peso específico saturado es:

$$\gamma_d := \frac{W_S}{V} = \frac{W_S + W_\omega}{V_S + V_V} = \frac{G_S \gamma_\omega + e \gamma_\omega}{1 + e} \quad \text{Ecuación 13}$$

Número de golpes del ensayo de penetración estándar (SPT)

El Ensayo de Penetración Estándar o SPT por sus siglas en inglés (Standar Penetration Test), es utilizado para la exploración geotécnica el cual permite definir la estratigrafía del suelo y el número de golpes de hincado. Dicho ensayo se dio a

conocer en 1902, cuando Charles Gow hincaba en el suelo un tubo de diámetro mayor o igual a una pulgada para recuperar muestras, posteriormente en 1922 pasó a ser una subsidiaria de la Raymond Concrete Pile Co., que sería la encargada de difundirla y proponer a Terzaghi realizar el conteo de los golpes necesarios para hincar un pie el tomamuestras en suelos sin cohesión. (Guerrón & Tacuri, 2012)

En 1927 en base al trabajo de campo e investigaciones realizadas por Fletcher y Mohr, respectivamente, se diseña la cuchara partida de dos pulgadas de diámetro exterior. Este método se estableció hacia 1929, fecha en la cual se realizó el primer informe del ensayo según un trabajo publicado por Mohr en 1937. A partir de 1930 se empezó en cierto modo a normar el método cuando iniciaron las mediciones de la resistencia a la penetración de la cuchara partida empleando una masa de 63.50kg que caía desde una altura de 76.20cm para profundizar 12 pulgadas. (Guerrón & Tacuri, 2012)

La primera mención de la American Society for Testing and Materials (ASTM) sobre este ensayo fue en el año 1958 pero no sería hasta el año 1967 que lo estandariza como ASTM D-1586.

Los ensayos in situ, particularmente el SPT, buscan caracterizar los diferentes estratos del suelo a través de su estructura (contabilización del número de golpes necesarios para hincar el tomamuestras), además gracias a ensayos de laboratorio sobre la muestra alterada de granulometría, límites de consistencia y contenido de humedad, es posible estimar la capacidad de carga del suelo en el que se realiza el ensayo, es decir, nos proporciona una idea cualitativa de la resistencia del suelo. (Guerrón & Tacuri, 2012)

“El Ensayo de Penetración Estándar se lo puede emplear para todos los suelos, pero es necesario tomar en cuenta que existen varias fuentes de incertidumbre que alteran los datos” (Zekkos, Bray, & Der Kiureghian, 2004):

- Esfuerzo vertical del suelo,
- Mineralogía del suelo,

- Diámetro de las partículas del suelo,
- Edad geológica y edad de los depósitos de arena,
- Eficiencia del martillo,
- Diámetro del agujero de perforación,
- Muestreador,
- Longitud de perforación, y
- Ausencia de caída libre de martillo.

Previo a la ejecución del ensayo es necesario tomar en cuenta algunas consideraciones para permitir un muestreo intermitente o continuo. El número de sondeos y profundidad del ensayo están estipulados en la (NEC-SE-GC, 2015), ver Tabla 7 y Tabla 8.

Tabla 7

Clasificación de las unidades de construcción por categorías

Clasificación	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicios en columnas (Tonf)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4000
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4001 y 8000
Especial	Mayor a 20 niveles	Mayores a 8000

Nota: El gráfico fue tomado de (NEC-SE-GC, 2015).

Tabla 8

Número de sondeos y profundidad por unidad de construcción

Parámetro / categoría	Baja	Media	Alta	Especial
Profundidad mínima de sondeos	6 m	15 m	25 m	30 m
Número mínimo de sondeos	3	4	4	5

Nota: El gráfico fue tomado de (NEC-SE-GC, 2015).

El ensayo SPT consiste en penetrar 45cm en el suelo un muestreador robusto en tres tramos de 15cm por golpeo utilizando un martillo de 63.50kg que se deja caer desde una altura de 76.20cm o 30 pulgadas tomando en cuenta el número

de golpes necesarios para hincar cada tramo. El valor normado de penetración N_{SPT} es para 30cm, por lo que es la suma de los dos últimos tramos, el primero no se toma en cuenta por la posible alteración del suelo o derrumbes en las paredes del pozo del sondeo. (Guerrón & Tacuri, 2012)

$$N_{SPT} = N_{15-30} + N_{30-45} \quad \text{Ecuación 14}$$

Dónde:

N_{SPT} = Resistencia a la penetración estándar,

N_{15-30} = Número de golpes para hincar el muestreador de 15 – 30cm y

N_{30-45} = Número de golpes para hincar el muestreador de 30 – 45cm.

“El valor obtenido de N_{SPT} en un ensayo de penetración estándar es inversamente proporcional a la energía transferida al muestreador” (Schmertmann, Brown, & Hartman, 1978).

Factores de corrección al 60% de energía N_{60}

“Durante la ejecución del ensayo SPT, una parte de la energía se disipa en diferentes componentes mecánicos, la magnitud de la energía aplicada sobre la tubería de perforación y el muestreador es considerable” (Lara & Martínez, 2020). Por lo tanto es obligatorio utilizar correcciones en el número de golpes obtenidos en la prueba, según lo estipula la (NEC-SE-GC, 2015).

Con la finalidad de que la cantidad de golpes medidos en el sitio sea utilizada en aplicaciones de ingeniería geotécnica, este valor debe ser ajustado por los efectos de la energía del martinete, esfuerzo de sobrecarga, dimensiones del equipo, entre otros factores que influyen en los resultados. (MIDUVI, 2015)

La medida de números de golpes debe ser corregida al 60% de la energía teórica de la caída libre del martinete para penetrar en el suelo 30 cm (N_{60}), ver Ecuación 15, misma que se utiliza para los suelos arenosos.

$$N_{60} = N_{SPT} \times (C_N \times C_E \times C_R \times C_B \times C_S) \quad \text{Ecuación 15}$$

Dónde:

N_{60} = Número de golpes corregidos al 60% de la energía teórica,

N_{SPT} = Número de golpes obtenidos en campo,

C_N = Factor de corrección por sobrecarga o confinamiento,

C_E = Factor de corrección por energía,

C_R = Factor de corrección por longitud de perforación,

C_B = Factor de corrección de diámetro de perforación, y

C_S = Factor de corrección por revestimiento de toma muestra.

“Para determinar el factor de corrección por energía se toma en cuenta el tipo del martinete, los más comunes son” (ASTM D1586-64T , 1992):

- Martinete con maza tipo anillo, y
- Martinete con maza tipo seguro.

“Cada tipo de martillo tiene una relación de energía (%), a la cual se debe aplicar la corrección al 60%” (ASTM D1586-64T , 1992), es decir:

$$C_E(60\%) = \frac{ER_R(\%)}{60\%} \quad \text{Ecuación 16}$$

En la siguiente tabla se indica las relaciones de energía $ER_R(\%)$ y el factor de corrección por energía $C_E(60\%)$ en función del tipo de martinete:

Tabla 9

Factor de corrección por energía $C_E(60\%)$

Tipo	$ER_R(\%)$	$C_E(60\%)$
Anillo	45	0.75
Seguro	55	0.92
Automático	55 – 83	0.92 – 1.38

Nota: Esta tabla fue tomada de (Espinosa & Carrión, 2019)

Los factores de corrección para el ensayo SPT, mostrados en la siguiente tabla exponen los valores recomendados y estudiados por diversos autores.

Tabla 10

Factores de corrección por longitud, diámetro de perforación y revestimiento

Factor de corrección	Nomenclatura	Tipo	Parámetros	Valor
Longitud de perforación	C_R	Tubería de perforación	> 10m	1.00
			6 – 10m	0.95
			4 – 6m	0.85
			0 – 4m	0.75
Diámetro de perforación	C_B	Diámetro del pozo	60 – 120mm	1.00
			150mm	1.05
			200mm	1.15
Revestimiento de toma muestra	C_S	Sin revestimiento	Sin especificar	1.00
		Con revestimiento	Arcilla	0.80
			Arena densa	0.80
			Arena suelta	0.90

Nota: Esta tabla fue tomada de (Bowles, 1997)

De todos estos factores de corrección el más importante es el factor por sobrecarga o confinamiento " C_N ", este factor se presenta debido a que la resistencia a la penetración en arcillas no es afectada por la profundidad o dicho de otra forma no evidencia cambios con respecto del incremento de la presión de sobrecarga; sin embargo, en arenas de alta resistencia depende esencialmente de la presión de confinamiento, es por ello que amerita una corrección. (Carmona, 2014)

Varios factores de corrección han sido propuestos para tomar en cuenta el efecto de la presión de sobrecarga. "Existen un sin número de autores que presentan el factor C_N , a continuación, se presentan los más destacados" (Espinosa & Carrión, 2019):

Tabla 11

Factor de corrección por sobrecarga o confinamiento

Autor	Factor de corrección C_N	
Meyerhof - Ishihara, (1975)	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + R_s}$	Ecuación 17
Seed, (1985)	$C_N = 1 - 1.25 \times \log(R_s)$	Ecuación 18

Autor	Factor de corrección C_N	
Liao - Whitman, (1986)	$C_N = \sqrt{\frac{1}{R_s}}$	Ecuación 19
Skempton, (1986)	$C_N = \frac{2}{1 + R_s}$	Ecuación 20
Schmertmann, (1983)	$C_N = \frac{32.5}{10.2 + 20.3 \times R_s}$	Ecuación 21
Peck, (1948)	$C_N = \frac{\log\left(\frac{20}{R_s}\right)}{\log(20)}$	Ecuación 22
Gonzales, (1999)	$C_N = \log\left(\frac{10}{R_s}\right)$	Ecuación 23

Nota: La tabla fue extraída de (Lara & Martínez, 2020).

Para estimar el factor de corrección por sobrecarga o confinamiento de cada muestra de suelo extraída según las relaciones empíricas mostradas en la Tabla 11, el término “ R_s ” corresponde a la relación entre el esfuerzo vertical efectivo y la presión atmosférica (Lara & Martínez, 2020), ver Ecuación 24.

$$R_s = \frac{\sigma'_v}{\bar{p}} \quad \text{Ecuación 24}$$

$$\sigma'_v = (\gamma_s - \gamma_w) \times Z \quad \text{Ecuación 25}$$

Dónde:

R_s = Relación entre el esfuerzo vertical efectivo y la presión atmosférica,

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo,

\bar{p} = Presión atmosférica igual a 1at o 1Pa,

γ_s = Peso específico del suelo,

γ_w = Peso específico del agua igual a 1g/cm³ y

Z = Profundidad de la muestra.

Es importante mencionar que el ensayo de penetración estándar no dará buenos resultados para profundidades superiores a 10m, ya que la tasa de transmisión de energía de la maza que cae desde una altura estándar, se verá

disipada por la longitud del varillaje, esto quiere decir que muy probablemente lo que se obtenga es un valor de rechazo. (Espinosa & Carrión, 2019)

Así mismo, este ensayo para lo que realmente sirve y donde debería tomarse en cuenta es para el cálculo del número de golpes corregidos en suelos granulares (arenas bien o mal graduadas con porcentajes de finos menor al 12%), con o sin nivel freático. (Espinosa & Carrión, 2019)

Clasificación del suelo

En la actualidad especialistas y técnicos en geotecnia manejan el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) para describir el tamaño y la textura de las partículas de un suelo, dicho sistema se basa en los resultados de los siguientes ensayos:

- Ensayo de contenido de humedad,
- Ensayo de granulometría, y
- Ensayo de límites de consistencia.

A continuación, se describirán los ensayos anteriormente mencionados los cuales permiten aplicar el sistema de clasificación de suelos SUCS.

Ensayo de contenido de humedad

- **Alcance**

“Determinar la humedad en una masa de suelo o materiales similares donde la reducción de la masa por secado es debido a la pérdida del agua” (ASTM D2216, 2010).

- **Normativa**

Norma ASTM D-2216.

- **Equipo**

- Balanza (precisión de 0.01 g),
- Espátula,
- Horno de secado (110°C), y

– Taras.

- **Descripción del ensayo**

Este ensayo nos permite determinar el porcentaje o contenido de humedad en una muestra de suelo inalterada. A continuación, se presenta la masa mínima requerida para el cálculo de humedad, ver Tabla 12.

Tabla 12

Masa mínima para determinar la humedad

Tamaño máximo de partículas (100% pasante)	Tamaño del tamiz normalizado	Masa mínima recomendada para especímenes húmedos de prueba para contenido de humedad	
		(± 0.1%)	(± 0.1%)
2mm o menos	# 10	20g	20g
4.75mm	# 4	100g	20g
9.5mm	3/8"	500g	50g
19.0mm	3/4"	2.5kg	250g
37.5mm	1 1/2"	10kg	1kg
75.0mm	3"	50kg	5kg
No debe exceder menos de 20g			

Nota: La tabla fue tomada de (ASTM D2216, 2010)

Una vez determinado el volumen de la muestra de suelo se proceden a colocar en dos taras y registrar el peso, estas taras previamente deben ser pesadas antes de colocar las muestras.

Colocar las muestras en el horno a una temperatura ($105^{\circ}\text{C} \pm 5$), en un lapso de tiempo (18 a 24h) con el objetivo de lograr una masa constante, una vez culminado el tiempo establecido proceder a pesar las muestras con las cuales se determinará las humedades correspondientes (ASTM D2216, 2010).

- **Procesamiento de datos**

Una vez que se tienen las muestras secas se procede a registrar el nuevo peso y con los datos obtenidos se calcula el contenido de humedad con la Ecuación 26 y Ecuación 27.

$$W_{\omega} = W_h - W_s \quad \text{Ecuación 26}$$

$$\%H = \frac{W_{\omega}}{W_s} \quad \text{Ecuación 27}$$

Dónde:

W_{ω} = Peso del agua contenido en la muestra

W_h = Peso de la muestra húmeda

W_s = Peso de la muestra seca

$\%H$ = Contenido de humedad

Ensayo de granulometría

- **Alcance**

“El desarrollo de este ensayo sirve para determinar la distribución de partículas en el suelo de acuerdo a su tamaño” (ASTM D-422, s.f).

- **Normativa**

Norma ASTM D-422.

- **Equipo**

- Balanza (precisión de 0.001 g),
- Tamices: 3”, 2”, 1 ½”, 1”, ¾”, ½”, ⅜”, N°4, N°10, N°40 Y N°200,
- Taras de identificación, y
- Horno de secado.

- **Descripción del ensayo**

Para la descripción del espécimen se debe dividir la muestra en dos partes, una que esté conformada por el material retenido en el tamiz N° 4 y la otra con el material pasante. Para la porción conformada por el material pasante se requiere una cantidad de 115 gramos en el caso de suelo arenosos y de 65 gramos para suelos arcillosos o limosos. La muestra separada por cuarteo se procede a secar en el horno a una temperatura de 110°C hasta que alcance un peso constante. Con el material seco y a temperatura constante se procede a realizar el lavado a través del tamiz N°200 para eliminar el material más fino, el material restante se seca

nuevamente empleando el horno y se realiza la granulometría a través de los tamices mencionado en la sección de equipos con lo cual se obtiene el fraccionamiento de la muestra por tamaño de partícula. (ASTM D-422, s.f)

- **Procesamiento de datos**

Una vez obtenidos los pesos de la muestra de cada tamiz se determina el porcentaje de retenido con la siguiente formula:

$$\% \text{ Ret} = \frac{W_{r_i}}{W_t} \times 100 \quad \text{Ecuación 28}$$

Dónde:

w_{r_i} = Peso retenido en cada tamiz, y

W_t = Peso de la muestra secado al horno.

Conocido el porcentaje retenido por cada tamiz se obtiene mediante diferencia con la totalidad de la muestra, los porcentajes pasantes, estos datos se grafican en una hoja semilogarítmica, lo cual sirve para determinar la tendencia de la granulometría y finalmente se clasifica según el tamaño de grano en base a la Tabla 13 (ASTM D-422, s.f).

Tabla 13

Tamaño de granos según la clasificación (Norma SUCS)

Grava	Arena	Finos (limos y arcillas)
(76.2 – 4.75) mm	(4.75 – 0.075) mm	<0.075 mm

Nota: Tabla tomada de (ASTM D-422, s.f)

En el transcurso del ensayo también se determina el coeficiente de uniformidad, ver Ecuación 29, y el coeficiente de curvatura, ver Ecuación 30, mismas que facilitan el cálculo de la curva granulométrica.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Ecuación 29}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}} \quad \text{Ecuación 30}$$

Dónde:

C_u = Coeficiente de uniformidad,

C_c = Coeficiente de curvatura,

D_{60} = Abertura del tamiz por el cual pasa el 60% de muestra del suelo,

D_{30} = Abertura del tamiz por el cual pasa el 30% de muestra del suelo, y

D_{31} = Abertura del tamiz por el cual pasa el 10% de muestra del suelo.

Ensayo de límites de consistencia

- **Alcance**

“Este método consiste en la determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad de los suelos” (ASTM D4318, s.f).

- **Normativa**

Norma ASTM D4318 – 17.

- **Equipo**

- Tamiz N° 40,
- Ranurador metálico plano,
- Copa de Casagrande,
- Balanza (precisión de 0.01 g),
- Contenedor de agua,
- Espátula, y
- Horno de secado (110°C).

- **Descripción del ensayo**

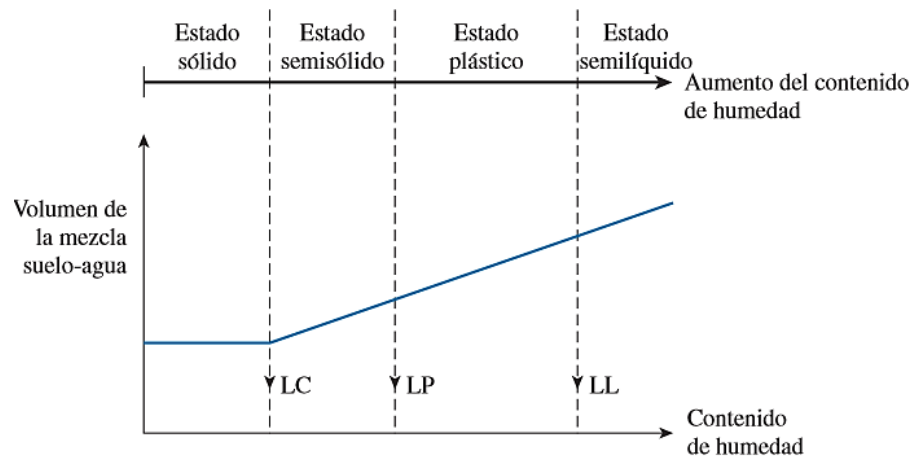
Método desarrollado por el científico Albert Mauritz Atterberg en 1900.

Cuando un suelo arcilloso se mezcla con una cantidad excesiva, puede fluir como un semilíquido. Si el suelo se seca gradualmente, se comportará como un material plástico, semisólido o sólido, dependiendo de su contenido de humedad, en porcentaje, en el que el suelo cambia de un estado líquido a uno plástico se define como límite líquido (LL). De manera similar, el contenido de humedad, en porcentaje,

en el que el suelo cambia de un estado plástico a uno semisólido y de un estado semisólido a uno sólido se define como límite plástico (LP) y límite de contracción, respectivamente (Das, 2012), ver Figura 21.

Figura 21

Límites de Atterberg



Nota: Esta figura es extraída de (Das, 2012)

– Límite líquido (LL)

El espécimen necesario para la determinación del límite líquido debe estar conformado por un peso de 200 gramos de material pasante por el tamiz N° 40. Para complementar el ensayo se requieren tres etapas, en la primera se debe ajustar el contenido de agua para cerrar un surco creado en la muestra, ubicado en la copa de Casagrande, con el número de golpes entre 10 - 25, en la segunda cantidad debe estar entre 20 - 30 golpes y en la tercera debe estar entre 25 - 45 golpes.

Alcanzadas las especificaciones mencionadas e inmediatamente después de haber concluido con el ensayo, se recupera la muestra y se procede a determinar el contenido de humedad de acuerdo a la norma ASTM – 2216. (ASTM D4318, s.f)

– Límite plástico (LP)

Extraer un espécimen conformada por 20 gramos de la muestra preparada para la determinación del límite líquido, la misma que puede ser tomada antes, durante o después de desarrollar el ensayo. Del espécimen, obtener una porción de aproximadamente 2 gramos y conformar una masa elipsoidal enrollando la muestra

sobre una placa de vidrio hasta alcanzar un diámetro constante de 3.2 mm en un tiempo no mayor a 2 minutos, cuando la muestra alcanza el diámetro mencionado se debe dividir el hilo en varios pedazos. Repetir el procedimiento mencionado hasta obtener un peso entre todos los pedazos de al menos 6 gramos. Recuperar los trozos de muestra y determinar el contenido de humedad siguiendo la norma ASTM D – 2216. (ASTM D4318, s.f)

- **Procesamiento de datos**

- **Límite líquido (LL)**

Representar gráficamente los valores obtenidos de contenido de humedad en el eje de las ordenadas y los valores correspondientes al número de golpes de la copa en el eje de las abscisas. Determinar mediante la gráfica el contenido de humedad que corte al eje de las abscisas en un valor de 25 golpes este contenido de humedad es el valor del límite líquido o se puede utilizar la Ecuación 31 para el cálculo de este parámetro. (ASTM D4318, s.f)

$$LL = \frac{\% H}{1.419 - 0.3 \log(N)} \quad \text{Ecuación 31}$$

Dónde:

% H = Contenido de humedad, y

N = Número de golpes.

- **Límite plástico (LP)**

“Con los valores correspondientes al contenido de humedad de los especímenes ensayados se procede a determinar el valor promedio y redondearlo al número entero más cercano. El resultado obtenido correspondiente al límite plástico” (ASTM D4318, s.f).

- **Índice de plasticidad (IP)**

Determinado los límites del suelo, el índice de plasticidad se obtiene mediante la diferencia entre dos valores como se muestra en la Ecuación 32, “este

parámetro es de singular importancia ya que determina el rango de contenido de agua cuando un suelo se comporta plásticamente” (ASTM D4318, s.f):

$$IP = LL - IP$$

Ecuación 32

Clasificación SUCS

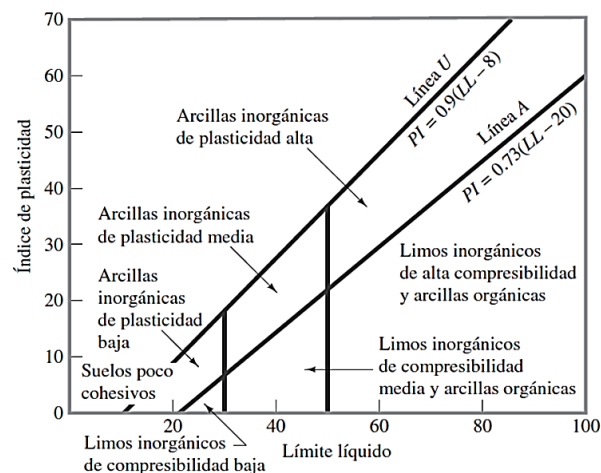
Este sistema fue propuesto por Casagrande en 1948 para su uso en los trabajos de construcción del aeródromo realizado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército en colaboración con el U.S. Bureau of Reclamation y se encuentran normalizados en la ASTM D-2487. (Das, 2012)

La presente metodología es empleada para determinar el tipo de suelo basado en estudios preliminares como la granulometría y los límites de consistencia. Conocido el tipo de suelo es posible determinar sus propiedades mecánicas y su comportamiento ante la acción de distintos tipos de cargas. (ASTM D-2487, s.f)

Cuando la muestra de suelo está compuesta en su mayoría por partículas finas (pasantes del tamiz N°200) se emplea la carta de plasticidad para su clasificación, ver Figura 22, en cual relaciona el índice de plasticidad con el límite líquido. Definidos los límites de Atterberg, coeficientes de curvatura – uniformidad, el porcentaje de muestra retenida y pasante de los tamices. Se procede a clasificar el suelo basándose en la Tabla 14.

Figura 22

Carta de plasticidad de Casagrande



Nota: Esta figura fue tomada de (Das, 2012)

Tabla 14*Identificación y características de tipo de suelo*

División principal	Símbolo	Nombres típicos
Gravas: Retenido tamiz No.4 más del 50%	GW	Grava bien graduada, gravas limpias
	GP	Grava mal graduada con menos del 5% de finos
	GM	Grava limosa, gravas con finos
	GC	Grava arcillosa con menos del 12% de finos
Arenas: Pasante tamiz No.4 más del 50%	SW	Arena bien graduada, arenas limpias
	SP	Arena mal graduada con menos del 5% de finos
	SM	Arena limosa, arenas con finos
	SC	Arena arcillosa con menos del 12% de finos
Limos y arcillas: Límite líquido menor de 50	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosas, o limos arcillosos con ligera plasticidad.
	CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.
	OL	Limos orgánicos y arcillas orgánicas limosas de baja plasticidad.
Limos y arcillas: Límite Líquido mayor de 50	MH	Limos inorgánicos, suelos arenosos finos o limosos con mica o diatomeas, limos elásticos.
	CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad alta.
	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a elevada; limos orgánicos

Nota: Esta tabla fue extraída de la (ASTM D-2487, s.f)

Resistencia al corte del suelo

“La resistencia al corte del suelo se puede determinar a partir de ensayos de corte o ensayos triaxiales” (Badillo & Rodríguez, 2014).

Es conocido que exceptuando el caso de suelos granulares, los ensayos de corte directo carecen de credibilidad a causa de su inexactitud, ya que en la caja de corte el contenido de humedad de las muestras de suelo no puede mantenerse constante cuando se modifican las tensiones que se aplican sobre las mismas; la ejecución de ensayos de compresión triaxial son la única forma para obtener datos

confiables en cuanto a la resistencia al corte con un contenido de humedad constante en suelos de alta o mediana permeabilidad (Guerrón & Tacuri, 2012).

Los ensayos triaxiales habitualmente son realizados en dos etapas: consolidación por presión de confinamiento y ruptura por compresión axial.

Dependiendo del tipo de suelo y las condiciones en que este trabaja, las opciones para realizar un ensayo triaxial son:

- **No consolidado, no drenado (Triaxial UU)**

En este tipo de ensayo no existe drenaje en ninguna de las dos etapas y por este motivo son de ejecución rápida, mediante este ensayo es posible determinar la resistencia de un suelo sometido a cargas o descargas aplicadas a una velocidad tal que no haya disipación de las presiones de poro generadas. (Guerrón & Tacuri, 2012)

- **Consolidado, drenado (Triaxial CD)**

En este tipo de ensayo se tiene drenaje durante las dos etapas y no se permiten generar presiones de poro, aplicando las cargas a una velocidad adecuada durante la etapa de ruptura, la velocidad del ensayo es muy lenta. Es posible determinar la resistencia después de la disipación de la presión de poro, lo que caracteriza a suelos cohesivos y a la estabilidad a largo plazo en el campo. (Guerrón & Tacuri, 2012)

- **Consolidado, no drenado (Triaxial CU)**

En este tipo de ensayo se permite el drenaje solo durante la primera etapa (consolidación), su duración es intermedia entre las dos alternativas anteriores; es la prueba más adecuada para determinar la resistencia de suelos consolidados expuestos a cargas rápidas, como por ejemplo el caso de un sismo o maremoto. (Guerrón & Tacuri, 2012)

Saber qué tipo de ensayo triaxial debemos emplear es lo más importante, por ejemplo, si la construcción va ser muy rápida sobre un depósito arcilloso un ensayo

triaxial UU sería idóneo, por otro lado si la construcción va a ser muy lenta (más de 18 meses) como la construcción de un terraplén con un material arcilloso un triaxial CU sería apropiado. (Badillo & Rodríguez, 2014)

La principal acción del ensayo triaxial es obtener los parámetros de resistencia al corte del suelo y la relación esfuerzo-deformación unitaria a través de la determinación del esfuerzo cortante; este es un ensayo complejo pero la información que proporciona es la más representativa del esfuerzo cortante que sufre una masa de suelo al ser cargada. (Zambrano & Quispe, 2017)

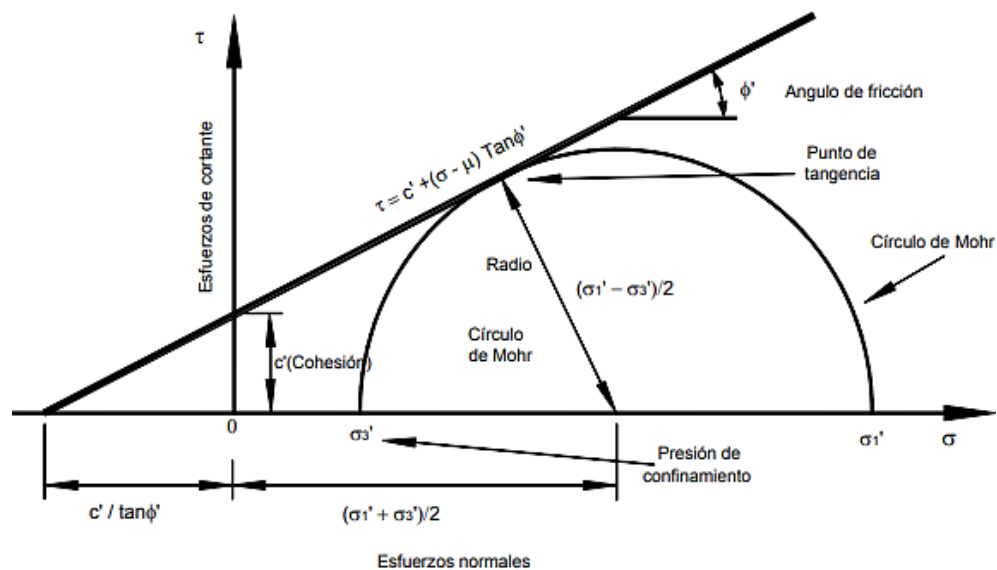
Con este ensayo es posible obtener una gran variedad de estados reales de carga, mismo que consiste en someter a una muestra inalterada de un suelo con forma cilíndrica a una presión de confinamiento en todas sus caras a través de una cámara triaxial. A continuación, se incrementa el esfuerzo axial (esfuerzo desviador) con un dispositivo de carga axial hasta que la muestra se rompe, al no existir esfuerzos tangenciales sobre las caras de la muestra cilíndrica, el esfuerzo axial y la presión de confinamiento, son los esfuerzos: principal mayor (σ_1) y principal menor (σ_3), respectivamente. (Zambrano & Quispe, 2017)

Se deberán realizar al menos tres pruebas utilizando presiones de confinamiento diferentes, a través de un gráfico se dibujan los círculos de Mohr que representan los esfuerzos de cada muestra y trazando una tangente o envolvente a estos, se determinan los parámetros de resistencia al corte:

- Ángulo de fricción o de rozamiento interno (ϕ), es el ángulo que se forma entre la envolvente y el eje de los esfuerzos normales.
- Cohesión (c), valor que se determina con la intersección de la envolvente con el eje de los esfuerzos cortantes.

Figura 23

Representación gráfica del círculo de Mohr



Nota: Este gráfico fue extraído de (Suárez, 1998)

$$\tau = c' + (\sigma - \mu) \tan \phi'$$

Ecuación 33

Dónde:

τ = Esfuerzo de resistencia al corte,

c' = Cohesión o cementación efectiva,

ϕ' = Ángulo de fricción efectiva,

σ = Esfuerzo normal total, y

μ = Presión del agua intersticial o de poros.

En la Figura 23 se muestra la representación gráfica del modelo de falla de materiales según la ley de Mohr - Coulomb. Este análisis requiere conocer los parámetros mecánicos, la cohesión y el ángulo de fricción, los cuales se consideran como propiedades intrínsecas del suelo. La presencia del agua reduce el valor de la resistencia del suelo que depende de las presiones internas o de poros de acuerdo con la ecuación de Coulomb, en la cual la presión de poros (μ) está restando al valor de la presión normal total. (Suárez, 1998)

“Este método proporciona la medición de esfuerzos totales aplicados a la muestra, es decir, los esfuerzos no son corregidos por la presión de poros” (ASTM D2850, 2003).

- **Esfuerzos Totales**

“El esfuerzo total es la suma de todas las fuerzas, incluyendo aquellas transmitidas a través de contactos entre partículas, aquellas transmitidas a través de la presión de poros en el agua (divididas por el área total)” (Suárez, 1998).

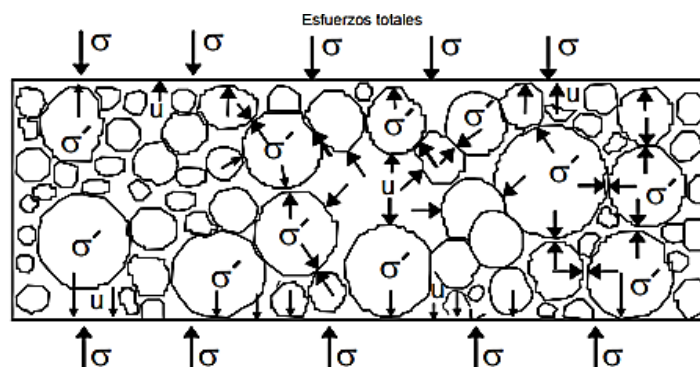
“En problemas prácticos, el análisis con esfuerzos totales puede utilizarse en problemas de estabilidad a corto plazo y las presiones efectivas, para analizar la estabilidad a largo plazo” (Suárez, 1998).

- **Esfuerzos Efectivos**

Una masa de suelo saturada está compuesta por dos fases distintas: el esqueleto de partículas y los poros entre partículas llenos de agua. Cualquier esfuerzo impuesto sobre el suelo, es soportado por el esqueleto de partículas y también, por la presión del agua. (Suárez, 1998)

Figura 24

Esfuerzos totales y efectivos



Nota: Figura tomada de (Suárez, 1998).

Típicamente, el esqueleto puede transmitir esfuerzos normales y de corte por los puntos de contacto entre las partículas y el agua a su vez puede ejercer una presión hidrostática igual en todas las direcciones. Los esfuerzos ejercidos por el

esqueleto solamente se conocen como esfuerzos efectivos y a los esfuerzos hidrostáticos del agua se les denomina “presión de poros”. (Suárez, 1998)

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad \text{Ecuación 34}$$

Dónde:

σ' = Esfuerzo efectivo,

σ = Esfuerzo total, y

μ = Presión de poros.

“Los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo al corte y no los esfuerzos totales” (Suárez, 1998).

La Tabla 15, muestra los parámetros que se obtienen de los diferentes tipos de ensayos triaxiales:

Tabla 15

Parámetros determinados en los ensayos triaxiales

Tipo de ensayo triaxial	Parámetros determinados	
No consolidado, no drenado (UU)	c	ϕ
Consolidado, drenado (CD)	c'	ϕ'
Consolidado, no drenado (CU)	c'	ϕ'

Nota: Tabla extraída de la (Guerrón & Tacuri, 2012)

Dónde:

c = Cohesión total / c' = Cohesión efectiva, y

ϕ = Ángulo de fricción total / ϕ' = Ángulo de fricción efectiva.

Cohesión (c)

“La cohesión es la capacidad que tienen las partículas de la masa del suelo para permanecer unidas debido a las fuerzas de atracción que se presentan según el porcentaje de humedad” (Guerrón & Tacuri, 2012).

La cohesión es la resistencia al cortante tangencial del suelo bajo condiciones de presión normal nula. No existe la presencia de cohesión entre los granos de cascajo y arenas puras (sin contenido de finos). En cuanto a las arcillas la

cohesión depende de factores como: pre - consolidación, composición mineralógica, su estructura y contenido de humedad. Los limos tienen una cohesión relativamente baja o casi nula. (Guerrón & Tacuri, 2012)

Además, la cohesión en suelos finos es una medida de la cementación o adherencia entre sus partículas. La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al esfuerzo cortante producida por la adherencia. (Bermúdez, 2007)

Para el suelo de Quito, los valores de la cohesión oscilan entre:

Tabla 16

Rango de valores de cohesión a partir del ensayo triaxial para el suelo de Quito

Cohesión [kg/cm ²]		
Rango	Mínimo	Máximo
	0,23	1,39

Nota: Tabla extraída de (Guerrón & Tacuri, 2012)

“Los valores que se muestran en la Tabla 16 representan a suelos con características arcillosas de cohesión alta” (Guerrón & Tacuri, 2012).

Ángulo de fricción interna (ϕ)

El ángulo de fricción interna es el resultado de la fricción mecánica entre las partículas del suelo, de la trabazón y principalmente de su entrelazamiento, el valor de ϕ de un suelo depende de la densidad, forma de los granos y graduación, su composición mineralógica, el contenido de agua, la velocidad de aplicación de las cargas y las condiciones de drenaje. (Guerrón & Tacuri, 2012)

Adicionalmente, en suelos granulares el ángulo de fricción máximo es el resultado de varios acontecimientos producidos durante la aplicación del corte, que incluyen la resistencia al deslizamiento en los contactos entre granos, dilatación, reordenamiento de los granos y rotura de partículas. (De La Hoz, 2007)

(Das, 2012), expone algunos valores típicos para el ángulo de fricción, mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 17

Valores típicos del ángulo de fricción interna

Tipo de suelo		ϕ [°]
Arena: granos redondeados	Suelta	27 - 30
	Media	30 - 35
	Densa	35 - 38
Arena: granos angulares	Suelta	30 - 35
	Media	35 - 40
	Densa	40 - 45
Grava con algo de arena		34 - 48
Arcillas consolidadas		20 - 30
Limos		26 - 35

Nota: Tabla extraída de (Das, 2012).

“Los valores de ϕ , varían de 0° para arcillas plásticas, cuya consistencia esté próxima a su límite líquido (LL), hasta 45° o más, para gravas y arenas secas, compactadas y de partículas angulares” (Guerrón & Tacuri, 2012).

Para el suelo de Quito, los valores del ángulo de fricción oscilan entre:

Tabla 18

Rango de valores del ángulo de fricción para el suelo de Quito

Ángulo de fricción [°]		
Rango	Mínimo	Máximo
	12	37

Nota: Tabla extraída de (Guerrón & Tacuri, 2012)

Velocidades de ondas de corte a 30m de profundidad (Vs30)

Los análisis de respuesta dinámica de sitio, según se los describen en la (NEC-SE-GC, 2015), “se podrían ejecutar mediante la estimación de las velocidades de las ondas de corte en el subsuelo, por medio de métodos geofísicos, o estimaciones con el uso de correlaciones empíricas aplicables a suelos similares”.

Las propiedades dinámicas del suelo son uno de los factores que influyen en la respuesta dinámica de sitio frente a una sollicitación sísmica. La velocidad de onda de corte es el parámetro que nos permite estimar estas propiedades dinámicas del

suelo y nos ayuda a predecir el comportamiento del mismo frente a un sismo.

(Careaga, 2016)

Este fenómeno conocido como respuesta dinámica de sitio, consiste en una señal sísmica que ingresa en el suelo, la misma filtra y propaga las ondas sísmicas de manera distinta a la superficie. La amplificación de las ondas sísmicas en la superficie depende principalmente de la rigidez del suelo, misma que se mide a través del Vs30. (Careaga, 2016)

Definición de Vs30

El Vs30 se define como la velocidad de ondas de corte a una profundidad de 30 metros, de acuerdo con el tiempo de desplazamiento requerido “tts30” para que una onda de corte se desplace de la superficie a una profundidad de 30m o viceversa. (Borcherdt, 2012)

$$V_{s30} \cong \frac{30m}{tts30} \quad \text{Ecuación 35}$$

“De manera equivalente, si se conoce las velocidades de onda de corte V_{si} para cada una de las capas intermedias de la identificación del espesor “d_i” entre la superficie y una profundidad de 30m” (NEC-SE-DS, 2015), el Vs30 se puede definir como:

$$V_{s30} \equiv \bar{v}_s \equiv \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad \text{Ecuación 36}$$

Es de suma importancia determinar de manera confiable la velocidad de propagación de las ondas de corte en los primeros 30 metros de profundidad. Por eso, la norma vigente (NEC-SE-DS, 2015), estipula que “se deben realizar mediciones mediante métodos geofísicos del tipo invasivos o no invasivos con lo que se puede obtener la velocidad de onda de corte”.

Conjunto de geófonos independientes, que pueden ser sincronizados de manera inalámbrica o usar una marca de tiempo GPS, para poder combinar los registros simultáneos.

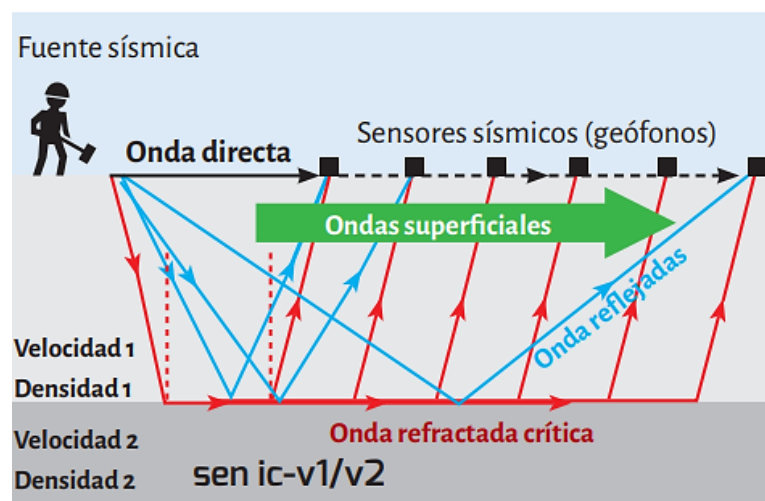
Los sismógrafos tradicionales deben cumplir con las especificaciones detalladas en la norma ASTM D 5777. Al usar equipos inalámbricos, se debe adjuntar las especificaciones técnicas de este equipo, poniendo especial énfasis en que garanticen su aplicación para mediciones de ondas superficiales indicando el error posible de sincronización. (Humire, Sáez, & Leyton, 2015)

Fundamentos del ensayo de refracción superficial

Este ensayo utiliza un método de exploración geofísica el cual se basa en la medición de los tiempos de llegada de ondas sísmicas refractadas (Ondas P) por las interfaces entre estratificaciones del suelo caracterizadas por diferentes velocidades de propagación. La fuente de energía está representada por un impacto superficial. La energía irradia desde el punto de explosión, tanto viajando directamente a la capa superior como viajando profunda y lateralmente a lo largo de capas a velocidades más altas, y luego regresa a la superficie, donde se detecta mediante la colocación de geófonos (frecuencia 10Hz) localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno. Al energizar en diferentes posiciones de la superficie será posible obtener información sobre la geometría de la capa refractora profunda, en muchos casos coincidiendo con el lecho de roca. (PASI, 2020)

Figura 25

Esquema de la refracción superficial



Nota: La figura fue tomada de (Rivera, Piedra, & Paripanca, 2016)

La energía, que se propaga en forma de ondas, es detectada, amplificada y registrada de tal manera que puede determinarse su tiempo de arribo en cada punto. El tiempo cero o inicio de la grabación es generado por un dispositivo de arranque o “trigger” que activa el sistema de adquisición de datos al momento de producirse el impacto o explosión. La diferencia entre el tiempo de arribo y el tiempo cero permite evaluar el tiempo de propagación de las ondas desde la fuente de energía hasta el lugar en que éstas son registradas. (Rivera, Piedra, & Paripanca, 2016)

Existen dos métodos para determinar el Vs30, método activo y pasivo. En el método activo se inducen vibraciones en el suelo mediante una fuente externa, que pueden ser proyectiles o explosivos, martillos o mazas que caen desde una altura. Mientras que el método pasivo se basa en la medición de vibraciones ambientales, producto de fuentes tales como el tráfico, zonas industriales, ríos, oleajes, ciclones o corrientes de viento. (Humire, Sáez, & Leyton, 2015)

A continuación, se mencionarán las técnicas geofísicas más comunes para definir el ensayo en campo, ver Tabla 19:

Tabla 19

Técnicas sísmicas geofísicas

Técnica	Tipo	Determinación
Remi	Pasiva	
Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW)	Activa	Velocidades de ondas de corte Vs

Fuente: (Humire, Sáez, & Leyton, 2015)

Los métodos activos requieren de una fuente de energía artificial que genere las ondas sísmicas, como los explosivos y son útiles para la exploración a profundidades cercanas a los 10 o 20m. Con una fuente sísmica más poderosa es posible la exploración a profundidades mayores. Los más frecuentemente utilizados son (Núñez, 2018):

- SASW (Análisis espectral de Ondas Superficiales), y
- MASW (Análisis Multicanal de Ondas Superficiales).

Mientras que los métodos pasivos no requieren de una fuente sísmica y se basan en micro tremores. Estas ondas superficiales permiten evaluar la conformación como la frecuencia fundamental y amplificación del suelo utilizando arreglos instrumentales que pueden registrar la componente vertical o las tres componentes del movimiento. Los más comunes son (Núñez, 2018):

- Relación espectral H/V,
- SPAC (Técnica de auto correlación espacial), y
- F-K (Técnica-frecuencia número de onda).

Técnica ReMi

Para calcular las velocidades de ondas de corte del suelo con el método de refracción sísmica por microtremor (ReMi) ha resultado ser muy eficaz, al ser éste un método sencillo, rápido y de bajo costo con lo cual se puede conseguir una comprensión eficaz de las propiedades dinámicas de un terreno, por estas razones se ha decidido poner en práctica este método de prospección geofísica tan comúnmente utilizado en consultoras en el área de la geofísica de prospección, sin embargo existen algunas limitantes como el software, pues el empleado en ellas es comercial, pero a pesar de esto existen algunas herramientas gratuitas que están a disposición en el campo de la programación y que pueden ayudar a obtener un resultado con menor o igual precisión. (Núñez, 2018)

El método es propuesto por John Louie, el cual consiste en determinar la distribución de los valores de la velocidad de onda S a través de un terreno mediante un análisis espectral de ruido sísmico o microtremor. La base teórica es la misma que los métodos SASW y MASW, sin embargo la técnica puede combinar fuentes sísmicas pasivas como activas, pues el método se basa en la detección de micro tremores en lugares silenciosos, sin embargo se pueden generar fuentes activas como explosiones o el golpe de un martillo sobre el suelo. La detección y registro se realiza con un arreglo variable de sensores llamados geófonos en donde el largo del

arreglo entrega una idea de la profundidad a la cual se podría prospectar según la expresión (Pullammanappallil, Honjas, & Louie, 2003):

$$\frac{L}{2} < D < \frac{L}{3}$$

Ecuación 37

Dónde:

L = Largo del arreglo y

D = Profundidad máxima estimada.

Junto con un equipo de registro común de refracción sísmica de ondas P superficiales, se puede realizar un registro de un espectro de frecuencias que está entre los 2 a los 26 [Hz] aproximadamente consiguiendo un perfil de profundidad cercano a los 100m. El registro realizado es sometido a una transformada en dos dimensiones de lentitud y frecuencias conocida como transformada (p – f) que logra separar las ondas Rayleigh de otras ondas sísmicas y permite determinar la velocidad de fase de las velocidades aparentes. (Louie, 2001)

Se sabe que las señales registradas suelen estar alteradas por la presencia de vibraciones ambientales o ruido por esta razón se puede apilar estas señales en el dominio de la frecuencia lo que permite reducir el ruido presente en la señal y obtener un mejor registro, por otro lado existe una variedad de combinaciones de arreglos de geófonos y variaciones de frecuencia de geófonos entre 2 a 40 [Hz], además de distintas fuentes de ruido que se pueden utilizar para el registro, lo que permite una buena profundidad y caracterización de un suelo. El proceso metodológicamente en resumen consiste en un análisis espectral de velocidades, la selección o picado de la dispersión fase-velocidad de la onda Rayleigh, el posterior modelado de un perfil de velocidad de onda S y la obtención de un parámetro Vs30. (Núñez, 2018)

Técnica MASW

El ensayo MASW o Análisis de Ondas Superficiales en Arreglo Multicanal es un método que consiste en la interpretación de las ondas superficiales (Ondas

Rayleigh) de un registro en arreglo multicanal, generadas por una fuente de energía impulsiva en puntos localizados a distancias predeterminadas a lo largo de un eje sobre la superficie del terreno, obteniéndose el perfil de velocidades de ondas de corte (V_s) para el punto central de dicha línea. El método MASW, permite obtener perfiles de ondas S hasta profundidades promedio de 25 m a 30 m. (Rivera, Piedra, & Paripanca, 2016)

El MASW también se usa para evaluar la velocidad de onda de corte " V_s ", vinculado al mismo módulo de corte " G ", mismo que analiza las propiedades de dispersión de los modos fundamentales de las ondas Rayleigh, las cuales se propagan a lo largo de la superficie desde el punto de impacto a los receptores. Los registros se realizan con 12 o más geófonos en distancias cortas y largas desde una fuente impulsiva o vibratoria, que proporcionan una redundancia estadística para medir las velocidades de fase. Los datos multicanal permiten la identificación y rechazo de los modos no fundamentales de ondas Rayleigh, permiten también un proceso más efectivo para la eliminación del ruido y un proceso de recolección de datos más rápido. (Louie, 2001)

El método MASW, al ser un método de medición activo, genera ondas que viajan a altas frecuencias por lo que no pueden penetrar grandes profundidades, sin embargo, en la mayoría de las ocasiones puede alcanzar los 30 metros de profundidad, arrojando valores de V_{s30} correctos. En algunas mediciones puede que este método sea insuficiente para un análisis más preciso a la profundidad deseada. Estos casos pueden darse cuando el suelo en estudio posea los estratos rígidos a poca profundidad (antes de los 30 m.) o en situaciones con mucho ruido ambiental, el cual dificulta el análisis espectral. En tales casos, es útil el uso combinado de MASW con un método pasivo como ReMi, complementándose en tales situaciones. (Sandoval, 2013)

Determinación de periodos de vibración natural del depósito

Se han propuesto diferentes enfoques numérico-teóricos para la determinación de los efectos superficiales de suelo. Los enfoques teóricos necesitan de un conocimiento del subsuelo que es de difícil y costosa obtención sin generalizarse ampliamente. Entre los enfoques experimentales hay dos líneas principales de trabajo, unos basados en la medición del efecto durante terremotos y otros, en la medición del ruido ambiental. Los basados en terremotos de baja intensidad tienen el inconveniente de la necesidad de tener instalados en el suelo un gran número de sensores a la espera de dichos terremotos para luego procesar dicha información, con el posible error no conocerse con precisión los posibles efectos no lineales del suelo. Los trabajos basados en la medida del ruido ambiental empezaron a popularizarse a partir del trabajo de Nakamura, basado en la técnica del cociente espectral. (Navarro, García, Vega, & Franklin, 2006)

En general se define el efecto de suelo como el cociente entre el espectro de la componente horizontal de las ondas sísmicas en el sitio y este en el basamento rocoso debajo del sitio. La técnica del cociente espectral se basa en la propiedad de que la componente vertical no es amplificada al atravesar el suelo, por lo cual se puede considerar que el cociente entre la componente horizontal y la vertical es un buen estimador del efecto de sitio. Nakamura propuso, que esto mismo se podía generalizara lo que se conoce como ruido ambiental. (Navarro, García, Vega, & Franklin, 2006)

“Este método Nakamura emplea el ruido ambiental, producido por la vibración tanto de la naturaleza como el hombre (tormentas, olas de mar, automóviles, fábricas, etc.), a estos microsismos se los conoce como microtremor” (Nakamura, 1989).

La base teórica y formulas establecida por (Nakamura, 1989) son las siguientes:

La amplificación o efecto del suelo es la relación entre la amplitud de la componente horizontal del movimiento sísmico en el basamento rocoso y en la superficie. A nivel espectral su función de transferencia sería:

$$S_T = \frac{S_{HS}}{S_{HB}} \quad \text{Ecuación 38}$$

Donde S_{HS} y S_{HB} son respectivamente, el espectro de Fourier horizontal del terreno en la superficie y en el basamento. Pero S_{HS} viene contaminada por las ondas superficiales de Rayleigh. Por consiguiente, para que este cociente espectral sea una función realmente de transmisión, se debe eliminar la parte correspondida a las ondas Rayleigh.

Como se presume, que la componente vertical no es amplificada por el efecto de la estructura del suelo, se puede utilizar el cociente espectral de esta componente para valorar la contaminación, que generan las ondas Rayleigh. Define el cociente espectral de las componentes verticales V_S como:

$$S_V = \frac{S_{VS}}{S_{VB}} \quad \text{Ecuación 39}$$

Donde S_{VS} y S_{VB} son los espectros verticales de Fourier en la superficie y en el basamento respectivamente. En el caso de no existir ondas Rayleigh S_V sería igual a uno. Tomando en cuenta que el efecto en la superficie de las ondas Rayleigh es igual en las componentes; horizontal y vertical, la relación de estos factores sirve para eliminar la amplificación aparente, que provoca estas en el cociente. Así la función de amplificación de suelo será:

$$S_{TT} = \frac{S_T}{S_V} = \frac{\frac{S_{HS}}{S_{HB}}}{\frac{S_{VS}}{S_{VB}}} = \frac{R_S}{R_B} \quad \text{Ecuación 40}$$

Dónde:

$$R_S = \frac{S_{HS}}{S_{HB}}; R_B = \frac{S_{VS}}{S_{VB}}$$

Normalmente, para un ruido ambiental, $R_B \approx 1$ por lo que $S_{TT} = R_S$ puede ser considerado una buena aproximación a la función de transferencia del suelo.

Esto significa que la función de transferencia de las capas superficiales puede estimarse a partir del tremor en la superficie, en otras palabras, el tremor vertical en la superficie retiene las características del tremor horizontal del subsuelo, sustituyéndolo por este último. La onda de Rayleigh actúa para anular tal sustitución. Pero R_S se vuelve más o menos "1" en el rango de frecuencias donde prevalece la onda Rayleigh y por lo tanto no es notable en la función de transferencia estimada. Por lo tanto, se puede suponer que R_S incluye el efecto para eliminar el efecto de la onda de Rayleigh. (Espinosa & Carrión, 2019)

Distribución de esfuerzos en el suelo

El poder determinar los cambios en el estado de esfuerzos en un suelo ha sido uno de los principales objetivos en la mecánica de suelos. El principal interés de conocer la distribución de los esfuerzos en el suelo es conocer cuáles son los estratos que resultan afectados por efectos de una estructura que es desplazada sobre y en el medio. (González, 2013)

Para tratar con los problemas de ingeniería civil es necesario determinar el estado de esfuerzos inducido en la masa de un suelo, las soluciones para tratar esta temática se basan en la Teoría de la elasticidad, desde luego que el uso de esta teoría involucra grandes simplificaciones, que pueden estar alejadas de las características de un suelo real, sin embargo, se reconoce que las soluciones a las que se llega, aunque aproximadas, son lo suficientemente precisas para la práctica profesional. (Mussio, 2011)

Poder conocer la distribución de las fuerzas a través de un medio ha sido motivo de estudio desde hace ya más de un siglo. Las primeras teorías para estimar

tanto los esfuerzos como las deformaciones en un medio fueron aplicadas considerando únicamente la teoría de la elasticidad en la cual se considera que las fuerzas se propagan a través de un medio continuo, homogéneo e isótropo. En el caso de estructuras metálicas, aplicar esta teoría se puede considerar bastante apropiado, ya que el comportamiento de estos materiales es prácticamente elástico. En el caso de los suelos la situación es diferente ya que tiene una estructura compleja la cual difiere mucho de las hipótesis realizadas considerando la teoría de la elasticidad. (González, 2013)

En el año 1885, Boussinesq dio a conocer la solución para la distribución de los esfuerzos en un medio continuo, elástico, homogéneo e isótropo por efectos de una carga puntual. Esta solución es una de las más empleadas por los ingenieros proporcionando resultados aceptables para los fines de ingeniería. (González, 2013)

Los suelos son materiales complejos que no pueden modelarse matemáticamente sin introducir hipótesis que simplifiquen su caracterización. Para el cálculo de esfuerzos se asumen las siguientes hipótesis (Mussio, 2011):

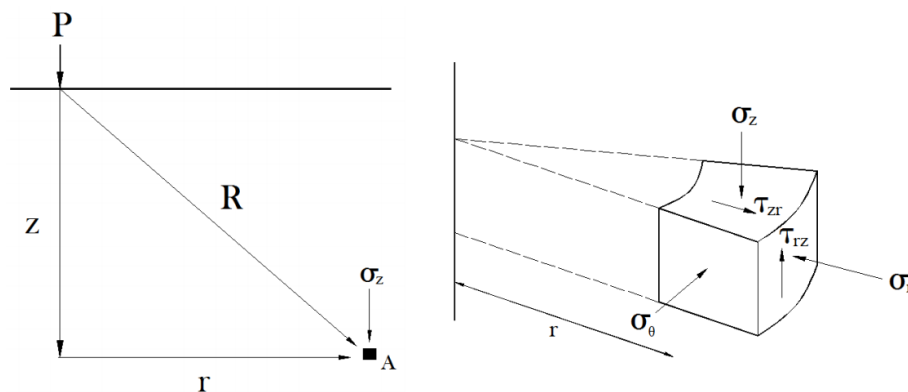
- “Es un medio continuo; el suelo en realidad es un medio particulado, sin embargo esta hipótesis evita las complicaciones de la distribución de esfuerzos derivadas de las concentraciones de esfuerzos en los contactos, las fisuras, las grietas y demás imperfecciones” (Mussio, 2011).
- “Es un medio homogéneo; esto significa que las propiedades mecánicas son las mismas en todos los puntos del medio, es decir, el medio no tiene vetas, manchas o puntos débiles, blandos o duros” (Mussio, 2011).
- “Es un medio isótropo; esto significa que sus propiedades no son direccionales, es decir, no dependen de la dirección en que se mida” (Mussio, 2011).
- “Es un medio linealmente elástico; lo cual significa que todo incremento de esfuerzos está asociado a un incremento de deformación proporcional” (Mussio, 2011).

Solución de Boussinesq (1885)

Como se mencionó anteriormente, la primera solución que apareció para determinar la distribución de esfuerzos en un medio elástico e isotrópico fue la propuesta por Boussinesq en 1885, mismo que encontró la solución para la distribución suponiendo una carga puntual en la superficie de un medio semi-infinito, isotrópico, homogéneo, elástico y sin peso propio. En la Figura 26 se tiene una representación de la solución, en donde se muestran cuáles son los esfuerzos a los que se somete una partícula A que se encuentra a una profundidad (z) y una distancia horizontal (r) cuando se aplica una carga puntual P en la superficie del medio. (González, 2013)

Figura 26

Carga aplicada a la superficie de un medio isotrópico, homogéneo y elástico



Nota: La figura fue tomada de (González, 2013)

Según la geometría que se muestra en la Figura 26, los esfuerzos tanto normales como cortantes en la partícula A son los siguientes:

$$\sigma_z = \frac{3P_z^3}{2\pi R^5} \quad \text{Ecuación 41}$$

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi R^2} \left[\frac{-3r^2z}{R^3} + \frac{(1-2\nu)R}{R+z} \right] \quad \text{Ecuación 42}$$

$$\sigma_\theta = \frac{(1-2\nu)P}{2\pi R^2} \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{R+z} \right] \quad \text{Ecuación 43}$$

$$\tau_{rz} = \frac{3P_{rz}^2}{2\pi R^5} \quad \text{Ecuación 44}$$

Si de la Ecuación 41 del esfuerzo vertical (σ_z) se supone que la carga concentrada es unitaria, y además sabemos que $R^2 = z^2 + r^2$ entonces se tiene que:

$$I_{Bq} = \frac{3}{2\pi} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2} \quad \text{Ecuación 45}$$

El valor I_{Bq} es conocido como el factor de influencia de Boussinesq, por lo cual el esfuerzo (σ_z) en la partícula A se puede obtener mediante la siguiente ecuación simplificada:

$$\sigma_z = \frac{P_z}{z^2} [I_{Bq}] \quad \text{Ecuación 46}$$

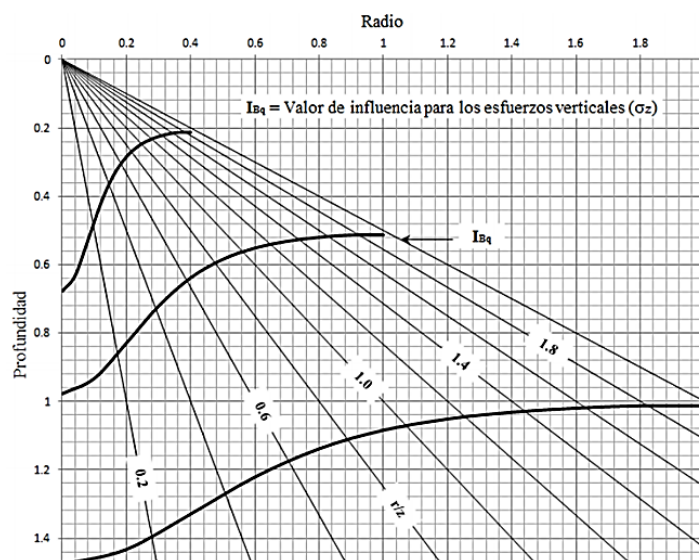
$$\tau_{rz} = \frac{P_z}{z^2} \left[\frac{r}{z} \times I_{Bq} \right] \quad \text{Ecuación 47}$$

Según se muestra en las ecuaciones anteriores, está claro que el esfuerzo en cualquier punto del medio no depende del material, sino únicamente de la geometría del mismo.

En la siguiente figura, está representado gráficamente el valor de influencia de Boussinesq (I_{Bq}), el cual varía tanto con la profundidad como con el radio respecto al punto de aplicación de la carga.

Figura 27

Distribución del esfuerzo debido a una carga concentrada en la superficie



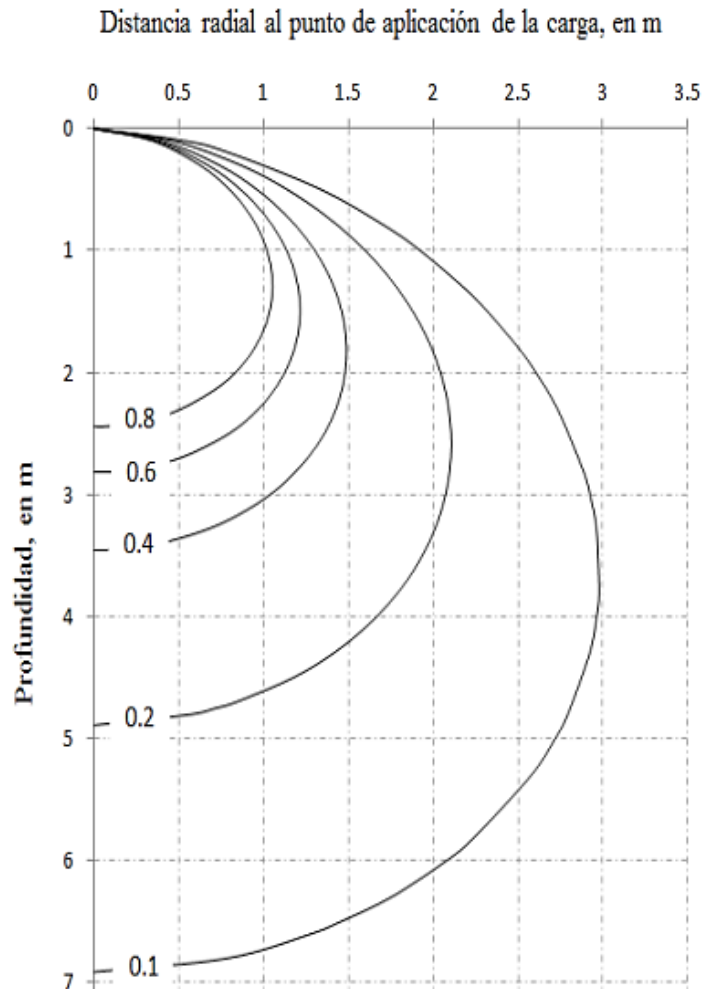
Nota: La figura fue tomada de (Zeevaert, 1998)

La

Figura 28 muestra un diagrama de isobáricas para una carga puntual de 10 toneladas. Las isobaras muestran las zonas geométricas donde los esfuerzos son constantes.

Figura 28

Distribución de esfuerzos mediante la solución de Boussinesq



Nota: La figura fue tomada de (Jumikis, 1969)

El bulbo de presiones es la zona del suelo donde se producen incrementos de carga vertical considerables por efecto de una carga aplicada del tipo que sea. Esta zona forma un bulbo de presiones y está conformada por isobaras que son curvas que unen puntos de un mismo valor de presión o de esfuerzo. (Cruz, 2009)

La construcción de una estructura y su cimentación causa cambios en el estado de esfuerzos en la masa de suelo que la soporta, estos incrementos en los

esfuerzos dependen de la magnitud de la carga, la geometría de la carga, la profundidad del desplante, entre otros. (Mussio, 2011)

Capacidad de carga última del sistema suelo – cimentación

Al construir estructuras pequeñas sobre un estrato de suelo sin previo estudio geotécnico, se espera que éste tenga un comportamiento eficiente, en la actualidad se puede evidenciar lo contrario, las construcciones pequeñas y livianas han sido afectadas por el desconocimiento de las propiedades físicas, mecánicas y dinámicas del suelo.

El estudio de la capacidad de carga del suelo es sumamente importante y necesario, ya que con este parámetro se diseña la cimentación de una estructura, mismo que se calcula en función de la carga y el tipo del suelo, de esta manera se brinda seguridad y se garantiza el funcionamiento óptimo de la estructura.

Concepto general

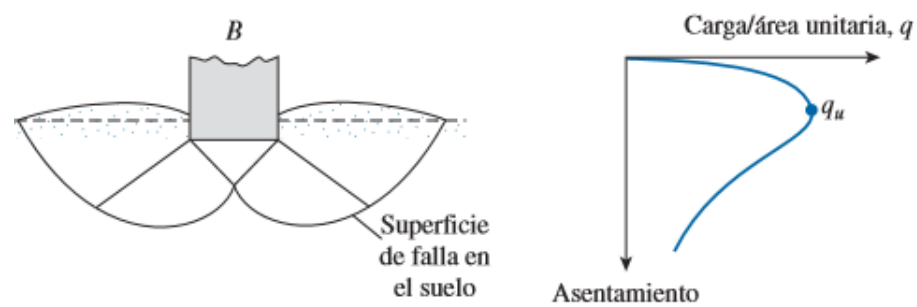
Considere una cimentación corrida con un ancho B que se apoya sobre una superficie de una arena densa o suelo cohesivo rígido, ver

Figura 29. Ahora, si se aplica una carga gradual a la cimentación, el asentamiento se incrementará. La variación de la carga por área unitaria (q) sobre la cimentación produce un asentamiento, pero en cierto punto, cuando la carga por área unitaria es igual a q_u , ocurrirá una falla repentina en el suelo que soporta la cimentación y la superficie de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del

terreno, a esta carga suele llamarse como capacidad de carga última de cimentación y se denomina falla general por corte. (Das, 2012)

Figura 29

Esquema de la falla general por corte en la estructura del suelo



Nota: En la figura se indica la naturaleza de la falla general por corte en el suelo, cuando se aplica una carga. La figura se obtuvo de (Das, 2012).

Si la cimentación en consideración apoya sobre un suelo de arena o arcilla de compactación media, ver

Figura 29, un incremento en la carga sobre la cimentación también se acompañará por un incremento en el asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia afuera desde la cimentación, como se muestra por las líneas continuas en la

Figura 29. Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a $q_{u(1)}$, el movimiento de la cimentación se acompañará por sacudidas repentinas. Entonces de un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno como se muestra en las líneas discontinuas de la

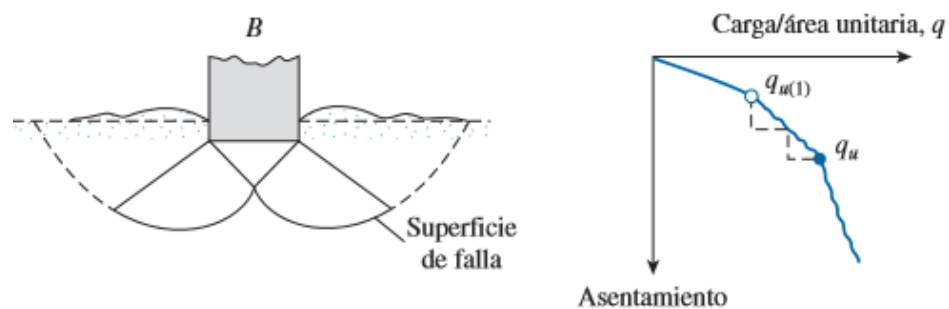
Figura 29. (Das, 2012)

La carga por área unitaria a la que esto sucede es la capacidad de carga última (q_u). Más allá de este punto, un incremento de carga se acompaña por un gran incremento de asentamiento. A la carga por área unitaria de la cimentación

$q_{u(1)}$, se le refiere como primera carga de falla. Observe que un valor pico de q , no se presenta en este tipo de falla, lo que se denomina falla local por corte en el suelo ver Figura 30. (Das, 2012)

Figura 30

Falla local por corte en la estructura del suelo



Nota: En la figura indica la naturaleza de la falla local por corte en el suelo cuando se aplica una carga. Esta figura se obtuvo de (Das, 2012).

Si la cimentación está soportada por un suelo muy suelto, la gráfica carga – asentamiento será como se muestra en la Figura 31. En este caso, la superficie de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga última de falla (q_u), la gráfica carga – asentamiento será muy pronunciada y prácticamente lineal, este tipo de falla en el suelo se denomina falla de corte por punzonamiento. (Das, 2012)

Figura 31

Falla de corte por punzonamiento en la estructura del suelo



Nota: La figura indica la naturaleza de la falla de corte por punzonamiento en el suelo cuando se aplica una carga. Esta figura se obtuvo de (Das, 2012).

Capacidad de carga admisible (q_{adm})

De acuerdo a la (NEC-SE-GC, 2015), menciona que “las cimentaciones serán clasificadas como superficiales o profundas, diferenciándose entre sí por la relación”:

$$\frac{D_f}{B} \leq 4 = \text{Cimentación superficial} \quad \text{Ecuación 48}$$

$$\frac{D_f}{B} > 4 = \text{Cimentación profunda} \quad \text{Ecuación 49}$$

Dónde:

D_f = Profundidad de desplante

B = Ancho de la cimentación

La capacidad de carga última q_u representa al esfuerzo total que puede ser aplicado a nivel de la cimentación para alcanzar la condición de falla del sistema suelo - cimentación, tomando en cuenta que si se realiza una excavación a nivel de la cimentación el esfuerzo en exceso al esfuerzo geostático original al nivel de la cimentación es el que contribuye a la falla. (NEC-SE-GC, 2015)

La carga admisible es la relación entre la capacidad de carga última entre el factor de seguridad, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} + q_{ob} \quad \text{Ecuación 50}$$

Dónde:

q_u = Capacidad de carga última,

q_{ob} = Esfuerzo geostático total removido a nivel de desplante de la cimentación, y

FS = Factor de seguridad.

Estados límites de falla: Factor de seguridad (FS)

La (NEC-SE-GC, 2015), menciona que:

La capacidad de carga última o resistencia al cortante del suelo en el punto de falla debe ser sustentada con el empleo de cualquiera de los métodos basados en teoría plástica o análisis de equilibrio límite. Deberán ser considerados en el análisis todos los mecanismos posibles de falla, a saber: plano de falla general, plano de falla local y falla por punzonamiento. (NEC-SE-GC, 2015)

En cualquiera de las metodologías utilizadas bajo criterio de resistencia al corte podrán ser utilizados como mínimo los siguientes factores de seguridad, ver Tabla 20, para la capacidad portante de cimientos superficiales y de punta de cimentaciones profundas (NEC-SE-GC, 2015).

Tabla 20

Factores de seguridad indirectos mínimos. (F.S.I.M.)

Condición	F.S.I.M Admisible
Carga Muerte + Carga Viva Normal	3
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

Nota: Tabla tomada de (NEC-SE-GC, 2015).

Con el transcurso de los años la formulación de la capacidad de carga ha evolucionado llegando a modificar la fórmula original desarrollada por Terzaghi, la gran aportación de diversos autores ha integrado diversos factores que se deben considerar al momento de calcular la capacidad de carga última del suelo, parámetros como; factores de capacidad de carga, factores de forma, factores de profundidad, factores de inclinación de la carga y del terreno.

Para el cálculo de la capacidad de carga o carga de hundimiento del terreno no existe un modelo matemático exacto o formulas específicas, los métodos establecidos por diversos autores implican un tipo de aproximación o simplificación.

A continuación, se presentan las simplificaciones hechas por los siguientes autores: Terzaghi, J. Brinch Hansen y Vesic.

Capacidad de carga por Terzaghi (1943)

Terzaghi en el año de 1943, fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales.

Posteriormente acompañado de investigadores define como cimentación superficial a aquella cuya profundidad de desplante (D_f) es equivalente de 1 a 4 veces el ancho del cimiento B . (Das, 2012)

Usando la ecuación general de Terzaghi se expresa la capacidad de carga última del suelo para una cimentación continua mediante la Ecuación 51, cimentación cuadrada, Ecuación 52 y cimentación circular, Ecuación 53.

$$q_u = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad \text{Ecuación 51}$$

$$q_u = 1.3 c N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad \text{Ecuación 52}$$

$$q_u = 1.3 c N_c + q N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma \quad \text{Ecuación 53}$$

Dónde:

c = Cohesión del suelo

B = Dimensión del lado del cimiento / diámetro

γ = Peso específico del suelo

D_f = Profundidad de desplante de la cimentación

$q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga que son adimensionales en función del ángulo de fricción cuyos valores se encuentran expresados en la Tabla 21.

A continuación, se presenta las expresiones que permite calcular los factores de capacidad de carga N_c, N_q, N_γ :

$$N_c = \cot \phi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan \phi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right] = \cot \phi (N_q - 1) \quad \text{Ecuación 54}$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan\phi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad \text{Ecuación 55}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \tan\phi ; K_{p\gamma} = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad \text{Ecuación 56}$$

Dónde:

$K_{p\gamma}$ = Coeficiente de presión pasiva

Tabla 21

Factores de capacidad de carga de Terzaghi en función de ϕ

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	17	14.60	5.45	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.10	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.30	1.22	0.04	19	16.56	6.70	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.06	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.80	65.27
4	6.97	1.49	0.10	21	18.92	8.26	4.31	38	77.50	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.19	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.20	23	21.75	10.23	6.00	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2.00	0.27	24	23.36	11.40	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.60	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.50	211.56
10	9.61	2.69	0.56	27	29.24	15.90	11.60	44	151.95	147.74	261.60
11	10.16	2.98	0.69	28	31.61	17.81	13.70	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.80	512.84
14	12.11	4.02	1.26	31	40.41	25.28	22.65	48	258.28	287.85	650.67
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.50	415.14	10272.80

Nota: Tabla tomada de (Das, 2012)

Capacidad de carga por J. Brinch Hansen (1961)

Brinch Hansen desarrolló dos publicaciones para el cálculo de la capacidad de carga en los años 1961 y 1970. En la segunda publicación planteo una nueva y mejorada fórmula para el cálculo del hundimiento en zapatas aisladas en donde considera que la base de la cimentación podría no ser horizontal y que la superficie del terreno podría ser accidentado, por este motivo llegó a incluir dos nuevos

factores correctores adicionales en la fórmula; el de la inclinación de la base de la zapata y el de la inclinación del terreno. En este estudio se da prioridad a la publicación del año 1961 para el cálculo de la capacidad portante del suelo.

Es ahora generalmente aceptado, que la capacidad de carga de una fundación depende, no solamente de las propiedades del suelo, sino también de las dimensiones, forma y profundidad del área de fundación, como también de la inclinación y excentricidad de la carga de fundación (Brinch Hansen, 1961).

La fórmula más práctica de tomar todos estos efectos en cuenta consiste en generalizar la fórmula de capacidad de carga de Terzaghi multiplicando cada uno de los términos por un factor de forma, profundidad, e inclinación. La excentricidad se tiene en cuenta haciendo los cálculos únicamente para el área efectiva de fundación. (Brinch Hansen, 1961)

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad \text{Ecuación 57}$$

- **Factores de capacidad de carga**

Se mantuvieron los factores de capacidad de carga propuestos por Prandtl (1920) para N_c y N_q , modificando la expresión para N_γ . A continuación, se presentan las fórmulas para el cálculo de estos coeficientes:

$$N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi} \quad \text{Ecuación 58}$$

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad \text{Ecuación 59}$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q + 1) \tan \phi \quad \text{Ecuación 60}$$

Se nombra con los términos “s” a los factores de forma, con “d” a los factores de profundidad y “a” los factores de inclinación.

- **Factores de forma “s”**

Si en lugar de una fundación infinitamente continua de ancho B, tenemos una fundación rectangular con un ancho B y un largo L ($L \geq B$), los factores de forma “s” deberán introducirse en las fórmulas de capacidad de carga. (Brinch Hansen, 1961)

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} \quad \text{Ecuación 61}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi \frac{B}{L} \quad \text{Ecuación 62}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad \text{Ecuación 63}$$

- **Factores de profundidad “d”**

$$\text{si } \frac{D_f}{B} > 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \operatorname{arctg} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad \text{Ecuación 64}$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 \operatorname{arctg} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad \text{Ecuación 65}$$

$$\text{si } \frac{D_f}{B} \leq 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \quad \text{Ecuación 66}$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad \text{Ecuación 67}$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{Ecuación 68}$$

- **Factores de inclinación de la carga**

Quando se presentan cargas inclinadas, Brinch Hansen propuso fórmulas empíricas para i_c, i_q , estas expresiones toman en cuenta la dirección de aplicación de la carga en la cimentación.

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad \text{Ecuación 69}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 H_B}{V + B L c \operatorname{ctg} \phi} \right)^5 \quad \text{Ecuación 70}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 H_B}{V + B L c \operatorname{ctg} \phi} \right)^5 \quad \text{Ecuación 71}$$

Dónde:

H_B = Componente de la carga horizontal, y

$V =$ Componente de la fuerza vertical (carga en el cimiento).

Capacidad de carga por Vesic (1973)

Vesic en el año de 1973, desarrolló una formulación para el cálculo de la capacidad portante del suelo semejante a la propuesta por Brinch Hansen, analizando aspectos que influyen para la obtención en donde consideró un plano de rotura de zona activa y pasiva de Rankine y una zona radial de Prandtl.

Vesic considera factores de capacidad de carga, factores de forma, factores de profundidad, factores de inclinación de la carga, factores del terreno (base cercana a un talud) y factores de base.

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad \text{Ecuación 72}$$

- **Factores de capacidad de carga**

Los términos de factores de capacidad de carga N_q y N_c mantuvieron a los propuestos por Brinch Hansen, pero para N_γ planteó la siguiente expresión:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad \text{Ecuación 73}$$

- **Factores de forma**

A la hora de la obtención de los factores de forma, Vesic definió como una zapata corrida a aquella cuya relación de dimensiones cumplía que $L/B > 10$, aunque en la práctica admitió considerar como corridas aquellas que cumplieran que $L/B > 5$.

Para el resto de casos (zapatas rectangulares con $L/B < 5$), definió los siguientes factores de forma (López, 2013):

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} \quad \text{Ecuación 74}$$

$$s_q = 1 + \tan \phi \frac{B}{L} \quad \text{Ecuación 75}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad \text{Ecuación 76}$$

- **Factores de profundidad**

$$\text{si } \frac{D_f}{B} > 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \arctan\left(\frac{D_f}{B}\right) \Delta = \frac{F}{k} \quad \text{Ecuación 77}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctan\left(\frac{D_f}{B}\right) \quad \text{Ecuación 78}$$

$$\text{si } \frac{D_f}{B} \leq 1$$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \quad \text{Ecuación 79}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left(\frac{D_f}{B}\right) \quad \text{Ecuación 80}$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{Ecuación 81}$$

- **Factores de inclinación de la carga**

Vesic planteó nuevamente el problema de cargas aplicadas en la dirección del lado largo L, puntualizando que existían diferencias entre esta situación y el caso simple de la aplicación de una carga inclinada en la dirección del lado corto B de una zapata corrida (único caso al que daban solución la mayoría de las formulaciones planteadas hasta ese momento para los factores de inclinación). Así, propuso tener en cuenta tanto la dirección de la carga inclinada como la relación entre las dimensiones de la zapata (B/L). (López, 2013)

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad \text{Ecuación 82}$$

$$i_c = 1 - \frac{m H_B}{B L c N_C} \quad \text{si } \phi = 0 \quad \text{Ecuación 83}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H_B}{V + B L c \text{ctg } \phi}\right)^m \quad \text{Ecuación 84}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_B}{V + B L c \text{ctg } \phi}\right)^{m+1} \quad \text{Ecuación 85}$$

Dónde:

$$m = m_B = \left(\frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}\right) \text{ si } H_B \text{ actúan en la dirección paralela a B}$$

$$m = m_L = \left(\frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \right) \text{ si } H_B \text{ actúan en la dirección paralela a } L$$

Si H_B actúa con cierta inclinación θ , se debe emplear:

$$m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

θ = Ángulo de la carga proyectada

- **Factores de inclinación del terreno**

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \operatorname{tg} \phi} \quad \text{Ecuación 86}$$

$$g_c = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2} \quad \text{si } \phi = 0 \quad \text{Ecuación 87}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \operatorname{tg} \beta)^2 \quad \text{Ecuación 88}$$

Dónde:

β = Ángulo de inclinación del terreno medio desde la horizontal, en sentido de las manecillas del reloj.

- **Factores de inclinación de la cimentación**

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \operatorname{tg} \phi} \quad \text{Ecuación 89}$$

$$b_c = 1 - \frac{2\vartheta}{\pi + 2} \quad \text{si } \phi = 0 \quad \text{Ecuación 90}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \vartheta \operatorname{tg} \phi)^2 \quad \text{Ecuación 91}$$

Dónde:

ϑ = Ángulo de inclinación de la base medido desde la horizontal, en sentido contrario a las manecillas del reloj.

Estado límite de servicio: Asentamientos

Los asentamientos diferenciales son una problemática recurrente en nuestro medio principalmente en la ciudad de Quito, esto afecta de dos diferentes niveles a las estructuras, arquitectónicamente y estructuralmente, generando deterioro en la serviciabilidad de las mismas.

Se entiende que al aplicar una carga sobre una masa de suelo se produce en ella un nuevo estado de esfuerzos; este nuevo estado de esfuerzos provoca deformaciones, que se traducen en asentamientos de la estructura. La naturaleza y magnitud de tales deformaciones dependerá de (Díaz A. , 2011):

- La magnitud de la carga aplicada,
- Las propiedades del material, y
- El tiempo.

Así mismo, las deformaciones que se producen ante este cambio en las condiciones de esfuerzos aplicados sobre el suelo son causadas por:

- Deformación de las partículas del suelo,
- Reacomodo de sus partículas, y
- La expulsión de agua o de aire de los espacios vacíos.

Otra de las causas más comunes de los asentamientos es la presencia de filtraciones en el estrato de cimentación, estas filtraciones generalmente se producen por un mal drenaje de las aguas lluvias que saturan el suelo natural y que por las características granulométricas del suelo, van llenando los espacios vacíos y filtrándose hasta llegar al nivel de la cimentación, provocando en su camino un lavado del material granulométrico fino y generando vacíos que son llenados a su vez por un reacomodo del material granulométrico grueso debido a las cargas que están actuando sobre el estrato, es decir, que la zapata transfiere al suelo este fenómeno del lavado de finos; también se produce cuando una tubería se rompe, sea esta de agua potable o aguas servidas, al ser un proceso paulatino los efectos de este lavado son cada vez más perceptibles con el pasar del tiempo. (Andrade Pesántez, 2017)

Con el propósito de evaluar la estabilidad de una cimentación, resulta necesaria la estimación de los desplazamientos verticales (asentamientos) debido a la aplicación de cargas estáticas transmitidas de la estructura al suelo subyacente.

Introducción

La relación entre los movimientos del terreno y la estabilidad de las estructuras cimentadas sobre el mismo es muy compleja, debido a que existen variados mecanismos generadores de movimientos del terreno. Por otro lado, existen diversos tipos de estructuras, disponiendo cada una de capacidad variable para resistir o ser deteriorada por el movimiento. (Salinas, Yapari, Canelas, & Aranibar, 2015)

La mayoría de los daños en las edificaciones, vinculados a movimientos de la cimentación se presentan cuando surgen condiciones del suelo no previstas; principalmente por investigación inapropiada del suelo o por no haberse identificado el comportamiento del mismo. Es fundamental comprender que las condiciones del suelo son susceptibles a cambiar antes, durante y posteriormente a la construcción. (Delgado, 1996)

Se ha considerado, generalmente, que los suelos no tienen resistencia a la tensión (tracción), por lo que los estudios se han centrado en las características de deformación bajo compresión, es por ello que los métodos existentes, someten a las muestras de suelos, a esfuerzos de compresión (Ganzhi & Pinos, 2014).

Las deformaciones pueden presentarse de dos maneras; la primera, es el cambio en volumen que experimenta el suelo, manteniendo su forma, mientras que el segundo caso, el suelo cambia de forma, pero mantiene constante su volumen, sin embargo, en los procesos reales se presentan ambos casos simultáneamente. (Ganzhi & Pinos, 2014)

Es importante señalar que, por lo menos la cimentación se considera completamente flexible o totalmente rígida; una cimentación uniformemente cargada, perfectamente flexible descansando sobre un material elástico como una arcilla

saturada, tendrá un perfil de distribución de esfuerzos, debido al asentamiento elástico. Sin embargo, si la cimentación es rígida y está descansando sobre un material elástico como una arcilla, sufrirá un asentamiento uniforme y la presión de contacto se redistribuirá. (Caldas & Salas, 2010)

El desplazamiento permisible de las bases de los cimientos está fijado por las normas; y éste depende del tipo de obra y forma de trabajo de la estructura; si el desplazamiento que tiene lugar en la cimentación es mayor que el permisible, la estructura puede sufrir daños de consideración ocasionando su inutilidad. (Caldas & Salas, 2010)

Causas de los asentamientos en cimentaciones

A continuación, se muestra la clasificación general de las causas de los asentamientos totales y diferenciales según (Delgado, 1996):

- Cargas
 - Estáticas
 - Permanentes
 - Transitorias
 - Dinámicas
 - Vibraciones
 - Choque o impacto
- Cambios en las características del suelo de fundación
 - Acción del frío intenso
 - Acción del calor
 - Cambio de humedad del suelo
 - Descenso del nivel freático (equivale a un incremento de carga generado por el aumento del peso unitario del suelo)
- Causas accidentales variables
 - Colapso o deformación de minas, cavernas y conductos subterráneos

- Erosión subterránea producida por el agua
- Derrumbes y deslizamientos plásticos (erosión geológica de la masa)

La respuesta del suelo como asentamiento a la acción de las cargas, depende de la naturaleza, intensidad y duración de la aplicación de ellas; así mismo, depende de las características del suelo tales como: cohesión, fricción interna y grado de compacidad. Los asentamientos vinculados a los cambios en las características del suelo de fundación y causas accidentales variables no están directamente relacionados con las cargas, aunque es posible que ellas aumenten. Muchos de los efectos de las cargas son complejos y de difícil predicción. Para anticipar la magnitud de los asentamientos, cuando ello es posible, o formular las medidas de prevención, es necesario identificar los mecanismos generadores y enfocar acertadamente el problema. (Salinas, Yapari, Canelas, & Aranibar, 2015)

Mecanismos generadores y tipos de asentamientos

La selección y el diseño de las cimentaciones requieren identificar las causas actuales y precisar los mecanismos o procesos generadores de los asentamientos, esta información es fundamental para predecir la magnitud de los mismos y formular los criterios para su manejo. (Salinas, Yapari, Canelas, & Aranibar, 2015)

El enfoque del problema está vinculado a la acertada determinación de los mecanismos generadores de asentamientos en cada caso en particular. En general, los asentamientos pueden ser el resultado de la acción de uno solo o una combinación de los siguientes mecanismos:

- **Cambio de forma o distorsión del suelo**

Ocurre como respuesta casi inmediata a los cambios de esfuerzo por la cimentación bajo carga. Se denomina asentamiento elástico o inmediato (S_e) por ocurrir en forma concurrente con la aplicación de cargas. Depende del comportamiento esfuerzo – deformación del suelo. En los suelos cohesivos saturados, tienen un carácter aproximadamente lineal elástico. En los suelos

granulares, obedece a comportamientos más complejos, posiblemente elato - plásticos o plásticos. (Salinas, Yapari, Canelas, & Aranibar, 2015)

- **Disminución del volumen**

Disminución asociada a una reducción del espacio de poros en la estructura del suelo. Los incrementos de esfuerzo producidos por la cimentación en un estrato arcilloso saturado dan lugar a incrementos en el agua intersticial, que conducen a su expulsión lenta acompañada del correspondiente asentamiento por consolidación (S_p). Se presentan a veces deformaciones lentas en el esqueleto sólido del suelo, a magnitudes sensiblemente nulas del exceso de presiones del agua de los poros, que reciben el nombre de asentamientos por consolidación secundaria (S_s) que son procesos en general de carácter visco-plástico. (Salinas, Yapari, Canelas, & Aranibar, 2015)

- **Colapsos o grandes desplazamientos del suelo de soporte**

“Cuando se inician fallas por corte o la formación de zonas plásticas, al sobrecargar la cimentación. Están asociados a procesos estudiados en el contexto de la capacidad portante del suelo” (Salinas, Yapari, Canelas, & Aranibar, 2015).

- **Erosión y desplazamientos geológicos**

“Erosión y desplazamiento de la masa que adquiere en general la forma de derrumbes, deslizamientos plásticos y flujos. Se relacionan principalmente con la estabilidad geológica natural del área del sitio” (Salinas, Yapari, Canelas, & Aranibar, 2015).

- **Deterioro del material de la cimentación**

“Deterioro cuando actúan agentes agresivos o corrosivos contenidos en el suelo que rodea la estructura de la cimentación. Eventualmente, puede llegar a fallas completas del elemento” (Salinas, Yapari, Canelas, & Aranibar, 2015).

- **Deterioro y degradaciones**

Lentos o rápidos, en la micro estructura natural del suelo, ocasionados por causas accidentales varias, se traducen en asentamientos cuya magnitud y velocidad no es viable predecir con razonable certidumbre. Algunos de ellos son: pérdidas en los componentes sólidos por arrastres, socavaciones y erosión interna, reacomodos y densificaciones producidas por vibraciones e impactos, y debilitamientos en los contactos entre las partículas por hundimiento que pueden prosperar a colapsos en la micro estructura. (Salinas, Yapari, Canelas, & Aranibar, 2015)

- **Tipos de asentamientos**

Los asentamientos generados bajo una estructura se clasifican, en función del tiempo, en forma general, el asentamiento total de una cimentación (S), puede ser expresado como:

$$S = S_e + S_p + S_s \quad \text{Ecuación 92}$$

Dónde:

S = Asentamiento total,

S_e = Asentamiento elástico o inmediato,

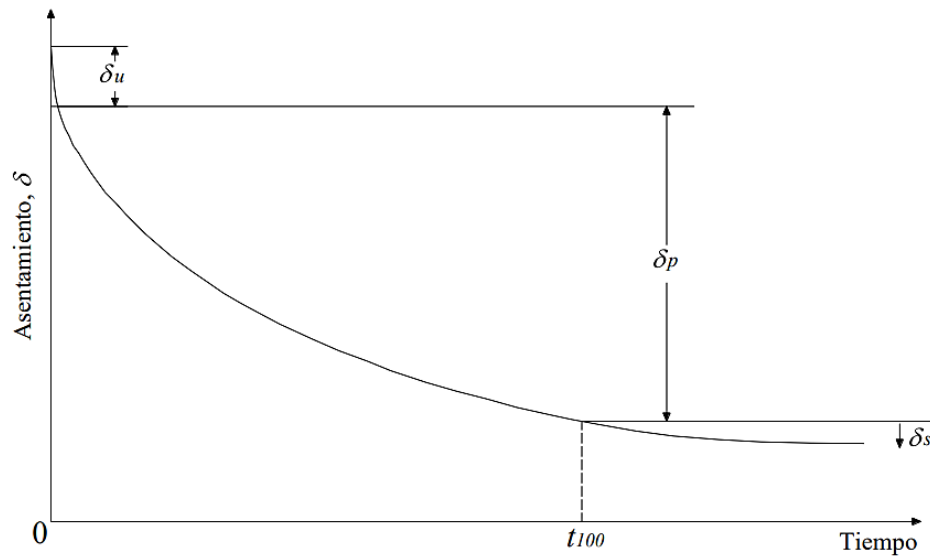
S_c = Asentamiento por consolidación primaria, y

S_s = Asentamiento por consolidación secundaria.

En la Figura 32 se muestra la historia del asentamiento de un punto de una cimentación; se pueden apreciar los tres componentes del asentamiento total, que difieren en magnitud, lo cual es aplicable a todos los suelos, si reconocemos que la escala de tiempo y magnitudes relativas de los tres componentes pueden diferir en varios órdenes de magnitud para diferentes tipos de suelos. (Winterkorn & Fang, 1975)

Figura 32

Historia del asentamiento en un punto de una cimentación



Nota: Este gráfico fue tomado de (Winterkorn & Fang, 1975)

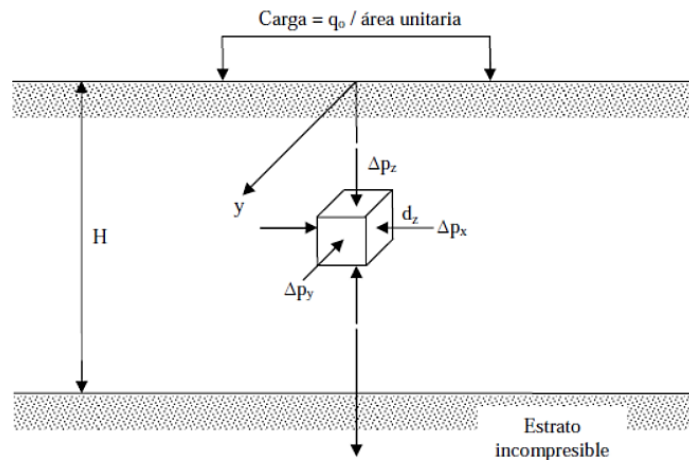
De acuerdo a los estudios realizados por muchos autores, el asentamiento total de cimentaciones que se produce en el suelo bajo la aplicación de cargas, se divide en tres componentes:

Asentamiento elástico o inmediato

“Este tipo de asentamientos se presentan durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura. Los cálculos de los asentamientos elásticos se basan, generalmente, en ecuaciones derivadas de la Teoría de la Elasticidad” (Ganzhi & Pinos, 2014).

Según Bowles (1996), el análisis del asentamiento inmediato se usa para todos los suelos granulares finos (incluyendo limos y arcillas) cuyo grado de saturación es $S \leq 90\%$ y para todos los suelos de grano grueso con un valor de conductividad hidráulica grande, es decir, mayor a 10^{-3} m/s. (Salinas, Yapari, Canelas, & Aranibar, 2015)

Aunque el suelo no es un material elástico, a menudo se trata como tal, debido a que existen en la literatura especializada en el tema un gran número de soluciones y métodos para materiales elásticos que, aplicados sobre todo a los suelos cohesivos, proporcionan resultados muy aproximados y que funcionan muy bien en la práctica. (Trujillo, 2012)

Figura 33*Asentamiento elástico de una cimentación superficial*

Nota: Esta figura fue tomada de (Das, 2012)

El asentamiento elástico de una cimentación superficial se estima usando la teoría de la Elasticidad. Aplicando la ley de Hooke y en referencia a lo indicado en la Figura 33 se tiene que:

$$S_e = \int_0^H \varepsilon_z \times dz = \frac{1}{E_s} \int_0^H (\Delta p_z - \mu_s \times \Delta p_x - \mu_s \times \Delta p_y) dz \quad \text{Ecuación 93}$$

Dónde:

S_e = Asentamiento elástico,

H = Espesor del estrato de suelo,

E_s = Módulo de elasticidad del suelo,

μ_s = Módulo de Poisson del suelo, y

Δp_x , Δp_y , Δp_z = Incrementos del esfuerzo debido a la carga neta aplicada a la cimentación, en las direcciones x , y , z respectivamente.

Aunque la ley de Hooke es aplicable a materiales linealmente elásticos, puede utilizarse para materiales elásticamente no lineales como es el caso de los suelos. Para el correcto uso de esta ley en materiales no lineales, es necesario utilizar un módulo de deformación del suelo (E_s) aproximado, ya sea el módulo de elasticidad tangente o el módulo secante. También se considera al suelo como un material isotrópico, linealmente elástico y homogéneo en toda la región de interés,

es decir, se considera a la masa de suelo como un semi - espacio elástico. (Trujillo, 2012)

La magnitud del cálculo de los asentamientos elásticos depende directamente de los valores de los parámetros elásticos del suelo, como lo son el módulo de elasticidad (E) y el módulo de Poisson (μ).

Módulo de Elasticidad (E)

El hecho de que los suelos no sean homogéneos ni isotrópicos, ocasiona que estos se aparten de la hipótesis que por lo general son atribuidas al medio elástico. Sin embargo, el hecho más importante radica en que los suelos no son elásticos y menos aun linealmente elásticos como tendría que ser para poder aplicar las soluciones obtenidas con la Teoría de la Elasticidad. En suelos, el módulo de elasticidad aumenta con la profundidad y varía con la presión de confinamiento. (Badillo & Rodríguez, 2014)

El módulo de elasticidad no es un parámetro constante de los suelos, sino más bien, una magnitud que describe el comportamiento de los suelos para una combinación particular de esfuerzos.

En materiales que obedecen al comportamiento elástico - lineal, la ley de Hooke es aplicable y pueden por tanto determinarse a través de ésta, las deformaciones y los esfuerzos principales. Luego, si se considera tan solo la dirección vertical, la deformación es directamente proporcional al esfuerzo, dando lugar a una ecuación simplificada de la ley de Hooke, esta relación se halla representada por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon = \frac{1}{E} \sigma \quad \text{Ecuación 94}$$

Dónde:

ε = Deformación unitaria,

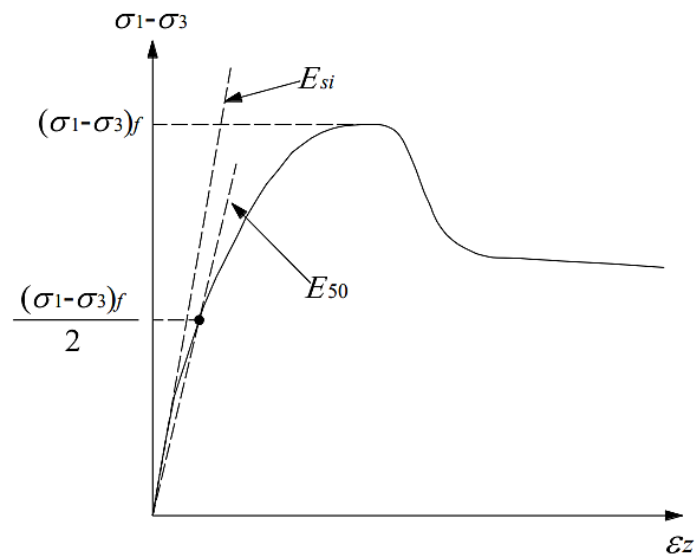
σ = Esfuerzo unitario, y

E = Módulo de elasticidad del suelo.

La apropiada determinación del módulo equivalente de deformación del suelo “E” es un problema mucho más complicado. Este parámetro es comúnmente obtenido a partir del módulo tangente inicial en la curva esfuerzo-deformación de una prueba de compresión triaxial. (Trujillo, 2012)

Figura 34

Módulo E_{50} y módulo tangente inicial E_{si}



Nota: Figura extraída de (Deméneghi, 2011)

Es común en la práctica utilizar la Ecuación 94, haciendo $E = E_s$, siendo E_s el módulo de deformación del suelo. El módulo E_s se puede obtener como ya se dijo a partir de los resultados de una prueba de compresión triaxial, ver

Figura 34. Como E_s se puede usar el módulo tangente inicial E_{si} o el módulo E_{50} , el cual corresponde al 50% del esfuerzo desviador de falla. (Trujillo, 2012)

El módulo de elasticidad también se puede obtener de tablas. En la Tabla 22 se muestran valores típicos del módulo de deformación del suelo “E”, para diferentes tipos de suelos.

Tabla 22

Parámetros elásticos, módulo de elasticidad E

Tipo de suelo	E [kg/cm ²]
Arcilla blanda	21 – 53
Arcilla media	51 – 105
Arcilla rígida	105 – 246
Limo arenoso	105 – 176
Arena suelta	105 – 246
Arena semi-densa	175 – 281
Arena densa	352 – 563
Arena y grava suelta	490 – 1468
Arena y grava densa	980 - 1960

Nota: Esta tabla fue tomada de (Díaz A. , 2011)

Cabe recalcar que el uso de tablas requiere de buen criterio y experiencia para su aplicación, y su uso debe limitarse para realizar solamente estimaciones.

Módulo de Poisson (μ)

“Es la relación entre la deformación lateral y la deformación axial, donde las deformaciones se producen por una aplicación de cargas” (Ganzhi & Pinos, 2014).

$$\mu = \left| \frac{\delta_h}{\delta_v} \right| \quad \text{Ecuación 95}$$

Dónde:

μ = Módulo de Poisson,

δ_h = Deformación transversal o lateral, y

δ_v = Deformación axial o vertical.

Para suelos cohesivos, en los cuales la deformación ocurre a volumen constante y requieren de poco tiempo para que se desarrolle el asentamiento elástico, se asume una relación de Poisson $\mu_s = 0.5$, correspondiente a un medio incompresible. A pesar de que esta suposición puede no ser correcta, la magnitud del cálculo del asentamiento no es sensible a pequeños cambios en la variación de la relación de Poisson. (Winterkorn & Fang, 1975)

En la Tabla 23 se muestran valores típicos del módulo de Poisson, para diferentes tipos de suelos.

Tabla 23

Parámetros elásticos, módulo de Poisson μ

Tipo de suelo	μ
Arcilla blanda	0.30 – 0.50
Arcilla media	0.30 – 0.50
Arcilla rígida	0.10 – 0.30
Limo arenoso	0.20 – 0.40
Arena suelta	0.20 – 0.40
Arena semi-densa	0.30 – 0.45
Arena densa	0.30 – 0.45
Arena y grava suelta	0.15 – 0.30
Arena y grava densa	0.20 – 0.35

Nota: Esta tabla fue tomada de (Díaz A. , 2011)

Ecuación de Mayne & Poulos (1999)

En 1999, Mayne y Poulos presentaron una fórmula mejorada para calcular el asentamiento elástico de cimentaciones. En la fórmula se toma en cuenta la rigidez de la cimentación, la profundidad de empotramiento de la cimentación, el incremento en el módulo de elasticidad del suelo y la ubicación de los estratos rígidos a una profundidad limitada. (Das, 2012)

Para utilizar la ecuación de Mayne y Poulos, es necesario determinar el diámetro equivalente B_e de una cimentación rectangular, que viene dado por la siguiente ecuación:

$$B_e = \sqrt{\frac{4BL}{\pi}}$$

Ecuación 96

Dónde:

B = Ancho de la cimentación, y

L = Largo de la cimentación.

Para cimentaciones circulares:

$$B_e = B$$

Ecuación 97

Dónde:

B = Diámetro de la cimentación.

En la siguiente figura se muestra una cimentación con un diámetro equivalente B_e ubicado a una profundidad D_f debajo de la superficie del terreno. Sea "t" el espesor de la cimentación y E_f el módulo de elasticidad del material de la cimentación. Un estrato rígido se ubica a una profundidad H debajo del fondo de la cimentación. (Das, 2012)

Teóricamente, si la profundidad de desplante de la cimentación se considera despreciable, $D_f = 0$, la altura del estrato es sumamente grande para considerar $H = \infty$ y la cimentación es perfectamente flexible.

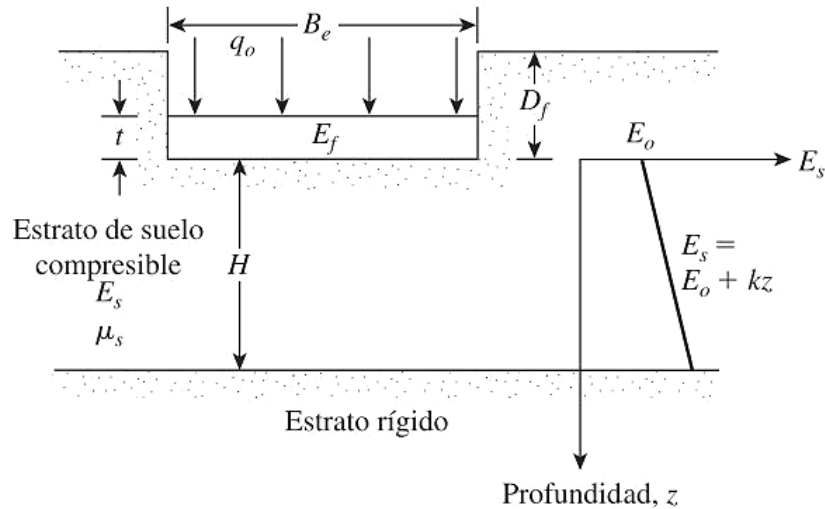
El módulo de elasticidad del estrato de suelo compresible viene dado como:

$$E_s = E_o + kz$$

Ecuación 98

Figura 35

Parámetros generales, ecuación de Mayne y Poulos



Nota: Esta figura fue tomada de (Das, 2012)

Definidos los parámetros anteriores, el asentamiento elástico debajo del centro de la cimentación es:

$$S_e = \frac{q_o \times B_e \times I_G \times I_F \times I_E}{E_o} (1 - \mu_s^2) \quad \text{Ecuación 99}$$

Dónde:

q_o = Sobrecarga generada por la estructura,

I_G = Factor de influencia para la variación de E_s con la profundidad,

I_F = Factor de corrección por rigidez de la cimentación, y

I_E = Factor de corrección por empotramiento de la cimentación.

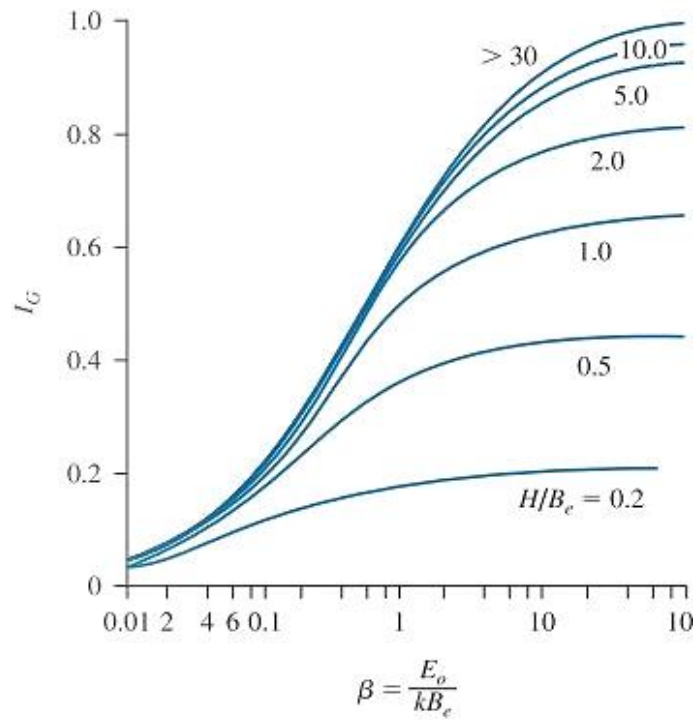
- **Factor de influencia para la variación de E_s con la profundidad**

El factor I_G se obtiene de manera aproximada mediante la siguiente figura, misma que está en función de la Ecuación 100:

$$f\left(\beta = \frac{E_o}{k \times B_e}, \frac{H}{B_e}\right) \quad \text{Ecuación 100}$$

Figura 36

Variación de I_G con β



Nota: Esta figura fue tomada de (Das, 2012)

- **Factor de corrección por rigidez de la cimentación**

$$I_F = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{4.6 + 10 \left(\frac{E_f}{E_o + \frac{B_e k}{2}} \right) \left(\frac{2t}{B_e} \right)^3}$$

Ecuación 101

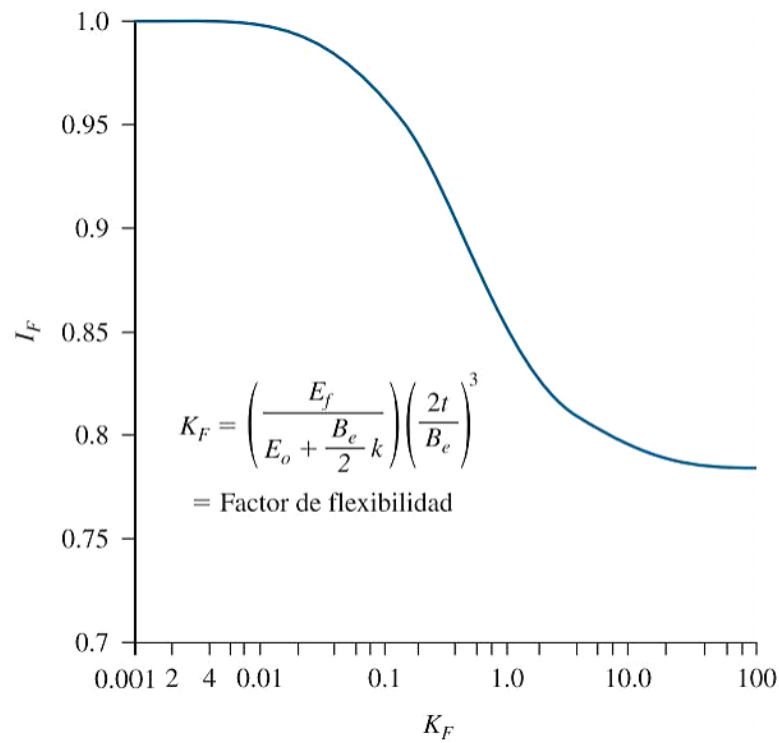
Dónde:

E_f = Módulo de elasticidad del material de la cimentación, y

t = Espesor de la cimentación.

Figura 37

Variación de I_F con el factor de flexibilidad K_F



Nota: Esta figura fue tomada de (Das, 2012)

- **Factor de corrección por empotramiento de la cimentación**

$$I_E = 1 - \frac{1}{3.5 e^{(1.22\mu_s - 0.4)} \left(\frac{B_e}{D_f} + 1.6 \right)} \quad \text{Ecuación 102}$$

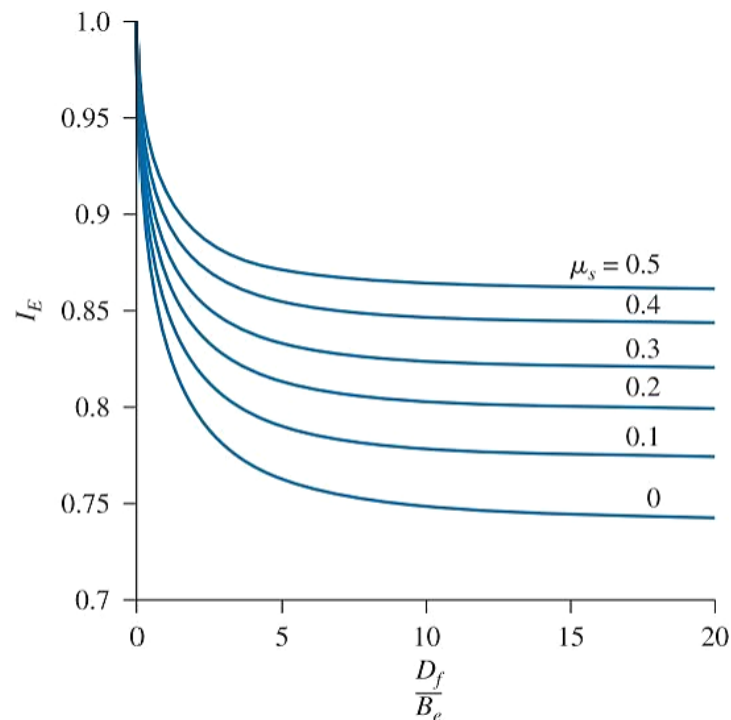
Dónde:

D_f = Profundidad de desplante de la cimentación, y

μ_s = Módulo de Poisson del suelo.

Figura 38

Variación de I_E con D_f/B_e



Nota: Esta figura fue tomada de (Das, 2012)

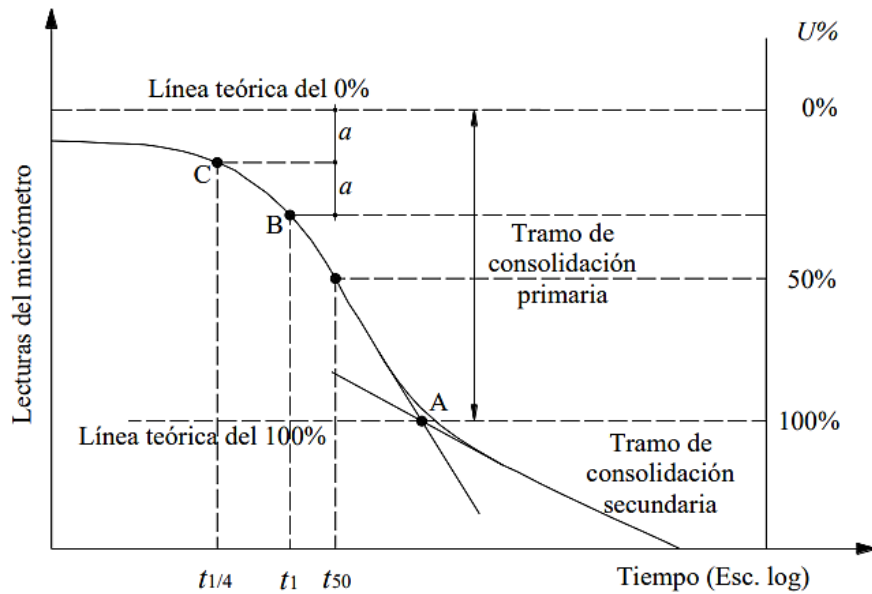
Asentamiento por consolidación primaria

Es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos; mismo que es dependiente del tiempo y toma meses a años en desarrollarse; pero por lo general se considera que se produce en un periodo de 1 a 5 años, salvo casos extremos como el de la Torre de Pisa que ya lleva más de 700 años asentándose. El análisis del asentamiento por consolidación se usa para todos los suelos saturados o casi saturados de grano fino (limos y arcillas inorgánicas) con un grado de saturación en el rango de $90\% \leq S \leq 100\%$. (Salinas, Yapari, Canelas, & Aranibar, 2015)

En campo, cuando las cargas de una cimentación son transmitidas a un suelo cohesivo, se produce una deformación volumétrica, que en el caso de materiales saturados se manifiesta en un incremento en la presión de poro. Cuando ha transcurrido suficiente tiempo, el agua fluye fuera del suelo, acompañada de una disipación de la presión de poro. (Trujillo, 2012)

Figura 39

Curva de consolidación



Nota: Este gráfico fue tomado de (Trujillo, 2012)

El análisis de las deformaciones volumétricas resultantes y los asentamientos verticales que las acompañan, se simplifican si se asume que tales deformaciones ocurren solo en sentido vertical. Dicha suposición es razonable cuando la geometría y las condiciones de frontera en campo son tales que dominan las deformaciones verticales. Esto ocurre probablemente, cuando las dimensiones del área cargada son muy grandes en comparación con el espesor del estrato compresible y/o cuando el estrato compresible se encuentra entre dos estratos rígidos, cuya presencia tiende a reducir la magnitud de las deformaciones horizontales. (Winterkorn & Fang, 1975)

En suelos granulares la permeabilidad es relativamente alta, al no contener una cantidad considerable de finos ocupando la zona de vacíos, lo que permite un flujo rápido de agua, por lo que el asentamiento se completa en tiempos cortos (asentamientos inmediatos), por tal no se considera consolidación en materiales granulares con contenidos de finos menores al 35% y en suelos cohesivos que no estén saturados. (Das, 2012)

Asentamiento por consolidación secundaria

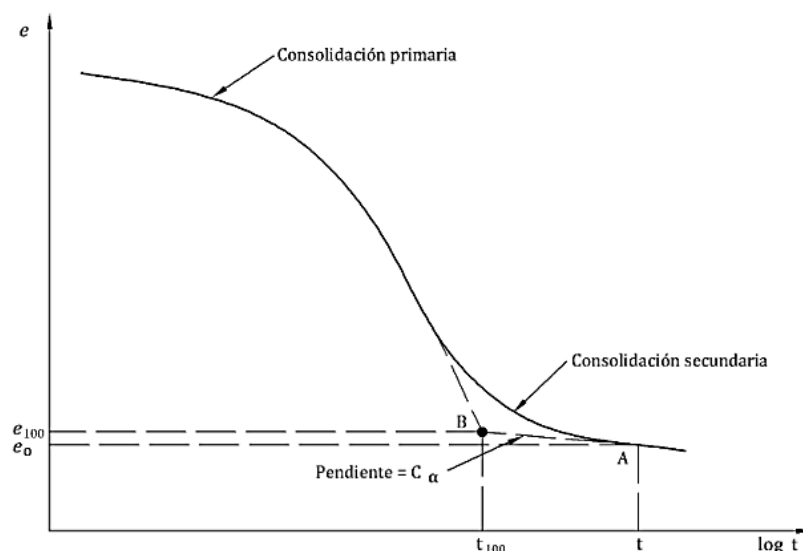
Este tipo de asentamiento se observa en suelos saturados cohesivos y es efecto del ajuste plástico de la estructura del suelo.

Es de pendiente del tiempo y ocurre durante un periodo extenso de años después de que se ha completado la disipación del exceso de presión de poros, es decir, a un valor de esfuerzos efectivos constantes. Es causado por la resistencia viscosa de las partículas de suelo a un reajuste bajo compresión, particularmente, en suelos con un alto contenido orgánico, el asentamiento por consolidación secundaria es el componente principal del asentamiento total. (Salinas, Yaparí, Canelas, & Aranibar, 2015)

Una vez que la consolidación primaria ha llegado a su final, es decir, cuando la disipación del exceso de la presión de poro es total, se observa un asentamiento debido al ajuste plástico de la estructura, denominado usualmente flujo plástico. Cuando la variación entre la deformación versus el logaritmo del tiempo es prácticamente lineal, se establece que es la etapa de la consolidación secundaria, este asentamiento es más importante que por consolidación primaria en suelos orgánicos y en suelos inorgánicos altamente compresibles. (Ganzhi & Pinos, 2014)

Figura 40

Asentamiento por consolidación secundaria



Nota: Este gráfico fue extraído de (Salinas, Yaparí, Canelas, & Aranibar, 2015)

Asentamientos por el método elementos finitos (PLAXIS®)

“PLAXIS® es un programa computacional que utiliza el método numérico de elementos finitos para el cálculo de deformaciones y estabilidad de problemas geotécnicos de distintas naturalezas” (Díaz & López, 2008).

En este apartado se expone de manera clara y precisa el fundamento teórico del método numérico de elementos finitos para el análisis de deformaciones, técnica con la cual funciona el programa computacional PLAXIS®.

El método numérico de elementos finitos es una técnica que consiste en subdividir la estructura en un número reducido de elementos de geometría regular y manejable, que mantienen las propiedades de la estructura general y al trabajar de manera conjunta estos elementos, se predice el comportamiento de la estructura general. (Díaz & López, 2008)

Conceptos generales del método de elementos finitos

Una de las tareas más importantes de un ingeniero civil consiste en analizar y calcular de la manera más acertada para poder predecir el comportamiento que tendrá un determinado sistema estructural, para ello debe hacer uso de conceptos tanto de física como de matemáticas, con el fin de formular un modelo matemático que no es más que un sistema de ecuaciones cuyas incógnitas representan magnitudes que permiten describir el comportamiento del objeto bajo análisis.

Debido a la gran dificultad para obtener soluciones analíticas a las ecuaciones aludidas, la ingeniería ha recurrido al uso de modelos simplificados, basados en resultados experimentales, elementos empíricos y en el mejor de los casos en unas pocas soluciones matemáticas particulares relativas a un modelo más preciso. (Díaz & López, 2008)

Esta metodología general de la ingeniería ha dado muy buenos resultados a lo largo de la historia. No obstante, es importante notar que se trata de una metodología que presenta fuertes limitaciones en cuanto a las posibilidades de análisis, hecho que se hace más grave si se consideran las crecientes necesidades de la tecnología moderna. (Díaz & López, 2008)

Este cuadro ha ido cambiando con el advenimiento de la computación electrónica y con el desarrollo asociado de métodos computacionales. En el contexto que se alude han aparecido importantes técnicas numéricas entre las cuales se destacan los métodos de diferencias finitas, elementos de contorno y elementos finitos. En particular este último es el más poderoso y, en consecuencia, el más utilizado. (Díaz & López, 2008)

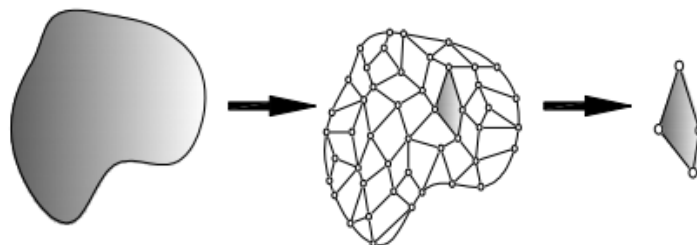
A continuación, se expone la fundamentación básica del método numérico de elementos finitos, y por otro lado, las ventajas y desventajas que presenta este método en general.

Fundamento del método de elementos finitos

“La idea general del método de elementos finitos es la división de un continuo en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos” (U. Valparaíso, 2006), ver Figura 41.

Figura 41

Esquema proceso de discretización



Nota: Esta figura fue extraída de (U. Valparaíso, 2006). Las ecuaciones que norman el comportamiento del continuo regirán también a cada elemento.

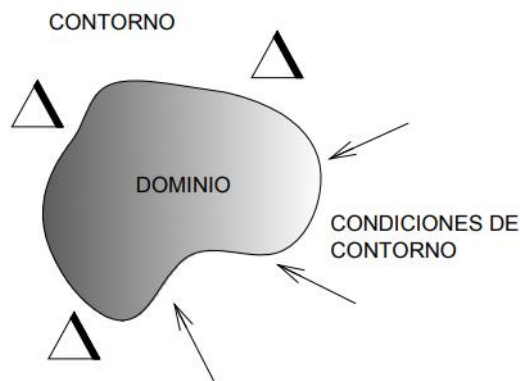
De esta forma se consigue pasar de un sistema continuo (infinitos grados de libertad), que es regido por un sistema de ecuaciones diferenciales, a un sistema con un número con un número de grados de libertad finito cuyo comportamiento se modela por un sistema de ecuaciones, lineales o no. (U. Valparaíso, 2006)

En cualquier sistema a analizar podemos distinguir entre (U. Valparaíso, 2006):

- “Dominio; espacio geométrico donde se va a analizar el sistema” (U. Valparaíso, 2006).
- “Condiciones de contorno; variables conocidas y que condicionan el cambio de sistema (cargas, desplazamientos, temperaturas, etc.)” (U. Valparaíso, 2006).
- “Incógnitas; variables del sistema que deseamos conocer después de que las condiciones de contorno han actuado sobre el sistema (desplazamientos, tensiones, temperaturas, etc.)” (U. Valparaíso, 2006), ver Figura 42.

Figura 42

Sistema a analizar – elementos finitos



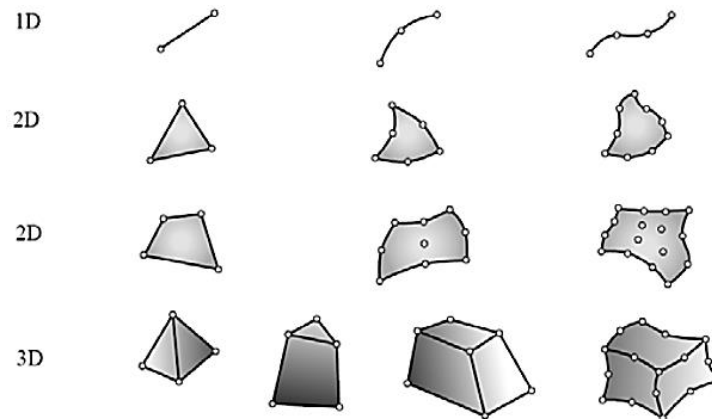
Nota: Esta figura fue extraída de (U. Valparaíso, 2006).

El método de los elementos finitos para solucionar el problema, supone el dominio discretizado en subdominios denominados elementos. El dominio se divide mediante puntos (en el caso lineal), mediante líneas (en el caso bidimensional), ver

Figura 43, de forma que el dominio total en estudio se aproxime mediante el conjunto de elementos en que se subdivide. (U. Valparaíso, 2006)

Figura 43

Tipos de elementos finitos



Nota: Esta figura fue extraída de (U. Valparaíso, 2006).

“Los elementos se definen por un número discreto de puntos, llamados nodos, que conectan entre sí los elementos. Sobre estos nodos se materializan las incógnitas fundamentales del problema” (U. Valparaíso, 2006).

En el caso de un problema estructural se busca encontrar sus incógnitas: desplazamiento, deformación y tensión. Debido a que el tipo de planteamiento que tiene este continuo es imposible encontrar las ecuaciones que entreguen soluciones analíticas, por lo tanto, es necesario efectuar una aproximación discreta donde se considera la posibilidad de resolver el problema en forma correcta, únicamente en ciertos puntos, es decir, se calcula la solución en desplazamientos, deformación y tensiones en ciertos puntos, y se interpolan estos valores a cualquier otro punto. La incógnita desplazamiento es la más relevante, las demás incógnitas derivan de ella. (U. Valparaíso, 2006)

Ventajas y desventajas del método de elementos finitos

- **Ventajas:**

- “Los elementos pueden tener varios tamaños, lo que permite que la malla de elementos sea expandida o refinada en aquellos lugares donde exista la necesidad de hacerlo” (U. Valparaíso, 2006).

- “El método no está limitado a trabajar con formas regulares que tengas fronteras fáciles de definir, ya que estas fronteras de formas irregulares pueden ser aproximadas usando elementos con lados rectos o curvos” (U. Valparaíso, 2006).
- “El método puede ser aplicado a cuerpos compuestos de varios materiales, es decir, las propiedades del material en elementos adyacentes no tienen por qué ser la misma” (U. Valparaíso, 2006).
- **Desventajas:**
 - La principal desventaja del método es que necesita ser programado en computador, debido a la gran cantidad de cálculos numéricos que se deben realizar, aún para problemas pequeños. Pero en la actualidad existen una gran variedad de programas de elementos finitos, que alivian en gran parte esta desventaja. (U. Valparaíso, 2006)

Software PLAXIS®

“El software PLAXIS® bidimensional funciona mediante el método de elementos finitos, y está diseñado especialmente para analizar deformaciones y estabilidades de problemas geotécnicos” (Díaz & López, 2008).

Este programa consta de un sistema de CAD, que grafica de manera simple la sección vertical de un modelo geométrico del problema geotécnico, para luego discretizarlo a través de una malla de elementos finitos, asignarle las condiciones iniciales y luego proceder a realizar los cálculos y entregar los respectivos reportes del problema que se modeló. (Díaz & López, 2008)

Las situaciones que pueden modelarse con PLAXIS® corresponden a problemas de deformación plana. Sus aplicaciones van desde modelación de muros de contención, pilotes, tablestacas, terraplenes, taludes, túneles, geo mallas, entre otras. Realiza análisis plásticos, de consolidación, de seguridad y dinámicos. (Díaz & López, 2008)

PLAXIS® está formado por cuatro subprogramas:

- Input (entrada),
- Calculations (cálculos),
- Output (resultados),
- Curves (curvas).

Asentamientos admisibles, diferenciales y totales

Antes de proporcionar valores de asentamientos admisibles recomendados por distintos autores, es necesario realizar algunas definiciones. Las propuestas a continuación fueron proporcionadas por Burland y Wroth (1975) para cuantificar asentamientos y son las más aconsejables a utilizar en estudios cuantitativos relacionados al diseño de cimentaciones. (Salinas, Yapari, Canelas, & Aranibar, 2015)

“La magnitud del asentamiento total y asentamiento diferencial que se puede tolerar, depende del comportamiento funcional de la estructura y de las necesidades de los usuarios, al igual que de factores económicos” (Salinas, Yapari, Canelas, & Aranibar, 2015), tales como: el valor de la propiedad, pérdidas potenciales que pudieran presentarse, etc. Whitlow (1995) afirma que la mayor parte del daño por asentamiento se puede considerar como arquitectónico y está referido a los revestimientos y acabados. Por lo tanto, la mayor parte del asentamiento inmediato se presenta durante la construcción, a medida que se imponen las cargas muertas y vivas. (Salinas, Yapari, Canelas, & Aranibar, 2015)

“El asentamiento diferencial puede ser calculado como la diferencia entre los asentamientos producidos en dos puntos adyacentes, mismo que puede ser estimado como tres cuartos del asentamiento máximo total” (Salinas, Yapari, Canelas, & Aranibar, 2015).

En 1995 Mac Donald y Skempton hicieron un estudio de 98 edificios, siendo la mayoría de éstos estructuras antiguas de muros portantes, acero y hormigón

armado. Este estudio fue comprobado por Grant en 1974 de un estudio adicional de 95 construcciones más recientes. Feld en 1965 registró un gran número de valores de la magnitud de asentamientos registrados en estructuras específicas (Salinas, Yapari, Canelas, & Aranibar, 2015). A partir de todos estos estudios, Bowles (1997) define la siguiente tabla:

Tabla 24

Asentamientos diferenciales admisibles en edificios (mm)

Criterio	Cimentación aislada	Losa de cimentación
Máximo asentamiento diferencial		
Arcillas		45 (35)
Arenas		35 (25)
Máximo asentamiento total		
Arcillas	75	75 – 125 (65 – 100)
Arenas	50	50 – 100 (35 – 65)

Nota: Los valores entre paréntesis son los valores máximos recomendados para el diseño.

La tabla fue tomada de (Bowles, 1997)

Asentamientos admisibles NEC-15

La (NEC-SE-GC, 2015), en el capítulo 6.3 propone una tabla de valores máximos de asentamientos diferenciales admisibles, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas para edificaciones, ver Tabla 25.

“En términos del asentamiento promedio total que experimente la cimentación de una estructura durante un lapso de 25 años” (NEC-SE-GC, 2015).

- Se considera las cargas muertas de servicio y 50% de cargas vivas máximas,
- Para construcciones aisladas 20 cm, y
- Para construcciones entre medianeros 10cm.

Tabla 25*Valores máximos de asentamientos diferenciales*

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Δ max
a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamiento menores	L/1000
b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	L/500
c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamiento menores	L/300
d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamiento menores	L/160

Nota: Esta tabla fue extraída de (NEC-SE-GC, 2015).

Para el presente proyecto de investigación se ha tomado como base referencial el valor de $\Delta_{max} = L/1000$ clasificado en la tabla mostrado anteriormente como edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.

Interacción Suelo Estructura (ISE)

Al comienzo del Capítulo III, en el apartado 0 de este trabajo de investigación se mencionan los antecedentes teóricos y particularidades de la Interacción Suelo – Estructura (ISE),

“La respuesta de una estructura al temblor de un terremoto se ve afectada por las interacciones entre cuatro sistemas vinculados: la estructura, los cimientos, los medios geológicos subyacentes y medios circulantes a los cimientos” (FEMA, 2009).

Un análisis de la ISE evalúa el comportamiento tomando en cuenta las condiciones geotécnicas y de cimentación asociadas con el edificio en consideración de manera colectiva a un movimiento en campo libre especificado. El término de campo libre se refiere a los movimientos que no se ven afectados por las vibraciones estructurales o la dispersión de ondas en la base y alrededor de ella. (NIST GCR 12-917-21, 2012)

Para evaluar los efectos de la ISE existen dos alternativas; el método directo y el método de la infraestructura. En el análisis del método directo, se incluye al suelo y a la estructura en un mismo modelo y se analizan como un sistema completo (por ejemplo, aplicación del método de elementos finitos). Mientras que el método de la infraestructura, el modelo de la ISE se divide en partes distintas para posteriormente combinar y formular una solución completa.

Para este trabajo de investigación se considera el análisis por el método de la infraestructura ya que para aplicar el método directo (método de elementos finitos) es necesario utilizar un software geotécnico especializado. Es importante mencionar que en el estudio hecho por (Espinosa & Carrión, 2019), se llega a la conclusión de que la aplicación de la ISE por cualquiera de los dos métodos mencionados se obtienen resultados muy similares.

Método de la infraestructura

Existen varias alternativas para desarrollar un análisis de un edificio por el método de la infraestructura. El tipo de modelo a seleccionar depende de los parámetros de entrada que se tenga, en prioridad se debe disponer de un estudio geotécnico que cuenten con parámetros mecánicos y dinámicos del terreno.

Para considerar de manera adecuada los efectos de la ISE en un enfoque a la infraestructura (NIST GCR 12-917-21, 2012), se afirma lo siguiente:

- “Una evaluación de los movimientos del suelo en campo libre (U_g) y las propiedades del material del suelo” (NIST GCR 12-917-21, 2012),
- “Evaluación de las funciones de transferencia para convertir movimientos de campo libre del suelo en movimientos de entrada del cimiento (U_{FIM})” (NIST GCR 12-917-21, 2012),
- “Incorporación de resortes y amortiguadores para representar la rigidez y el amortiguación en la interfaz del cimiento” (NIST GCR 12-917-21, 2012), y

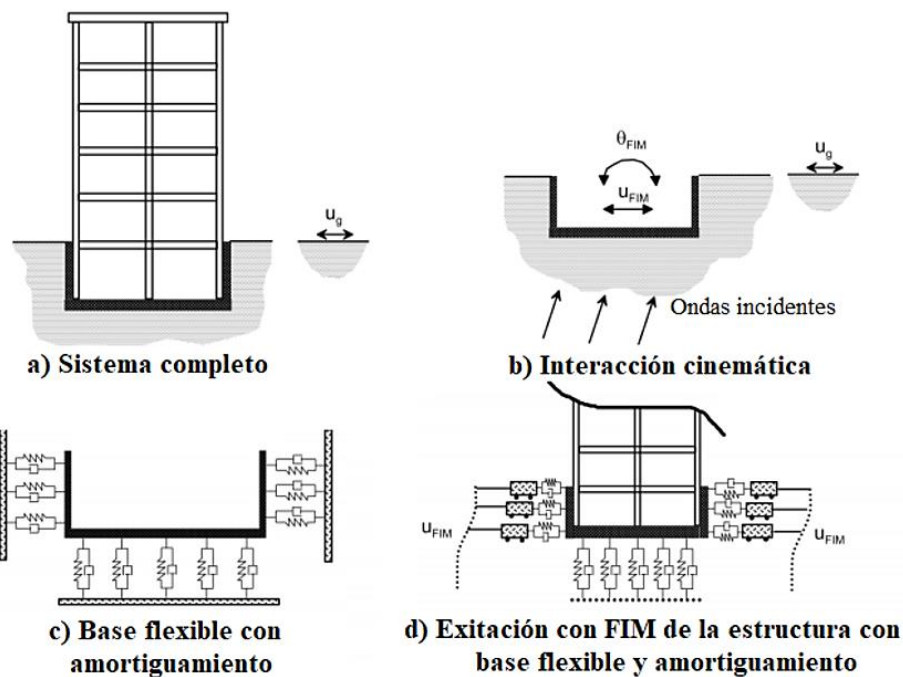
- “Un análisis de respuesta del sistema combinado de estructura – resortes – amortiguadores con un movimiento de entrada de la base aplicada” (NIST GCR 12-917-21, 2012).

“La superposición inherente a un enfoque de la infraestructura requiere un supuesto de comportamiento lineal del suelo y la estructura, aunque en la práctica este requisito a menudo se sigue solo en un sentido lineal equivalente” (NIST GCR 12-917-21, 2012).

Los pasos de un enfoque a la infraestructura, ver Figura 44, son los siguientes:

Figura 44

Interacción suelo estructura mediante el modelo



Nota: Esta figura se obtuvo de (NIST GCR 12-917-21, 2012)

El movimiento de entrada de la cimentación U_{FIM} se aplica teóricamente en la base de la cimentación y se considera que la estructura no tiene masa, ver Figura 44b. La variación entre los movimientos U_g y U_{FIM} se expresa mediante una función de transferencia que representa la relación de movimiento entre la fundación y campo libre en el dominio de la frecuencia. Dado a que no se toma en cuenta los

efectos inerciales, la función de transferencia representa los efectos de la interacción cinemática solamente. (NIST GCR 12-917-21, 2012)

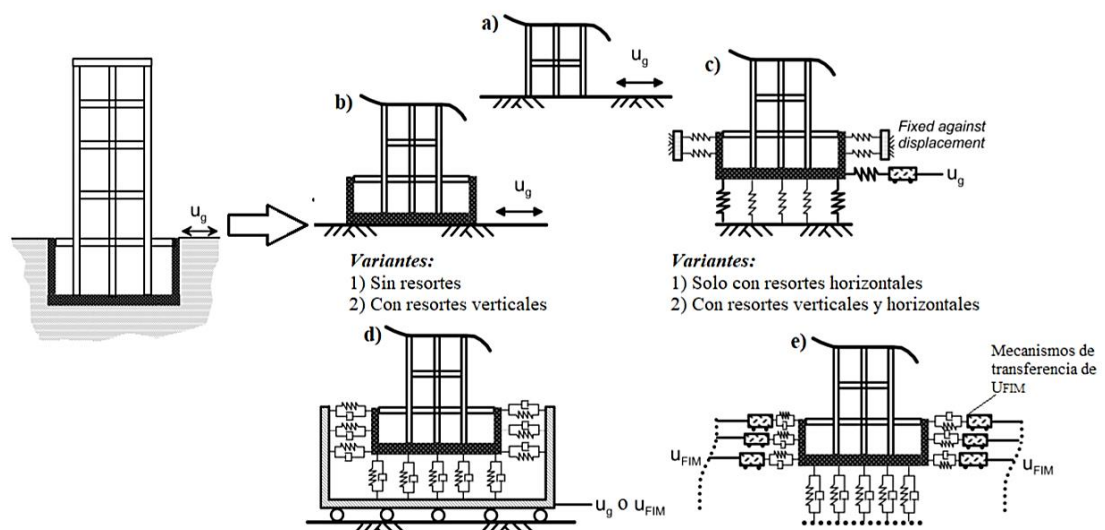
Una vez establecido el U_g , los análisis de propagación de ondas son realizados para estimar el U_{FIM} a través de la interfaz de fundación y del suelo, como se muestra en la Figura 44c. Se evalúan las propiedades lineales equivalentes como: modulo cortante, amortiguamiento del material, entre otras. (NIST GCR 12-917-21, 2012)

Las características de rigidez y amortiguamiento de la ISE se caracterizan usando modelos de funciones de impedancia relativamente simples. Las funciones de impedancia representan la rigidez y las características de amortiguamiento dependientes de la frecuencia de la ISE. La superestructura se modela sobre la base y el sistema está excitado a través de la base, ver Figura 44d, desplazando los extremos de los resortes y amortiguadores mediante U_{FIM} . (NIST GCR 12-917-21, 2012)

La manera de realizar un modelo de estructura con sótano se aprecia en la Figura 45.

Figura 45

Enfoque de modelo para representar a una estructura con sótanos



Nota: Esta figura se obtuvo de (NIST GCR 12-917-21, 2012)

Los modelos establecidos por (NIST GCR 12-917-21, 2012), estipulan lo siguiente:

- a) En el modelo de este enfoque, se supone que el edificio está fijo a nivel del suelo y que sus apoyos están perfectamente empotrados, no se consideran los efectos de Interacción Suelo - Estructura. Las reacciones se calculan en la base del modelo a nivel y luego se aplican a la base en un modelo separado. Este enfoque es utilizado ocasionalmente por algunos ingenieros y con frecuencia por otros. Algunos creen que este modelo es más apropiado para edificios con marco de momento y marco reforzado, es el menos apropiado para edificios con muros de corte. (NIST GCR 12-917-21, 2012)
- b) Este modelo ignora el suelo en los lados de los muros de contención, pero la estructura del sótano se incluye explícitamente en el modelo. El nivel más bajo del sótano se toma como base del modelo. Una variación de este modelo tiene una base fija y una segunda variación de este modelo tiene resortes verticales debajo de la base. El modelo se utiliza ocasionalmente para acotar sus análisis para el diseño. (NIST GCR 12-917-21, 2012)
- c) En el modelo de este enfoque, los resortes horizontales se utilizan para capturar el efecto del suelo circundante. Los extremos de los resortes están fijos contra la traslación, y el movimiento del terreno se introduce en la base del modelo. La primera variante es considerando empotrado verticalmente y una segunda incorpora los resortes verticales. De los dos métodos el primer método se emplea con más frecuencia. (NIST GCR 12-917-21, 2012)
- d) En el modelo de este enfoque, los resortes horizontales se unen a paredes rígidas denominadas "bañeras", y el movimiento del suelo se aplica a la bañera de modo que los extremos de los resortes horizontales se muevan todos junto con el movimiento de entrada. Este enfoque de modelado rara vez se utiliza. (NIST GCR 12-917-21, 2012)

e) Representa un enfoque de modelado integral en el que se utilizan resortes para abordar la variación de la amortiguación del suelo, se considera la rotación de los cimientos y se aplica la excitación de múltiples soportes a través de los resortes horizontales para que las entradas varíen hasta la altura de las paredes del sótano. Los resortes horizontales se unen a las paredes (sótanos) y el movimiento del suelo se aplica en la base de la estructura para que los extremos de los resortes horizontales se muevan junto con el movimiento de entrada provocado por un sismo. (NIST GCR 12-917-21, 2012)

El fenómeno de Interacción Suelo – Estructura (ISE) por el método de la infraestructura se compone por la interacción inercial y la interacción cinemática:

Interacción inercial

Los efectos inerciales afectan directamente al comportamiento de la estructura; aumentan el periodo fundamental de vibración, modifican el amortiguamiento y, hasta donde se tiene conocimiento, reduce la ductilidad. Estos fenómenos ocurren por el aumento de la flexibilidad que sufre la estructura al encontrarse sin empotramiento fijo en su base. (NEC-SE-GC, 2015)

Se refiere a desplazamientos y rotaciones en la base de la estructura, esto debido a la actuación del impulso de fuerzas inerciales, como la fuerza de cortante y el momento. Los desplazamientos y rotaciones inerciales son una fuente de flexibilidad y disipación de energía en la estructura del suelo. A continuación, se presenta el análisis del comportamiento del sistema, el método indicado solo se enfoca en el sistema de un grado de libertad, pero esto puede extrapolarse a estructuras con múltiples grados de libertad.

Se considera a la estructura con un solo grado de libertad que tienen resortes horizontales, verticales y rotacionales presentes en la base. Estos resortes representan los efectos de elasticidad de la cimentación, la rigidez (k), y la masa (m), ver Figura 46.

Una fuerza estática "F" produce una deflexión Δ :

$$\Delta = \frac{F}{k} \quad \text{Ecuación 103}$$

La frecuencia natural ω y el periodo T son:

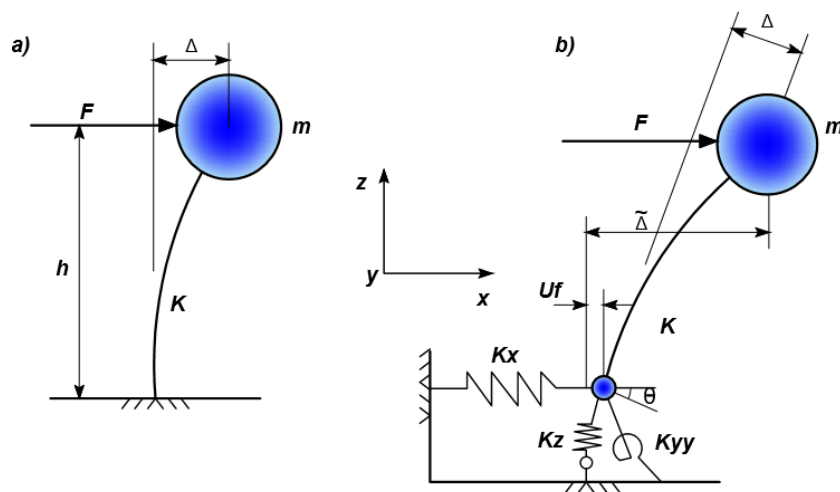
$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad ; \quad T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad \text{Ecuación 104}$$

Sustituyendo la Ecuación 103 en la Ecuación 104, se obtiene:

$$T^2 = (2\pi)^2 \frac{m}{F/\Delta} = (2\pi)^2 \frac{m \Delta}{F} \quad \text{Ecuación 105}$$

Figura 46

Esquema de las deflexiones causadas por la fuerza aplicada



Nota: a) Estructura de base fija y b) Es la misma estructura con flexibilidad vertical, horizontal y rotación en su base. Esta figura se modificó de (NIST GCR 12-917-21, 2012).

De acuerdo a la teoría de (NIST GCR 12-917-21, 2012), se establece que:

En la Figura 46b, " k_x ", " k_y ", " k_{yy} " son las rigideces en la dirección vertical, horizontal y rotacional en el plano z . Si la fuerza F , es aplicado a la masa m en la dirección x , la estructura se deforma, pero la fuerza F se desplaza del resorte una distancia U_f y el momento en la base es $F \times h$, el cual desvía al resorte rotacional un ángulo θ o frente a esto, la desviación total con respecto

al campo libre en la parte superior de la estructura (NIST GCR 12-917-21, 2012), $\tilde{\Delta}$ es:

$$\tilde{\Delta} = \frac{F}{k} + v_f + \theta h = \frac{F}{k} + \frac{F}{k_x} + \left(\frac{F h}{k_{yy}} \right) h \quad \text{Ecuación 106}$$

La Ecuación 106 se reemplaza en la Ecuación 105, obteniéndose una expresión para determinar el período flexible:

$$\tilde{T}^2 = (2\pi)^2 \frac{m \tilde{\Delta}}{F} = (2\pi)^2 m \left(\frac{1}{k} + \frac{2}{k_x} + \left(\frac{h^2}{k_{yy}} \right) \right) \quad \text{Ecuación 107}$$

Combinando la Ecuación 107 con la Ecuación 104 se obtiene:

$$\left(\frac{\tilde{T}^2}{T^2} \right) = \frac{k}{m} m \left(\frac{1}{k} + \frac{2}{k_x} + \left(\frac{h^2}{k_{yy}} \right) \right) \quad \text{Ecuación 108}$$

Simplificando la Ecuación 108, se tiene:

$$\left(\frac{\tilde{T}}{T} \right) = \sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \left(\frac{k h^2}{k_{yy}} \right)} \quad \text{Ecuación 109}$$

La Ecuación 109, puede aplicar a una estructura de múltiples grados de libertad tomando la altura, h , como la altura del centro de masa para la forma del primer modo. Esto se conoce comúnmente como la altura modal efectiva, que es aproximadamente 2/3 de la altura total de la estructura, y tomada como 0.7 veces la altura. (ASCE/SEI, 2010)

- **Ecuaciones para cimentaciones superficiales – Funciones de impedancia**

Las funciones de impedancia son ecuaciones que representa la rigidez y las características de amortiguación, dependientes de la frecuencia de la interacción suelo cimiento.

De acuerdo a la (NEC-SE-GC, 2015), sobre propiedades de respuesta sísmica del suelo menciona:

Las propiedades dinámicas del suelo, y particular el módulo de rigidez al cortante (G_{max}), y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico (ξ), a diferentes niveles de fundación se determinarán en el laboratorio

mediante ensayos de columna resonante, ensayo triaxial cíclico, corte simple cíclico u otro similar técnicamente sustentando. Si no se cuenta con los equipos mencionados, se podrá utilizar modelos de estimación de las curvas de degradación de rigidez y amortiguamiento con el nivel de deformación por cortante unitaria que cumplan con las características geotécnicas de los suelos analizados, considerando la incertidumbre en la aplicación de los modelos de estimación. (NEC-SE-GC, 2015)

Para realizar el cálculo de las funciones de impedancia, primero es necesario representar al suelo como un sistema lineal equivalente, ver Figura 46. Por lo tanto, el comportamiento no lineal del suelo está asociado a unas deformaciones aceptables, el punto de partida es estimar el módulo cortante máximo G_{\max} a partir de mediciones de campo como el ensayo Vs30. (ASCE/SEI, 2013)

$$G_{\max} = \frac{\rho V_s^2}{g} \quad \text{Ecuación 110}$$

Dónde:

G_{\max} = Módulo de corte estimado,

ρ = Densidad del suelo, y

V_s = Velocidades de ondas de corte.

Una vez obtenido el valor del módulo cortante máximo, el siguiente paso es estimar el valor G_{sec} , por medio del uso de curvas de reducción normalizada de G_{\max} , o por las tablas que estipulan en códigos internacionales.

De acuerdo a la (ASCE/SEI, 2013), el valor de G/G_{\max} , se puede obtener de la siguiente tabla:

Tabla 26

Tabla de módulo cortante efectivo G/G_{max}

Pico de aceleraciones Efectivas PGA (a)				
Tipo	PGA = 0	PGA = 0.1	PGA = 0.4	PGA = 0.8
A	1	1	1	1
B	1	1	0.95	0.9
C	1	0.95	0.75	0.6
D	1	0.9	0.5	0.1
E	1	0.6	0.05	(b)
F	(b)	(b)	(b)	(b)

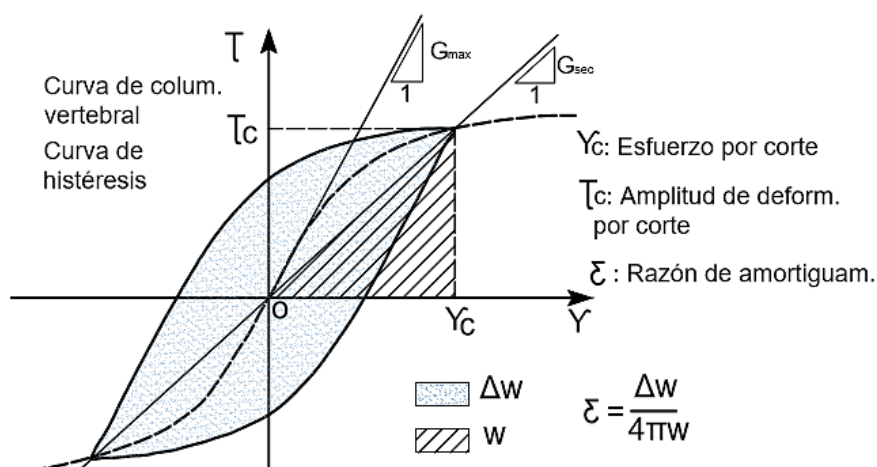
(a) Use interpolación lineal para valores intermedios de PGA

(b) Se realizarán investigaciones geotécnicas específicas del sitio y análisis dinámicos de la respuesta sitio

Nota: Tabla tomada de (ASCE/SEI, 2013)

Figura 47

Curva de histéresis del suelo



Nota: Esta figura se modificó de (Kramer, 1996)

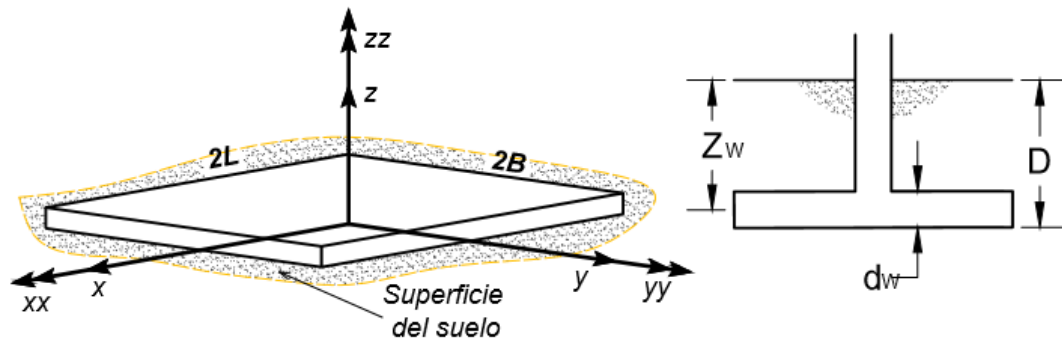
Como se puede apreciar en la Figura 47, el módulo de cortante secante está representado en la curva de histéresis del suelo, y con la obtención de este valor se aplica las funciones de impedancia.

Gazetas (1991) y Mylonakis (2006), formularon ecuaciones para el cálculo de factores de impedancia para una cimentación rectangular, pero la que estableció Pais Kausel (1988) se utiliza con mayor frecuencia en la práctica. La (ASCE/SEI,

2013), “realiza el cálculo considerando las dimensiones de la cimentación ancho igual a $2B$ y largo igual a $2L$ ”, ver Figura 48.

Figura 48

Consideración del uso de las funciones de impedancia



Nota: Esta figura se modificó de (ASCE/SEI, 2013)

A continuación, se presenta la formulación de Pais – Kausel (1988) para el cálculo de las funciones impedancia, obtenidas de la (ASCE/SEI, 2013).

• Soluciones elásticas para rigideces

$$\text{Traslación eje } z \quad K_z = \left(\frac{G \cdot B}{1 - \nu} \right) \left(3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right) \quad \text{Ecuación 111}$$

$$\text{Traslación eje } y \quad K_y = \left(\frac{G \cdot B}{2 - \nu} \right) \left(6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right) \quad \text{Ecuación 112}$$

$$\text{Traslación eje } x \quad K_x = \left(\frac{G \cdot B}{2 - \nu} \right) \left(6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right) \quad \text{Ecuación 113}$$

$$\text{Torsión } z \quad K_{zz} = G \cdot B^3 \left(4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right) \quad \text{Ecuación 114}$$

$$\text{Torsión } y \quad K_{yy} = \left(\frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \right) \left(3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right) \quad \text{Ecuación 115}$$

$$\text{Torsión } x \quad K_{xx} = \left(\frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \right) \left(3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right) \quad \text{Ecuación 116}$$

• Factores de corrección para de empotramiento para rigideces estáticas

$$\text{Traslación eje } z \quad \eta_z = \left(1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right) \quad \text{Ecuación 117}$$

$$\text{Traslación eje } y \quad \eta_y = \left(1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right) \quad \text{Ecuación 118}$$

$$\text{Traslación eje } x \quad \eta_x = \eta_y \quad \text{Ecuación 119}$$

Torsión z $\eta_{zz} = \left(1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^{0.9} \right)$ Ecuación 120

Torsión y $\eta_{yy} = \left(1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right)$ Ecuación 121

Torsión x $\eta_{xx} = \left(1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right)$ Ecuación 122

• **Modificadores de rigidez dinámica de ondas para cimentaciones**

Traslación eje z $\alpha_z = 1 - \left(\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B} \right) a_0}{\left(\frac{10}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0} \right)$ Ecuación 123

Traslación eje y $\alpha_y = 1$ Ecuación 124

Traslación eje x $\alpha_x = 1$ Ecuación 125

Torsión z $\alpha_{zz} = 1 - \left(\frac{\left(0.33 - 0.03 \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1 + 0.33 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2} \right)$ Ecuación 126

Torsión y $\alpha_{yy} = 1 - \left(\frac{0.55 a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2} \right)$ Ecuación 127

Torsión x $\alpha_{xx} = 1 - \left(\frac{\left(0.55 - 0.01 \sqrt{\frac{L}{B} - 1} \right) \cdot a_0^2}{\left(2.4 + \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2} \right)$ Ecuación 128

• **Amortiguación por radiación de ondas para cimentaciones**

Traslación eje z $\beta_z = \left(\frac{4 \cdot \left(\frac{\varphi \cdot L}{B} \right)}{\left(\frac{K_z}{G \cdot B} \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \alpha_z} \right)$ Ecuación 129

Traslación eje y $\beta_y = \left(\frac{4 \frac{L}{B}}{\left(\frac{K_y}{G \cdot B} \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \alpha_y} \right)$ Ecuación 130

Traslación eje x $\beta_x = \left(\frac{4 \frac{L}{B}}{\left(\frac{K_x}{G \cdot B} \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \alpha_x} \right)$ Ecuación 131

Torsión z

$$\beta_{zz} = \frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right)^3 + \frac{L}{B} \right) a_0^2}{\frac{K_{zz}}{G \cdot B^3} \left(\left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right)} \cdot \left(\frac{a_0}{2 \alpha_{zz}} \right)$$

Ecuación 132

Torsión y

$$\beta_{yy} = \left(\frac{\frac{4 \varphi}{3} \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 a_0^2}{\frac{K_{yy}}{G \cdot B^3} \left(\left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \alpha_{yy}} \right)$$

Ecuación 133

Torsión x

$$\beta_{xx} = \left(\frac{\frac{4 \varphi}{3} \cdot \frac{L}{B} \cdot a_0^2}{\frac{K_{xx}}{G \cdot B^3} \left(\left(2.2 - \frac{0.4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + a_0^2 \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \alpha_{xx}} \right)$$

Ecuación 134

- **Modificadores de rigidez dinámica y amortiguamiento por radiación de ondas para cimentaciones embebidas**

Traslación eje z

$$\beta_{zemb} = \left(\frac{4 \cdot \left(\left(\varphi \cdot \frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right) \cdot \left(1 + \frac{L}{B} \right) \right)}{\left(\frac{K_{zemb}}{G \cdot B} \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \alpha_z} \right)$$

Ecuación 135

Traslación eje y

$$\beta_{yemb} = \left(\frac{4 \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right) \cdot \left(1 + \frac{\varphi L}{B} \right) \right)}{\left(\frac{K_{yemb}}{G \cdot B} \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \alpha_y} \right)$$

Ecuación 136

Traslación eje x

$$\beta_{xemb} = \left(\frac{4 \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right) \cdot \left(\varphi + \frac{L}{B} \right) \right)}{\left(\frac{K_{xemb}}{G \cdot B} \right)} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \alpha_x} \right)$$

Ecuación 137

Torsión z

$$\beta_{zzemb} = \frac{\frac{4}{3} \cdot \left(3 \cdot \frac{L D}{B B} + \varphi \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^3 \frac{D}{B} + 3 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^2 \frac{D}{B} + \varphi \cdot \frac{D}{B} + \left(\frac{L}{B} \right)^3 \frac{L}{B} \right) a_0^2}{\frac{K_{zzemb}}{G \cdot B^3} \left(\left(\frac{1.4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right)} \cdot \left(\frac{a_0}{2 \alpha_{zz}} \right)$$

Ecuación 138

Torsión y

$$\beta_{yyemb} = \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{L}{B} \right)^3 \frac{D}{B} + \varphi \cdot \frac{L}{B} \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{L}{B} \right)^2 \frac{D}{B} + \varphi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right) a_0^2}{\frac{K_{yyemb}}{G \cdot B^3} \left(\left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right)} + \frac{\frac{4}{3} \left(\frac{L}{B} + \varphi \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\frac{K_{yyemb}}{G \cdot B^3}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \alpha_{yy}} \right) \quad \text{Ecuación 139}$$

Torsión x

$$\beta_{xxemb} = \left(\frac{\frac{4}{3} \cdot \left(\left(\frac{D}{B} \right)^3 + \frac{D}{B} + \varphi \cdot \frac{L}{B} \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \frac{L}{B} \frac{D}{B} + \varphi \left(\frac{L}{B} \right) \right) a_0^2}{\frac{K_{xxemb}}{G \cdot B^3} \left(\left(\frac{1.8}{1 + 1.75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right)} + \frac{\frac{4}{3} \left(\varphi \frac{L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\frac{K_{xxemb}}{G \cdot B^3}} \right) \cdot \left(\frac{a_0}{2 \alpha_{xx}} \right) \quad \text{Ecuación 140}$$

Interacción cinemática

El fenómeno de interacción cinemática refiere al comportamiento de la cimentación, la que por su geometría y rigidez filtra las altas frecuencia de excitación. La cimentación, al incorporarse al sistema, experimenta efectos de torsión y cabeceo, lo que origina, generalmente, reducción de movimiento. (NEC-SE-GC, 2015)

La interacción cinemática resulta de la presencia de elementos de cimentación rígidos en el suelo, lo que provoca que los movimientos en la cimentación se desvíen de los movimientos de campo libre. Una causa de estas desviaciones es el promediado de la losa de base, en el que los movimientos del suelo espacialmente variables dentro de la envolvente del edificio se promedian dentro de la huella de la cimentación debido a la rigidez y resistencia del sistema de cimentación. Otra causa de desviación son los efectos de empotramiento, en los que los movimientos a nivel de cimentación se reducen como resultado de la reducción del movimiento del suelo con profundidad debajo de la superficie libre. Si la cimentación está apoyada sobre pilotes, los pilotes interactúan con la propagación de ondas debajo de la losa base, lo que puede modificar aún más los movimientos a nivel de cimientos en la base de una estructura. (NIST GCR 12-917-21, 2012)

Los modelos de efectos de interacción cinemática se expresan como relaciones dependientes de la frecuencia de las amplitudes de Fourier (es decir, funciones de transferencia) del movimiento de entrada de la base (FIM) al movimiento en campo libre. El FIM es el movimiento teórico de la losa de base si los elementos de cimentación cercanos a la superficie (es decir, losas de base, muros del sótano) y la estructura no tiene masa, y se utiliza para el análisis de respuesta sísmica en el enfoque de subestructura. (NIST GCR 12-917-21, 2012)

“En palabras simples, el fenómeno de interacción cinemática varía el espectro o acelerograma que llega a la estructura” (Applied Technology Council, 2005).

Capítulo IV

Investigación de Campo y Laboratorio

En este Capítulo se muestran los resultados de todos los ensayos realizados, tanto geotécnicos como geofísicos.

Los ensayos geotécnicos empleados para la clasificación del suelo son: contenido de humedad, granulometría y límites de consistencia, mientras que para determinar la resistencia al corte del suelo se emplean ensayos triaxiales tipo UU.

Los ensayos geofísicos ejecutados son: refracción superficial, para definir las velocidades de ondas de corte a 30m de profundidad (V_{s30}), valor que permite clasificar el tipo de perfil sísmico del suelo de acuerdo a la normativa vigente, dicho valor se emplea posteriormente para estimar el módulo cortante máximo “ G_{max} ” en la aplicación de la ISE.

Además, se realizaron ensayos para definir el periodo de vibración natural del suelo mediante el método de (Nakamura, 1989), con el fin de comprobar si la estructura se encuentra en resonancia.

La fase de exploración contempla varias etapas que se menciona a continuación:

- Perforaciones de campo,
- Ensayos de laboratorio (clasificación SUCS, triaxiales),
- Ensayo de velocidades de ondas de corte a 30m de profundidad (V_{s30}) y
- Periodo de vibración natural del depósito (método de Nakamura).

Los resultados de los ensayos expuestos en este capítulo son útiles para la elaboración de un modelo de comportamiento no lineal del suelo, que se emplea para realizar modelaciones de análisis estructural y geotécnico en los softwares ETABS® y PLAXIS®, respectivamente.

Perforaciones de campo tipo SPT

El objetivo del ensayo de penetración estándar (SPT) es definir el perfil del suelo sobre el que se encuentra implantado el edificio del MAG, para el desarrollo de este ensayo se cumplieron las normativas ASTM D1586-11 e INEN 689, expuestas en el Capítulo III.

Si bien la (NEC-SE-GC, 2015), estipula una tabla para el número de sondeos mínimos que se deben ejecutar aplicando este ensayo, misma que está en función del número de pisos del edificio de análisis. Para este trabajo de investigación el número mínimo de sondeos es de cuatro, sin embargo, se ejecutaron solamente tres sondeos debido a la falta de espacio, tiempo y presupuesto.

En las siguientes figuras se pueden apreciar las perforaciones realizadas en campo, su ubicación y las coordenadas de cada punto de perforación.

Figura 49

Ubicación – Puntos de las perforaciones tipo SPT

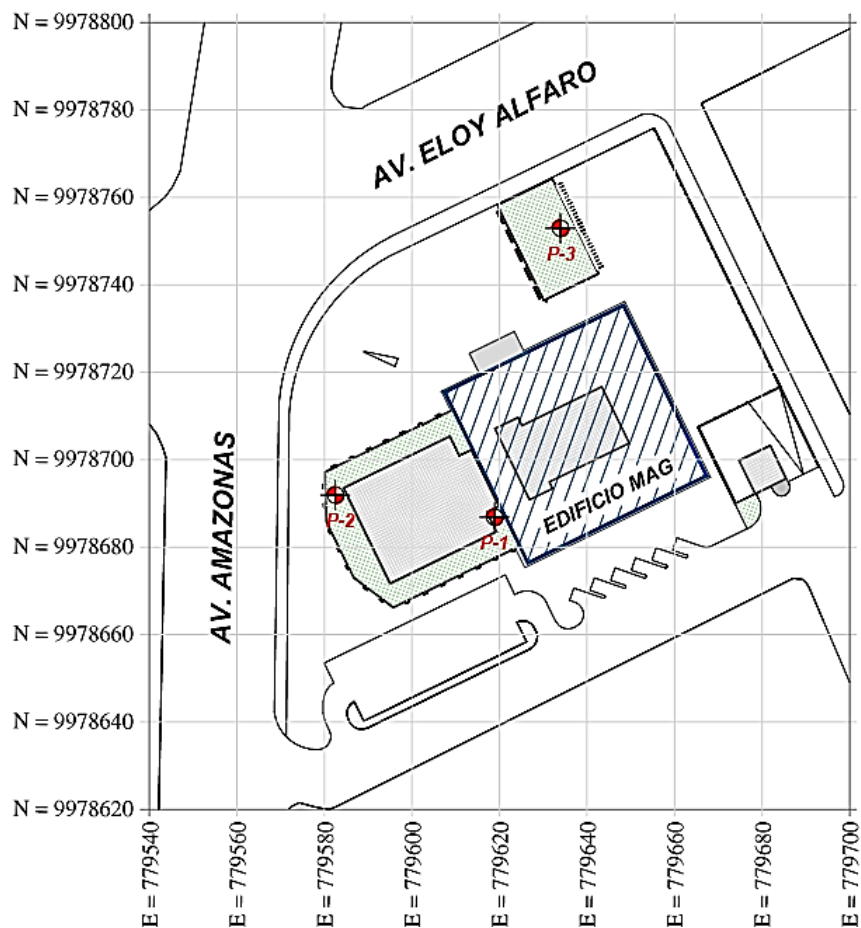


Tabla 27

Coordenadas de los puntos de las perforaciones tipo SPT

Punto	Norte (m)	Este (m)
P-1	9978686.84	779618.88
P-2	9978691.90	779582.49
P-3	9978752.92	779633.91

Figura 50

Pozos de perforación del ensayo de penetración estándar (SPT)



Nota: Pozos de perforación a) Pozo P-1, b) Pozo P-2 y c) Pozo P-3

En base a las muestras recuperadas en las perforaciones ejecutadas en campo, se realizaron los ensayos pertinentes para la clasificación SUCS, misma que se presenta en el apartado 0 del presente trabajo de investigación.

Debido a que la estructura de análisis en su último subsuelo carece del espacio para ejecutar las perforaciones ya que no existe un área en donde se pueda tener contacto directo con el suelo, por lo tanto, se decidió realizar las perforaciones del ensayo SPT en el penúltimo subsuelo (subsuelo #1, N-3.74), ya que en este nivel existen áreas verdes como se puede apreciar en la Figura 49 y Figura 50. Ante este acontecimiento es importante detallar los niveles de los subsuelos para identificar el

suelo que se encuentra bajo la cimentación del edificio (N-7.99), mismo que es indispensable para cálculos posteriores, ver Figura 78 y Tabla 44.

- **Tratamiento de datos**

Como se describió en el marco teórico del Capítulo III, la información que se obtiene del ensayo de penetración estándar (SPT), son el número de golpes para penetrar los segmentos de suelo entre los 15 a 30 cm y 30 a 45 cm de cada estrato, denominados como “N₁₅₋₃₀” y “N₃₀₋₄₅” respectivamente, mismos que según la norma ASTM D1586-11, deben sumarse y considerarse como “N_{SPT}”, en caso de superar el número de 50 golpes en cualquiera de los segmentos de 15 cm, se considera como "R" o un valor de rechazo (Lara & Martínez, 2020). Los resultados obtenidos se presentan en la Tabla 28:

Tabla 28

Resultados de las perforaciones de campo tipo SPT

Profundidad (m)	Número parcial de golpes			Número SPT	Observaciones
	N ₀₋₁₅	N ₁₅₋₃₀	N ₃₀₋₄₅	N _{SPT}	
Perforación: P - 1					
0.50 - 1.00	2	2	2	4	
1.50 - 2.00	5	4	3	7	
2.50 - 3.00	5	5	5	10	
3.50 - 4.00	4	8	11	19	No se encontró
4.50 - 5.00	10	16	21	37	nivel freático.
5.50 - 6.00	35	19	31	50	
6.50 - 7.00	30	32	35	67	
7.50 - 8.00	19	33	50	R	Valor R en 34 cm
Perforación: P - 2					
0.50 - 1.00	1	2	1	3	
1.50 - 2.00	2	3	5	8	
2.50 - 3.00	5	5	5	10	
3.50 - 4.00	8	9	10	19	No se encontró
4.50 - 5.00	15	21	29	50	nivel freático
5.50 - 6.00	23	24	35	59	
6.50 - 7.00	15	32	45	77	
7.50 - 8.00	21	35	47	82	
8.50 - 9.00	39	36	50	R	Valor R en 42 cm

Profundidad	Número parcial de golpes		Número SPT	Observaciones
Perforación: P - 3				
0.50 - 1.00	2	1	1	2
1.50 - 2.00	2	4	5	9
2.50 - 3.00	5	5	6	11
3.50 - 4.00	7	8	10	18
4.50 - 5.00	19	18	21	39
5.50 - 6.00	16	20	29	49
6.50 - 7.00	25	24	44	68
7.50 - 8.00	19	35	40	75
8.50 - 9.00	25	30	50	R
				Valor R en 40 cm

Una vez obtenidos los resultados del ensayo de penetración estándar (SPT), según menciona (Lara & Martínez, 2020), “se procede a normalizar el valor del número de golpes mediante el método de corrección al 60% por energía teórica de la caída libre del martinete”, como se lo ha descrito a detalle en el Capítulo III, apartado 0. Los resultados de las correcciones mencionadas se describen en la siguiente tabla:

Tabla 29

Correcciones del ensayo de penetración estándar (SPT)

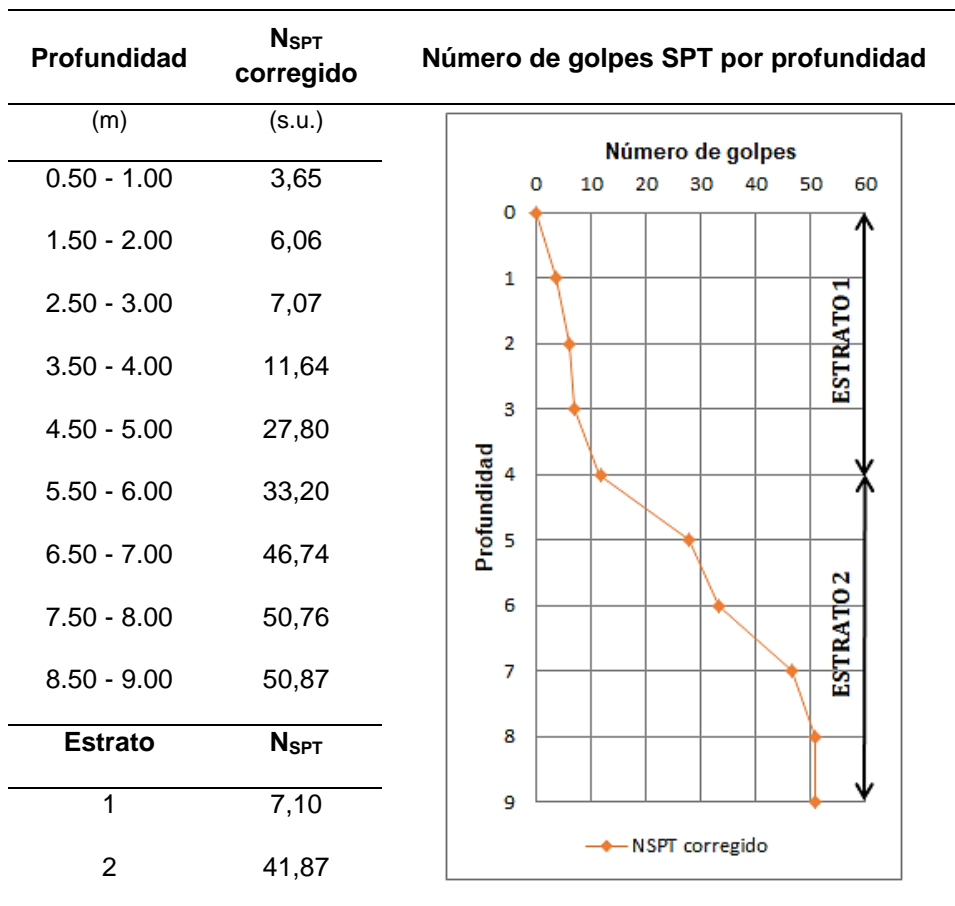
Z	N _{SPT}	γ _s	Esfuerzo efectivo	Factores de corrección					N _{SPT} corregido
				C _E	C _R	C _B	C _S	C _N	N ₆₀
(m)	(s.u.)	(g/cm ³)	(kg/cm ²)	(s.u.)	(s.u.)	(s.u.)	(s.u.)	(s.u.)	(s.u.)
Perforación: P - 1									
1.0	4	1,71	0,17	0,75	0,75	1,00	1,00	2,17	4,87
2.0	7	1,80	0,36	0,75	0,75	1,00	1,00	1,35	5,32
3.0	10	1,78	0,53	0,75	0,75	1,00	1,00	1,22	6,86
4.0	19	1,85	0,74	0,75	0,75	1,00	1,00	1,11	11,88
5.0	37	1,83	0,92	0,75	0,85	1,00	1,00	1,04	24,54
6.0	50	1,80	1,08	0,75	0,85	1,00	1,00	0,97	31,40
7.0	67	1,87	1,31	0,75	0,95	1,00	1,00	0,92	43,97
8.0	83R	1,80	1,44	0,75	0,95	1,00	1,00	0,89	52,58
Perforación: P - 2									
1.0	3	1,68	0,17	0,75	0,75	1,00	1,00	2,16	3,65
2.0	8	1,85	0,37	0,75	0,75	1,00	1,00	1,34	6,04
3.0	10	1,75	0,53	0,75	0,75	1,00	1,00	1,23	6,90

Z	N _{SPT}	γ _s	Esfuerzo efectivo	Factores de corrección					N _{SPT} corregido
				C _E	C _R	C _B	C _S	C _N	N ₆₀
4.0	19	1,83	0,73	0,75	0,75	1,00	1,00	1,12	11,92
5.0	50	1,86	0,93	0,75	0,85	1,00	1,00	1,04	32,99
6.0	59	1,79	1,07	0,75	0,85	1,00	1,00	0,97	37,13
7.0	77	1,85	1,30	0,75	0,95	1,00	1,00	0,92	50,73
8.0	82	1,78	1,42	0,75	0,95	1,00	1,00	0,89	52,17
9.0	86R	1,74	1,57	0,75	0,95	1,00	1,00	0,86	52,77
Perforación: P - 3									
1.0	2	1,75	0,18	0,75	0,75	1,00	1,00	2,17	2,44
2.0	9	1,82	0,36	0,75	0,75	1,00	1,00	1,35	6,83
3.0	11	1,88	0,56	0,75	0,75	1,00	1,00	1,20	7,44
4.0	18	1,93	0,77	0,75	0,75	1,00	1,00	1,10	11,11
5.0	39	1,83	0,92	0,75	0,85	1,00	1,00	1,04	25,87
6.0	49	1,75	1,05	0,75	0,85	1,00	1,00	0,97	31,07
7.0	68	1,77	1,24	0,75	0,95	1,00	1,00	0,94	45,51
8.0	75	1,80	1,44	0,75	0,95	1,00	1,00	0,89	47,52
9.0	80R	1,75	1,58	0,75	0,95	1,00	1,00	0,86	48,98

Como se indicó anteriormente, se realizaron tres perforaciones mediante el ensayo de penetración estándar (SPT), mismas que fueron realizadas en los alrededores de la estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG, con el fin de determinar la estratigrafía del terreno, por tal motivo, es necesario hacer una correlación entre los resultados de los tres puntos de perforación, para determinar el número teórico o promedio del ensayo SPT, misma que se muestra en la Tabla 30:

Tabla 30

Resultados del ensayo de penetración estándar (SPT)



En la Tabla 30, se pueden observar los valores pertenecientes al número de golpes promedio entre las tres perforaciones; el estrato de interés al estar bajo los 4.25 metros de profundidad, es decir, el estrato que está bajo la cimentación es el “Estrato 2”, con un número de 41,87 golpes del ensayo SPT, por lo tanto, se lo clasifica como un perfil de suelo tipo “D”, ya que se encuentra en el rango de “ $50 > N_{SPT} \geq 15$ ”, dicho valor se lo especifica en la Tabla 6 expresada en el apartado 0 del Capítulo III, en referencia a la normativa técnica vigente (NEC-SE-GC, 2015).

Como ya se indicó, este ensayo también es útil para la extracción de muestras alteradas necesarias para la clasificación SUCS y evidentemente también se pueden extraer muestras inalteradas tipo tubo Shelby, que servirán para determinar las propiedades mecánicas del suelo como son el ángulo de fricción

interna “ ϕ ” y la cohesión “c”. Durante la ejecución de las perforaciones se extrajeron un total de seis muestras inalteradas con las características mostradas en la siguiente tabla:

Tabla 31

Detalle muestras inalteradas tipo tubo Shelby

Muestra (#)	Pozo (s.u.)	Profundidad (m)	Observaciones
1	P-1	2.50 – 3.50	Sin éxito ensayo triaxial
2	P-1	3.50 – 4.50	
3	P-2	3.50 – 4.50	
4	P-2	4.50 – 4.50	Sin éxito ensayo triaxial
5	P-3	2.50 – 3.50	
6	P-3	3.50 – 4.50	Sin éxito ensayo triaxial

Figura 51

Muestras extraídas tipo tubo Shelby



Conocer la profundidad a la cuál fue extraída cada muestra es primordial ya que así sabremos que estratos se encuentran saturados y cuando utilizar los parámetros del suelo en condiciones totales o efectivas. Así mismo, es importante

para determinar las presiones de confinamiento a las cuales serán sometidas las muestras en el laboratorio para el ensayo triaxial.

Clasificación del suelo

En las tres perforaciones realizadas desde en nivel del subsuelo #1 (N-3.74), en la primera perforación P-1 se obtuvieron 8 muestras llegando hasta los 8.00m de profundidad, en la segunda y tercera perforación P-2, P-3 se obtuvieron 9 muestras llegando hasta los 9.00m de profundidad, las muestras fueron extraídas y almacenadas cuidadosamente hasta su respectivo análisis en el laboratorio.

Ensayo de contenido de humedad

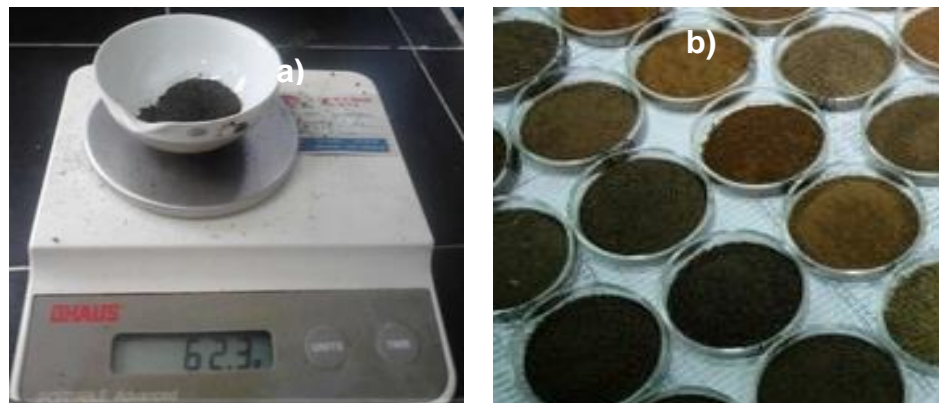
- **Procedimiento del ensayo**

Para determinar el contenido de humedad del suelo se coloca una cantidad de la muestra de suelo en una tara y se registra el peso, la tara debe ser pesada previamente, se deja secar la muestra en el horno a una temperatura de 110°C aproximadamente hasta llegar a un peso constante, ver Figura 52.

Ejecutados los pasos mencionados anteriormente, se procede a registrar el peso de la muestra seca y se determina el contenido de humedad con la Ecuación 26 y Ecuación 27. Este ensayo se hizo énfasis en la norma (ASTM D2216, 2010), mencionados en el numeral 0 del Capítulo III.

Figura 52

Muestra del material húmedo a) y muestra del material seco b)



- **Síntesis de resultados**

El ensayo de contenido de humedad nos permite determinar la cantidad de agua presente en un suelo. A continuación, se presenta un resumen de las humedades obtenidas en las muestras de suelo extraídas, ver Tabla 32:

Tabla 32

Resumen del contenido de humedad en las muestras

Z (m)	Contenido de humedad (%)		
	Perforación 1	Perforación 2	Perforación 3
0 - 1	30.51	35.46	30.19
1 - 2	22.68	33.26	28.81
2 - 3	34.72	30.13	23.37
3 - 4	28.59	28.21	22.41
4 - 5	27.76	17.13	22.86
5 - 6	28.67	23.99	19.21
6 - 7	24.51	20.82	14.00
7 - 8	21.37	16.69	20.90
8 - 9	-----	15.07	23.60

Nota: Las muestras de suelos en la parte superficial presentan humedades relativamente altas, a medida que incrementa la profundidad las humedades decrecen.

Ensayo de granulometría

- **Procedimiento del ensayo**

El ensayo de granulometría se realiza para cada una de las muestras extraídas para cada metro de profundidad de las 3 perforaciones SPT realizadas.

De las muestras extraídas se coloca una cantidad del suelo en una tara, misma que debe ser pesada previamente, después se satura la muestra durante un lapso de 24 horas para posteriormente realizar el tamizado por lavado para el suelo retenido en el tamiz N.º 200, ver Figura 53. Posteriormente se deja secar la muestra del suelo en el horno a una temperatura a 110°C hasta llegar a un peso constante.

Con el material retenido seco se realiza el tamizado y se procede a realizar el análisis granulométrico, basándose en la norma (ASTM D-422, s.f), mencionada en

el apartado 0 del Capítulo III, una vez obtenidos los pesos de las muestras por cada tamiz se determina el porcentaje de retenido con la Ecuación 28.

Figura 53

Análisis granulométrico por lavado



Nota: a) Tamices para análisis granulométrico y b) Tamizado de la muestra por lavado

• Síntesis de resultados

Con el ensayo de granulometría se obtienen los porcentajes de retenido y pasante de cada tamiz. A continuación, se presenta el análisis granulométrico de la perforación P-1 a una profundidad de 0 - 1m, ver Tabla 33.

Tabla 33

Análisis granulométrico perforación P-1 con Z de 0-1m

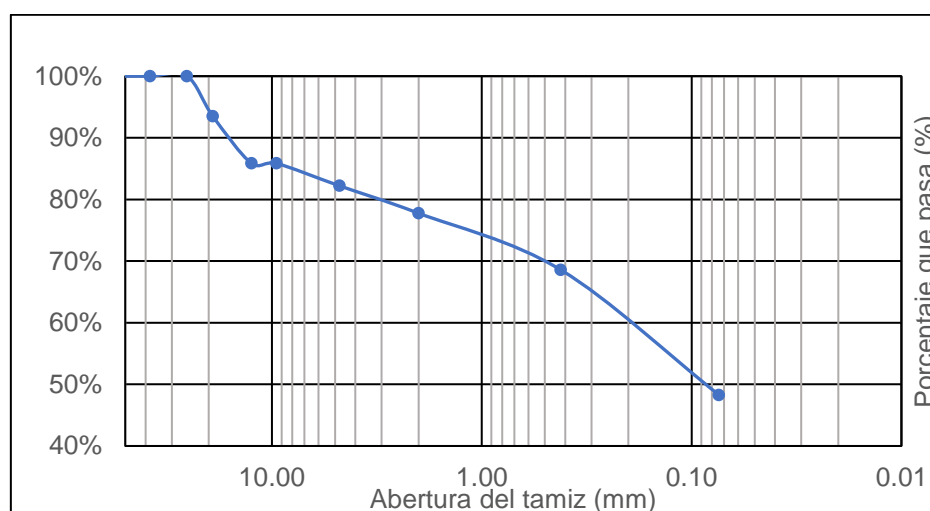
Tamiz		Retenido		Pasante	
Nº (#)	Abertura (mm)	Parcial (g)	Acum. (g)	Acum. (%)	Acum. (%)
3"	76,10	0,00	0,00	0,00	100,00
2"	50,80	0,00	0,00	0,00	100,00
1½"	38,10	0,00	0,00	0,00	100,00
1 "	25,40	0,00	0,00	0,00	100,00
¾"	19,10	6,47	6,47	6,53	93,47

Tamiz		Retenido		Pasante	
Nº (#)	Abertura (mm)	Parcial (g)	Acum. (g)	Acum. (%)	Acum. (%)
1/2"	12,50	7,55	14,02	14,16	85,84
3/8"	9,51	0,00	14,02	14,16	85,84
Nº4	4,76	3,60	17,62	17,80	82,20
Nº10	2,00	4,40	22,02	22,24	77,76
Nº40	0,42	9,10	31,12	31,43	68,57
Nº200	0,074	20,10	51,22	51,73	48,27
Pasa Nº200	<0.074	47,79	99,01	100	0,00

Con los datos obtenidos se procede a realizar la curva de granulometría, en donde se aprecia de manera visual el porcentaje de grava, arenas y material fino, ver Figura 54.

Figura 54

Curva granulométrica perforación P-1 con H 0-1m



En este ítem solo se presenta el análisis granulométrico para la primera perforación P-1 y la primera muestra extraída a una profundidad de 0 - 1m, en el (ANEXO A) presenta el mismo análisis para las muestras restantes.

Del ensayo del análisis granulométrico realizado en las muestras de las tres perforaciones del edificio del MAG, se determina que el suelo en la parte superficial está compuesto por material de grano grueso (arenas) y fino (arcillas - limos), pero a

medida que aumenta la profundidad se encuentra con una mayor presencia de material de grano grueso (gravas).

Ensayo de límites de consistencia

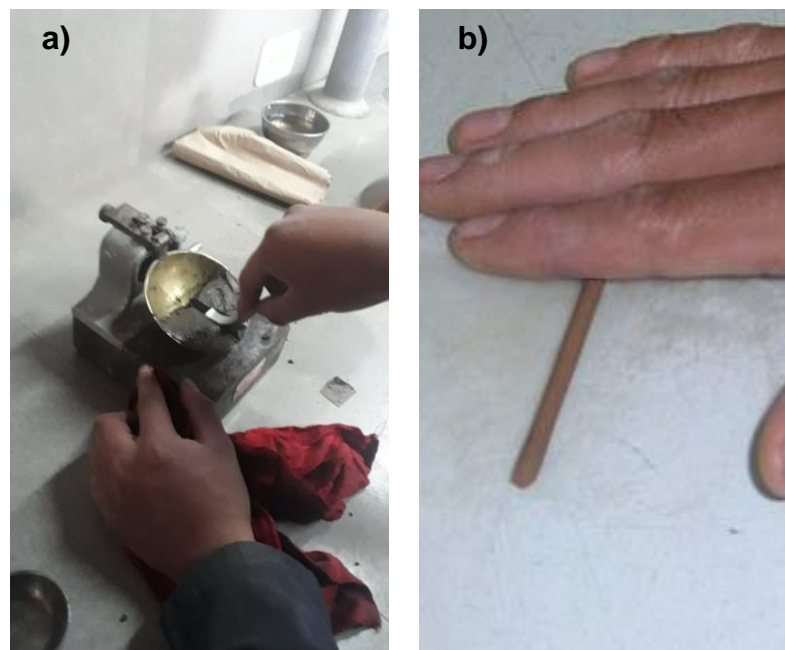
- **Procedimiento del ensayo**

Para desarrollar este ensayo se usó la copa de Casagrande, en donde se utiliza una muestra de suelo pasante del tamiz N°40, la copa nos permite determinar el número de golpes necesarios para que la abertura de 12.7mm de la muestra con cierto contenido de humedad llegue a juntarse, ver Figura 55a, con estos datos se determina el valor del límite líquido.

De la misma manera para determinar el límite plástico se manufacturan rodillos de 3mm de diámetro hasta que presenten pequeñas fracturas o grietas, en ese punto se determina el contenido de humedades, ver Figura 55b. Para desarrollar estos ensayos se realizó el procedimiento establecido en la norma (ASTM D4318, s.f), mencionada en el apéndice 0 del Capítulo III.

Figura 55

Ensayo de límites de consistencia



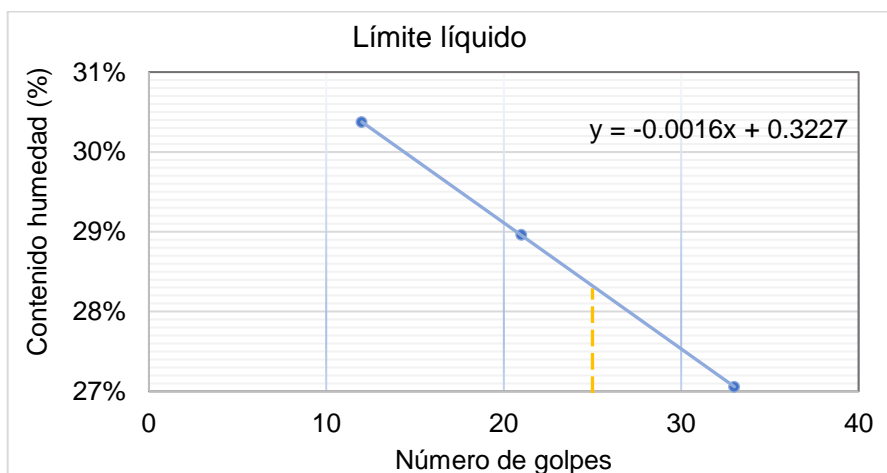
Nota: a) Ensayo de límite líquido y b) ensayo de límite plástico

- **Síntesis de resultados**

El ensayo de límite líquido se realiza con 3 diferentes contenidos de humedad en una misma muestra para realizar la gráfica Número de golpes vs Contenido de humedad, de la gráfica se obtiene la humedad o límite líquido en donde la muestra presenta 25 golpes, ver Figura 56.

Figura 56

Contenido de humedad vs N° golpes de la perforación P-1 con H de 1-2 m



Con el valor del límite líquido y límite plástico se aplica la Ecuación 32 en donde se obtiene el índice de plasticidad, parámetros necesarios para manejar la carta de plasticidad en suelos finos. A continuación, se presenta los límites de Atterberg o consistencia obtenidos de cada muestra de suelo, ver Tabla 34.

Tabla 34

Resumen de los resultados de los límites de consistencia

Z (m)	Perforación P-1			Perforación P-2			Perforación P-3		
	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)
0 – 1	29	25	4	31	28	3	28	25	3
1 – 2	---	---	---	30	24	6	29	27	2
2 – 3	30	24	6	---	---	---	21	20	1
3 – 4	25	24	1	31	25	6	22	21	1
4 – 5	32	27	5	20	20	0	24	22	2
5 – 6	26	25	1	23	21	2	23	23	0

Z (m)	Perforación P-1			Perforación P-2			Perforación P-3		
	L.L	L.P	I.P	L.L	L.P	I.P	L.L	L.P	I.P
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
6 – 7	23	21	2	24	19	5	27	23	4
7 – 8	23	22	1	22	19	3	22	20	2
8 – 9	---	---	---	20	20	0	25	23	2

Nota: Las muestras de suelo analizadas tienen baja y ligera plasticidad, además dos muestras no presentaron plasticidad.

Resultado de la clasificación SUCS

- **Procedimiento del ensayo**

Una vez desarrollado los ensayos de granulometría y los límites de consistencia se realiza la clasificación de suelos empleando la metodología SUCS, según la norma (ASTM D-2487, s.f), descrita en el apéndice 0 del Capítulo III, en donde se hace uso la carta de plasticidad de Casagrande, ver Figura 22 y Tabla 14, con el que se determina el nombre típico de las muestras de suelo.

- **Síntesis de resultados**

A continuación, se presenta los valores resumidos de las tres perforaciones realizadas aplicando el sistema de clasificación SUCS.

Tabla 35

Resumen del sistema de clasificación SUCS de la perforación P-1

Z (m)	W (%)	Granulometría			Límites de Atterberg			Símb. grupo	Descripción
		Grava	Arena	Finos	L.L	L.P	I.P		
		(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)		
0-1	30,51	14,16	37,57	48,27	29	25	4	SM	Arena limosa de humedad alta
1-2	22,68	0,00	69,53	48,27	---	---	---	SM	Arena limosa de humedad media
2-3	34,72	0,00	63,67	36,33	30	24	6	SM	Arena limosa de humedad alta
3-4	28,59	0,00	52,21	47,79	25	24	1	SM	Arena limosa de humedad media
4-5	27,76	0,00	60,31	39,69	32	27	5	SM	Arena limosa de humedad media

Z (m)	W (%)	Granulometría			Límites de Atterberg			Símb. grupo	Descripción
		Grava	Arena	Finos	L.L	L.P	I.P		
		(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)		
5-6	28,67	0,48	54,54	44,98	26	25	1	SM	Arena limosa de humedad media
6-7	24,51	0,00	54,85	45,15	23	21	2	SM	Arena limosa de humedad media
7-8	21,37	12,73	57,41	29,86	23	22	1	SM	Arena limosa con grava de hum. media

Tabla 36

Resumen del sistema de clasificación SUCS de la perforación P-2

Z (m)	W (%)	Granulometría			Límites de Atterberg			Símb. grup	Descripción
		Grava	Arena	Finos	L.L	L.P	I.P		
		(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)		
0-1	35,46	0,00	28,30	71,70	31	28	3	ML	Limo arenoso de humedad alta
1-2	33,26	1,13	35,23	71,70	30	24	6	ML	Limo arenoso de humedad alta
2-3	30,13	0,00	91,82	8,18	---	---	---	SM	Arena limosa de humedad media
3-4	28,21	0,00	42,48	57,52	31	25	6	ML	Limo arenoso de humedad media
4-5	17,13	0,00	63,04	36,96	20	20	0	SM	Arena limosa de humedad baja
5-6	23,99	0,00	58,97	41,03	23	21	2	SM	Arena limosa de humedad media
6-7	20,82	0,00	50,63	49,37	24	19	5	SM	Arena limosa con grava de humedad media
7-8	16,69	8,40	56,28	35,32	22	19	3	SM	Arena limosa con grava de humedad baja
8-9	15,07	44,99	37,55	17,46	20	20	0	GC	Grava arcillosa de humedad baja

Tabla 37*Resumen del sistema de clasificación SUCS de la perforación P-3*

Z (m)	W (%)	Granulometría			Límites de Atterberg			Símb grup.	Descripción
		Grava (%)	Arena (%)	Finos (%)	L.L (%)	L.P (%)	I.P (%)		
0-1	30,19	0,57	74,80	24,63	28	25	3	SM	Arena limosa de humedad alta
1-2	28,81	0,00	53,29	24,63	29	27	2	SM	Arena limosa de humedad media
2-3	23,37	0,31	61,13	38,56	21	20	1	SM	Arena limosa de humedad media
3-4	22,41	0,00	51,07	48,93	22	21	1	SM	Arena limosa de humedad media
4-5	22,86	0,00	63,15	36,85	24	22	2	SM	Arena limosa de humedad media
5-6	19,21	0,00	77,24	22,76	23	23	0	SM	Arena limosa de humedad baja
6-7	14,00	22,01	55,65	22,34	27	23	4	SM	Arena limosa con grava de humedad baja
7-8	20,90	12,17	57,53	30,29	22	20	2	SM	Arena limosa con grava de humedad media
8-9	23,60	0,00	61,07	17,87	25	23	2	SM	Arena limosa con grava de humedad media

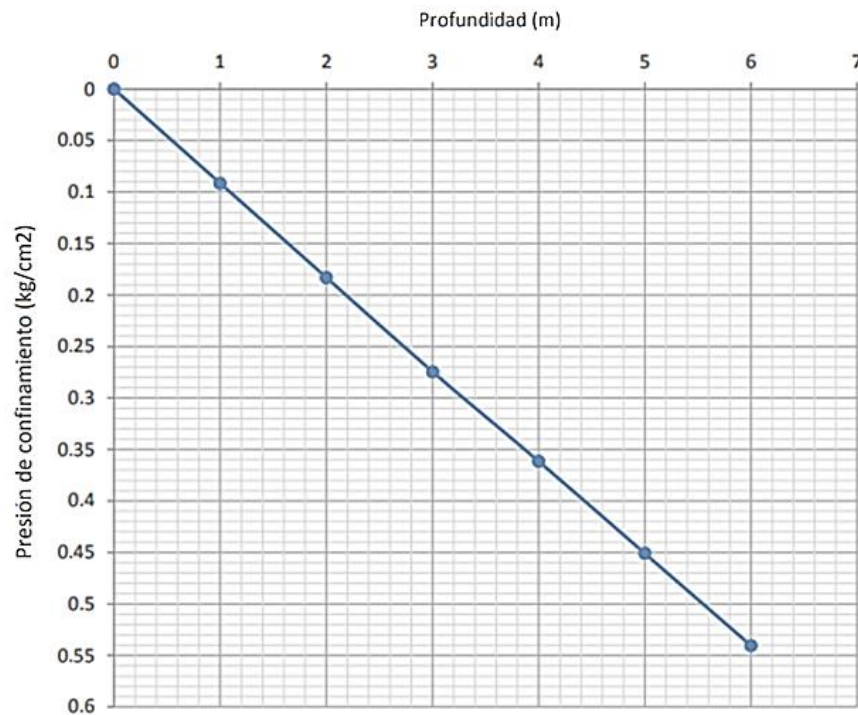
Ensayos triaxiales

Al no existir problemas de consolidación en el suelo, el ensayo más apropiado para aplicar es el triaxial UU (No consolidado, no drenado), como especifica la norma (ASTM D2850, 2003) sobre el ensayo de compresión triaxial no consolidado - no drenado en suelos cohesivos.

Es necesario definir la presión de confinamiento a las que serán sometidas las muestras, esto en función de la profundidad a la cual fueron extraídas. En la siguiente figura se muestran las presiones de confinamiento a las que deben someterse las muestras de suelo en el laboratorio en función de la profundidad de extracción.

Figura 57

Presiones de confinamiento reales en laboratorio



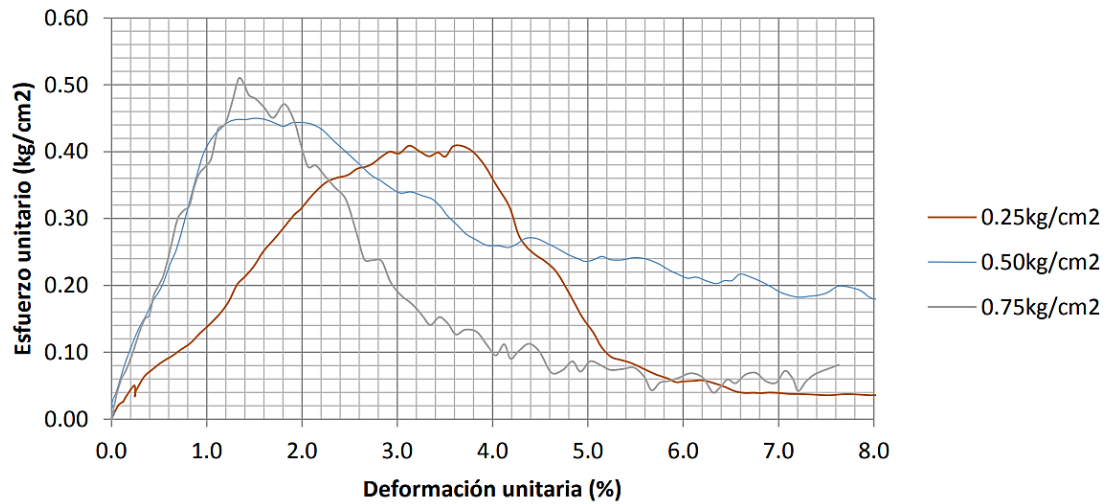
Nota: Esta figura fue tomada de (Espinosa & Carrión, 2019)

Según la Figura 57, para una muestra extraída a 4.50 y 5.50 m de profundidad, las presiones de confinamiento deberían ser de 0.4 y 0.5kg/cm², respectivamente. Es conocido que presiones menores a 0.50kg/cm² no generan una presión de confinamiento apropiada dentro de la cámara triaxial, ya que estas presiones llegan a asemejarse con un ensayo de compresión simple (Espinosa & Carrión, 2019).

“Se ha comprobado que las muestras de suelo sometidas a una presión de confinamiento de 0.25kg/cm², llegan a deformarse excesivamente con respecto a presiones de 0.50 y 0.75 kg/cm²” (Espinosa & Carrión, 2019), ver Figura 58, es relevante mencionar que esta situación no se presenta en la naturaleza.

Figura 58

Curvas esfuerzo – deformación unitaria (profundidad: 4.5 a 5.5m)



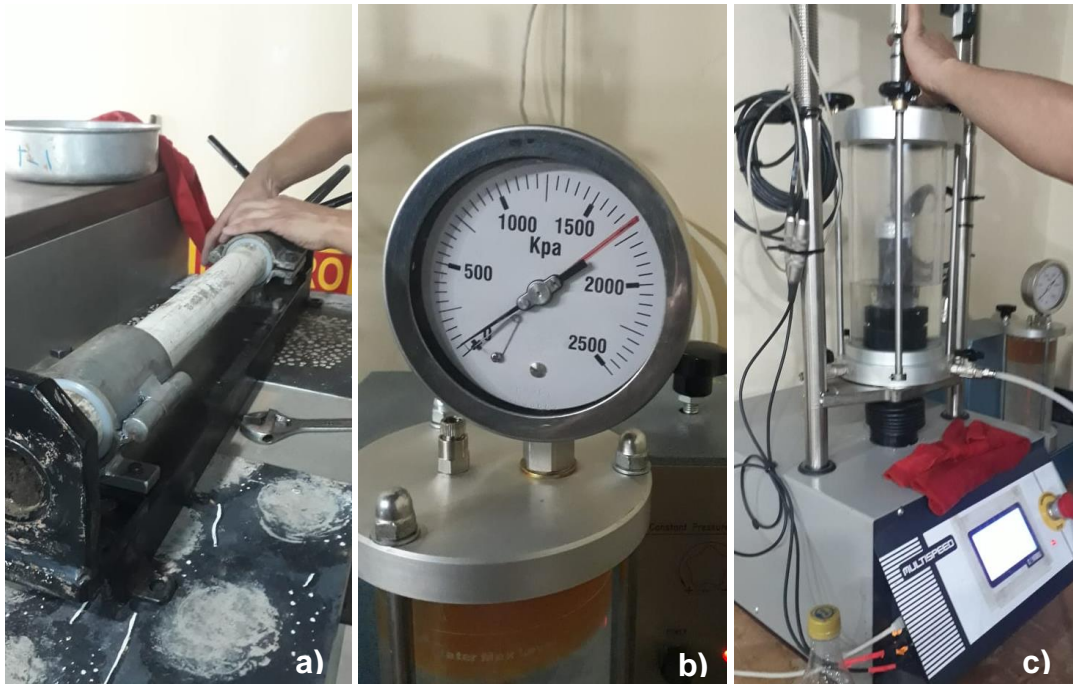
Nota: Esta figura fue tomada de (Espinosa & Carrión, 2019)

Por tal razón, en los ensayos triaxiales UU se utilizaron presiones de confinamiento de 0.50, 1.00 y 1.50 kg/cm², que en los círculos de Mohr serán nombradas como esfuerzos principales menores (σ_3). En la

Figura 59 se muestran evidencias del ensayo triaxial UU realizado con la muestra de suelo extraída de la perforación P-3 a una profundidad de 3.5 a 4.5m.

Figura 59

Ensayo triaxial UU (Pozo P-3, profundidad: 3.5 a 4.5m)



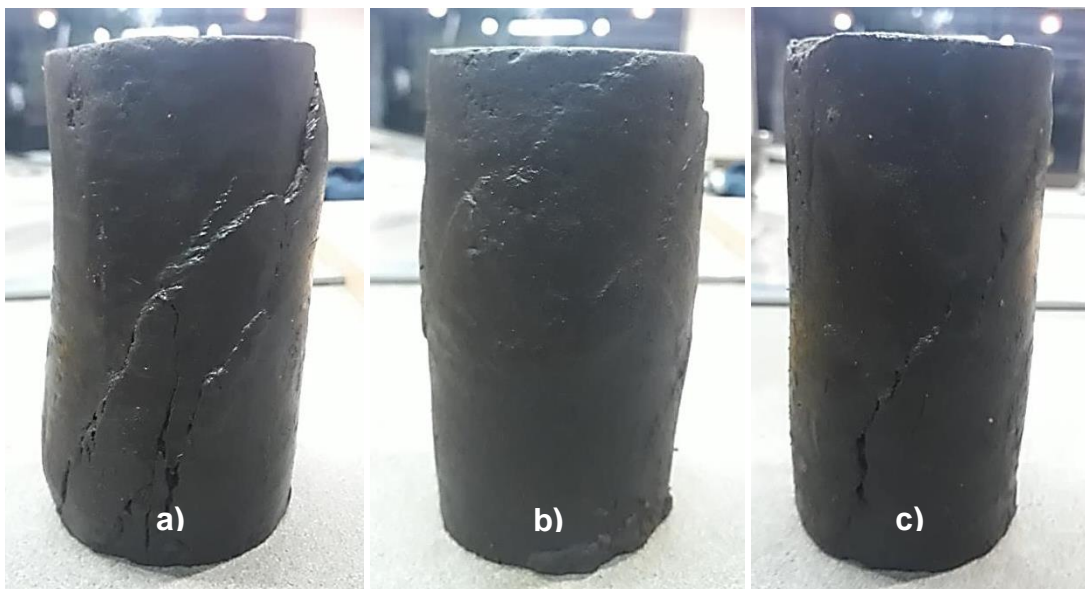
Nota: La figura comprende de a) extracción de la muestra, b) presión de confinamiento 0.5kg/cm² (50Kpa) y c) ejecución del ensayo triaxial.

Cabe recalcar que después de haber sometido a las tres muestras a las presiones de confinamiento anteriormente mencionadas, se dieron diferentes zonas de falla como se muestra en la

Figura 60, en todos los casos se tuvieron que detener los ensayos triaxiales ya que a pesar de que las muestras ya habían fallado, estas seguían soportando carga debido a un reacomodo de las partículas del suelo, permitiendo así seguir soportando más carga; este evento se puede apreciar en los gráficos esfuerzo – deformación unitaria que se indican en el (Anexo B).

Figura 60

Zonas de falla muestra #3 (Pozo P-2, profundidad: 3.5 a 4.5m)



Nota: En la figura se puede apreciar las zonas de falla de las muestras sometidas a presiones de confinamiento de a) 0.50 kg/cm², b) 1.00 kg/cm² y c) 1.50 kg/cm².

Si bien los esfuerzos efectivos son los que controlan el comportamiento del suelo al corte; para este proyecto de investigación en particular, al no existir un nivel freático en la estratigrafía del terreno, la presión de poros es nula ya que no existen

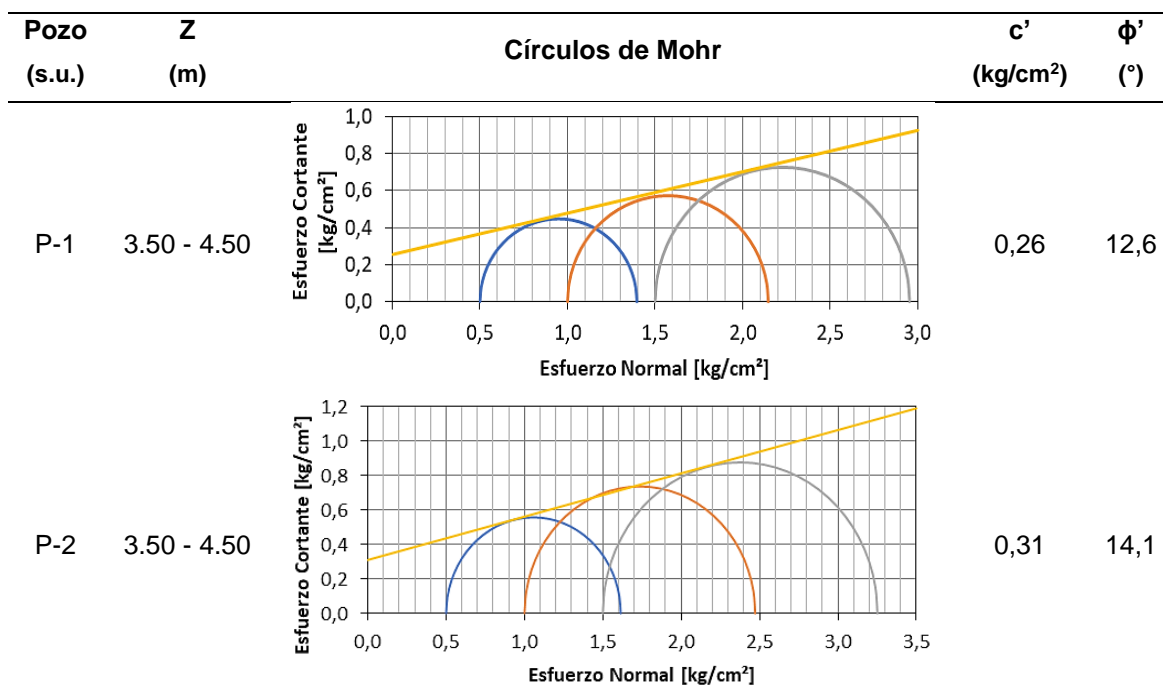
estratos saturados, por tal motivo, en la Ecuación 34, el valor de $\mu = 0$ (presión de poros nula), los esfuerzos totales son iguales a los esfuerzos efectivos, lo que permite calcular directamente los parámetros de corte, cohesión (c') y ángulo de fricción interna (ϕ') en términos efectivos.

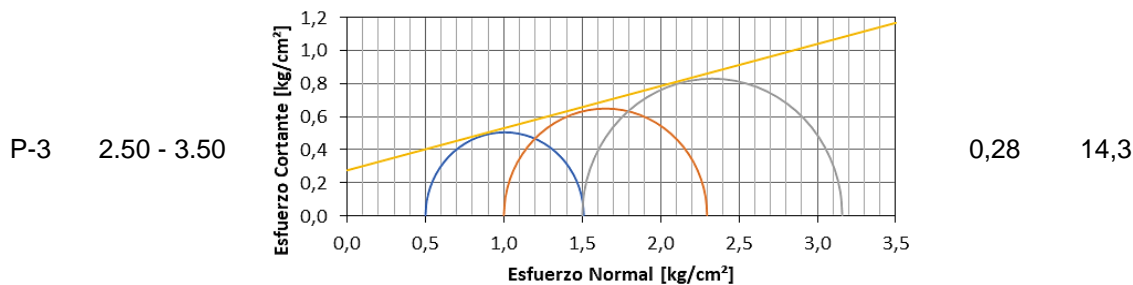
A continuación, se muestran los círculos de Mohr de cada muestra ensayada, mismos que proporcionan los parámetros de resistencia al corte del suelo, en condiciones efectivas como se explicó anteriormente. La cohesión efectiva (c') se determina con la intersección de la envolvente y el eje de los esfuerzos cortantes, mientras que el ángulo de fricción efectivo (ϕ') es el ángulo que se forma entre la envolvente y el eje de los esfuerzos normales, como se muestra en la

Tabla 38.

Tabla 38

Círculos de Mohr (ensayos triaxiales UU)





El resumen de los ensayos triaxiales UU realizados, en condiciones efectivas se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 39

Resultados de los ensayos triaxiales UU

Pozo (s.u.)	Z (m)	γ_h (T/m ³)	γ_s (T/m ³)	Esfuerzo principal mayor σ_1 (kg/cm ²)			Esfuerzo principal menor σ_3 (kg/cm ²)			c' (kg/cm ²)	ϕ' (°)	E (kg/cm ²)
P-1	3.5-4.5	1.93	1.50	1.40	2.15	2.95	0.50	1.00	1.50	0.26	12.6	61.17
P-2	3.5-4.5	1.86	1.47	1.61	2.47	3.25	0.50	1.00	1.50	0.31	14.1	52.86
P-3	2.5-3.5	1.92	1.53	1.51	2.30	3.16	0.50	1.00	1.50	0.28	14.3	57.80

Nota: El módulo de elasticidad del suelo se obtiene de las curvas esfuerzo - deformación unitaria de los ensayos triaxiales para el segundo estado de carga.

Es preciso hacer una correlación entre los resultados de los ensayos triaxiales a la profundidad de 3.50 a 4.50, ya que a este nivel (N-7.99) se encuentra el suelo de interés, es decir, en donde se encuentra cimentado el edificio del MAG, información necesaria para cálculos posteriores de este trabajo de investigación, dichos resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 40

Propiedades mecánicas del suelo (profundidad: 3.5 a 4.5m)

Profundidad (m)	γ_h (T/m ³)	γ_s (T/m ³)	c' (kg/cm ²)	ϕ' (°)	E (kg/cm ²)	μ
3.50 - 4.50	1.90	1.49	0,285	13,35	57.02	0.35

Nota: El coeficiente de Poisson es definido mediante la Tabla 23 de acuerdo al tipo de suelo.

Ensayo de velocidades de ondas de corte Vs30

Como se mencionó en el Capítulo III, el Vs30 representa el promedio de las velocidades de ondas de corte a 30 metros de profundidad desde la superficie, éste

es uno de los parámetros dinámicos de los suelos más extensamente empleados para la clasificación de los perfiles de suelos.

Para estimar este parámetro se utilizaron, el método activo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) y el método pasivo ReMi (Refracción con microtemores o ruido sísmico), al final se empleó el método combinado que es aproximadamente un promedio de ambos métodos, siendo éste el más adecuado de utilizar ya que para su cálculo el método activo y pasivo se complementan disminuyendo así los errores de cada uno.

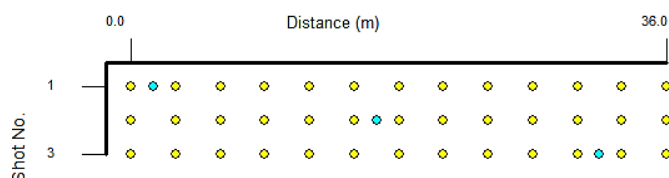
Si bien los ensayos deberían haberse ejecutado directamente sobre la superficie del suelo; al no contar con espacio suficiente para ubicar los geófonos que conforman los arreglos, los ensayos se hicieron sobre la losa de cimentación en el subsuelo #2 (N-6.89) del edificio.

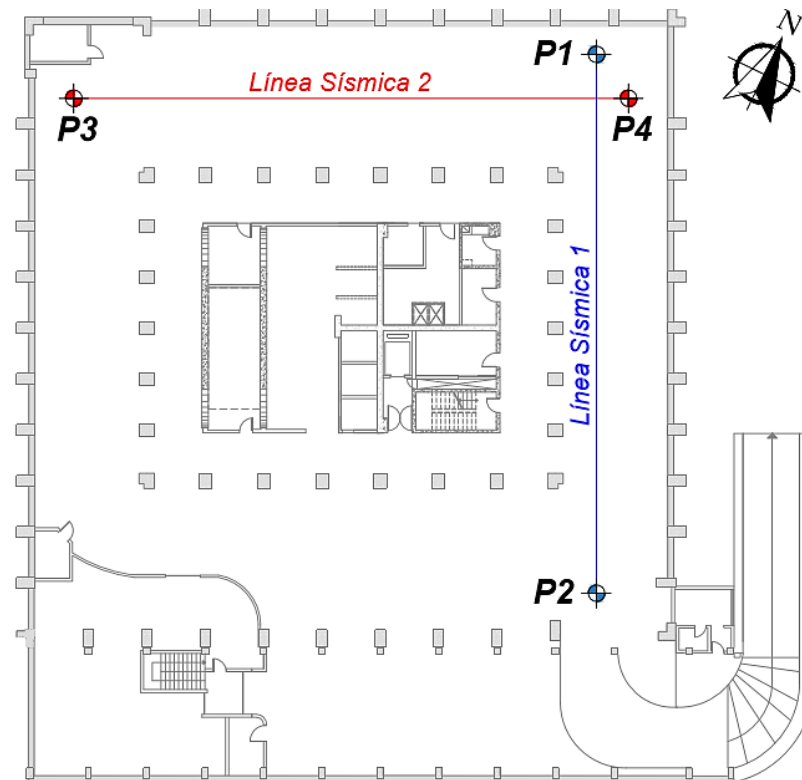
Con el fin de obtener el máximo de información sobre los perfiles del suelo donde se encuentra cimentado el edificio se realizaron dos arreglos de líneas sísmicas, el primero en sentido Norte - Sur y el segundo en sentido Este - Oeste, en ambos casos los arreglos lineales se hicieron en una longitud total de 36 metros, conformados por doce geófonos ubicados cada tres metros de distancia.

Las líneas sísmicas se ubicaron con la configuración de acuerdo a las siguientes figuras:

Figura 61

Configuración de los arreglos de líneas sísmicas





En la Figura 61, en la parte superior se puede observar la ubicación de los geófonos (círculos de fondo color amarillo) en los arreglos de las líneas sísmicas y la ubicación de la placa de impacto donde se realizaron los golpes (círculos de fondo color cian) para el método actico MASW.

Las coordenadas de los puntos indicados en la Figura 61 son:

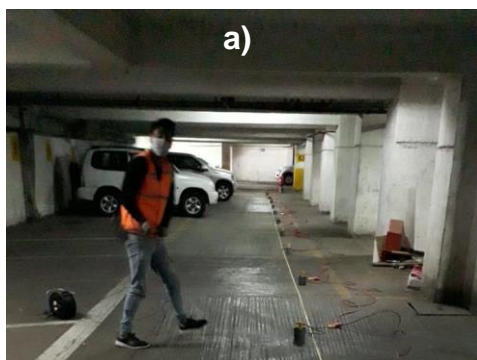
Tabla 41

Coordenadas de los puntos de las perforaciones tipo SPT

Punto	Norte (m)	Este (m)
P-1	9978731.17	779644.64
P-2	9978697.91	779660.85
P-3	9978712.78	779613.78
P-4	9978729.43	779647.93

Figura 62

Ensayos de velocidades de ondas de corte Vs30





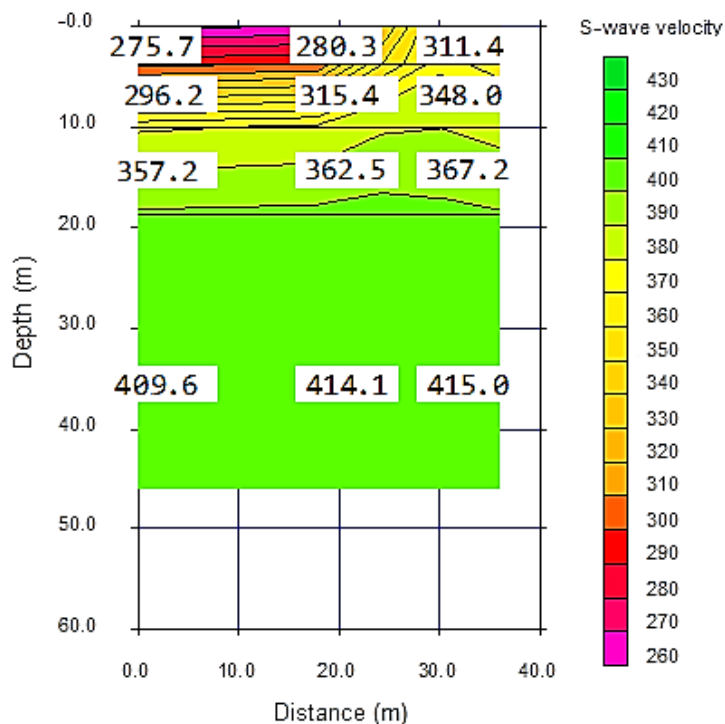
Nota: Arreglo de la línea sísmica sentido a) Norte – Sur (línea sísmica 1) y b) Este – Oeste (línea sísmica 2). Ensayos ejecutados sobre la losa de cimentación del edificio.

Método activo MASW

“En la metodología MASW o sísmica activa la vibración es generada por un factor externo, en este caso el impacto de una masa, lo que propone este método es excitar al suelo por medio de una masa” (Espinosa & Carrión, 2019). Los resultados obtenidos con los ensayos se muestran en las siguientes figuras:

Figura 63

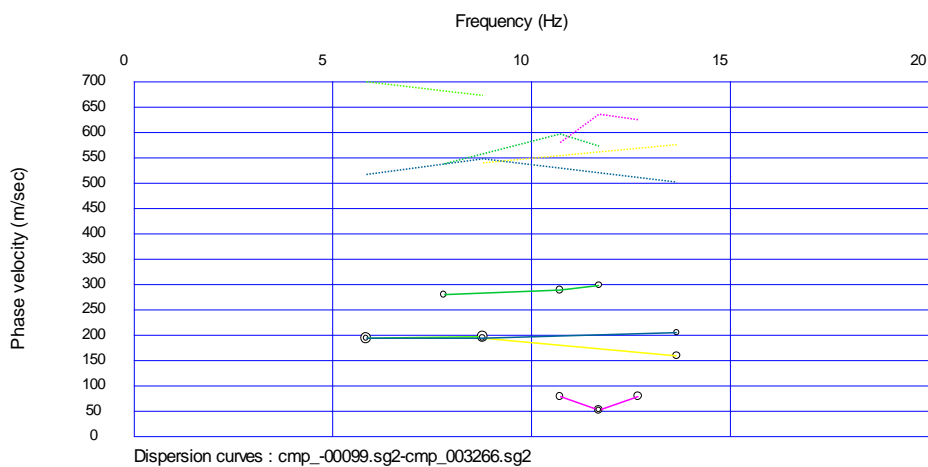
Valores de velocidades de ondas de corte V_s , método activo (sentido N – S)



En la Figura 63, se señalan tres parámetros, en el eje de las abscisas se muestra la distancia entre los geófonos en el sentido Norte – Sur ubicados sobre la losa de cimentación, en el eje de las ordenadas se indica la profundidad y a la derecha de la figura, en la barra de colores se indican el rango de valores de las velocidades de ondas de corte obtenidos con el ensayo.

Figura 64

Curvas de dispersión, método activo (sentido N – S)

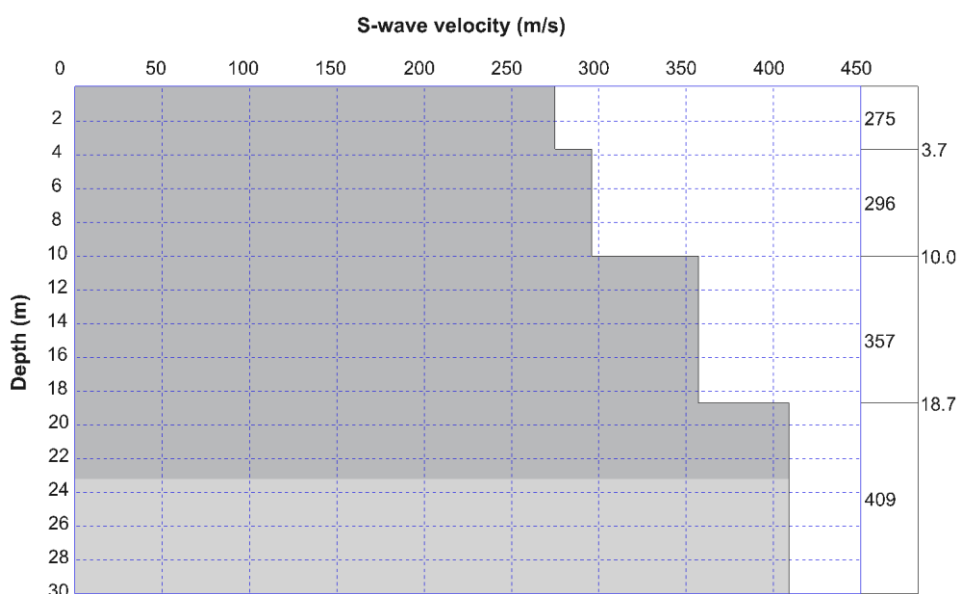


Para obtener las curvas de dispersión se utilizó el módulo del programa WaveEq®, mismas que deben tener una tendencia lineal para presentar un menor

error de estimaciones. Los círculos de contorno negro que se muestran en la Figura 64 corresponden a la comparación entre lo medido y lo calculado, es importante mencionar que las frecuencias en los métodos activos se desenvuelven correctamente entre los 10 y 25Hz, estos valores se estiman de acuerdo a las características del equipo utilizado para el ensayo. (Lara & Martínez, 2020)

Figura 65

Valor promedio de velocidades de ondas de corte V_s , método activo (sentido N – S)



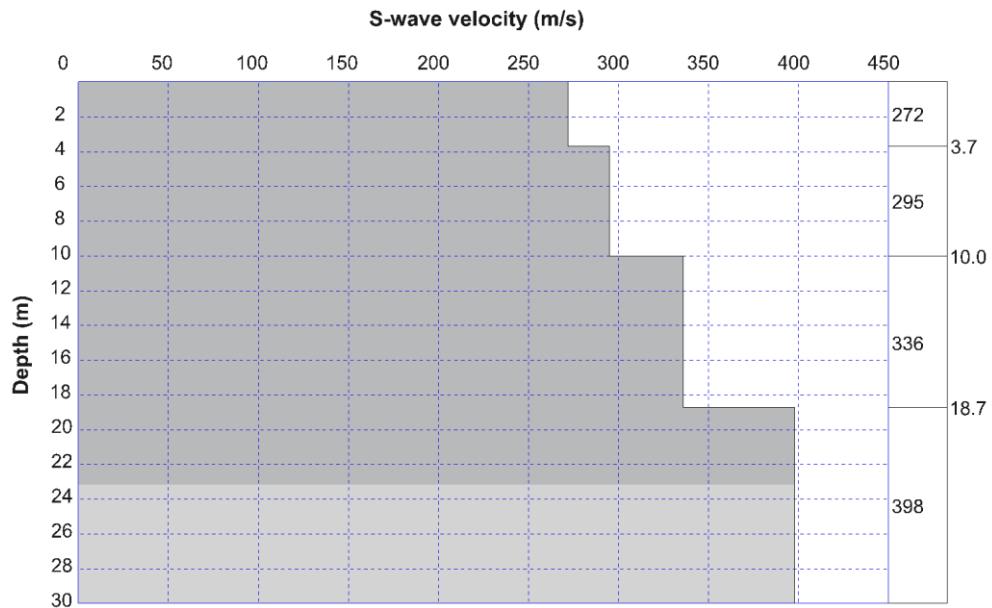
En la Figura 65 se muestran los valores de velocidades promedio a distintas profundidades, por ejemplo, a partir de los 3.7 a 10.0m se tiene una velocidad de onda de corte de 296 m/s. El eje de las abscisas corresponde a las velocidades de ondas de corte y el eje de las ordenadas corresponde a la profundidad. La zona gris oscura indica la profundidad alcanzada por el equipo, mientras que la zona gris clara corresponde a la extrapolación realizada por el programa WaveEq®.

Empleando la Ecuación 36 del Capítulo III, se define el valor del V_{s30} como se muestra a continuación:

$$V_{s30} = \bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} = \frac{30}{\frac{3.7}{275} + \frac{6.3}{296} + \frac{8.7}{357} + \frac{11.3}{409}} = 345.9 \text{ m/s}$$

Figura 66

Valor promedio de velocidades de ondas de corte V_s , método activo (sentido E – O)



Empleando la Ecuación 36 del Capítulo III, el V_{s30} resulta:

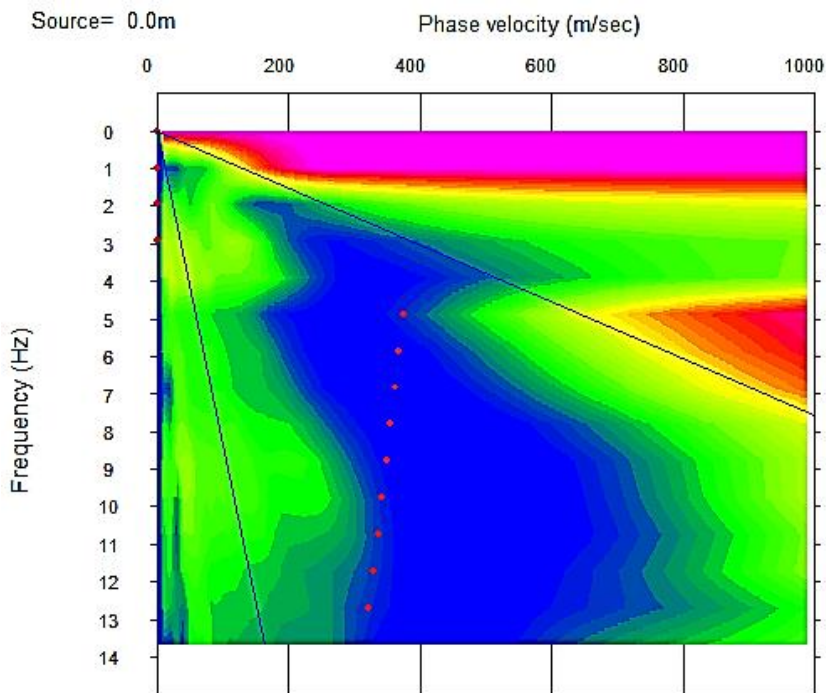
$$V_{s30} = \frac{30}{\frac{3.7}{272} + \frac{6.3}{295} + \frac{8.7}{336} + \frac{11.3}{398}} = 336.2 \text{ m/s}$$

Método pasivo ReMi

“El método ReMi se lleva a cabo a partir del análisis espectral de las ondas superficiales tipo Rayleigh, por medio de investigaciones se conoce que las ondas de corte V_s son 95% similares a las ondas superficiales Rayleigh” (Espinosa & Carrión, 2019).

Figura 67

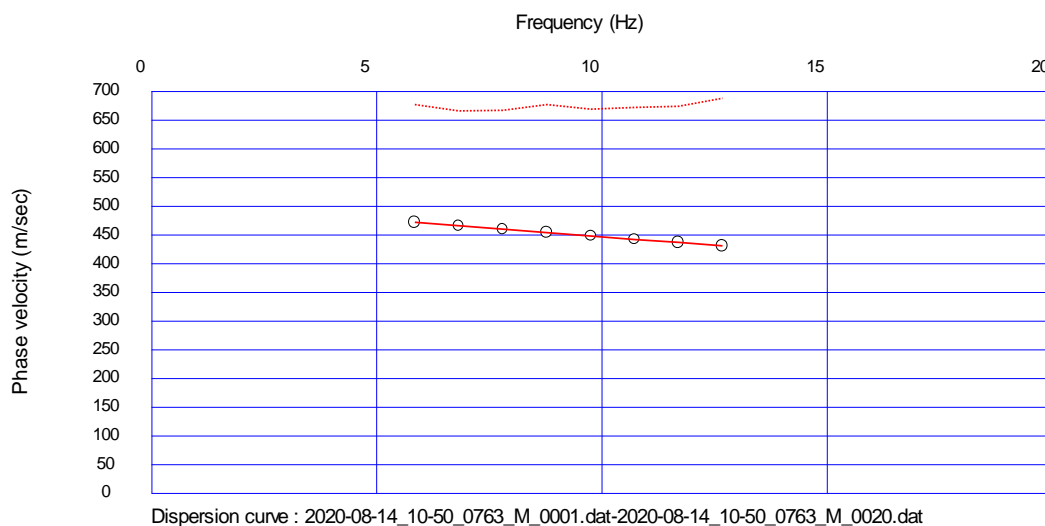
Valores de velocidades de ondas de corte V_s , método pasivo (sentido N – S)



En la Figura 67 se muestra, en el eje de las abscisas las velocidades de ondas de corte, en el eje de las ordenadas se muestra la profundidad y con distintos colores se asignan los valores de las velocidades de ondas de corte conforme a la barra de colores de la Figura 63.

Figura 68

Curvas de dispersión, método pasivo (sentido N – S)

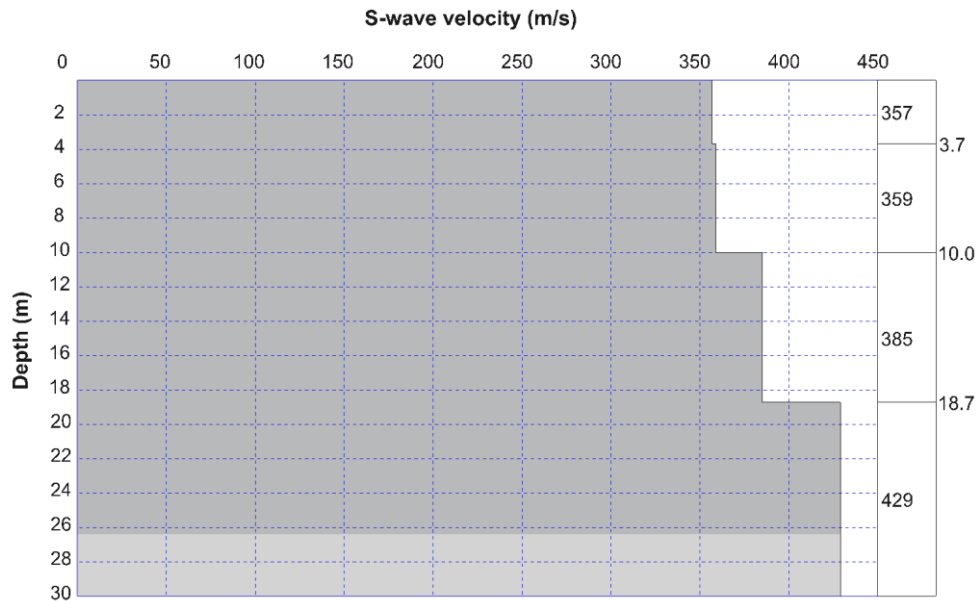


En la Figura 68, “la línea entrecortada indica los registros medidos en campo, la frecuencia en (Hz) contra la velocidad de fase (m/s), mientras que los círculos de

contorno negro corresponden a la comparación entre lo medido y lo calculado, en el método pasivo las frecuencias se desenvuelven en el rango de 2 a 10Hz” (Lara & Martínez, 2020).

Figura 69

Valor promedio de velocidades de ondas de corte V_s , método pasivo (sentido N – S)



En la Figura 69 se representan las velocidades de ondas de corte contra la profundidad, en donde se puede apreciar por ejemplo que a una profundidad de 10.0 a 18.7m el V_s es de 385 m/s.

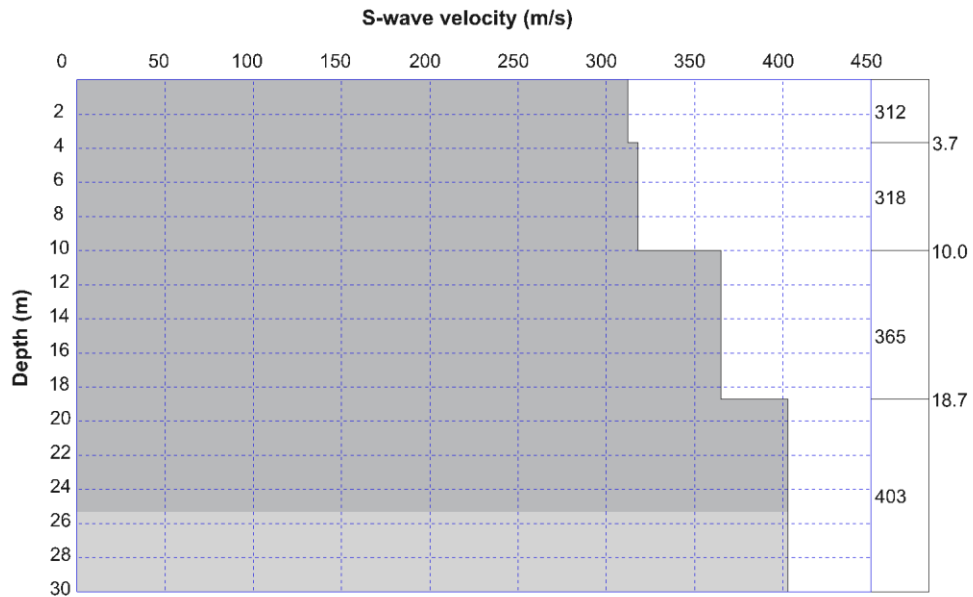
Empleando la Ecuación 36 del Capítulo III, el V_{s30} resulta:

$$V_{s30} = \frac{30}{\frac{3.7}{357} + \frac{6.3}{359} + \frac{8.7}{385} + \frac{11.3}{429}} = 390.4 \text{ m/s}$$

Este valor es 13% más alto que el método activo MASW.

Figura 70

Valor promedio de velocidades de ondas de corte V_s , método pasivo (sentido E – O)



Empleando la Ecuación 36 del Capítulo III, el V_{s30} resulta:

$$V_{s30} = \frac{30}{\frac{3.7}{312} + \frac{6.3}{318} + \frac{8.7}{365} + \frac{11.3}{403}} = 359.1 \text{ m/s}$$

Este valor es un 8% más alto que el método activo MASW.

Método combinado

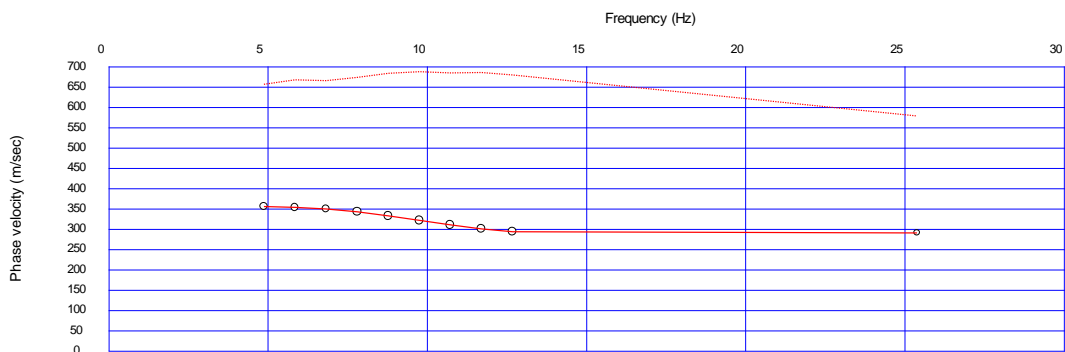
Suelos rígidos a poca profundidad (menores de 30m) dificultan el empleo del método activo MASW, y en el caso de un sitio con vibración artificial (como el paso de vehículos, tuberías de alta presión, fábricas, entre otras) no es posible fiarse de la técnica ReMi y para suplir las deficiencias de estos dos ensayos, se combina las dos medidas y se obtiene un valor más real de V_{s30} . (Sandoval, 2013)

Ajustando las curvas de dispersión de ambos métodos, se consigue una curva combinada con un mayor rango de frecuencias, ver

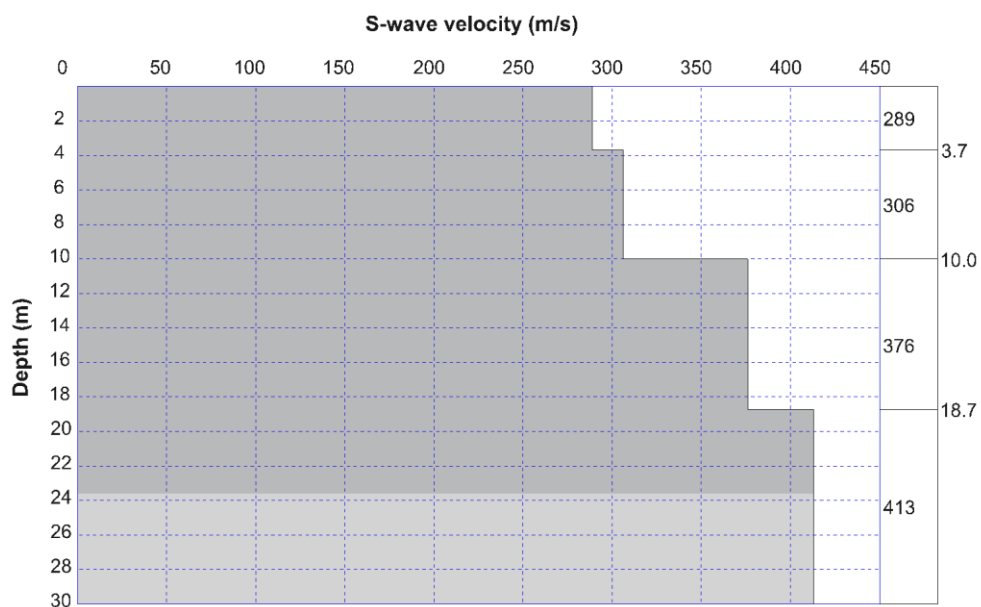
Figura 71, al aplicar este cálculo se obtienen los resultados mostrados en las siguientes figuras:

Figura 71

Curvas de dispersión, método combinado (sentido N – S)

**Figura 72**

Valor de velocidades de ondas de corte Vs, método combinado (sentido N – S)

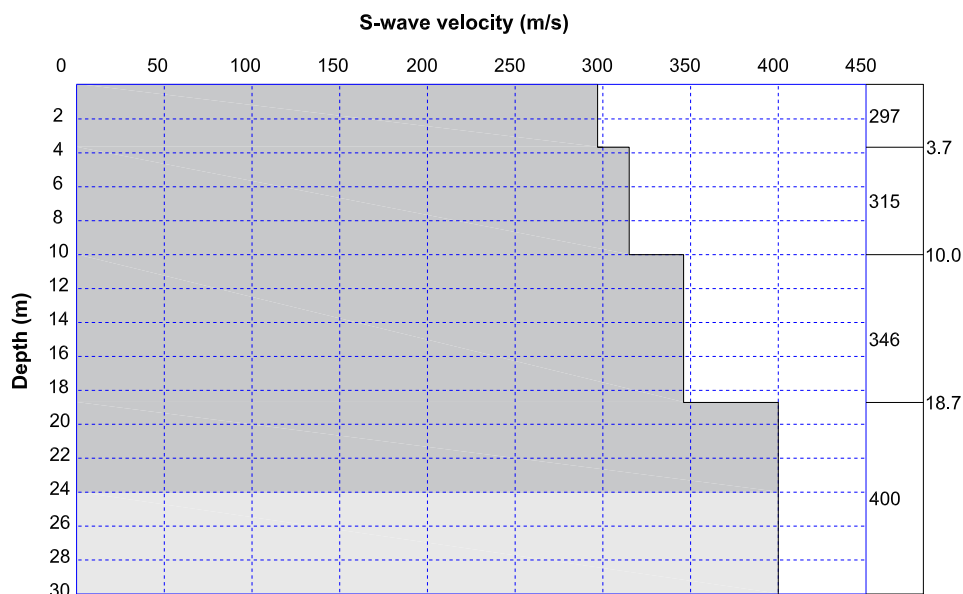


Empleando la Ecuación 36 del Capítulo III, el V_{s30} resulta:

$$V_{s30} = \frac{30}{\frac{3.7}{289} + \frac{6.3}{306} + \frac{8.7}{376} + \frac{11.3}{413}} = 357.6 \text{ m/s}$$

Figura 73

Valor de velocidades de ondas de corte V_s , método combinado (sentido E – O)



Empleando la Ecuación 36 del Capítulo III, el V_{s30} resulta:

$$V_{s30} = \frac{30}{\frac{3.7}{297} + \frac{6.3}{315} + \frac{8.7}{346} + \frac{11.3}{400}} = 349.4 \text{ m/s}$$

En la Tabla 42 se muestra el resumen de resultados obtenidos por medio de los métodos activo MASW, pasivo ReMi y la combinación de los dos métodos. Se aprecian velocidades por encima de 335m/s en todos los casos, valor que permitirá para la clasificación del perfil de suelo según la norma vigente (NEC-15).

Tabla 42

Resultados ensayo V_{s30}

Velocidades de ondas de corte V_{s30} (m/s)			
Método	Sentido		Clasificación de perfil sísmico del suelo
	Norte – Sur (LS1)	Este – Oeste (LS2)	
Activo MASW	345.9	336.2	
Pasivo ReMi	390.4	359.1	D
Combinado	357.6	349.4	

Nota: De acuerdo a los resultados obtenidos de los ensayos del V_{s30} se define al perfil sísmico del suelo como tipo “D” al estar en el rango de $180 > V_s \geq 360$ m/s.

Con este ensayo se comprueba el tipo de perfil de suelo en los primeros 4.0 metros de profundidad en referencia a la cimentación del edificio, clasificado como tipo “D” al igual que el definido por el ensayo de penetración estándar (SPT).

Ensayo de periodos de vibración natural del depósito

Para encontrar el periodo de vibración natural del depósito, se utilizó un sismógrafo marca Sara modelo SR04S3 GEOBOX, ver Figura 74a, este equipo capta las ondas de vibración ambiental. Los registros de ondas se hacen en un computador con el software SEISMOWIN®, ver Figura 74 b-c, que posteriormente la información obtenida es procesada en el software GEOEXPLORER® HVSR Versión 2.2.3.

Figura 74

Ensayo de ensayo de vibración natural del depósito (Nakamura)



Nota: Sismógrafo marca Sara a), y desarrollo del ensayo de Nakamura en campo b - c)

El método HVSR (también conocida como H/V por “horizontal-vertical” o método de Nakamura) utiliza un sismómetro (velocímetro) triaxial de banda ancha para grabar el ruido sísmico ambiental. Es considerada una técnica “pasiva” porque no requiere una fuente sísmica artificial, como explosivos o golpes de martillo. La

relación HVSR mide componentes vertical y horizontal del ruido sísmico inducido por el viento, oleaje, y actividades antropogénicas. (Geoseismic, 2017)

Para desarrollar este ensayo se seleccionó un área espaciosa donde no interfiera el entorno para la toma de datos, el registro de datos se hizo en 2 puntos con coordenadas establecidas en la Figura 75 y Tabla 43.

Figura 75

Ubicación – Puntos del ensayo de Nakamura

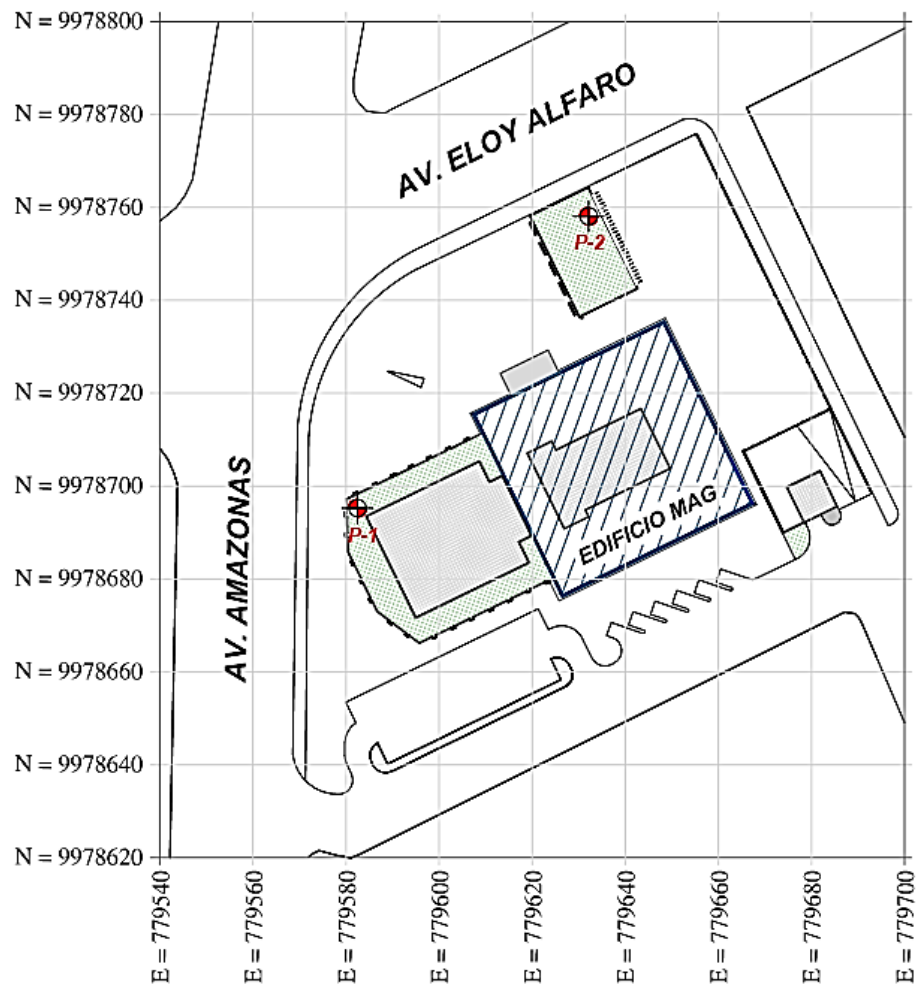


Tabla 43

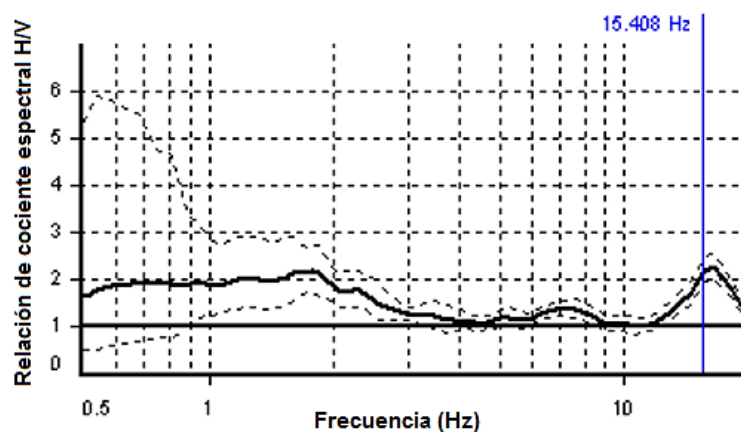
Coordenadas de los puntos del ensayo de Nakamura

Punto	Norte (m)	Este (m)
P-1	9978695.24	779582.44
P-2	9978758.08	779632.10

Realizando el análisis del periodo de vibración predominante del suelo con el programa GEOEXPLORER® HVSR, se determinan las gráficas de la Figura 76 y Figura 77.

Figura 76

Análisis del periodo fundamental del depósito del punto P-1



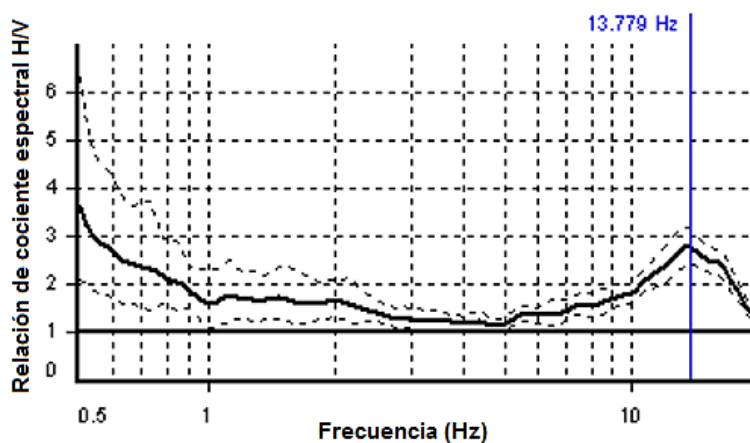
Para la relación espectral H/V, se plotea el gráfico y se observa que el pico de máximo valor es cuando la frecuencia tiene 15.408 Hz con una amplitud de 2.126m.

Con el valor de la frecuencia se procede a calcular el periodo fundamental del depósito.

$$T_1 = \frac{1}{F_1} = \frac{1}{15.408 \text{ Hz}} = 0.065 \text{ seg.}$$

Figura 77

Análisis del periodo fundamental del depósito del punto P-2



Para la relación espectral H/V, se plotea el gráfico y se observa que el pico de máximo valor es cuando la frecuencia tiene 13.779 Hz con una amplitud de 2.764m.

Con el valor de la frecuencia se procede a calcular el periodo fundamental del depósito.

$$T_2 = \frac{1}{F_2} = \frac{1}{13.779 \text{ Hz}} = 0.073 \text{ seg.}$$

- **Periodo fundamental del depósito promedio**

Una vez obtenidos los periodos de los dos puntos, el que se emplea para desarrollar el proyecto de investigación es el periodo promedio.

$$T_s = \frac{T_1 + T_2}{2} = \frac{0.065 + 0.073}{2} = 0.069 \text{ seg.}$$

La pregunta que se genera con la aplicación de esta temática es ¿Qué hacer con este dato en la práctica?, básicamente es verificar si una estructura se encuentra en resonancia, es decir, que el periodo de vibración de la estructura este alejada del periodo de vibración natural del depósito, caso contrario existirá una amplificación de fuerzas actuantes. (Espinosa & Carrión, 2019)

En el diseño estructural se habla ampliamente de los periodos de vibración, la cuestión radica en que una estructura tiene una cantidad infinita de periodos de vibración, pero la gran mayoría no son de importancia, ya que solo se debe tomar en consideración los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales. (NEC-SE-DS, 2015)

Capítulo V

Estructura

En este capítulo se detalla información relevante sobre la construcción del edificio planta central del “Ministerio de Agricultura y Ganadería - MAG”, también se describen a detalle las características arquitectónicas y estructurales, es decir, las propiedades fundamentales de los elementos que conforman su estructura.

En la estructura de análisis se han evidenciado varios eventos inusuales que afectan a los elementos no estructurales de la edificación, por tal razón, es primordial realizar una evaluación estructural del edificio, iniciando por las patologías y el estado actual de sus elementos estructurales.

Información constructiva

El edificio destinado para las oficinas administrativas del MAG, Ministerio de Agricultura y Ganadería, ubicado en el norte de Quito, parroquia Ñaquito, sector La Carolina, barrio La Pradera, implantado en la manzana definida por la Av. Amazonas (oeste), Av. Eloy Alfaro (norte), calle San Salvador (este) y calle S/N (sur).

El diseño arquitectónico estuvo a cargo de los Arquitectos Jaime Dávalos y Agustín Patiño, mientras que el diseño estructural lo realizó el Ingeniero Jorge Núñez Valdez. Por otro lado, la construcción la ejecutó la constructora CONDHOR (Construcciones de hormigón) bajo la supervisión de los Ingenieros Fernando Coronel y Carlos Simbaña.

El edificio central del Ministerio de Agricultura y Ganadería - MAG fue construido en el año de 1975 según su cédula catastral, implantado en un área de 15 312 m² y un área de construcción de 36 050 m² conformada por un total de (18) dieciocho pisos, entre ellos:

- Dos subsuelos (2),
- Una planta baja (1),
- Un mezzanine (1),

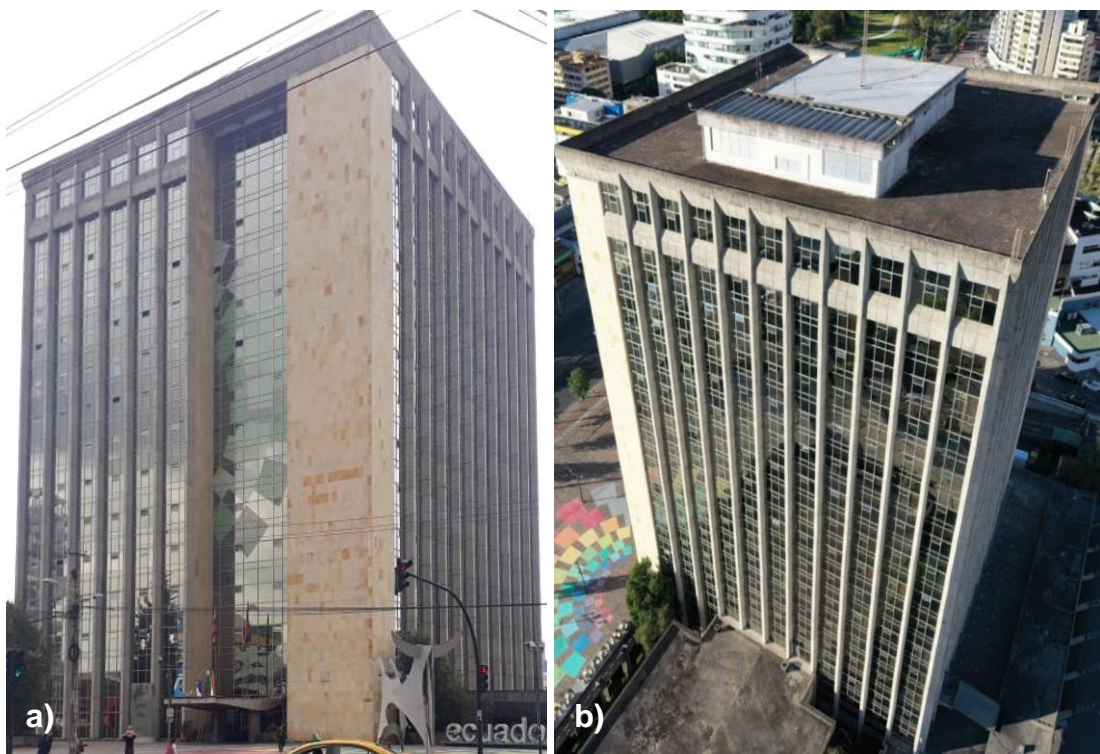
- Trece plantas altas (13), y
- Un cuarto de máquinas (1).

Alcanzando una altura aproximada de 69 metros desde su nivel de cimentación y 61 metros de altura desde la planta baja de la edificación o nivel $N\pm 0.00$, sus dimensiones en la base son de 45 m de largo y 43 m de ancho, ocupando un área de 1 935 m² aproximadamente.

El edificio está constituido con pórticos de hormigón armado y vigas peraltadas, muros estructurales como núcleo central de la edificación, mismos que conforman los ductos de los ascensores y escaleras que dan acceso a todos los pisos; y losas de hormigón armado alivianadas bidireccionales en la cubierta del cuarto de máquinas (último piso, N+61.10) y losas alivianadas unidireccionales y bidireccionales en el resto de los pisos del edificio. En la Figura 78, se puede apreciar la configuración arquitectónica y estructural de la edificación en su estado actual.

Figura 78

Fachada frontal a) y fachada posterior b) del edificio del MAG



En la Tabla 44 se menciona detalladamente la altura de cada piso, ver Figura 79, incluyendo la cimentación del edificio, esto con el fin de referenciar el nivel de los pisos altos y subsuelos, mismos que serán mencionados en temas posteriores; para tal efecto el nivel de referencia o $N\pm 0.00$ será el piso de planta baja.

Tabla 44

Altura por piso del edificio del MAG

Piso	Altura (m)	Altura acumulada (m)	Nivel (m)
Cuarto máquinas	3.74	69.09	N+57.36
Piso #13	5.00	65.35	N+53.62
Piso #12	3.74	60.35	N+48.62
Piso #11	3.74	56.61	N+44.88
Piso #10	3.74	52.87	N+41.14
Piso #9	3.74	49.13	N+37.40
Piso #8	3.74	45.39	N+33.66
Piso #7	3.74	41.65	N+29.92
Piso #6	3.74	37.91	N+26.18
Piso #5	3.74	34.17	N+22.44
Piso #4	3.74	30.43	N+18.70
Piso #3	3.74	26.69	N+14.96
Piso #2	3.74	22.95	N+11.22
Piso #1	3.74	19.21	N+7.48
Mezzanine	3.74	15.47	N+3.74
Planta baja	3.74	11.73	$N\pm 0.00$
Subsuelo #1	3.74	7.99	N-3.74
Subsuelo #2	3.15	4.15	N-6.89
Cimentación	1.10	1.10	N-7.99

Figura 79

Detalle de elevación del edificio del MAG –fachada frontal norte



Descripción arquitectónica

El edificio es una de las primeras propuestas arquitectónicas en nuestro medio de torre de “planta libre”, con una fachada portante y un núcleo de punto fijo central en el cual se ubican todos los servicios de escaleras (escaleras de emergencias y dos sistemas de escaleras paralelas para tráfico corriente), cinco ascensores públicos, un ascensor privado y un ducto destinado para montacargas.

Figura 80

Render ingresos a ascensores y escaleras



En el punto fijo se ubican además baterías de baños públicos y privados, ductos de ventilación, ductos de instalaciones eléctricas e hidrosanitarias, cuarto y ducto de basura, dos gabinetes contra incendios y un hall público de piso.

La planta tipo es de proporción casi cuadrada (45 x 423 con un área de 1 935 m² aproximadamente), la torre arranca sobre el nivel de plaza y se conforma de 16 pisos altos, entre ellos: planta baja, mezzanine, 12 plantas de oficinas, una planta originalmente destinada para comedor de los empleados en el piso #13, en la actualidad usada como oficinas, y una última planta de menor dimensión, en el piso #14 destinado para cuartos de máquinas de ascensores, sistemas de ventilación

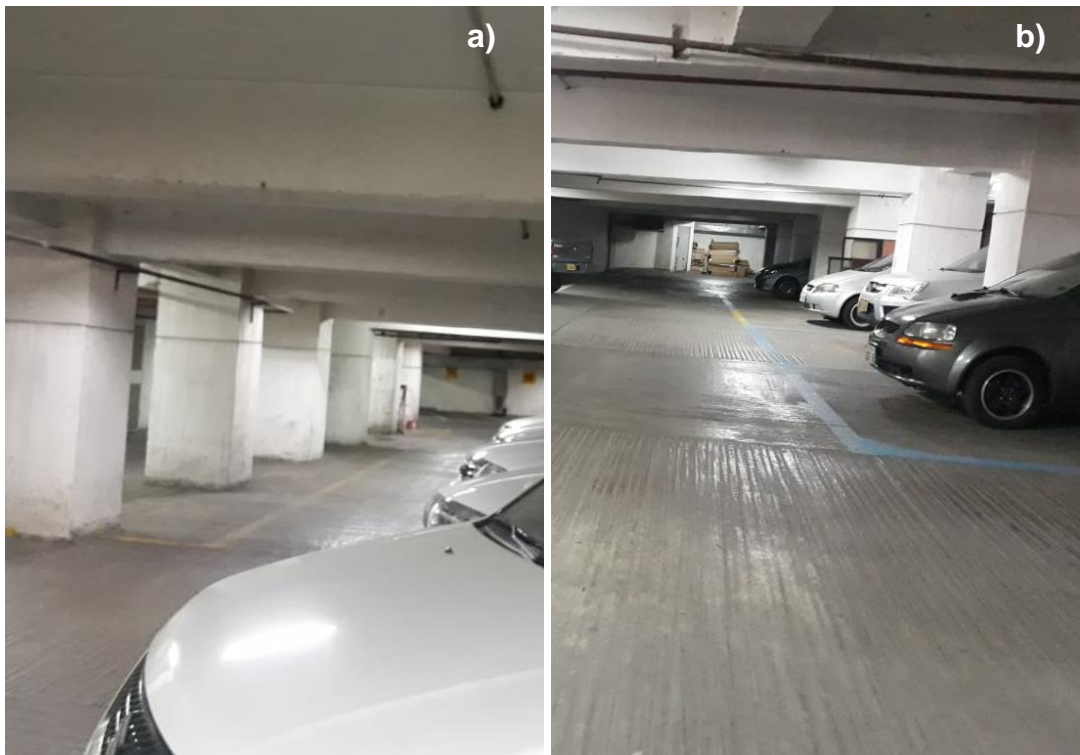
mecánica, equipos de bombeo, entre otros; esta planta está rodeada por una terraza accesible de aproximadamente 1 100 m².

Adicionalmente el edificio posee dos subsuelos, el primer subsuelo que además del área de la torre, ocupa el área debajo de la plaza pública dejando una superficie aproximada de 6 880 m² sin contar el jardín hundido (bajo el nivel de plaza, N-3.74) y el auditorio, los cuales también están en este nivel. De igual manera en el primer subsuelo se ubican básicamente estacionamientos, circulación vehicular, equipamiento técnico y bodegas.

El segundo y último subsuelo (N-6.89) es dedicado exclusivamente para estacionamientos y bodegas, mismo que reproduce casi exactamente la geometría de la planta típica de la torre, como se puede apreciar en la Figura 81:

Figura 81

Estacionamientos subsuelo #2 del edificio del MAG



Nota: Parquaderos a) sentido norte – sur, y b) este - oeste

Por último y como mencionamos anteriormente, ubicado sobre tierra y a nivel del primer subsuelo, como un volumen anexo, está el auditorio o sala de uso múltiple

con un área de 497 m² cuyo volumen (de dos alturas) aflora sobre el nivel de la plaza en aproximadamente 4 m de altura, el auditorio es accesible desde la torre únicamente y se vincula al vestíbulo principal del edificio.

Además, el diseño original incluye un lobby público en la planta baja, de doble altura, por lo tanto, la planta de mezzanine contiene vacíos dentro del esquema típico de la torre, lo cual determina que el área de dicha planta sea sustancialmente menor a la planta tipo ocupando un área de 1 171 m². Cabe recalcar que esta planta ha sido modificada y ampliada con una construcción sobre el lobby público con un entrepiso de estructura metálica y una loseta de hormigón armado, con el fin de aumentar el número de oficinas para el personal del MAG.

El edificio es accesible peatonalmente por la plaza pública en la intersección de la Av. Amazonas y Av. Eloy Alfaro, también existe un acceso peatonal de empleados desde la calle S/N ubicada en la parte posterior del edificio, el acceso vehicular a los subsuelos se produce por una rampa vehicular de 7.70 m. de ancho que arranca en la esquina sur occidental.

En general, el edificio es un referente arquitectónico, reconocible a escala urbana, de arquitectura sobria y correcta que refleja claramente una imagen institucional fuerte. Los materiales escogidos para sus fachadas son: hormigón visto, vidrio reflectivo y mármol, mismos que han permitido que con el paso de los años no se refleje un aspecto exterior de una manera agresiva.

Evaluación de elementos no estructurales

Se considera como elementos no estructurales a aquellos que no forman parte del sistema estructural de la edificación, estos elementos pueden o no estar acoplados a la estructura, tales como paredes, ventanas, puertas, cerramientos, techos falsos, entre otros; también los sistemas vitales que permiten el desarrollo de las funciones como redes eléctricas, hidráulicas, evacuación de aguas residuales, ventilación mecánica, aire acondicionado y los contenidos del edificio como equipos

de oficina y mobiliario. Los elementos no estructurales representan un valor económico dentro del presupuesto global de un inmueble.

Evaluar el estado en el que se encuentran las instalaciones del edificio del MAG es de suma importancia ya que de este modo se puede determinar la degradación que ha sufrido ésta con el paso del tiempo o incluso la posibilidad de sufrir un grave incidente por el mal funcionamiento o desgaste de sus elementos. Una evaluación técnica sirve para determinar todos los fallos que presentan las instalaciones de la edificación en un momento determinado e incluso la posibilidad de que se presenten fallos a corto o mediano plazo.

Al contrario de lo que se observa en el exterior, el interior del edificio refleja un alto grado de deterioro evidentemente por efectos de la edad. Los sistemas de divisiones espaciales utilizados son obsoletos y no contribuyen a lograr una mejor calidad espacial, ni eficiencia de recursos energéticos (iluminación natural, ventilación, entre otros).

En general el estado de techos rasos falsos, baterías sanitarias, instalaciones hidrosanitarias, instalaciones eléctricas y electrónicas, instalaciones mecánicas es malo y deben ser reemplazados o renovados.

Las puertas del edificio están en buen estado y no se evidencia que exista dificultad en abrir o cerrar por deflexiones o deformaciones permanentes.

La distribución actual de las paredes de gymsum con estructura galvanizada, tiende a generar múltiples espacios cerrados y opacos, dificultando la comunicación entre empleados, la distribución de iluminación natural y la renovación de aire.

A continuación, se expone el estado detallado en los elementos no estructurales que están relacionados directamente con la problemática por la cual se planteó el presente proyecto de investigación:

- **Pisos**

El estado del recubrimiento de los pisos es bastante bueno en la planta baja y mezzanine. En los pisos altos, a pesar de que los pisos de vinil no tienen un grave deterioro se recomienda sean pulidos para mejorar el estado de los mismos.

Se evidenció que en el ingreso a los parqueaderos del edificio existen fisuras en el hormigón de la rampa de ingreso, esto posiblemente debido a los asentamientos naturales que presenta la estructura después de su construcción, conocidos como asentamientos inmediatos. En la Figura 82 se pueden apreciar las fisuras en el hormigón que conforma la rampa de ingreso a los parqueaderos del edificio del MAG.

Figura 82

Fisuras en rampa de ingreso a parqueaderos del edificio del MAG



- **Ventanería**

La ventanería del edificio está constituida por lo que se denomina cortina de vidrio, es decir, es una superficie continua por delante y por fuera de la estructura. Dicha piel es estructurada por perfiles de aluminio de 4 pulgadas y por un vidrio tipo

espejo crudo de 6 mm de espesor color plata, la ventilación manual por la fachada se realiza mediante el sistema de lamas horizontales de vidrio crudo, accionadas mediante manivela ubicadas a 1,96 m. de altura respecto al piso.

El concepto de dicha piel es adecuado, ya que permite mantener una imagen unitaria y ordenada de la edificación, sin embargo, padece de varios problemas que obligan a plantear una renovación o por lo menos un mantenimiento.

Las deficiencias en la ventanera del edificio son las siguientes:

- Las ventoleras están ubicadas en un punto muy alto y no son fácilmente accesibles para los usuarios.
- El sistema de celosías o lamas de vidrio, no es seguro, se han dado muchos casos de desprendimiento, convirtiéndose en proyectiles que caen al espacio público, además no ofrecen hermeticidad.
- El vidrio es crudo por lo tanto, fácilmente rompible, lo cual significa un peligro inminente para los usuarios y público en general, de hecho existen varios vidrios que han sido reemplazados con ventanas de otros materiales, colores y características al original, produciendo un efecto de deterioro. En la Figura 83 se puede evidenciar la problemática en la ventanería anteriormente expuesta, en esta se muestra la rotura de una ventana en el piso #3 del edificio.

Figura 83

Rotura en ventana - piso #3 del edificio del MAG



- En los marcos de aluminio se evidencian filtraciones de agua en varios sitios.
- No se conoce el estado de los anclajes de la estructura de ventanería a la estructura principal, por la época en que fue construida, se presume que no se debe haber utilizado anclajes inoxidable, por lo que no se puede descartar posibles desprendimientos.
- Por último y probablemente como factor más importante, el vidrio empleado no ofrece las ventajas de la tecnología actual, como son los cristales de baja emisión de rayos solares, con control de radiaciones UV. Es evidente que en la actualidad, en los meses de verano no se puede mantener un puesto de trabajo junto a las ventanas, especialmente en los lados este y oeste, además el edificio se encuentra aislado y no recibe sombra alguna por ningún lado.

- **Planchas de mármol**

El revestimiento de mármol en las fachadas, aplicado en las esquinas oriental y occidental del edificio, seguramente con la finalidad de aplacar la incidencia de la radiación solar, le otorga otra característica icónica al edificio, complementaria al vidrio reflectante y al hormigón visto.

Sin embargo, las limitaciones técnicas de la época en que fue construido el inmueble, (planchas de gran tamaño y peso, adheridas directamente con mortero a la mampostería) han ocasionado varios desprendimientos de las planchas de mármol, creando inseguridad para los ciudadanos que transitan por los alrededores del edificio. Existen referencias de que por lo menos una persona ha sufrido el impacto de una de estas planchas que se vio desprendida. Analizando detenidamente la fachada, se pudo detectar claramente las reposiciones efectuadas con materiales de otras características.

Figura 84

Desprendimiento plancha de mármol - piso #1 del edificio del MAG



Este problema debe ser solucionado especialmente para prevenir futuros accidentes, por lo que se propone diseñar un sistema de anclaje más eficiente, pudiendo ser un sistema de empernado que ayude a controlar dichos desprendimientos.

Descripción estructural

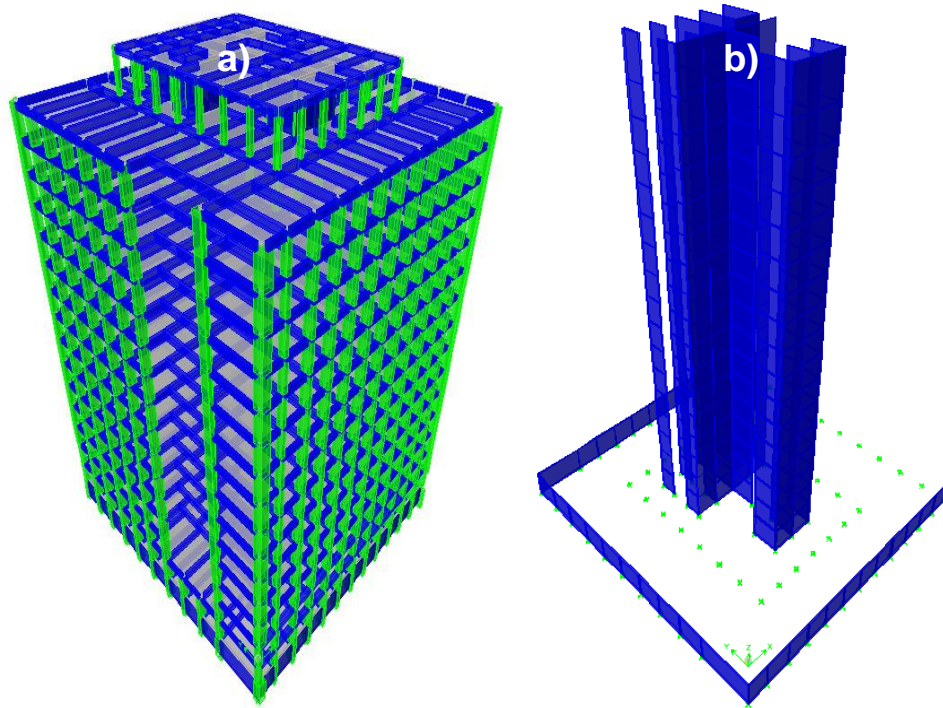
El sistema estructural del edificio es un sistema aporticado, cuyos elementos estructurales principales consisten en vigas peraltadas y columnas, conectados a través de nudos formando pórticos resistentes a momentos con muros de corte en las dos direcciones principales de análisis (ejes X y Y), mismos que funcionan como un núcleo central.

Los pórticos bidireccionales, son un conjunto de elementos estructurales resistentes, capaces de mantener su forma y cualidades a lo largo del tiempo, bajo la acción de las cargas y agentes exteriores a las que están sometidos, es decir, están diseñados para resistir acciones verticales y horizontales simultáneamente, adicionalmente los muros estructurales deberían absorber al menos el 75% de la fuerza sísmica.

En la Figura 85, se puede apreciar la configuración estructural del edificio, tanto de los sistemas aporticados formados por vigas y columnas, como el núcleo central de la estructura conformada por muros de corte.

Figura 85

Sistema aporticado columnas-vigas a) y muros de corte b) del edificio del MAG

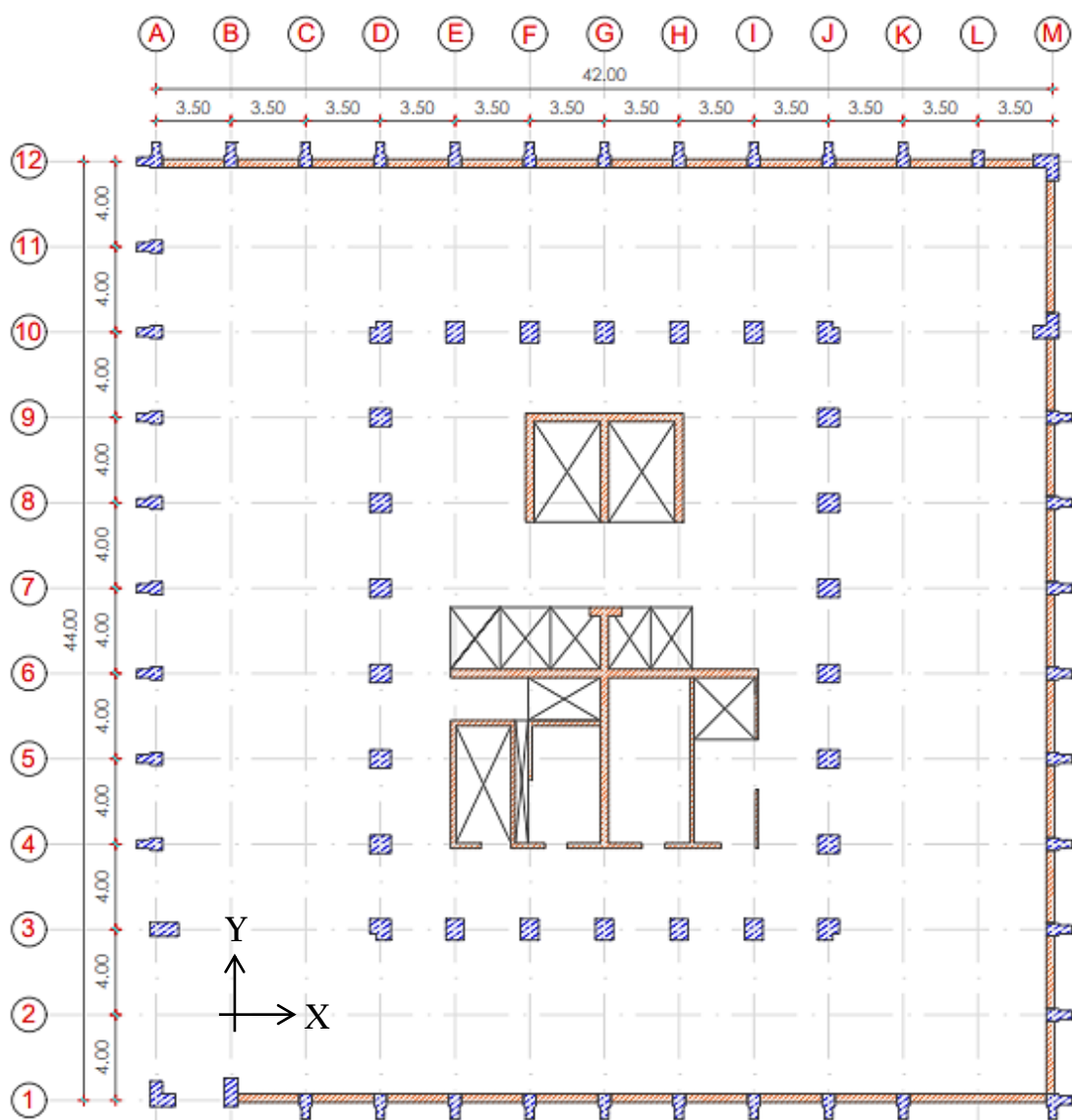


Dimensiones

La dimensión en la base de la estructura es de 45 m de largo y 43 m de ancho, en el sentido X existen 13 ejes que se encuentran equidistantes a 3.50 m y en sentido Y, 12 ejes a 4.00 m de distancia cada uno. En la Figura 86 se muestra la distribución en la base de la edificación tanto de ejes, columnas y muros estructurales (perimetrales y centrales).

Figura 86

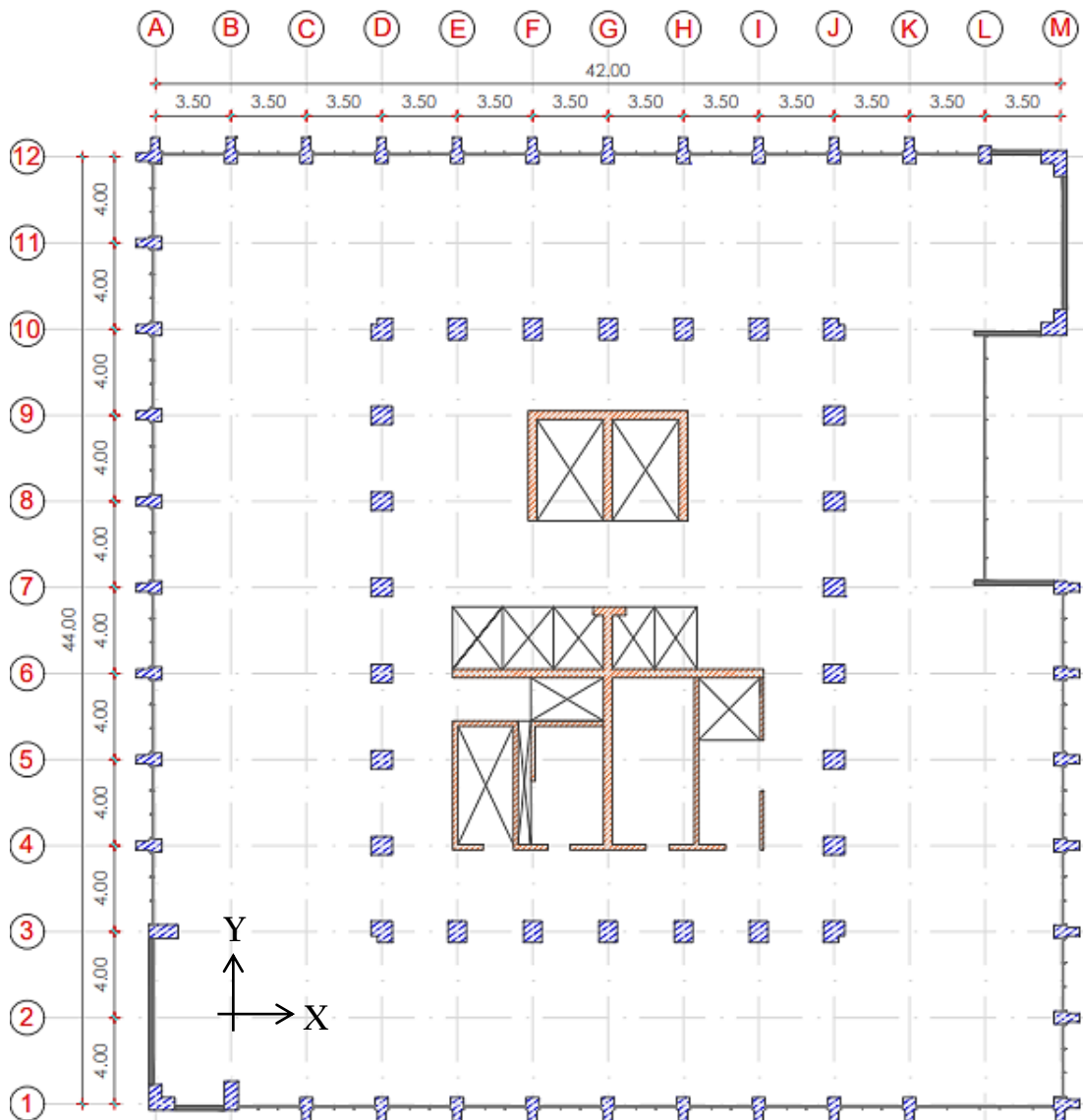
Distribución de ejes, columnas y muros – subsuelo #2 del edificio del MAG



A comparación de la base o subsuelo #2 del edificio, la planta baja ($N\pm 0.00$) difiere en algunas características, entre ellas, la supresión de las columnas M8, M9 y los muros perimetrales de la estructura, así mismo el área es menor en un 2.5% ya que como se puede apreciar en la Figura 87, el edificio en su diseño conserva un pórtico en su ingreso y por tal motivo la planta baja, mezzanine y los pisos altos tienen la siguiente configuración:

Figura 87

Distribución de ejes, columnas y muros – pisos altos del edificio del MAG

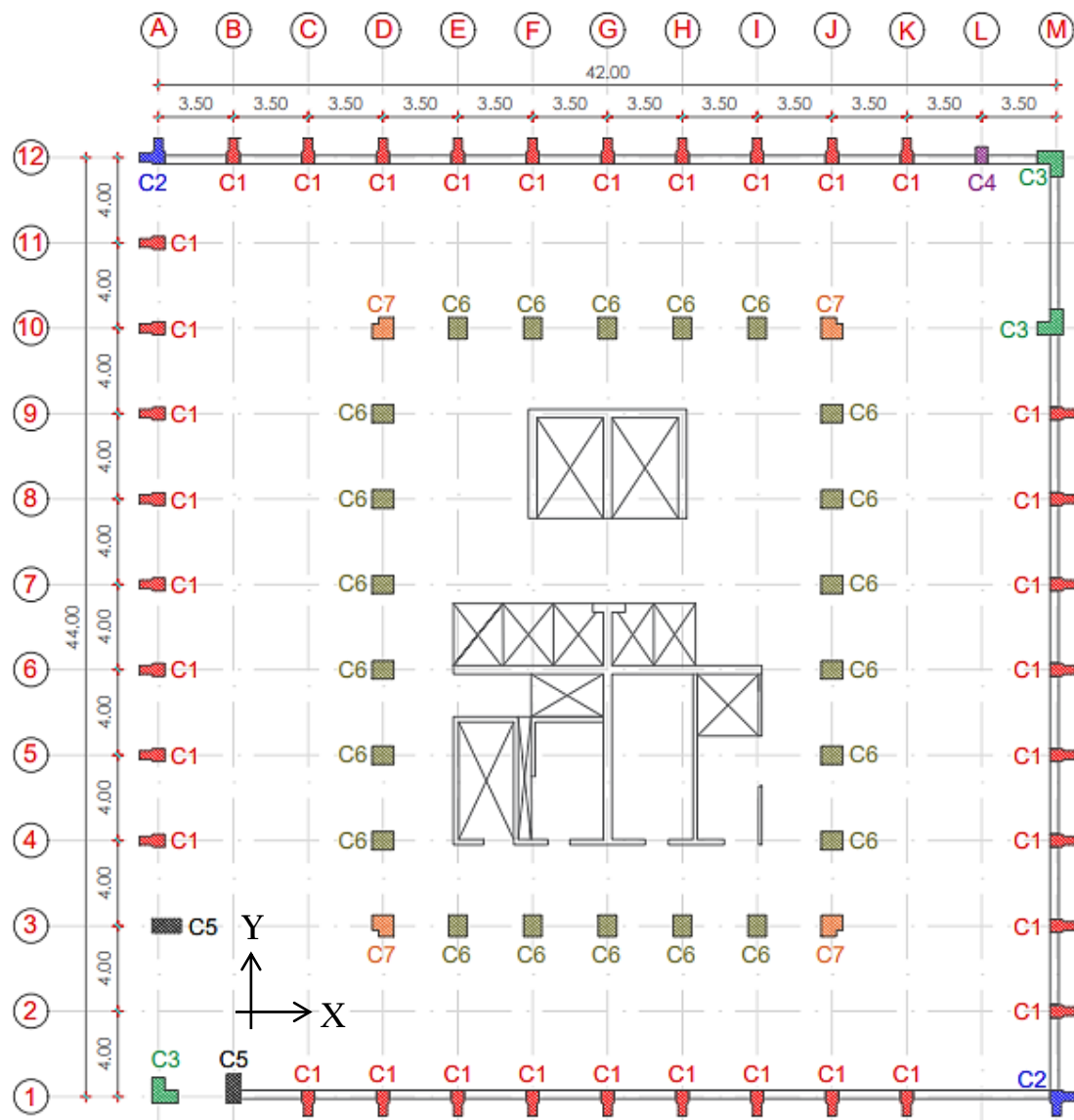


Columnas

En la estructura del edificio del MAG existen 7 tipos diferentes de columnas de hormigón armado de acuerdo a su sección transversal, sumando un total de 69 columnas, entre ellas se encontraron secciones rectangulares, secciones tipo L y tipo T chaflanadas ubicadas en el perímetro de la estructura, mismas que son fácilmente apreciables en las fachadas del edificio. La distribución de las columnas en la base (subsuelo #2) del edificio se muestra en la Figura 88, en donde se nombra a cada columna según su sección transversal.

Figura 88

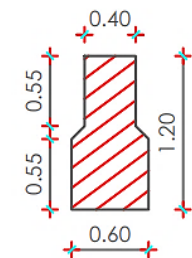
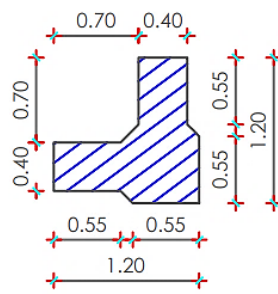
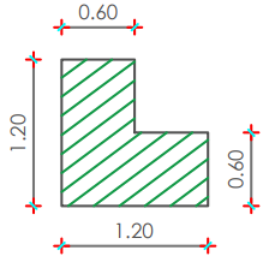
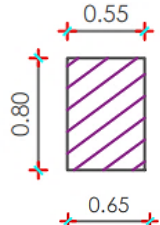
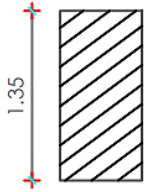
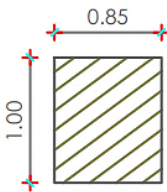
Distribución de columnas – subsuelo #2 del edificio del MAG

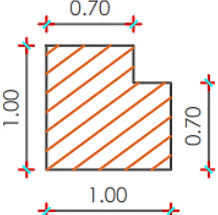


En la Tabla 45 se menciona a detalle las dimensiones de las secciones transversales, ubicación y la cantidad de cada tipo de columna conforme a lo expuesto en la figura anterior.

Tabla 45

Tipos de columnas del edificio del MAG

Tipo	Cantidad	Ubicación	Dimensiones (m)
C1	35	A4, A5, A6, A7, A8, A9, A10, A11, M2, M3, M4, M5, M6, M7, M8, M9, C1, D1, E1, F1, G1, H1, I1, J1, K1, B12, C12, D12, E12, F12, G12, H12, I12, J12, K12	
C2	2	M1, A12	
C3	3	A1, M10, M12	
C4	1	L12	
C5	2	A3, B1	
C6	22	D4, D5, D6, D7, D8, D9, J4, J5, J6, J7, J8, J9, E3, F3, G3, H3, I3, E10, F10, G10, H10, I10	

Tipo	Cantidad	Ubicación	Dimensiones (m)
C7	4	D3, D10, J3, J10	

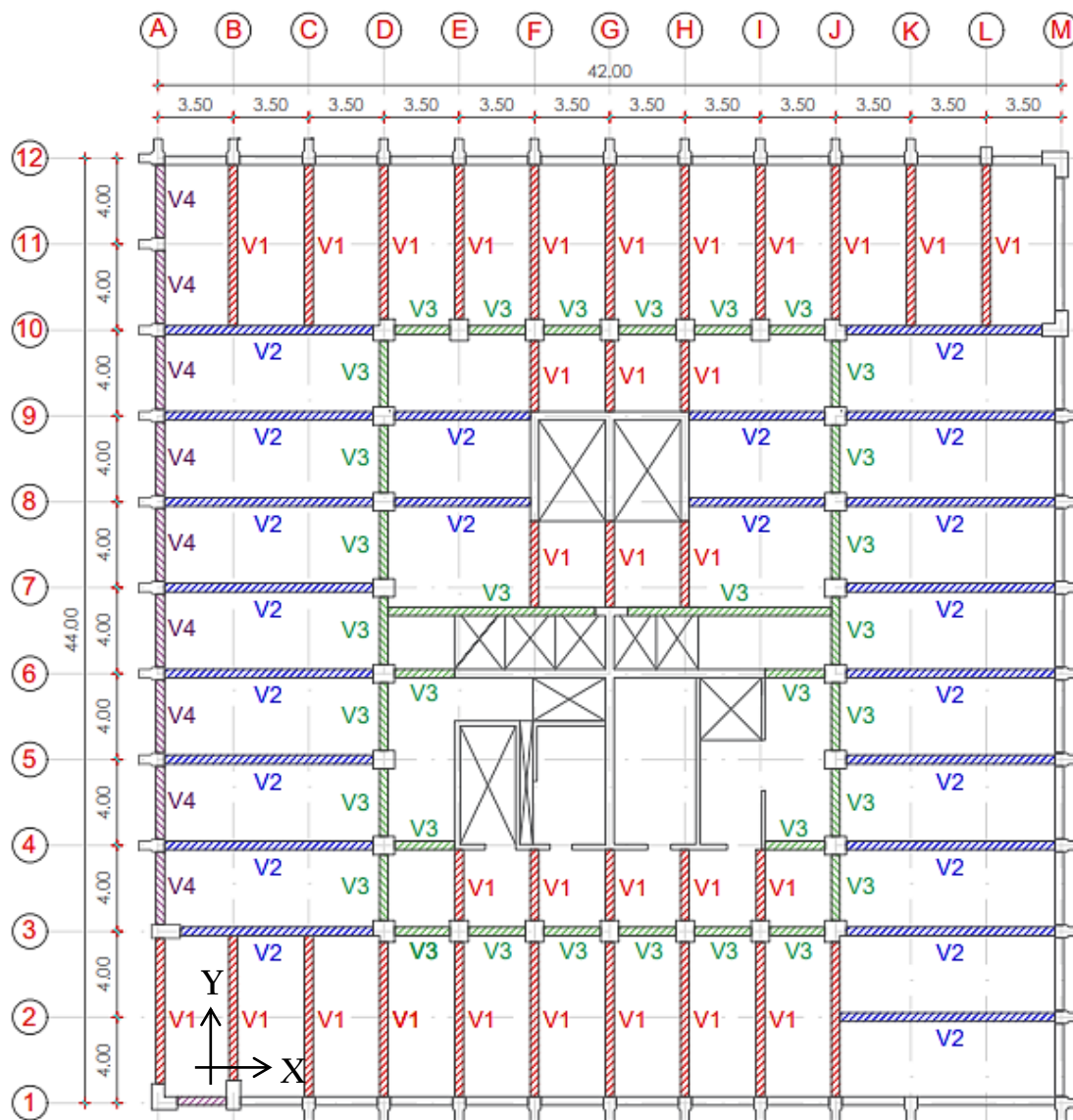
El software utilizado para el análisis estructural no permite el ingreso de secciones irregulares, tales como las columnas tipo C1 y C2 que se modelan con secciones equivalentes que tengan inercias semejantes en los dos sentidos de análisis (X y Y). La columna tipo C1 equivale a una columna rectangular de 1.20 x 0.70 m, mientras que la columna tipo C2 equivale a una sección tipo L con dimensiones 1.20 x 1.20 x 0.60 m.

Vigas

Como ya se había mencionado anteriormente, los elementos estructurales horizontales que componen los pórticos de la edificación son vigas peraltadas o descolgadas de hormigón armado, es decir, que tienen mayor altura que las losas de entrepiso. De la misma forma que en las columnas, para identificar las vigas de la estructura se clasifica cada una de acuerdo a su sección transversal. En la Figura 89 se nombran los 4 tipos de vigas que conforman los pórticos de la estructura.

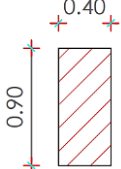
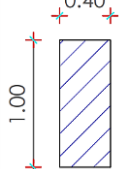
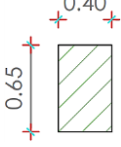
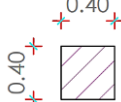
Figura 89

Distribución de vigas - subsuelos del edificio del MAG



En la Tabla 46 se menciona detalladamente las dimensiones de las secciones transversales y la longitud máxima de cada tipo de viga conforme a lo indicado en la Figura 89.

Tabla 46*Tipos de vigas del edificio del MAG*

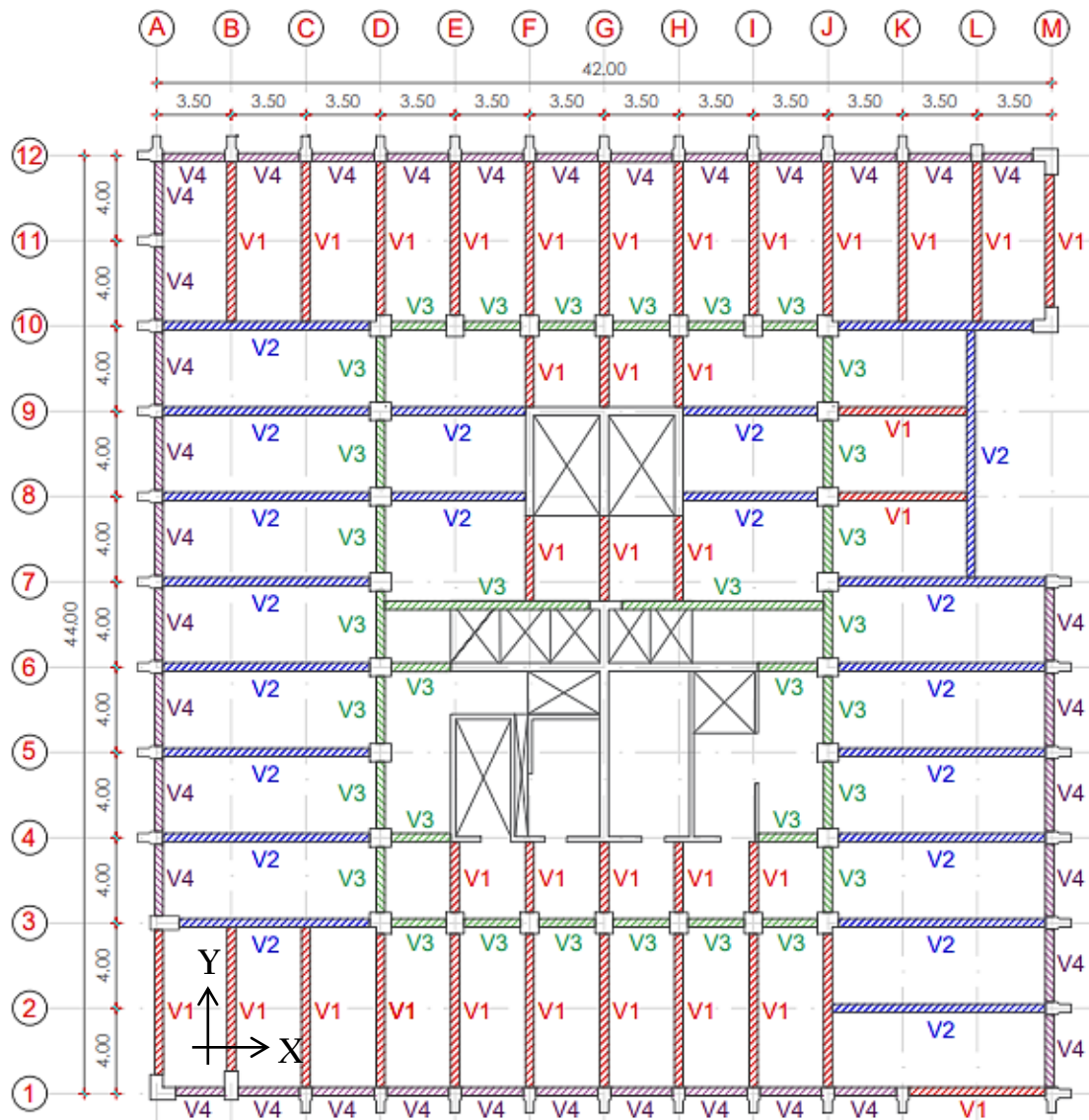
Tipo	Longitud máxima (m)	Dimensiones (m)
V1	7.50	
V2	10.00	
V3	3.15	
V4	3.15	

Como se puede apreciar en la Figura 89 y las secciones de la Tabla 46, las vigas de mayor dimensión (tipo V2) al desarrollarse en una luz máxima de 10m de longitud soportan un área cooperante de carga considerable, por tal motivo son las vigas de mayor altura en toda la estructura; por otro lado, las vigas de menor dimensión (tipo V4) se encuentran en el perímetro de la edificación, por lo tanto, soportan cargas de un solo lado de la losa, siendo esto lo que define la altura menor de todas las vigas de la estructura.

Es importante detallar al igual que en la base del edificio, la distribución de las vigas en la planta baja, mezzanine y pisos altos, ya que como se mencionó con anterioridad, éstas difieren en algunas características por su diseño en planta. En la Figura 90 se muestra la ubicación y distribución de las vigas en los pisos altos de acuerdo al tipo de la sección transversal de cada una.

Figura 90

Distribución de vigas – planta baja del edificio del MAG



Losas

La estructura del edificio del MAG presenta losas de hormigón armado alivianadas bidireccionales en la cubierta del cuarto de máquinas (último piso, N+61.10) y losas alivianadas unidireccionales y bidireccionales en el resto de los pisos del edificio, ver Figura 93. Las características principales de las losas de hormigón son las siguientes:

- Altura de 0.45m en todos los pisos,
- Carpeta de compresión de 0.15m,

- Nervios de 0.10m de ancho distribuidos en la dirección del lado más corto de la losa (losas unidireccionales) y nervios del mismo ancho distribuidos en sentido X y Y para losas bidireccionales, ver Figura 91, y
- Alivianamientos extraíbles de 0.50 x 0.50m, ver Figura 92.

Figura 91

Sección tipo de losas alivianadas unidireccionales y bidireccionales

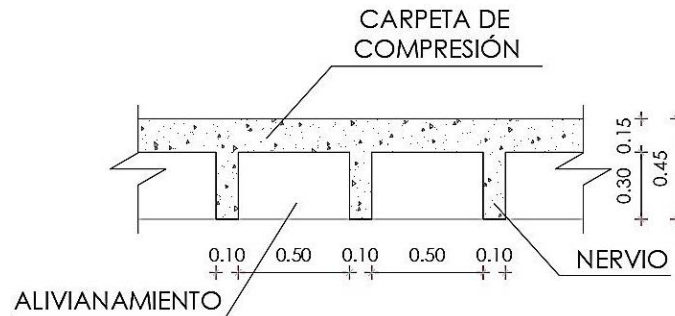
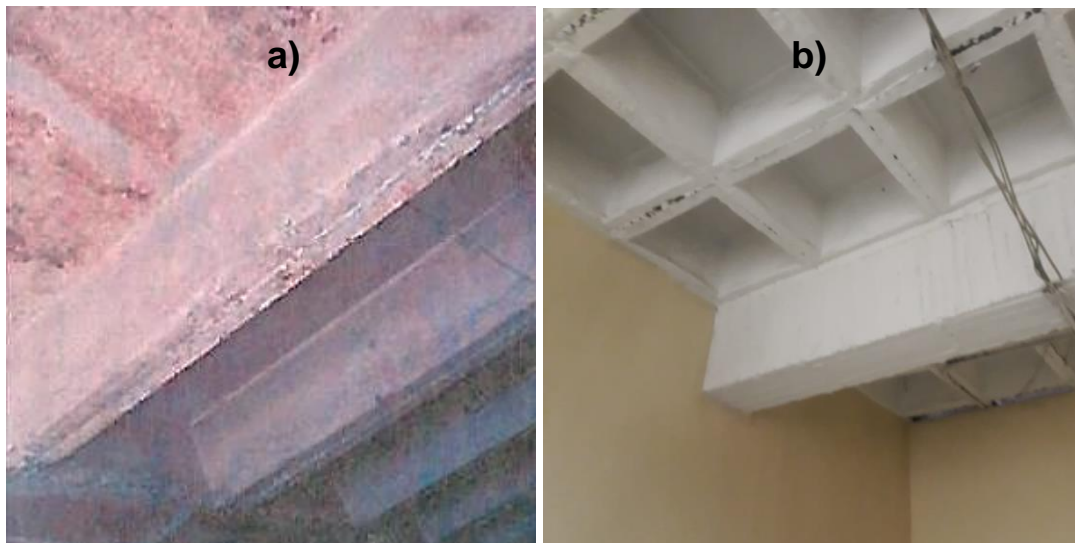


Figura 92

Nervios en losas alivianadas unidireccionales a) y bidireccionales b)

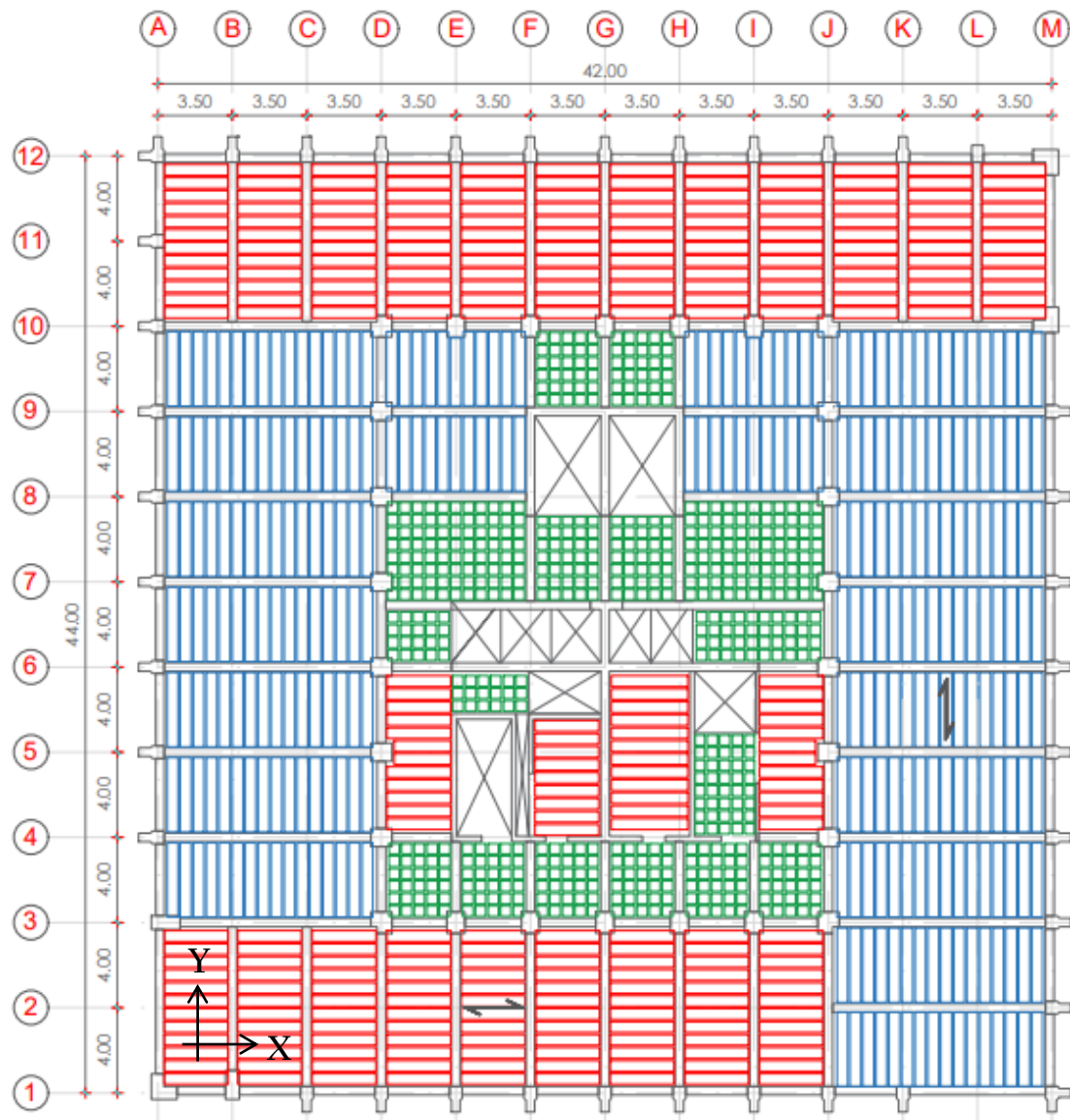


A continuación, se muestra la distribución de los nervios en las losas alivianadas tanto unidireccionales como bidireccionales en los subsuelos de la edificación, ver Figura 93. Las losas unidireccionales representadas de color rojo en dirección del eje X y de color azul en dirección del eje Y, por otro lado, las losas

bidireccionales son representadas de color verde en donde se puede evidenciar la dirección de los nervios en ambos sentidos (ejes X y Y).

Figura 93

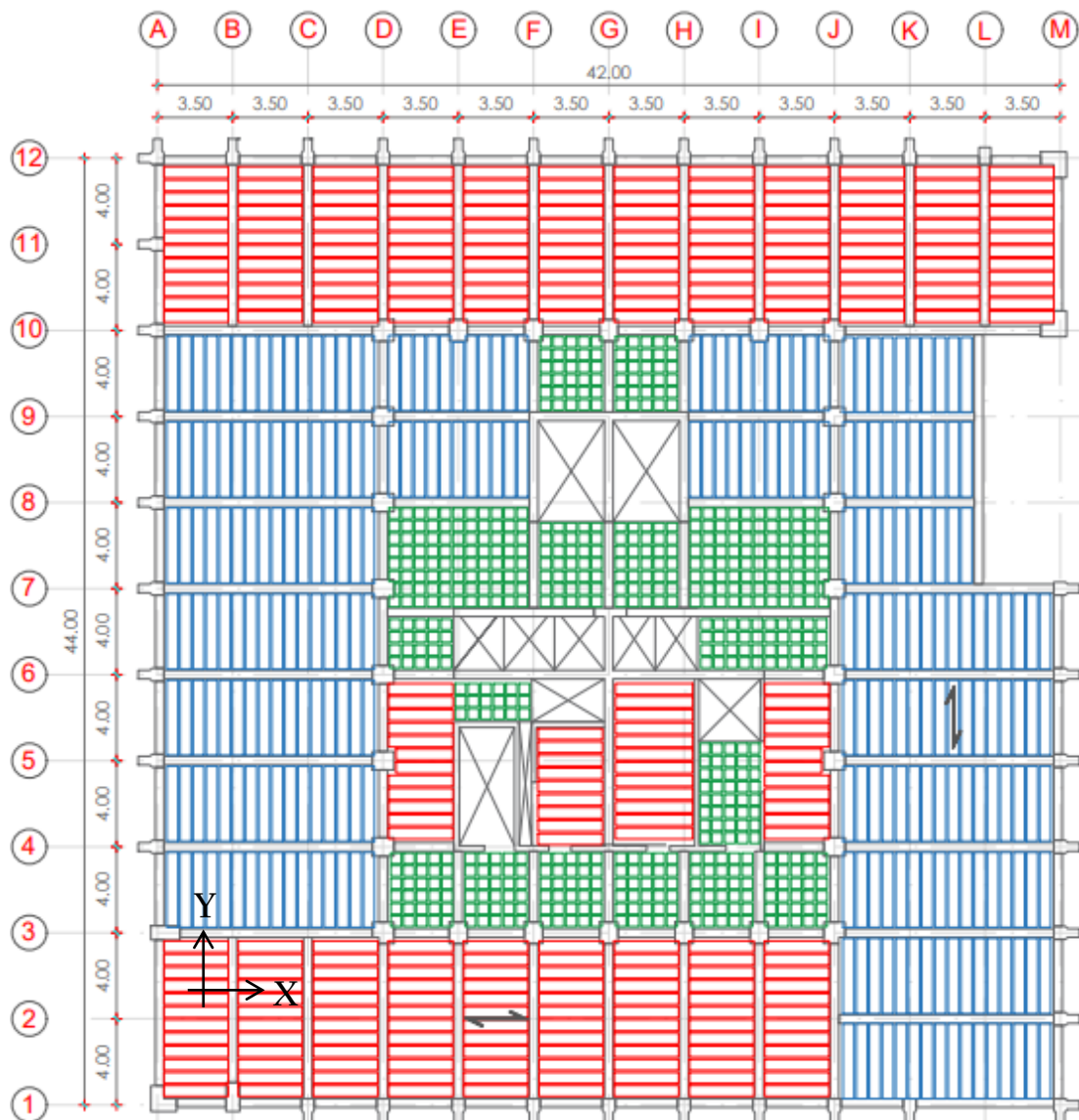
Distribución de nervios en losa – subsuelos del edificio del MAG



Así mismo, en la Figura 94 se muestra la distribución de los nervios en las losas alivianadas en la planta baja del edificio, manejando el mismo criterio mencionado anteriormente con respecto a la dirección de las losas, misma que se repite para el mezzanine y el resto de pisos altos.

Figura 94

Distribución de nervios en losa – pisos altos del edificio del MAG



Muros de corte

Los muros estructurales existentes en el edificio conforman el núcleo central de la estructura, esta configuración tiene como objetivo dar forma a los ductos de los ascensores y escaleras que dan acceso a todos los pisos.

Por otra parte, el subsuelo #2 al ser el único que soporta la presión del suelo, se localizan muros de corte en su perímetro, con excepción del lado sur del edificio ya que a este lado se encuentra adosado con un bloque de parqueaderos, ver Figura 95.

En la Figura 95 y

Figura 96, se nombran los muros estructurales de acuerdo a su espesor y longitud, en donde se han especificado muros de 4 espesores diferentes y longitudes variables de acuerdo a su ubicación, esto tanto en sentido X como en sentido Y.

Figura 95

Muros de corte en subsuelo #2 del edificio del MAG – sentido X

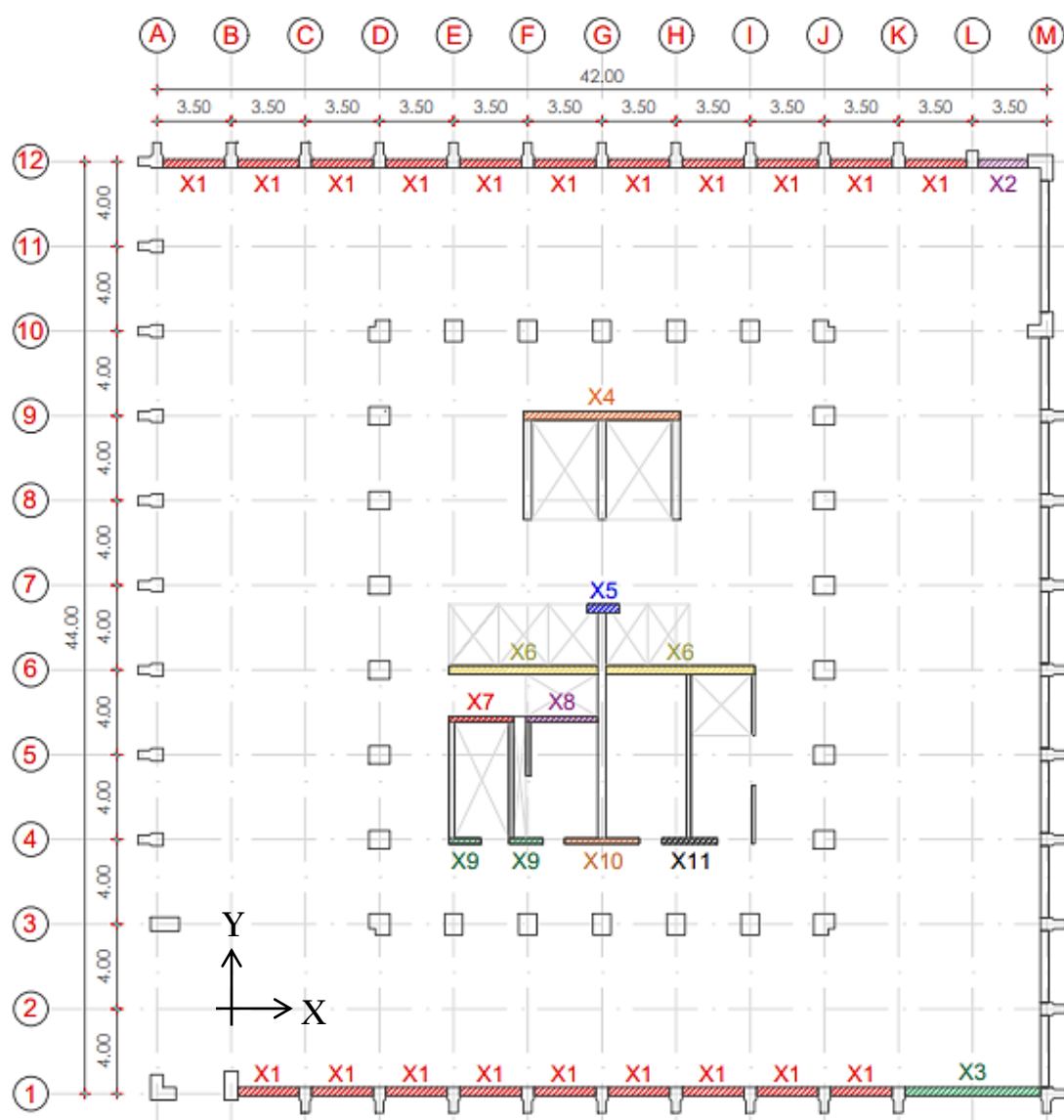
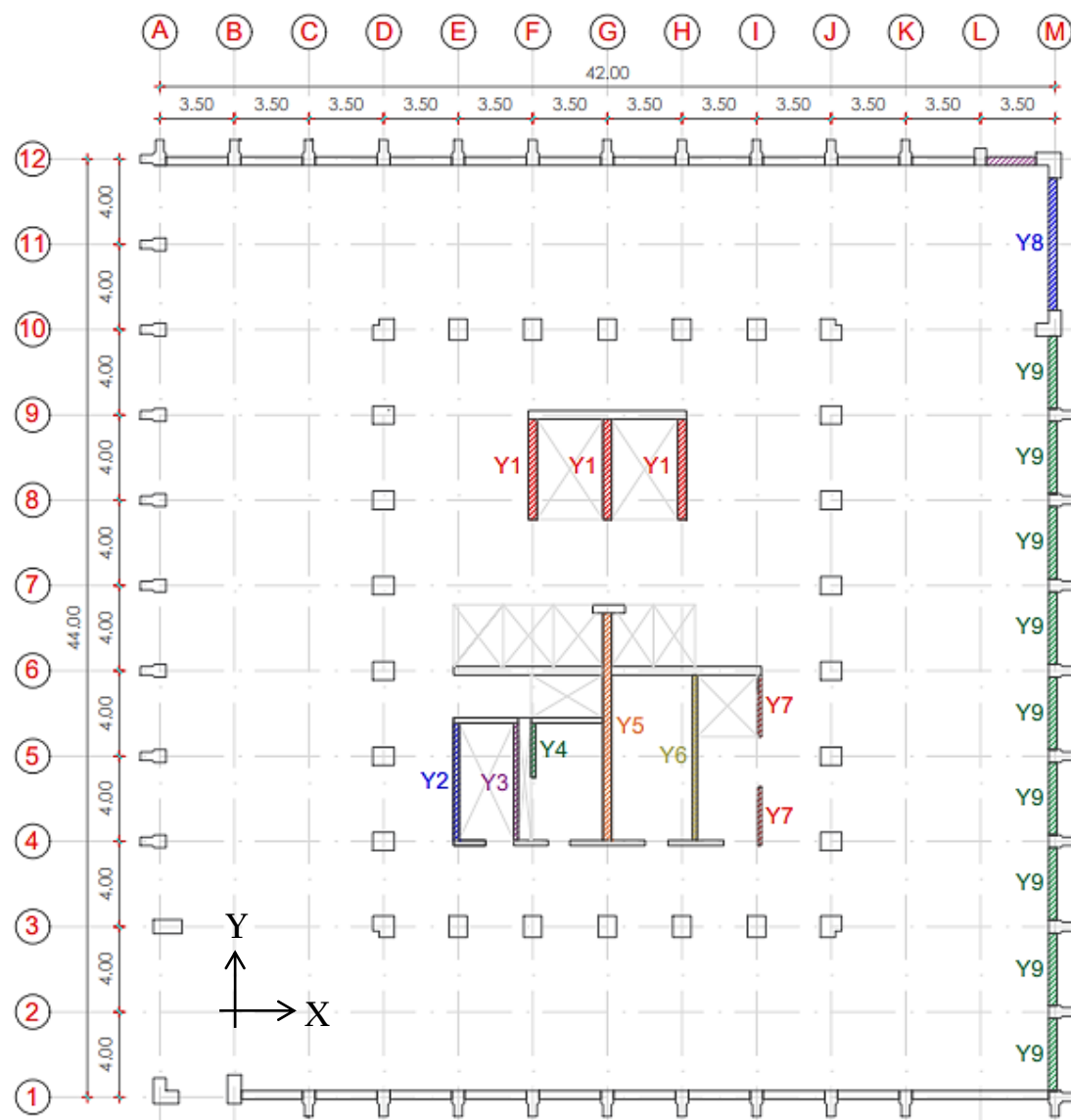


Figura 96

Muros de corte en subsuelo #2 del edificio del MAG – sentido Y



En la Tabla 47 se exponen las características principales (cantidad, longitud y espesor) de todos los muros estructurales existentes tanto en el sentido X como en Y de la estructura, según lo indicado en la Figura 95 y

Figura 96.**Tabla 47***Tipos de muros estructurales – sentido X y Y*

Tipo	Cantidad	Longitud (m)	Espesor (m)
Sentido X			
X1	20	2.90	0.40
X2	1	2.33	0.40
X3	1	6.40	0.40
X4	1	7.40	0.40
X5	1	1.55	0.40
X6	2	7.00	0.40
X7	1	3.00	0.25
X8	1	3.35	0.25
X9	2	1.50	0.25
X10	1	3.50	0.25
X11	1	2.60	0.25
Sentido Y			
Y1	3	4.70	0.40
Y2	1	5.50	0.25
Y3	1	5.50	0.20
Y4	1	2.55	0.20
Y5	1	10.70	0.40
Y6	1	7.75	0.20
Y7	2	2.90	0.15
Y8	1	6.20	0.40
Y9	9	3.40	0.40

Propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales usadas en los modelos no lineales corresponden a aquellas determinadas en los ensayos no destructivos ejecutados por el Laboratorio de Materiales de la PUCE en el año 2012 y empleados previamente en el modelo computacional elaborado por la Oficina de Proyectos del Ing. José Chacón Toral planteado con el tema de “Estudio de reforzamiento estructural del edificio del Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca - MAGAP” elaborado en septiembre del mismo año.

Las propiedades de los materiales se exponen en la Tabla 48:

Tabla 48

Propiedades de los materiales

Material	Propiedad	Valor	Unidad
Hormigón	Peso específico (γ)	0.0024	kgf/cm ³
	Módulo de elasticidad (E_c)	261684.93	kgf/cm ²
	Coefficiente de Poisson (μ)	0.20
	Resistencia a la compresión (f_c)	310	kgf/cm ²
Acero de refuerzo	Peso específico (γ)	0.00785	kgf/cm ³
	Módulo de elasticidad (E_s)	2038901.92	kgf/cm ²
	Esfuerzo de fluencia (f_y)	4200	kgf/cm ²

Cuantía de acero

En el caso particular del refuerzo en los elementos estructurales es usada la información proveniente del levantamiento estructural y evaluación de armaduras realizado por el Laboratorio de Materiales de la PUCE.

A continuación, se presentan los resultados de las mediciones de armadura en vigas, columnas y muros de corte.

- **Columnas**

La cuantía mínima de refuerzo vertical es 1%, en muchas secciones excede este valor. Las secciones de varillas longitudinales corresponden a diámetros entre 22 y 30 mm. El diámetro de los estribos, por lo general, es de 18 y 20 mm. La separación entre estribos es variable, siendo menor en la cabeza y pie de la columna, lo cual garantiza cierto comportamiento dúctil. La cantidad de estribos, en una misma sección, no ha sido definida por dificultades inherentes al procedimiento.

En general, se puede considerar que las columnas tienen una capacidad de carga proporcional a la mínima armadura de diseño, o sea, el 1% (Chacón, 2012).

- **Vigas**

Fueron determinadas las armaduras inferiores y los estribos en las vigas que unen los sistemas de muro de corte del núcleo de ascensores y de las gradas. Los resultados no son evidentes y se carece de información de las armaduras superiores. Los estribos son de 18 mm de diámetro, pero con separación uniforme (Chacón, 2012).

- **Muros de corte**

La mayor investigación se realizó en estos elementos en consideración de la necesidad de evaluar su capacidad al corte y ductilidad. En cuanto al espesor de los muros del sector de ascensores se hicieron mediciones que dieron como resultados valores del orden de 40 cm.

En cuanto a la armadura vertical, el diámetro generalmente es de 18 mm con separaciones de 20 cm, y la armadura horizontal de 12 mm de diámetro está ubicada a 20 y 30 cm de separación. Existen estribos en las cabezas de los muros sobre longitudes horizontales cortas que serían insuficientes para cumplir con la normativa actual. Algunos muros, si tienen cabezales de hormigón armado de espesores mayores que los de los muros, pero, así mismo, están insuficientemente reforzados (Chacón, 2012).

En forma general, para la modelación en el software de análisis estructural se ha asumido conservadoramente que dichos elementos contienen la cantidad mínima de acero dada por el código ACI 318-14; que corresponden a:

- Cuantía de refuerzo en vigas: 0.0033
- Cuantía de refuerzo en columnas: 0.01
- Cuantía de acero vertical en muros: 0.0012
- Cuantía de acero horizontal en muros: 0.0020

Patologías estructurales

La Patología estructural es el estudio metódico y ordenado del comportamiento irregular de una estructura o sus elementos cuando presenta algún tipo de falla o daño, producido por factores internos o externos que no garanticen su seguridad. Existen patologías congénitas, es decir, cuando la estructura nace con ellas, y hay patologías que la estructura adquiere durante su vida útil, causando así efectos negativos a la misma.

El edificio del MAG presenta las siguientes patologías:

- **Columnas esbeltas**

Se puede evidenciar que existen columnas esbeltas que deben ser tomadas en cuenta para el análisis estructural ya que este evento causa irregularidad en elevación, aumentando así la vulnerabilidad sísmica del edificio, ver Figura 97.

Figura 97

Columnas esbeltas en el edificio del MAG

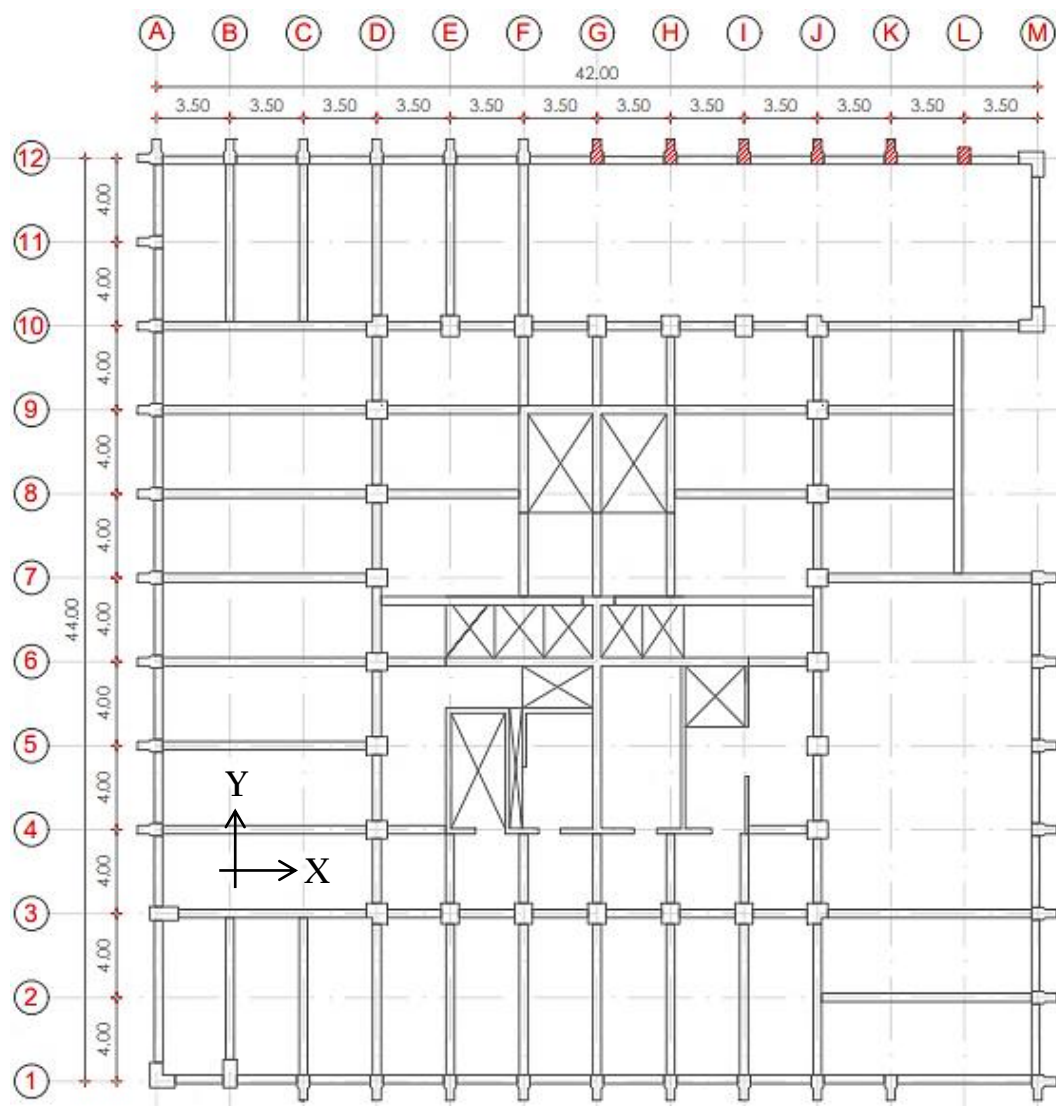


Se dice que una columna es esbelta si las dimensiones de su sección transversal son relativamente pequeñas en comparación con su longitud, evento que provoca la reducción de resistencia del mismo sujeto a compresión axial o a flexo-compresión.

En la Figura 98 se indica la ubicación de las columnas esbeltas existentes en la estructura (columnas G12, H12, I12, J12, K12 y L12), dichas columnas tienen una altura aproximada de 10.5 m, ver Figura 97, mismas que nacen desde el subsuelo #1 y terminan en la cubierta del mezzanine, es evidente que estas columnas solo forman pórticos con las vigas en el eje X, la problemática se encuentra en el otro sentido, ya que no existen vigas que soporten las cargas ante un evento sísmico generando así una vulnerabilidad sísmica alta.

Figura 98

Ubicación de columnas esbeltas – Mezzanine del edificio del MAG

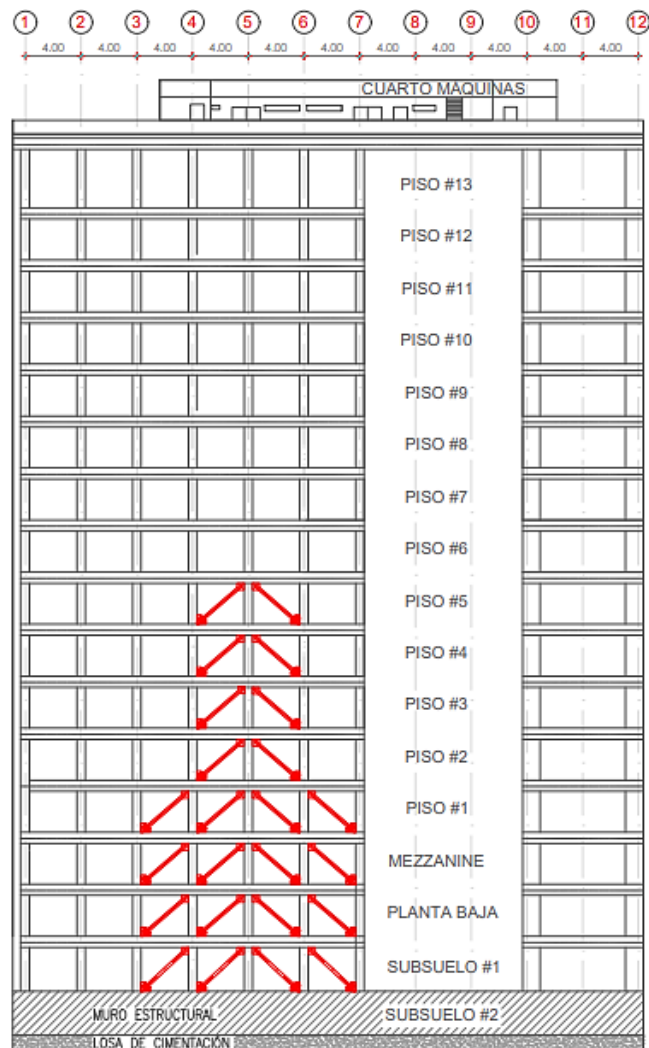


- Armadura en cabezas de muros de corte

El Ing. José Chacón Toral en su informe definitivo sobre el “Estudio de reforzamiento estructural del edificio del Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca - MAGAP”, menciona que: “El sistema de muros de corte al ser diseñado de acuerdo con la normativa de su época (1975), no ofrece las características de ductilidad y de capacidad de corte exigidas por la normativa sismo resistente actual, debido particularmente a la insuficiente armadura de refuerzo en las cabezas de los muros, hecho que se pudo comprobar durante la primera y ahora en la segunda investigación de materiales” (Chacón, 2012), por tal motivo en dicho informe se propone un reforzamiento estructural que tiene como objetivo, incrementar la capacidad sismo resistente del edificio y su desempeño durante eventos sísmicos probables, sin intervenir en los muros de corte, a través de la incorporación de disipadores de energía que reducirán la demanda sísmica y asegurarán un mejor desempeño. Los disipadores de energía consistirán en barras de acero diagonales, ubicadas en las fachadas del edificio, susceptibles a deformarse y capaces de modificar de forma positiva el comportamiento global del edificio. La propuesta de reforzamiento se muestra en la siguiente figura:

Figura 99

Propuesta de reforzamiento – edificio MAG fachada frontal norte



- **Características de los disipadores de energía utilizados**

La colocación de disipadores en forma de diagonales si bien mejora el comportamiento sísmico del edificio en general, también incrementa las fuerzas axiales en las columnas; bajo este razonamiento la capacidad de carga axial de los disipadores es determinada de tal manera de no sobrepasar la capacidad de carga axial de las columnas entre las cuales se coloca los disipadores. Las columnas perimetrales del edificio tienen una sección con un lado mayor de 120 cm y su ancho varía de 40 a 60 cm dentro de la misma sección. Usando la información obtenida del levantamiento estructural se determinó que la capacidad a carga axial de dichas columnas es de 900Tn aproximadamente. La capacidad de los disipadores para no sobrepasar este nivel deberá ser 100Tn. (Chacón, 2012)

- **Propuesta de reforzamiento estructural con disipadores**

Se propone la colocación en cuatro luces con disipadores en cada lado del edificio y en elevación ubicados desde el subsuelo #1 hasta el piso #5, ver Figura 99. Esta configuración está basada en tener un mismo número de disipadores que trabajen a tensión y a compresión en cada entrepiso. (Chacón, 2012)

Capítulo VI

Capacidad de Carga y Asentamientos

En este capítulo se presenta el cálculo de la distribución de esfuerzos verticales en el suelo generados debido a una carga puntual, aplicando la teoría de Boussinesq (1855) con el propósito de determinar secciones equivalentes de plintos aislados, dimensiones que sirven posteriormente para aplicar las ecuaciones correspondientes para el cálculo de la capacidad de carga última del suelo y la estimación de asentamientos.

Por otro lado, se realiza el cálculo de la capacidad portante del sistema suelo – cimentación utilizando las propiedades físicas y mecánicas del suelo expuestas en el Capítulo IV, tales como peso específico, cohesión, ángulo de fricción interna y módulo de Poisson del suelo. La capacidad de carga fue calculada mediante la

aplicación de ecuaciones empíricas desarrolladas por diferentes autores, específicamente empleando la teoría de Terzaghi (1943), J. Brinch Hansen (1961) y Vesic (1973), mismas que consideran diversos factores de corrección para obtener resultados más exactos.

Finalmente, se presenta detalladamente el cálculo de asentamientos totales y diferenciales que se generan en el suelo debido a las cargas transmitidas por la estructura mediante la aplicación del método de elementos finitos, técnica con la cual trabaja el software PLAXIS®, y complementariamente se comparan los resultados con los valores obtenidos de asentamientos empleando la fórmula mejorada de Mayne & Poulos (1999), misma que corrige los resultados a través de una serie de factores de influencia.

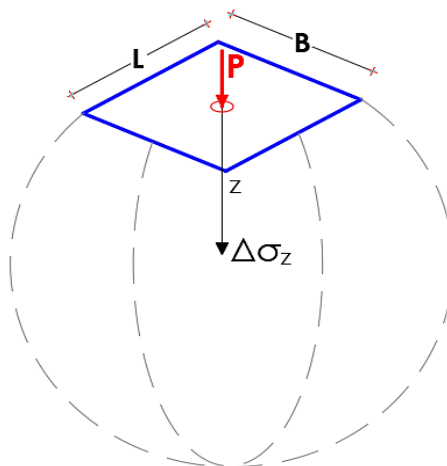
Distribución de esfuerzos en el suelo

Como ya se mencionó en el Capítulo III, apartado 0, sobre la teoría de la distribución de esfuerzos verticales establecida por Boussinesq en el año 1855, en donde se estipulan las particularidades y ecuaciones para cuantificar los esfuerzos verticales que se generan bajo una masa de suelo debido a la aplicación de una carga puntual ubicada en la superficie.

La aplicación que se le da a esta temática en el presente trabajo de investigación es útil para determinar una sección equivalente de un plinto o zapata aislada ya que el edificio presenta una losa de cimentación, es decir, sirve para establecer una sección mínima (base y largo), que sea capaz de disipar el 95% de la carga axial que transmite una columna hacia la cimentación, considerando la distribución de presiones verticales en el suelo, ver Figura 100.

Figura 100

Sección equivalente de plinto aislado por distribución de esfuerzos verticales



Nota: La sección equivalente del plinto aislado es cuadrada ya que los esfuerzos verticales se presentan de forma esférica (bulbo de presiones) por lo que la base y el largo son iguales.

Dichas secciones equivalentes son utilizadas para el cálculo de la capacidad de carga última del suelo y la estimación de asentamientos totales y diferenciales que se generan en el suelo debido a las cargas transmitidas por la estructura de análisis mediante la aplicación de la fórmula mejorada propuesta por Mayne & Poulos (1999).

Para dicho efecto es necesario conocer las cargas axiales de servicio que se generan debido al peso de la estructura del edificio del MAG; cabe recalcar que la (NEC-SE-GC, 2015) menciona que “se deben considerar las cargas muertas de servicio y el 50% de las cargas vivas máximas para el cálculo del asentamiento promedio total que experimenta la cimentación de una estructura”. Dicho esto las cargas axiales que se obtuvieron considerando lo que dicta la normativa vigente (1D+0.5L), se muestran en la Tabla 49.

Tabla 49

Cargas axiales en columnas para 1D+0.5L

Cargas axiales en columnas 1D+0.5L (Tnf)													
Eje	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
12	379.0	325.0	416.0	411.7	395.5	376.5	356.9	357.8	364.4	381.4	401.2	195.1	582.6
11	317.7
10	545.9	796.9	562.5	493.1	470.2	482.6	540.8	763.6	664.6
9	534.6	749.0	738.0	79.3

8	526.3	770.3	758.2	77.9
7	522.2	717.9	708.1	529.9
6	519.8	602.8	574.9	495.2
5	519.0	599.4	595.4	492.5
4	532.7	606.9	625.5	494.7
3	685.5	759.4	547.0	517.9	511.4	522.4	573.6	780.5	504.6
2	413.0
1	343.4	596.4	372.5	411.4	404.0	400.8	400.5	402.8	412.6	453.3	392.2	586.6

Nota: Las cargas axiales mostradas en esta tabla se obtuvieron del modelo realizado en el software de análisis estructural ETABS®.

Para el cálculo tanto de esfuerzos verticales como de asentamientos elásticos se toman en cuenta solo las cargas axiales de las columnas más críticas, ya que estas generan los valores máximos en ambos casos. Las cargas axiales críticas seleccionadas son las siguientes (valores en negrita de la Tabla 49):

- Columna central: D10 = 796.9 Tnf,
- Columna perimetral: A3 = 685.5 Tnf, y
- Columna esquinera: M1 = 586.6 Tnf.

El caso más crítico de las tres columnas seleccionadas es evidentemente la carga axial generada por la columna central "D10", debido al área cooperante que soporta de todos los pisos del edificio, misma que es transmitida al suelo a través de la cimentación.

Como se mencionó con anterioridad, la sección equivalente calculada del plinto aislado debe ser capaz de disipar el 95% de la carga generada por la columna D10, para tal efecto, el valor del esfuerzo vertical es de 39.85 T/m².

A continuación, se indican los valores de esfuerzos verticales generados por la columna D10, aplicando la Ecuación 45 y Ecuación 46 de acuerdo a la distancia horizontal al punto de aplicación de la carga puntual y la profundidad del suelo, ver Tabla 50.

Tabla 50

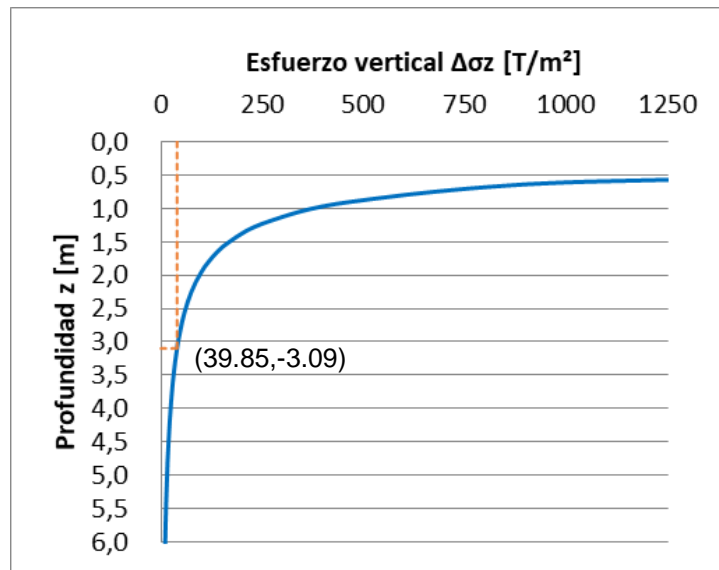
Esfuerzos verticales generados en la columna D10

		Distancia horizontal al punto de aplicación de la carga puntual "r" [m]									
		0.00	0.29	0.58	0.87	1.16	1.44	1.73	2.02	2.31	2.60
Profundidad "z" [m]	0.31	3985.5	828.99	92.98	17.03	4.59	1.60	0.66	0.31	0.16	0.09
	0.46	1771.3	779.78	169.95	41.33	12.67	4.72	2.04	0.99	0.52	0.29
	0.62	996.37	607.93	207.25	65.74	23.25	9.38	4.26	2.12	1.15	0.66
	0.77	637.68	459.72	210.01	83.18	33.81	14.88	7.13	3.69	2.04	1.20
	0.93	442.83	351.25	194.95	92.11	42.49	20.36	10.33	5.56	3.17	1.89
	1.08	325.35	273.85	173.68	94.15	48.47	25.16	13.52	7.59	4.45	2.72
	1.24	249.09	218.08	151.98	91.67	51.81	28.94	16.43	9.61	5.81	3.63
	1.39	196.81	177.08	132.17	86.64	52.96	31.58	18.88	11.49	7.17	4.59
	1.55	159.42	146.30	114.93	80.45	52.50	33.16	20.79	13.15	8.45	5.55
	1.70	131.75	122.70	100.23	73.93	50.95	33.84	22.16	14.53	9.62	6.46
	1.85	110.71	104.26	87.81	67.55	48.74	33.82	23.03	15.60	10.62	7.30
	2.01	94.33	89.62	77.33	61.56	46.16	33.27	23.46	16.39	11.46	8.06
	2.16	81.34	77.82	68.46	56.06	43.42	32.35	23.54	16.92	12.12	8.70
	2.32	70.85	68.17	60.94	51.08	40.67	31.19	23.33	17.21	12.61	9.24
	2.47	62.27	60.20	54.52	46.61	38.00	29.88	22.92	17.30	12.95	9.67
	2.63	55.16	53.53	49.02	42.60	35.44	28.49	22.34	17.23	13.16	10.00
2.78	49.20	47.90	44.27	39.03	33.04	27.08	21.66	17.03	13.24	10.23	
2.94	44.16	43.11	40.16	35.83	30.81	25.68	20.91	16.73	13.22	10.38	
3.09	39.85	39.00	36.57	32.98	28.73	24.32	20.11	16.35	13.13	10.46	
3.24	36.15	35.44	33.44	30.43	26.82	23.00	19.30	15.91	12.96	10.44	
3.40	32.94	32.35	30.67	28.14	25.06	21.75	18.48	15.44	12.74	10.41	

Si ubicamos en la Tabla 50 el valor del esfuerzo vertical de 39.85 T/m² justo en el punto de aplicación de la carga ($r = 0$), se puede evidenciar la profundidad a la que se disipa el 95% de la carga generada por la columna D10, cuyo valor es de 3.10 m de profundidad aproximadamente. En la Figura 101 se puede apreciar de mejor forma lo anteriormente expuesto.

Figura 101

Curva esfuerzo vertical – profundidad para $r = 0$ (columna D10)



Por otro lado, para determinar la sección equivalente del plinto aislado se debe tomar en cuenta la profundidad determinada anteriormente y los esfuerzos máximos en cada intervalo de distancia horizontal al punto de aplicación de la carga puntual “r” (valores sombreados de color rojo de la Tabla 50); a la profundidad de 3.09 m se genera un esfuerzo vertical de 10.46 T/m^2 mismo que corresponde al valor máximo de $r = 2.60$ m, esta distancia es la que determina la sección del plinto aislado, valor que debe ser duplicado ya que se está analizando solo el lado derecho del bulbo de presiones, por lo tanto, la base y largo del plinto quedarían definidas de 5.20 x 5.20 m.

Esta sección se puede comprobar calculando el área de fundación de un plinto aislado aplicando la siguiente ecuación:

$$A^F = \frac{P}{\sigma_s} \quad \text{Ecuación 141}$$

Dónde:

A^F = Área de fundación del plinto aislado,

P = Carga axial transmitida por la columna, y

σ_s = Capacidad portante del suelo.

Aplicando la Ecuación 141 con los datos obtenidos previamente, se tiene:

$$A^F = \frac{796.9 T}{29.19 T/m^2} = 27.30 m^2$$

Debido a que el ancho y la base del plinto aislado son iguales, se aplica una raíz cuadrada al valor del área de fundación, obteniendo lo siguiente:

$$B = L = \sqrt{27.30 m^2} = 5.22 m$$

Así mismo, para obtener las secciones equivalentes de plintos aislados para las columnas M1 y A3 se aplica el mismo procedimiento. En la Tabla 51 se indican los resultados.

Tabla 51

Secciones equivalentes de plintos aislados para columnas críticas

Columna	Carga axial (Tnf)	Base (m)	Largo (m)
D10	796.9	5.20	5.20
A3	685.5	4.70	4.70
M1	586.6	4.20	4.20

Capacidad de carga del sistema suelo – cimentación

Como ya se explicó en el apartado 0 de este trabajo de investigación para definir la capacidad portante del suelo, se debe reconocer el tipo de cimentación (superficial o profunda), y conocer las propiedades físicas y mecánicas del suelo. Adicionalmente se debe conocer la profundidad de desplante, las dimensiones de la cimentación y la carga transmitida por la edificación.

La cimentación del edificio del MAG es una losa de cimentación flexible con dimensiones de 43 m de ancho, 45 m de largo y 1.10 m de espesor.

Aplicando la Ecuación 48, la losa de cimentación se clasifica como una cimentación superficial.

$$\frac{D_f}{B} = \frac{4.25}{44} = 0.1$$

$$0.1 \leq 4 \text{ (Cimentación superficial)}$$

Debido a que la losa de cimentación es flexible, la carga de servicio actuante ($1D + 1L$) en la base de las columnas tendrán un área de influencia ($B \times L$), estas dimensiones se obtienen con la aplicación de la teoría de Boussinesq cuando el 95% de la carga actuante es disipada. Se analiza la capacidad de carga última y neta del sistema suelo – cimentación (q_u y q_{neta}), sobre un modelo de plinto aislado con secciones simétricas.

La carga actuante crítica de la estructura se genera en la columna D10 con una carga de servicio de 930.86 Tonf, con este valor se calculan las dimensiones B y L del plinto aislados.

Tabla 52

Datos para el cálculo de la capacidad de carga

Parámetro	Valor	Unidad
Cohesión (c)	2.85	T/m ²
Ángulo de fricción (ϕ)	13.35	°
Profundidad de desplante (D_f)	4.25	m
Peso específico (γ)	1.90	T/m ³
Dimensión de la cimentación (B=L)	5.40	m
Ángulo de la carga proyectada (θ)	0.00	°
Ángulo de la pendiente del terreno fuera de la base (β)	0.00	°
Angulo de inclinación del cimiento (ϑ)	0.00	°
Factor de seguridad (FS)	3.00

Nota: Para el cálculo de la capacidad de carga admisible el (FS) empleado es igual a 3 debido a las recomendaciones mencionadas en el apartado 0.

A continuación, se presenta el cálculo de la capacidad de carga del sistema suelo – cimentación por las teorías de: Terzaghi, J. Brinch Hansen y Vesic mencionadas en el apartado 0:

Terzaghi (1943)

Tabla 53

Capacidad de carga del sistema suelo – cimentación (Terzaghi)

Parámetro	Valor	Unidad
-----------	-------	--------

Coeficiente de presión pasiva ($K_{P\gamma}$)	1.60
Esfuerzo geoestático en el desplante ($q = q_{ob}$)	8.08	[T/m ²]
Factores de capacidad de carga		
N_γ	0.082
N_q	3.764
N_c	11.648
$q_u = 1.3 c N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma - q_{ob}$		
Capacidad de carga última (q_u)	65.81	[T/m ²]
$q_{neta} = q_u / FS$		
Capacidad de carga neta admisible (q_{neta})	21.94	[T/m ²]

J. Brinch Hansen (1961)

Tabla 54

Capacidad de carga del sistema suelo – cimentación (Brinch Hansen)

Parámetro	Valor	Unidad
Esfuerzo geoestático en el desplante ($q = q_{ob}$)	8.08	[T/m ²]
$H_B = q \sin \theta ; V = q \cos \theta$		
Componente de carga horizontal (H_B)	0	[T/m ²]
Componente de carga vertical (V)	8.08	[T/m ²]
Factores de capacidad de carga		
N_γ	0.845
N_q	3.373
N_c	10.00
Factores de forma		
s_γ	0.600
s_q	1.231
s_c	1.337
Factores de profundidad		
d_γ	1.00
d_q	1.221
d_c	1.315
Factores de inclinación de carga		
i_γ	1.00
i_q	1.00
i_c	1.00
$q_u = c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma - q_{ob}$		

Parámetro	Valor	Unidad
Capacidad de carga última (q_u)	85.57	[T/m ²]
$q_{neta} = q_u/FS$		
Capacidad de carga neta admisible (q_{neta})	28.52	[T/m ²]

Vesic (1973)

Tabla 55

Capacidad de carga del sistema suelo – cimentación (Vesic)

Parámetro	Valor	Unidad
Esfuerzo geoestático en el desplante ($q = q_{ob}$)	8.08	[T/m ²]
$H_B = q \sin \theta ; V = q \cos \theta$		
Componente de carga horizontal (H_B)	0	[T/m ²]
Componente de carga vertical (V)	8.08	[T/m ²]
Factores de capacidad de carga		
N_γ	2.076
N_q	3.373
N_c	10.00
Factores de forma		
s_γ	0.600
s_q	1.237
s_c	1.337
Factores de profundidad		
d_γ	1.00
d_q	1.221
d_c	1.315
Factores de inclinación de carga		
d_γ	1.00
d_q	1.00
d_c	1.00
Factores de inclinación del terreno		
g_γ	1.00
g_q	1.00
g_c	1.00
Factores de inclinación de la cimentación		
b_γ	1.00
b_q	1.00
b_c	1.00

Parámetro	Valor	Unidad
$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma - q_{ob}$		
Capacidad de carga última (q_u)	89.57	[T/m ²]
$q_{neta} = q_u / FS$		
Capacidad de carga neta admisible (q_{neta})	29.86	[T/m ²]

Tabla 56

Tabla resumen de los valores de q_u y q_{neta}

Autor / Publicación	q_u (T/m ²)	q_{neta} (T/m ²)
Terzaghi (1943)	65.81	21.94
Vesic (1973)	85.57	28.52
J. Brinch Hansen (1961)	89.57	29.86

Es preciso hacer una correlación de los resultados obtenidos de la capacidad de carga de Vesic y J. Brinch Hansen ya que son semejantes y consideran más factores de corrección en la formula general de cada autor. Entonces, se puede concluir que el suelo en donde está cimentado el edificio del MAG tiene una capacidad de carga última de 87.57 T/m² y una capacidad de carga neta admisible de 29.19 T/m².

Asentamientos

Para la estimación de los asentamientos totales en este trabajo de investigación, no se consideran los asentamientos por consolidación primaria y secundaria, puesto que, de acuerdo con los sondeos realizados, no existen arcillas orgánicas saturadas sobre el sitio de análisis, es decir, no existe un nivel freático en las perforaciones ejecutadas en campo. Dicho esto, los asentamientos totales están constituidos solamente por los asentamientos elásticos que se calculan a continuación.

Cálculo de asentamientos por Mayne & Poulos

De acuerdo a lo mencionado en el apartado 0 del Capítulo III de este trabajo de investigación, sobre la fórmula mejorada propuesta por Mayne y Poulos en el año

1999, determinada para calcular el asiento elástico sobre materiales granulares, producido bajo el centro de una zapata aislada rectangular de dimensiones $B \times L$, situada a una determinada profundidad sobre un suelo cuya rigidez varía linealmente con la profundidad hasta llegar a un estrato rígido (basándose únicamente en la Teoría de la Elasticidad), corrigiendo sus resultados a través de una serie de factores de influencia establecidos experimentalmente.

Como se mencionó en el apartado anterior de este capítulo, se calculan los asentamientos elásticos para las tres columnas que transmiten las cargas axiales más altas generadas por la estructura aplicando la Ecuación 99.

En la Tabla 57 se indican los parámetros que influyen en el cálculo y en

Tabla 58 se muestran los resultados de la estimación de los asentamientos elásticos específicamente en las columnas D10, A3 y M1.

Tabla 57

Propiedades de los materiales

Propiedades de los materiales		
Espesor de la losa de cimentación (t)	[m]	1.10
Módulo de elasticidad del suelo (E_o)	[kN/m ²]	5591.75
Módulo de elasticidad del hormigón (E_f)	[kN/m ²]	25660000
Módulo de Poisson (μ_s)	0.35
Profundidad de desplante (D_f)	[m]	4.25
Profundidad del estrato compresible	[m]	4.00

Tabla 58

Asentamientos elásticos por Mayne & Poulos

Asentamientos elásticos por Mayne & Poulos				
Columna	 [#]	D10	A3	M1
Carga	[Tonf]	796.9	685.5	586.6
Base de la cimentación (B)	[m]	5.20	4.70	4.20
Largo de la cimentación (L)	[m]	5.20	4.70	4.20
Sobrecarga generada por la estructura (q_o)	[kN/m ²]	294.75	310.32	332.54
Diámetro equivalente (B_e)	[m]	5.87	5.30	4.74

Asentamientos elásticos por Mayne & Poulos				
Columna	[#]	D10	A3	M1
Relación H/Be	0.68	0.75	0.84
Módulo de Gibson (β)	0.45	0.42	0.40
Módulo de incremento de rigidez (K)	...	2117.48	2510.08	2949.34
Factor de influencia para la variación de Es con la profundidad (I_e)	0.468	0.454	0.445
Factor de corrección por rigidez de la cimentación (I_F)	0.786	0.786	0.786
Factor de corrección por empotramiento de la cimentación (I_E)	0.907	0.902	0.898
Asentamiento elástico (Se)	[mm]	90.56	83.24	77.59

Cálculo de asentamientos por elementos finitos

En este apartado se presentan los resultados de los modelos realizados en el software computacional de análisis geotécnico PLAXIS® 2D (versión 8.2), además se realizan un conjunto de comparaciones de los resultados entregados con la aplicación del método de elementos finitos versus los asentamientos elásticos obtenidos con la ecuación de Mayne & Poulos (1999).

Para tal efecto, se toma en cuenta los tres ejes de la estructura más críticos, es decir, los ejes que soportan las cargas axiales más altas que se transmiten desde columnas de la estructura hacia la cimentación, por lo tanto, los ejes seleccionados son: en sentido X, el eje 10 y en sentido Y, los ejes J y M.

A continuación se muestran los valores de los parámetros de entrada de los materiales en el software computacional, tanto las propiedades del suelo (arena limosa) como del hormigón que conforma la losa de cimentación, parámetros que son iguales para el modelamiento de los tres ejes de análisis.

Parámetros de entrada (input)

- **Suelo**

Para definir los valores de entrada sobre las propiedades del suelo se hace referencia a la Tabla 40 del capítulo IV de este trabajo de investigación, en donde

constan los resultados de los ensayos triaxiales. En la ventana de entrada de los parámetros del suelo se ingresó la siguiente información:

Tabla 59

Propiedades del suelo – Arena limosa

Suelo: Arena limosa		
Modelo	Mohr - Coulomb	
Tipo de material	Drenado	
Peso específico seco (γ_s)	[T/m ³]	1.49
Peso específico saturado (γ_{sat})	[T/m ³]	1.90
Módulo de elasticidad (E)	[kg/cm ²]	57.02
Coefficiente de Poisson (μ)	0.35
Cohesión (c)	[kg/cm ²]	0.285
Ángulo de fricción interna (ϕ)	[°]	13.35
Ángulo de dilatación (ψ)	[°]	0.00

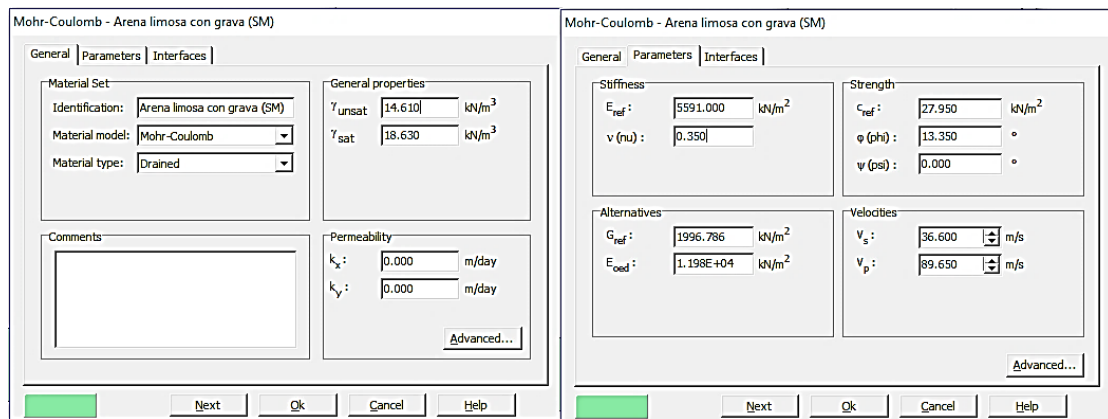
El modelo de Mohr – Coulomb se utiliza como una primera aproximación al comportamiento no lineal del suelo en general, y el tipo de material drenado se usa para situaciones donde el suelo se somete a cargas lentas.

En la ventana de entrada del software sobre el suelo, se ingresaron los valores mostrados en la Tabla 59, con su respectiva conversión de unidades, ver

Figura 102. El resto de parámetros se calculan automáticamente.

Figura 102

Ventana de entrada - Parámetros del suelo



- **Losa de hormigón**

Así mismo, para definir los valores de entrada sobre las propiedades del hormigón de la losa de cimentación es necesario saber la resistencia a la compresión del hormigón ($f'c = 310 \text{ kg/cm}^2$). En la ventana de entrada de los parámetros del hormigón se ingresó la siguiente información:

Tabla 60

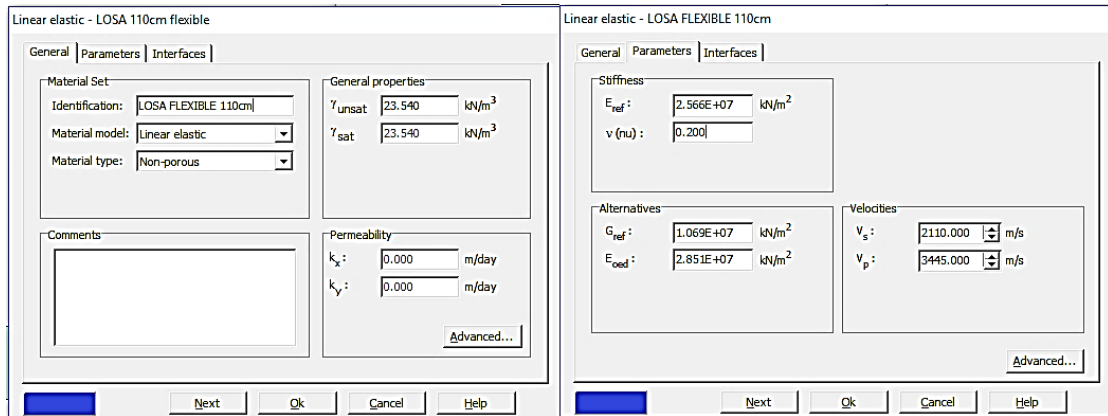
Propiedades del hormigón – $f'c = 310 \text{ kg/cm}^2$

Hormigón: Losa flexible h = 110cm		
Modelo	Elástico lineal	
Tipo de material	No poroso	
Peso específico seco (γ_s)	[T/m ³]	2.40
Módulo de elasticidad (E)	[kg/cm ²]	261684.93
Coefficiente de Poisson (μ)	0.20

En la ventana de entrada del programa sobre el hormigón, se ingresaron los valores mostrados en la Tabla 60, con su respectiva conversión de unidades, ver Figura 103. El resto de parámetros se calculan automáticamente.

Figura 103

Ventana de entrada - Parámetros del hormigón



Reporte de resultados (output)

Este subprograma del PLAXIS® entrega todos los resultados obtenidos luego de efectuar debidamente los pasos previos requeridos para su análisis.

- **Eje 10**

Una vez ingresadas las propiedades de los materiales, se crea la malla de elementos finitos para representar la Interacción suelo – cimentación, ver

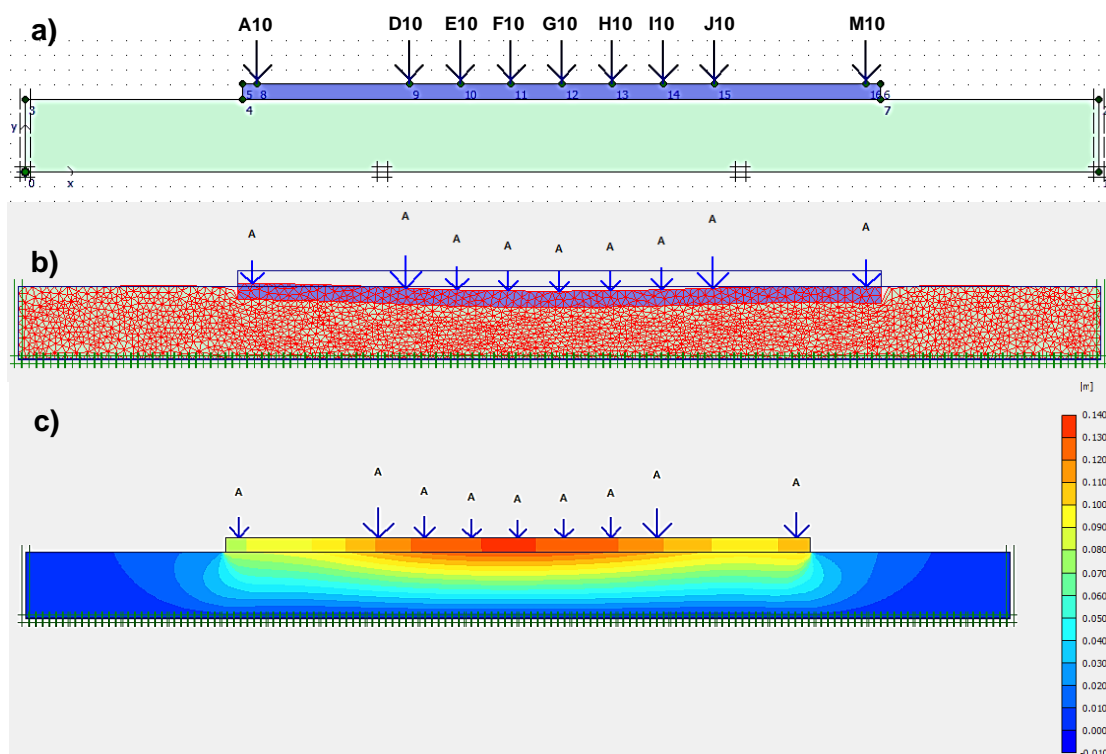
Figura 104b, misma que se modela como una viga de cimentación debido a que el programa solo permite la modelación bidimensional. En el modelo creado se ingresan los valores de las cargas verticales que actúan sobre el eje 10 con su respectiva magnitud y ubicación, mismas que deben estar en unidades de [kN/m] debido a que solo se modela la sección longitudinal de la viga (longitud y altura), para tal efecto, se dividen las cargas verticales para el ancho cooperante del eje en análisis (4 m para el eje 10).

Al correr el programa se obtienen los reportes de asentamientos que se muestran en la

Figura 104 y en la Tabla 61.

Figura 104

Modelamiento en PLAXIS - eje 10



Nota: Modelamiento sistema suelo – cimentación a), malla de elementos finitos con tendencia de deformación b) y rango de asentamientos c).

Tabla 61

Asentamientos totales y diferenciales - eje 10

Columna	Carga axial (Tonf)	Cargas PLAXIS (kN/m)	Asentamiento total (cm)	Asentamiento diferencial (cm)
A10	545.9	1338.82	7.57
D10	796.9	1954.40	10.29	2.72
E10	562.5	1379.53	11.31	1.02
F10	493.1	1209.33	11.82	0.51
G10	470.2	1153.17	11.97	0.15
H10	482.6	1183.58	11.73	0.24
I10	540.8	1326.31	11.22	0.51
J10	763.6	1872.73	10.29	0.93
M10	664.6	1629.93	9.52	0.77

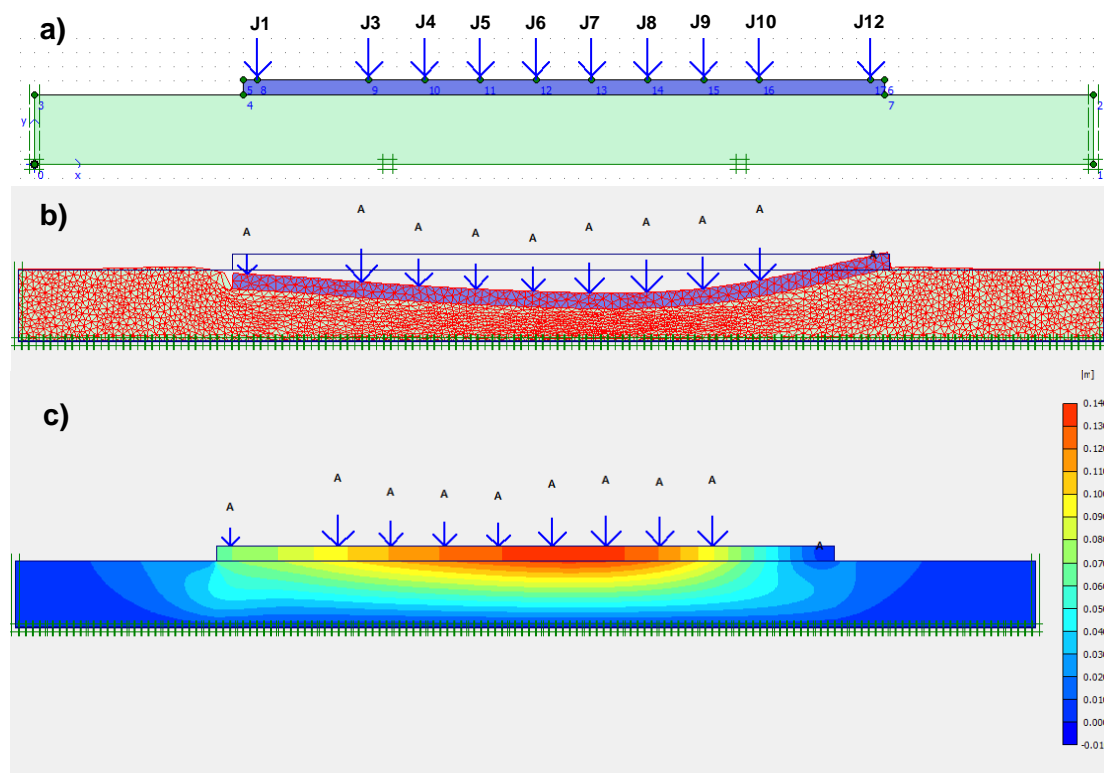
Nota: De acuerdo a la Tabla 24 sobre asentamientos diferenciales admisibles en edificios, el valor máximo en arenas es de 3.5 cm, al comparar los valores de la Tabla 61 se puede apreciar que todos los valores de asentamientos se encuentran dentro del rango.

- **Eje J**

Del mismo modo que para el eje 10, se sigue el mismo procedimiento para el análisis de asentamientos que se generan debido a las cargas en el eje J, el ancho cooperante del eje es de 3.50 m. Los resultados se muestran a continuación:

Figura 105

Modelamiento en PLAXIS - eje J



Nota: Modelamiento sistema suelo – cimentación a), malla de elementos finitos con tendencia de deformación b) y rango de asentamientos c).

Tabla 62

Asentamientos totales y diferenciales - eje J

Columna	Carga axial (Tonf)	Cargas PLAXIS (kN/m)	Asentamiento total (cm)	Asentamiento diferencial (cm)
J12	381.4	1069.01	5.95

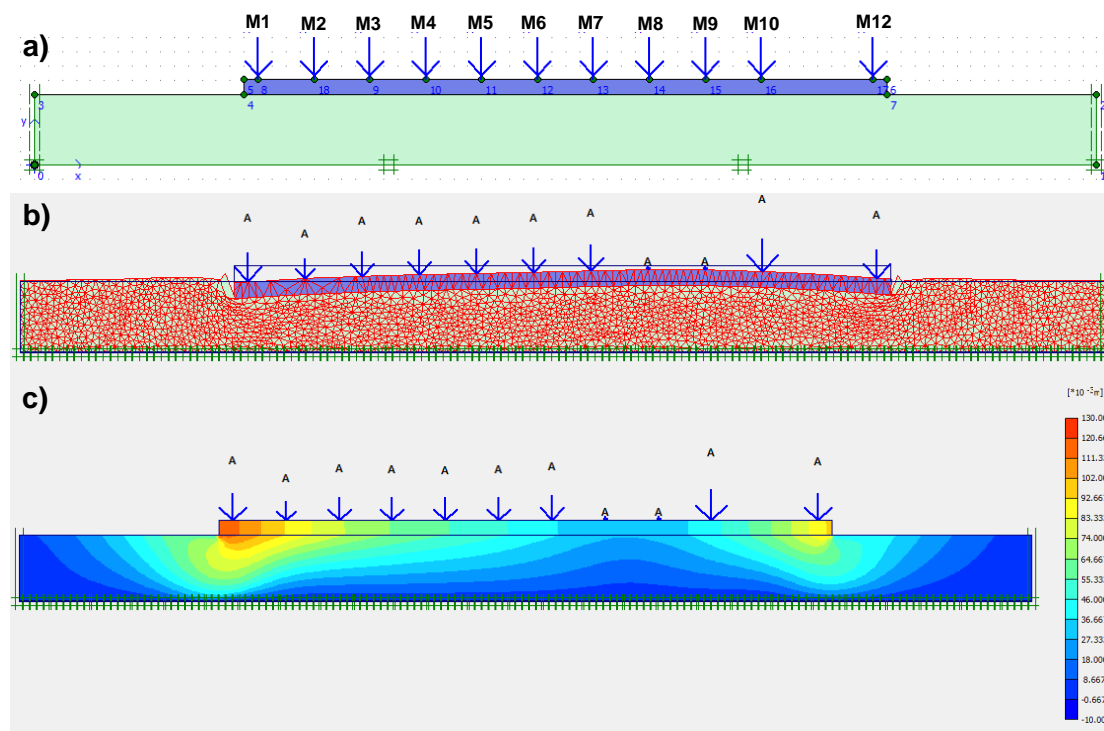
Columna	Carga axial (Tonf)	Cargas PLAXIS (kN/m)	Asentamiento total (cm)	Asentamiento diferencial (cm)
J10	763.6	2140.26	7.74	1.79
J9	738.0	2068.51	10.20	2.46
J8	758.2	2125.13	11.31	1.11
J7	708.1	1984.70	11.48	0.17
J6	574.9	2227.99	10.96	0.52
J5	595.4	1668.82	10.28	0.68
J4	625.5	1753.19	9.44	0.84
J3	780.5	2187.63	8.25	1.19
J1	453.3	1270.54	7.31	0.94

- Eje M

Por último, aplicando el mismo procedimiento que los ejes anteriores se realiza el análisis de asentamientos que se generan debido a las cargas en el eje M, el ancho cooperante del eje es de 5.25 m. Los resultados se muestran a continuación:

Figura 106

Modelamiento en PLAXIS - eje M



Nota: Modelamiento sistema suelo – cimentación a), malla de elementos finitos con tendencia de deformación b) y rango de asentamientos c).

Tabla 63

Asentamientos totales y diferenciales - eje M

Columna	Carga axial (Tonf)	Cargas PLAXIS (kN/m)	Asentamiento total (cm)	Asentamiento diferencial (cm)
M12	582.6	1088.63	7.31
M10	664.6	1862.78	3.92	3.39
M9	79.3	222.27	2.64	1.28
M8	77.9	218.34	2.47	0.17
M7	529.9	1485.23	3.23	0.76
M6	495.2	1387.97	4.08	0.85
M5	492.5	1380.41	4.76	0.68
M4	494.7	1386.57	5.44	0.68
M3	504.6	1414.32	6.46	1.02
M2	413.0	1157.58	7.82	1.36
M1	586.6	1644.16	9.69	1.87

Comparando los resultados obtenidos con la fórmula mejorada de Mayne & Poulos (1999) y la aplicación del método de elementos finitos en el software computacional PLAXIS®, se tienen los siguientes resultados:

Tabla 64

Comparación de asentamientos totales

Asentamientos totales (cm)		
Columna	D10	M1
Mayne & Poulos	9.06	7.76
PLAXIS 2D	10.29	9.69

Los resultados obtenidos por ambas metodologías difieren en un 14% para para los asentamientos totales generados debido a la carga de la columna D10 y en un 24% debido a la carga de la columna M1, esto debido a que en la fórmula de

Mayne & Poulos solo se considera una carga en un análisis independiente, mientras que en los modelos realizados en el software PLAXIS® se consideran todas las cargas que actúan sobre la cimentación.

Por otro lado, según la Tabla 24 sobre asentamientos diferenciales admisibles en edificios, el valor máximo para suelos arenosos es de 3.5 cm, al comparar los valores obtenidos en los ejes críticos analizados se puede evidenciar que todos los valores de asentamientos se encuentran dentro del rango, por lo que se comprueba que el edificio no presenta problemas de asientos.

Capítulo VII

Aplicación de la Interacción Suelo Estructura

En este capítulo se utiliza la información de las propiedades fundamentales del suelo y de la estructura, detalladas en el Capítulo IV y Capítulo V de este trabajo de investigación. Se plantea un análisis con un modelo de base rígida considerando empotramientos perfectos y otro modelo con base flexible que considera un sistema de resortes en la base de la estructura aplicando la Interacción Suelo - Estructura (ISE); fundamentación teórica mencionada en el apartado 0 del Capítulo III.

Para el análisis estructural y geotécnico se emplea el software ETABS® (versión 16.2.1), que desarrolla un análisis completo por el método de elementos finitos. Todos los parámetros de evaluación estructural son definidos de acuerdo a la vigente Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15).

Materiales

Para desarrollar el modelo en el software se ingresan las propiedades de los materiales que componen la estructura del edificio, hormigón y acero de refuerzo.

Hormigón

En todos los elementos estructurales: columnas, vigas, losas, muros estructurales y cimentación, la resistencia a la compresión del hormigón es de 310 kg/cm², valor establecido de acuerdo al apartado 0.

A continuación, se presentan las propiedades mecánicas del hormigón ingresadas en el software ETABS®, ver Tabla 65 y Figura 107.

Tabla 65

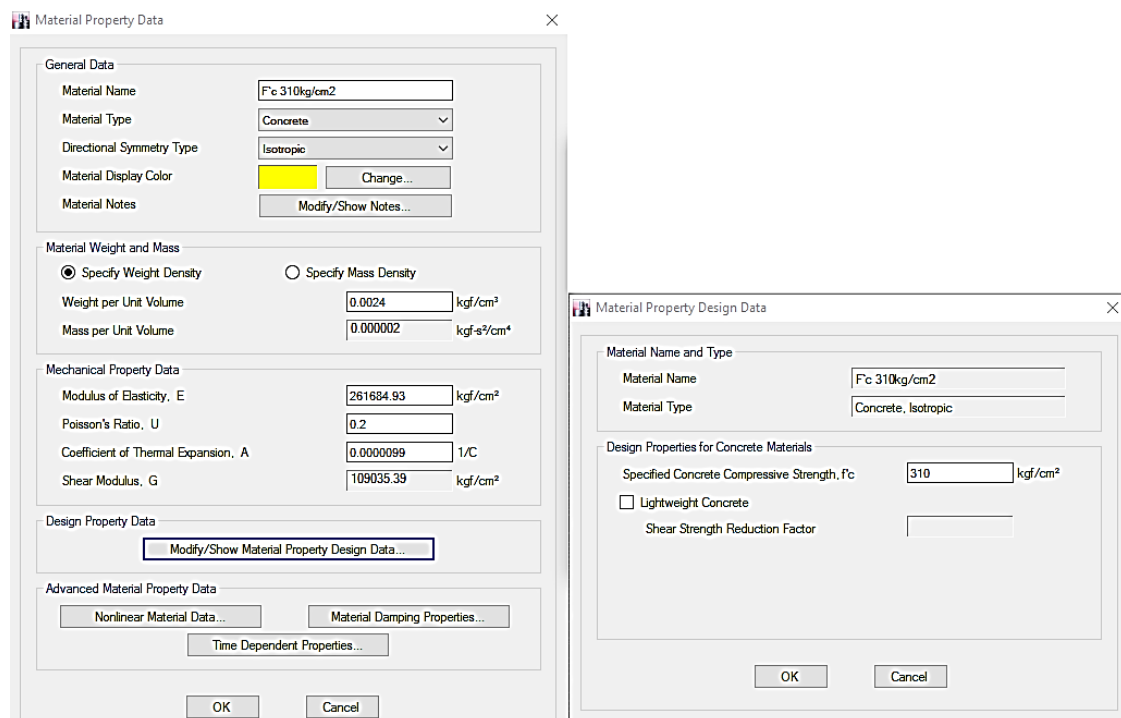
Propiedades mecánicas del hormigón

Propiedades mecánicas	Valor	Unidad
Resistencia a compresión	310	[kg/cm ²]

Propiedades mecánicas	Valor	Unidad
Peso específico	0.0024	[kg/cm ³]
Módulo de elasticidad	261684.93	[kg/cm ²]
Módulo de corte	101935.39	[kg/cm ²]
Módulo de Poisson	0.20
Coefficiente de expansión térmica	0.0000099	1/C

Figura 107

Propiedades mecánicas del hormigón



Acero de refuerzo

En todos los elementos estructurales: columnas, vigas, losas, muros estructurales y cimentación, el acero de refuerzo utilizado es el Gr.42 que posee un límite de fluencia de 4200kgf/cm², valor establecido de acuerdo al apartado 0.

A continuación, se presentan las propiedades mecánicas del acero de refuerzo ingresados en el software ETABS®, ver Tabla 66 y Figura 108.

Tabla 66

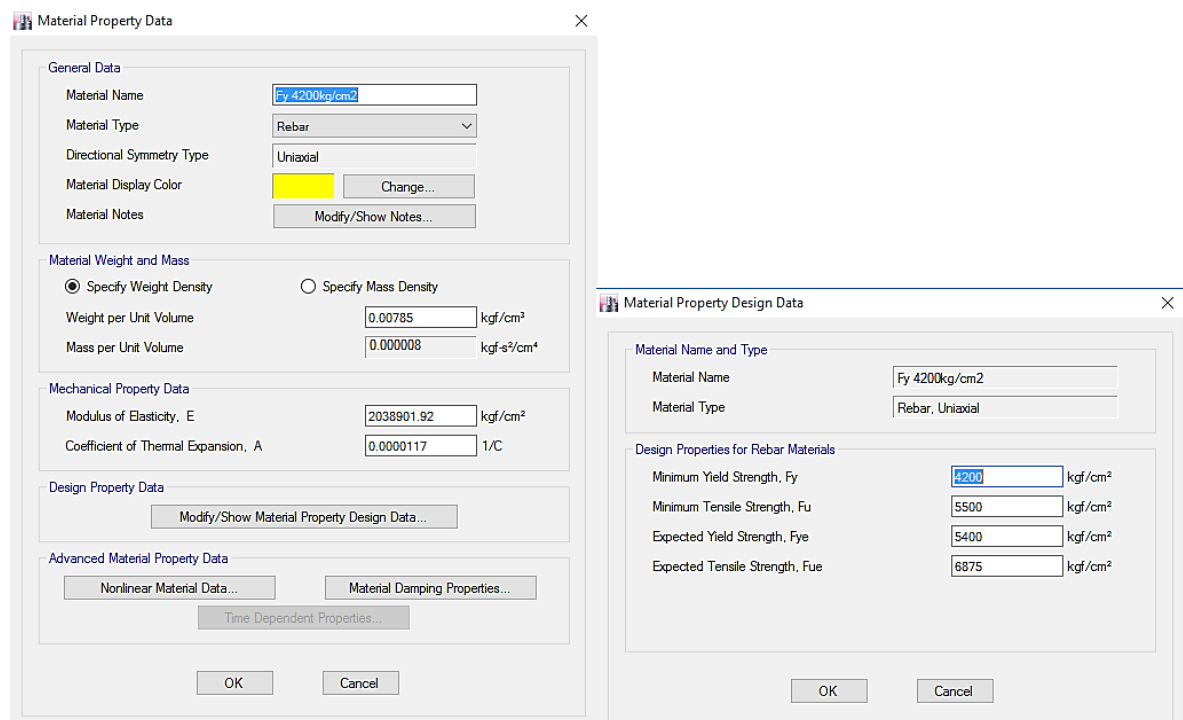
Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

Propiedades mecánicas	Valor	Unidad
Esfuerzo de fluencia	4200	[kg/cm ²]

Peso específico	0.00785	[kg/cm ³]
Módulo de elasticidad	2038901.92	[kg/cm ²]
Resistencia a la tensión	5500	[kg/cm ²]
Esfuerzo de fluencia probable	5400	[kg/cm ²]
Resistencia a la tensión probable	6875	[kg/cm ²]
Coefficiente de expansión térmica	0.00785	1/C

Figura 108

Propiedades mecánicas del acero de refuerzo



Características de la estructura

El ingreso de las secciones de las columnas, vigas, muros estructurales y losas de entrepiso en el software ETABS®, se realiza con las dimensiones de la edificación indicadas en el apartado 0 del Capítulo V.

Discretización de muros estructurales

Los muros estructurantes existentes en el edificio se mencionan en el apartado 0, para modelar las secciones de estos elementos en el software ETABS® se realiza una discretización en macro modelos, esto nos permite realizar una división al muro en sentido longitudinal de eje a eje en tres segmentos y en sentido vertical de nivel a nivel en tres segmentos, como se muestra en la Figura 109.

Creando un mallado de elementos finitos de dimensiones aproximadas de 1.50 x 1.50 m, ver Figura 110, de esta manera se obtiene un análisis más exacto de la estructura.

Figura 109

Definición de la discretización de los muros estructurales

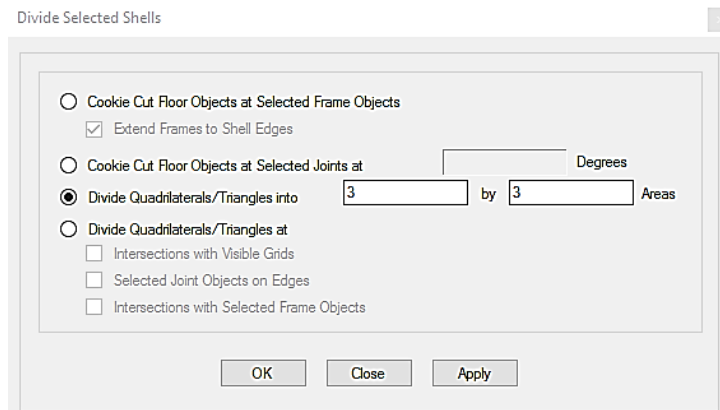
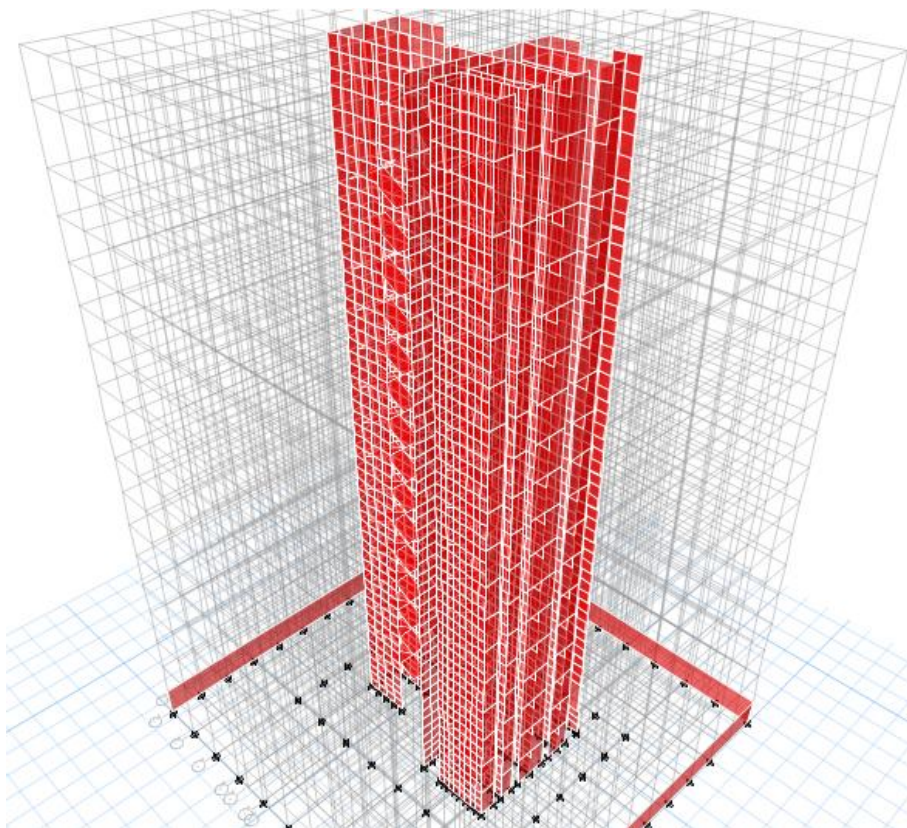


Figura 110

Discretización de los muros estructurales



Inercias de las secciones agrietadas

Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas (NEC-SE-DS, 2015).

De acuerdo a la (NEC-SE-DS, 2015) “los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales son: $0.5 I_g$ para vigas, $0.8 I_g$ para columnas, $0.6 I_g$ para muros estructurales” y se considera 0.35 para losas de entrepisos, como se indica en las siguientes figuras:

Figura 111

Definición secciones agrietadas en vigas

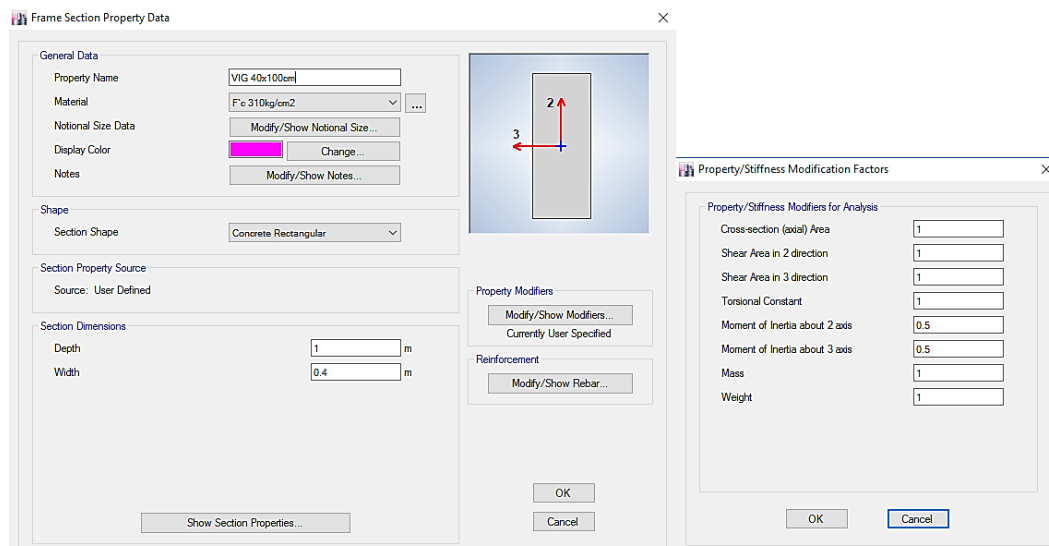


Figura 112

Definición de secciones agrietadas en columnas

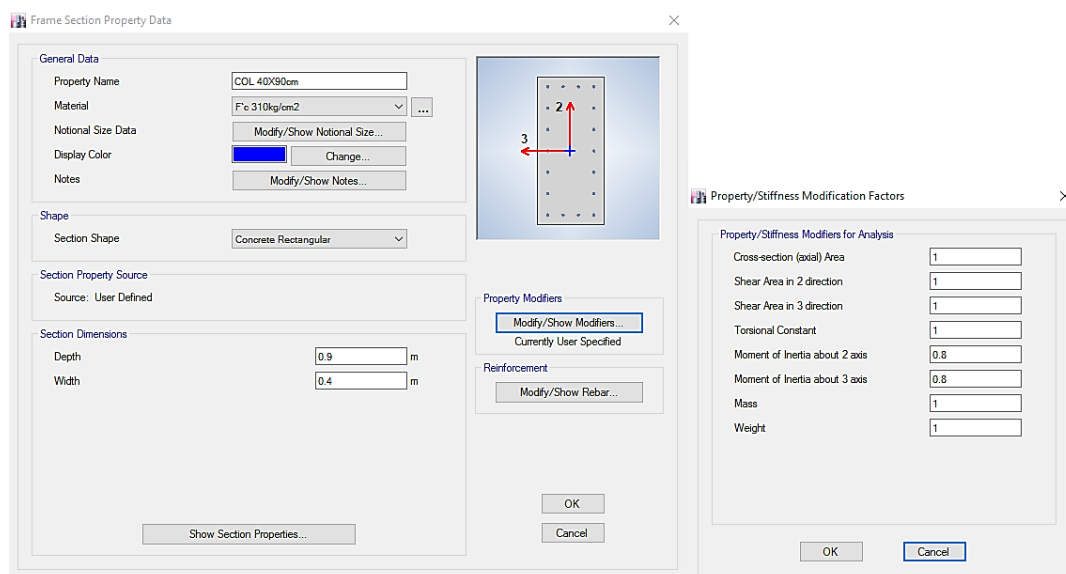


Figura 113

Definición de secciones agrietadas en muros estructurales

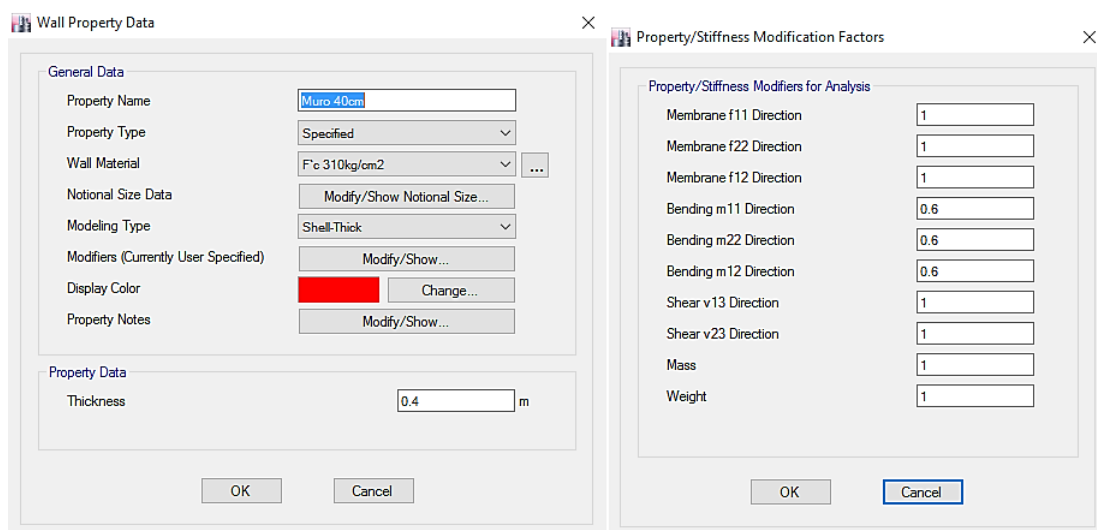
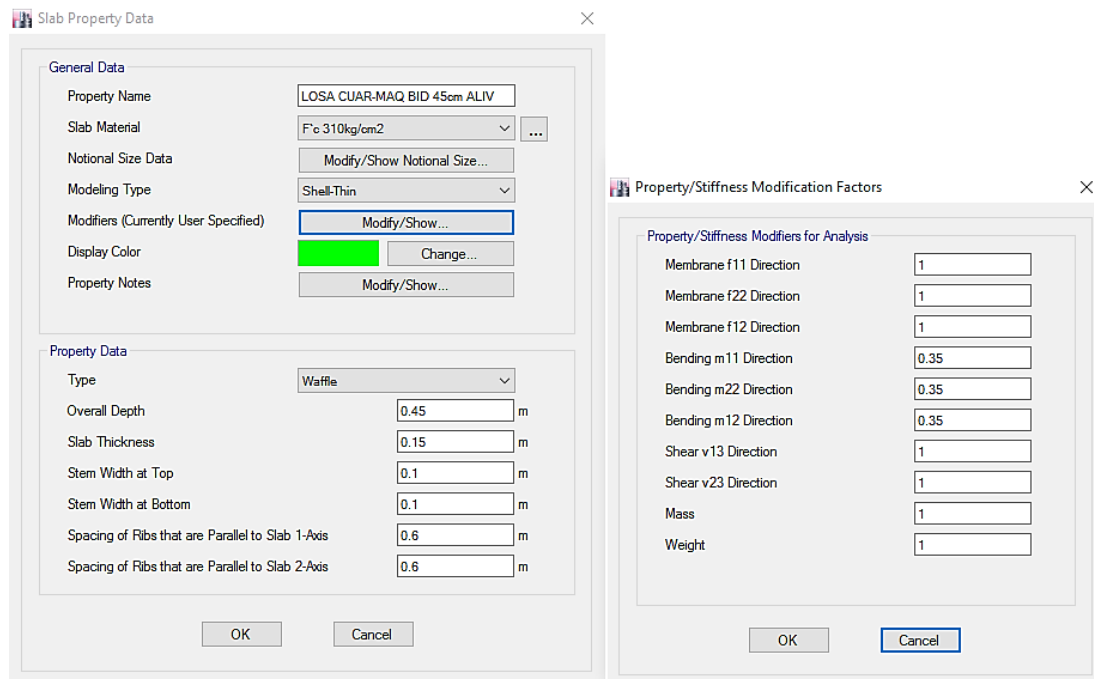


Figura 114

Definición de secciones agrietadas en losas de entrepiso



Diafragmas rígidos

Los diafragmas en las losas de entrepiso tienen la finalidad de acoplar todos los elementos horizontales presentes en un mismo nivel. Esto se aplica en el software ETABS® a todas las losas de edificio, ver Figura 115 y Figura 116.

Figura 115

Definición de diafragma en losas de entrepisos

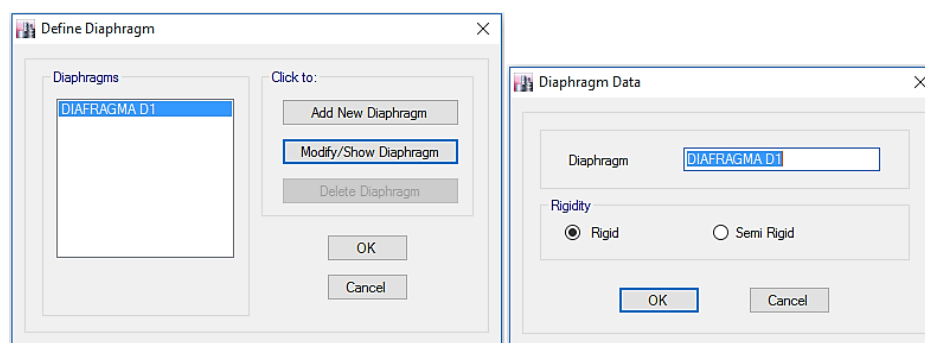
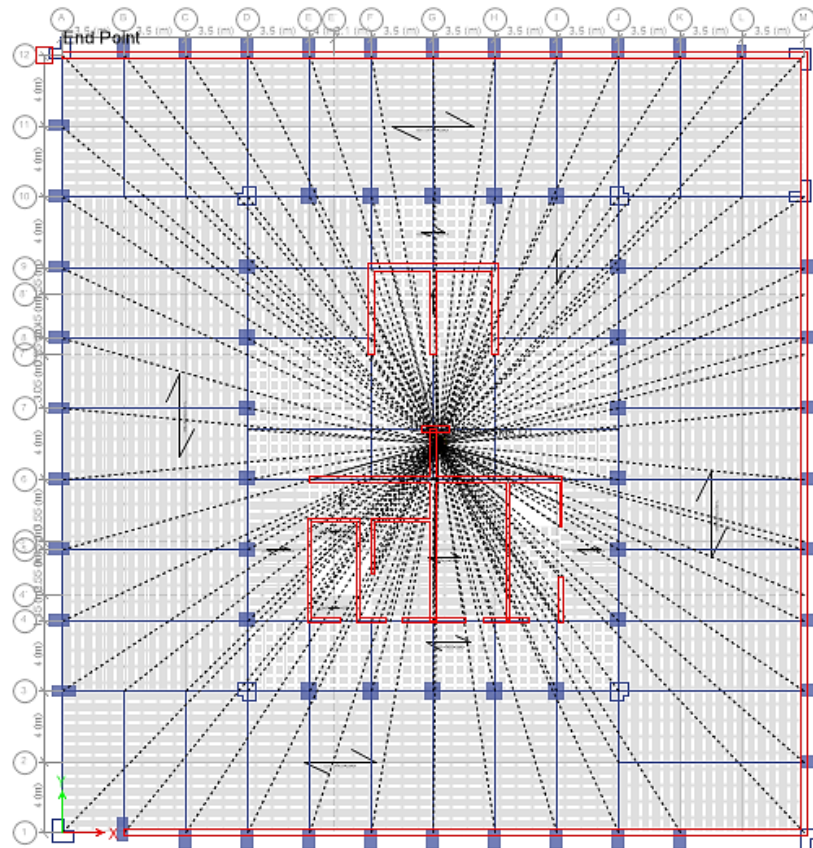


Figura 116

Diafragma horizontal en losas de entrepisos



Análisis de carga

Existen dos tipos de cargas que actúan en una estructura; la carga muerta o permanente denominada como “D” (Dead) y la carga viva o temporal denominada como “L” (Live).

Carga muerta

En la carga muerta se considera el peso propio de los elementos estructurales y el peso adicional que se genera por los acabados de la edificación.

Peso propio

Se considera el peso generado por los elementos estructurales: columnas, vigas, banda o peraltadas, losas de entrepisos, gradas, muros, cubiertas, etc. El peso propio de dichos elementos es calculado automáticamente por el software.

Peso adicional

Como su nombre lo indica es el peso adicional que se agrega a la estructura: masillado, enlucido, acabados de piso (cerámica, mármol), paredes, pasamanos, techos falsos, ventanas, puertas, entre otros.

Con las visitas técnicas se evidenció que el edificio del MAG tiene acabados de piso de cerámica, techos de cielo raso falso, paredes divisoras de planchas de gymsum. Como se menciona en el apartado 0, el edificio es usado para oficinas por lo que existe gran cantidad de mobiliario. A continuación, se presenta el análisis de cargas que actúan en la estructura, ver Tabla 67 y

Tabla 68.

Tabla 67

Carga muerta adicional en entrepisos

Descripción	Peso específico (kg/m ²)	Carga (kg/m ²)
Enlucido y masillado (e= 0.02m)	2200	44.00
Acabados de cerámica (e= 0.02m)	2200	44.00
Paredes (gymsum)	80.00
Mobiliario	50.00
Cubiertas (cielo raso falso)	10.00
Instalaciones eléctricas y sanitarias	20.00
Total		≈250.00

Tabla 68

Carga muerta adicional en gradas

Carga muerta adicional en escalones		
Descripción	Peso específico (kg/m ²)	Carga (kg/m ²)
Enlucido y masillado (e= 0.04m)	2200	88.00
Acabados de cerámica (e= 0.02m)	2200	44.00
Carga adicional de escalones (e= 0.085m)	2200	187.00
Total		≈320.00
Carga muerta adicional en los descansos de las gradas		
Enlucido y masillado (e= 0.04m)	2200	88.00

Acabados de cerámica (e= 0.02m)	2200	44.00
Total		≈132.00

Carga viva

Los valores de la carga viva asignados en la estructura (por planta) fueron definidos de acuerdo a su ocupación, mismo que son tomados de acuerdo a la normativa (NEC-SE-GC, 2015), ver Tabla 69.

Tabla 69

Carga viva de acuerdo a su ocupación por piso

Carga viva en área de pisos		
Piso	Ocupación	Carga (kg/m²)
Subsuelos (S-1)	Oficinas y corredores	400.00
Planta baja (PB)	Área de recepción	480.00
Mezzanine (Mz)	Oficinas y corredores	400.00
Piso (P #1) - piso (P #13)	Oficinas	240.00
Cuarto de máquinas (CM)	Cubierta	100.00
Carga viva en área de gradas		
Todos los pisos	Áreas críticas en estado de emergencia	500.00

Análisis sísmico

De acuerdo a la (NEC-SE-DS, 2015) “una edificación debe diseñarse para soportar fuerzas sísmicas verticales y horizontales, para el análisis estructural se emplea el Diseño Basado en Fuerzas (DBF) mediante la aplicación de métodos estáticos y dinámicos especificados”.

De acuerdo a la normativa vigente el “DBF” presenta un análisis estático y dinámico (análisis dinámico espectral). En consecuencia, se determina el espectro de diseño en aceleración $S_a(T)$, a partir del PGA (aceleración sísmica máxima en el terreno) (NEC-SE-DS, 2015).

- **Generalidades**

La filosofía de diseño permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene la

probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años. (NEC-SE-DS, 2015)

- **Caracterización**

El sismo de diseño se determina a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligrosidad sísmica. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño. (NEC-SE-DS, 2015)

- **Límites permisibles de las derivas de piso**

La (NEC-SE-DS, 2015) menciona que “la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica” indicados en la siguiente tabla.

Tabla 70

Valores de Δ_M máximos, expresado en porcentaje de altura de piso

Tipo de estructura	Δ_M máximos (%)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	2.00
Mampostería	1.00

Nota: Tabla tomada de la (NEC-SE-DS, 2015).

El perfil de suelo sísmico del lugar de emplazamiento de la estructura corresponde a un tipo D, con este valor se hace el análisis de “DBF”.

Zonificación sísmica y factor de zona “Z”

La zonificación sísmica al cual pertenece este proyecto es la ciudad de Quito, ver apartado 0. “El factor Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad” (NEC-SE-DS, 2015), ver la Tabla 71.

Tabla 71

Factor de zona sísmica “Z” del edificio del MAG

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

Nota: Quito se encuentra ubicada en una zona sísmica tipo V, por lo tanto el factor “Z” corresponde a 0.40. Tabla tomada de la (NEC-SE-DS, 2015).

Coefficientes del perfil del suelo

Tabla 72

Coefficiente de ampliación del suelo “Fa”

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.30	IV 0.35	V 0.40	VI ≥0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Se realizan estudios específicos del sitio de emplazamiento					

Nota: Quito se encuentra ubicada en una zona sísmica tipo V, por lo tanto el factor “Fa” corresponde a 1.20. Tabla tomada de la (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 73

Coefficiente de ampliación del espectro elástico “Fd”

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I 0.15	II 0.25	III 0.30	IV 0.35	V 0.40	VI ≥0.50
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.10	1.75	1.7	1.65	1.60	1.50
F	Se realizan estudios específicos del sitio de emplazamiento					

Nota: Quito se encuentra ubicada en una zona sísmica tipo V, por lo tanto el factor “Fd” corresponde a 1.19. Tabla tomada de la (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 74

Coefficiente del comportamiento no lineal del suelo “Fs”

Tipo de perfil del	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI

suelo	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Se realizan estudios específicos del sitio de emplazamiento					

Nota: Quito se encuentra ubicada en una zona sísmica tipo V, por lo tanto el factor “Fs” corresponde a 1.28. Tabla tomada de la (NEC-SE-DS, 2015).

Periodo de vibración de la estructura

El periodo de vibración aproximado de la estructura T, para cada dirección principal será estimado con la Ecuación 142. “Es una estimación inicial razonable que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura, T permite determinar el valor de S_a del espectro de aceleraciones” (NEC-SE-DS, 2015).

$$T = C_t \times h_n^\alpha \quad \text{Ecuación 142}$$

Dónde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio,

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos en metros, y

T = Periodo de vibración.

Tabla 75

Coeficiente C_t y α para determinar el periodo de la estructura

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramiento	0.072	0.80
Con arriostramiento	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Nota: El coeficiente “ C_t ” corresponde a 0.055 y “ α ” a 0.75. Tabla tomada de la (NEC-SE-DS, 2015).

El edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG analizado está conformado con pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales, en base a esto se determinaron los coeficientes C_t y α , indicados en la Tabla 75.

A continuación, se calcula el periodo fundamental de la estructura con la Ecuación 142; la altura del edificio sin considerar el cuarto de máquinas (último piso) es de 64.25 m medidos desde la base de la estructura.

$$T = 0.055 * 64.25^{0.75} = 1.248 \text{ seg}$$

Espectro elástico horizontal de diseño de aceleraciones “ S_a ”

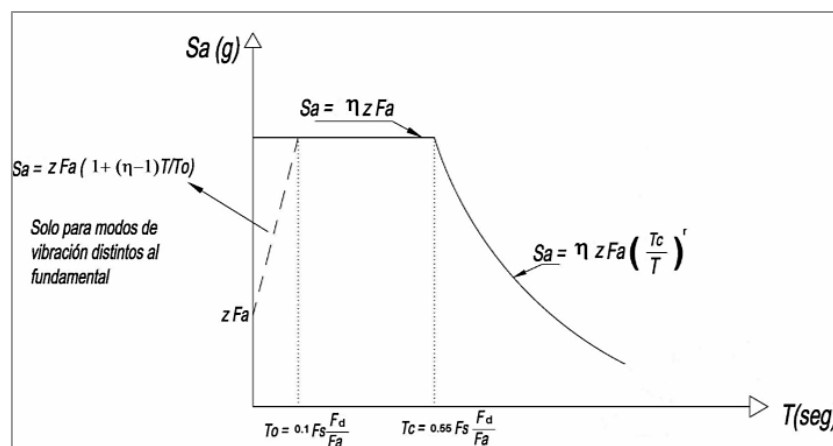
“El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño” (NEC-SE-DS, 2015), depende de los siguientes parámetros, ver

Figura 117:

- Factor de zona sísmica Z ,
- Tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura, y
- Consideración de los coeficientes de ampliación del suelo F_a , F_d , F_s .

Figura 117

Espectro elástico horizontal de diseño de aceleraciones



Nota: Figura tomada de la (NEC-SE-DS, 2015).

Dónde:

η = Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1\text{seg}$) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

- $\eta = 1.80 \rightarrow$ Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48 \rightarrow$ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos, y
- $\eta = 1.80 \rightarrow$ Provincias del Oriente.

r = Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

- $r = 1.00 \rightarrow$ Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E, y
- $r = 2.48 \rightarrow$ Para tipo de suelo E.

T_0, T_c = Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_L = Periodo límite superior de vibración utilizado para la definición del espectro de respuestas en desplazamientos.

Las demás variables ya se mencionaron en el desarrollo de este apartado. El espectro que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico 5%, ver

Figura 117, se obtiene con las siguientes expresiones:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ecuación 143}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad \text{Ecuación 144}$$

Los límites del periodo de vibración de la estructura T_c y T_L se calcula con las siguientes expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ecuación 145}$$

$$T_L = 2.4 F_d \quad \text{Ecuación 146}$$

Categoría del edificio y coeficiente de importancia "I"

El propósito del factor de importancia I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructura, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. (NEC-SE-DS, 2015)

El Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG, es un edificio de uso público que acoge gran cantidad de personas diariamente. A continuación, se presenta la Tabla 76 en donde se define el factor de importancia “I”.

Tabla 76

Coefficiente de importancia “I”

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	I
	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamiento para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo.	
Edificaciones esenciales	Estructuras de centros de telecomunicación u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancia anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, otras sustancias peligrosas.	1.50
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.30
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.00

Nota: El coeficiente “I” corresponde 1.30. Tabla tomada de la (NEC-SE-DS, 2015).

Factor de reducción de resistencia sísmica “R”

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas. (NEC-SE-DS, 2015)

El factor R también permite disminuir substancialmente la ordenada elástica espectral, siempre que se disponga de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo de una adecuada ductilidad y capacidad de

disipación de energía suficiente que impida el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos. (NEC-SE-DS, 2015)

A continuación, se presenta la Tabla 77 en donde se define el factor “R” que depende de la tipología estructural del edificio.

Tabla 77

Factor de reducción de resistencia sísmica “R”

Sistemas estructurales dúctiles (sistemas duales)	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas)	8

Nota: El coeficiente “R” corresponde a 8. Tabla tomada de la (NEC-SE-DS, 2015).

Coeficientes de irregularidad en planta y elevación

En caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usarán los coeficientes de configuración estructural, que “penalizan” al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsable de un comportamiento deficiente ante la ocurrencia de un sismo. (NEC-SE-DS, 2015)

Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas. (NEC-SE-DS, 2015)

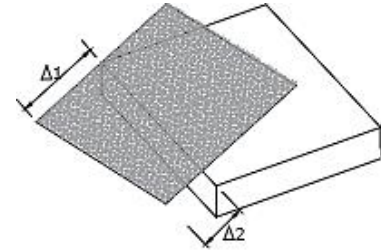
La Tabla 78 y la Tabla 79, exponen las tipologías y el valor del coeficiente de incremento del cortante de diseño.

Tabla 78*Coeficiente de irregularidad en planta***Tipo 1: Irregularidad torsional**

$$\phi_{p1} = 0.9$$

$$\Delta > 1.2 \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$$

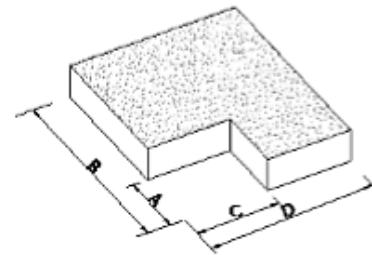
Existen irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.

**Tipo 2: Retrocesos excesivos en las esquinas**

$$\phi_{p2} = 0.9$$

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$$

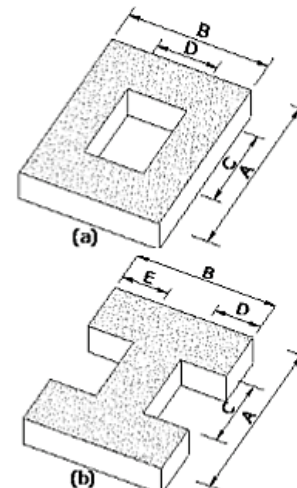
La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección de la entrante.

**Tipo 3: Discontinuidades en el sistema de piso**

$$\phi_{p3} = 0.90$$

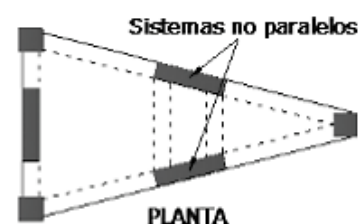
$$\text{a) } C \times D > 0.5A \times B \text{ / b) } C \times D > 0.5A \times B$$

La configuración de una estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.

**Tipo 4.- Eje estructurales no paralelos**

$$\phi_{p2} = 0.9$$

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales con respecto a los ejes ortogonales principales de la



estructura.

Nota: Tabla tomada de la (NEC-SE-DS, 2015).

Irregularidad en elevación

Tabla 79

Coefficiente de irregularidad en elevación

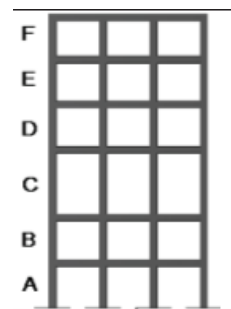
Tipo 1: Piso flexible

$$\phi_{e1} = 0.9$$

Rigidez $k_c < 0.75$ Rigidez k_0

$$\text{Rigidez} < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$$

La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral de un piso superior o menor que el 80% de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.

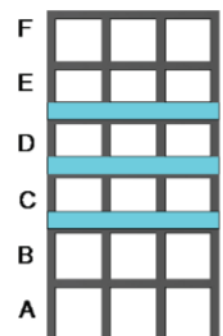


Tipo 2: Distribución de masa

$$\phi_{e1} = 0.9$$

$$m_D > 1.50m_E \text{ ó } m_D > 1.50m_C$$

La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uso de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior

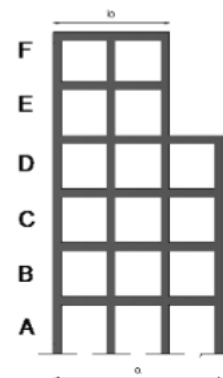


Tipo 3.- Irregularidad geométrica

$$\phi_{e1} = 0.9$$

$$A > 1.3b$$

La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resiste en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión de un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.



Nota: Tabla tomada de la (NEC-SE-DS, 2015).

El edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG presenta una configuración en planta casi cuadrada, pero debido a la no distribución simétrica de los muros estructurales, se define un coeficiente de irregularidad en planta Tipo 1 con un valor de $\phi_{p1} = 0.9$, ver Tabla 78.

Con respecto al coeficiente de irregularidad en elevación se define el de Tipo 1 con un valor de $\phi_{e1} = 0.9$, ver Tabla 79, esto debido a que el piso #13 de la edificación presenta una altura de 5.00 m, único piso que difiere con la altura de los demás pisos (3.74 m), ver Tabla 44, presentando un cambio de rigidez entres los pisos, también se toma dicho valor por la presencia de columnas esbeltas en los niveles de la planta baja y mezanine, de acuerdo a lo expuesto en el apartado 0.

Carga sísmica reactiva “W”

Esta carga sísmica “W” representa la carga reactiva provocada por un sismo, misma que constituye la totalidad de la carga muerta de la estructura ($W = D$). “En el modelo analítico desarrollado el software ETABS® se calcula automáticamente la participación del peso propio en la masa reactiva y la carga adicional ingresada” (Lara & Martínez, 2020), ver Figura 118.

Figura 118

Carga sísmica reactiva definida en el modelo estructural

Mass Source Data

Mass Source Name: MASA

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Sobre entrepiso	1
Sobre entrepiso	1
Sobre cubierta	1
Sobre grada descanso	1
Sobre grada peldaños	1

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Sismo estático

“Aquí se considera el cortante basal total de diseño “V”, a nivel de cargas últimas aplicada en una dirección específica” (NEC-SE-DS, 2015).

El “V” se determina con la siguiente expresión:

$$V = \frac{IS_a(T_a)}{R \phi_p \phi_e} W \quad \text{Ecuación 147}$$

Dónde:

$S_a(T_a)$ = Espectro de diseño de aceleración; ver apartado 0,

$\phi_p \phi_e$ = Coeficientes de configuración en planta y elevación; ver apartado 0,

I = Coeficiente de importancia; ver apartado 0,

R = Factor de reducción de resistencia sísmica; ver apartado 0,

V = Cortante basal de diseño,

W = Carga sísmica reactiva; ver apartado 0, y

T_a = Periodo de vibración; ver apartado 0.

A continuación, se presenta los valores determinados para el cortante basal de diseño por el método de análisis estático de acuerdo a la vigente normativa ecuatoriana (NEC-15), ver Tabla 80.

Definido el periodo de vibración de la estructura ($T = 1.248$ seg), se determina el límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones " T_C " con la Ecuación 145 y " T_L " con la Ecuación 146:

$$T_C = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20} = 0.698 \text{ seg}$$

$$T_L = 2.4 * 1.19 = 2.88 \text{ seg}$$

Con el valor $T_C = 0.698$ seg y $T_L = 2.88$ seg calculados, se define el coeficiente

$S_a(T_a)$ mediante la Ecuación 144:

$$S_a = 2.48 * 0.40 * 1.20 \left(\frac{0.698}{1.248} \right)^{1.00} = 0.666 \text{ g}$$

Tabla 80

Parámetros para el cálculo del cortante basal de diseño “V”

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Coefficiente de importancia	I	1.30
Espectro de diseño de aceleración	$S_a(T_a)$	0.67	[g]
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	8
Coefficientes de irregularidad en planta	ϕ_P	0.9
Coefficiente de irregularidad en elevación	ϕ_e	0.9

Definidos todos los coeficientes se realiza el cálculo del porcentaje de la carga sísmica reactiva de diseño, con la Ecuación 147:

$$V = \frac{1.30 * 0.67}{8 * 0.9 * 0.9} W = 0.16W$$

En el software ETABS® se definen los patrones de carga llamado EST_X y EST_Y de tipo “Seismic”, que almacenan la carga sísmica estática en sentido X y Y, ver Figura 119 y

Figura 120, en donde se les asigna el valor de coeficiente de carga sísmica reactiva de 16.00% en los dos sentidos para desarrollar el modelamiento estructural, también se calcula el valor del factor “k”, que es el coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura, ver Tabla 81.

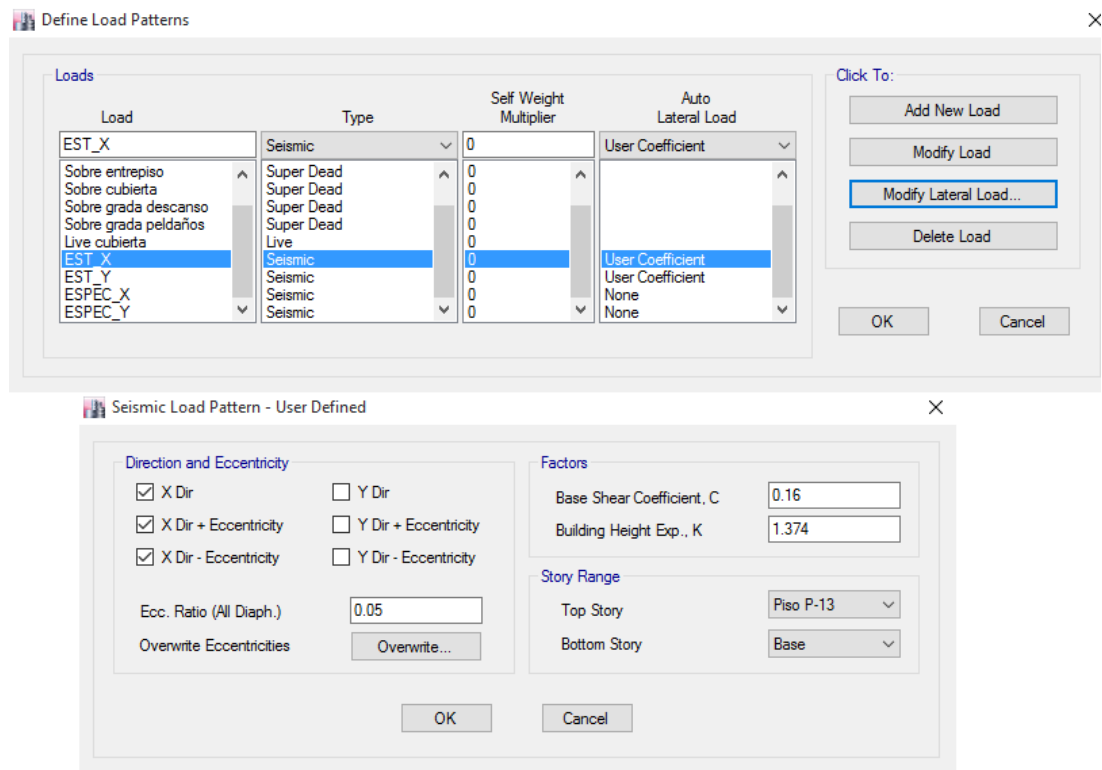
Tabla 81

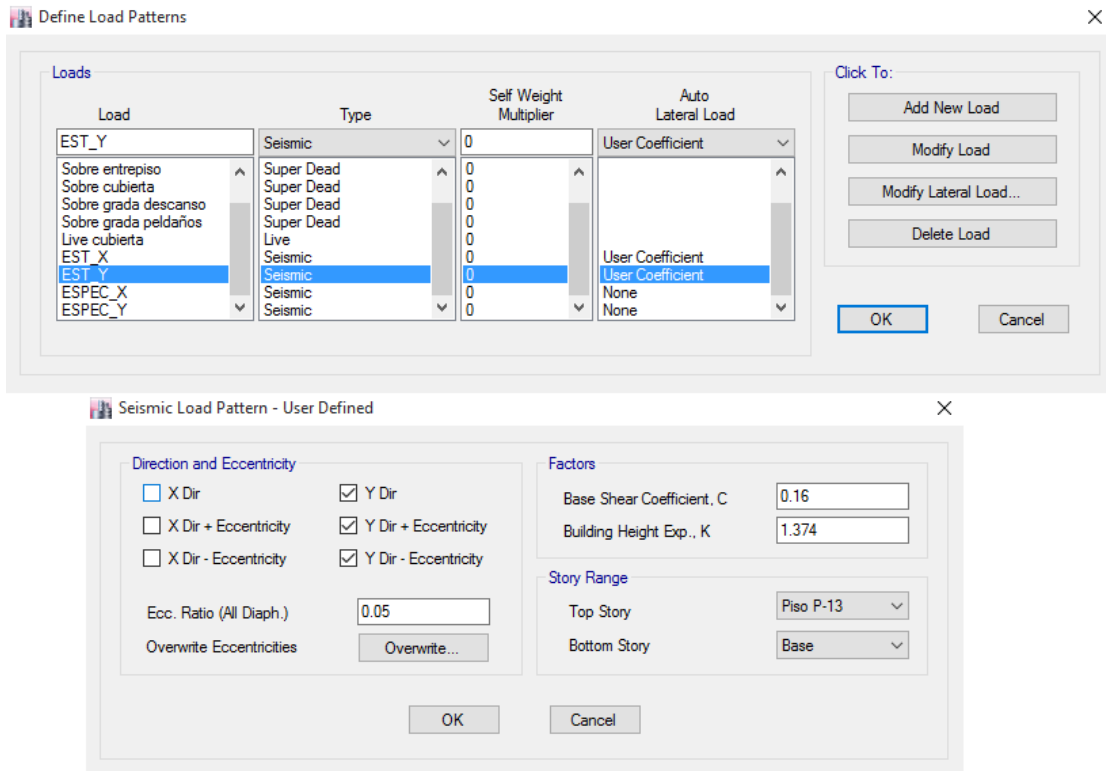
Coefficiente “k”

Valores de T (seg)	K
≤ 0.5	1
$0.5 < T < 2.5$	$0.75 + 0.50 T$

> 2.5

2

*Nota:***Figura****Figura**



Sismo

La

Figura

Figura

Function Name:

Function Damping Ratio:

Parameters

Zone Coefficient, Z:

η Coefficient:

Site Factor, Fa:

Site Factor, Fd:

Soil Type:

Inelastic Behavior Fctor of Subsurface, Fs:

Importance Factor, I:

Response Modification Factor, R:

Define Function

Period	Acceleration
0	0.1602
0.1	0.1602
0.2	0.1602
0.3	0.1602
0.4	0.1602
0.5	0.1602

Plot Options

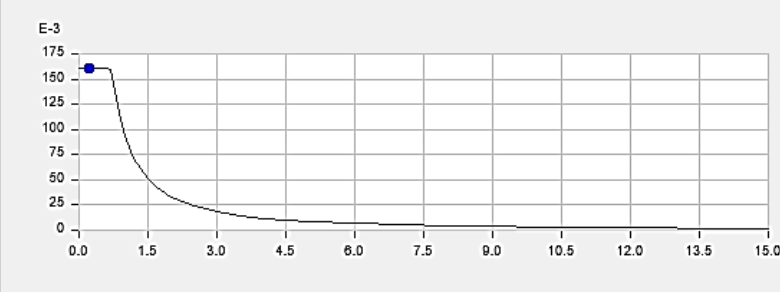
Linear X - Linear Y

Linear X - Log Y

Log X - Linear Y

Log X - Log Y

Function Graph



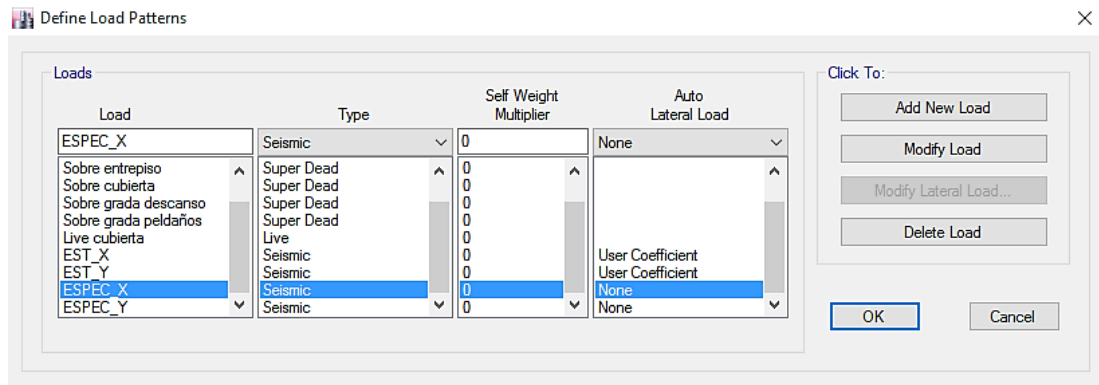
(0.21875 0.160199)

En

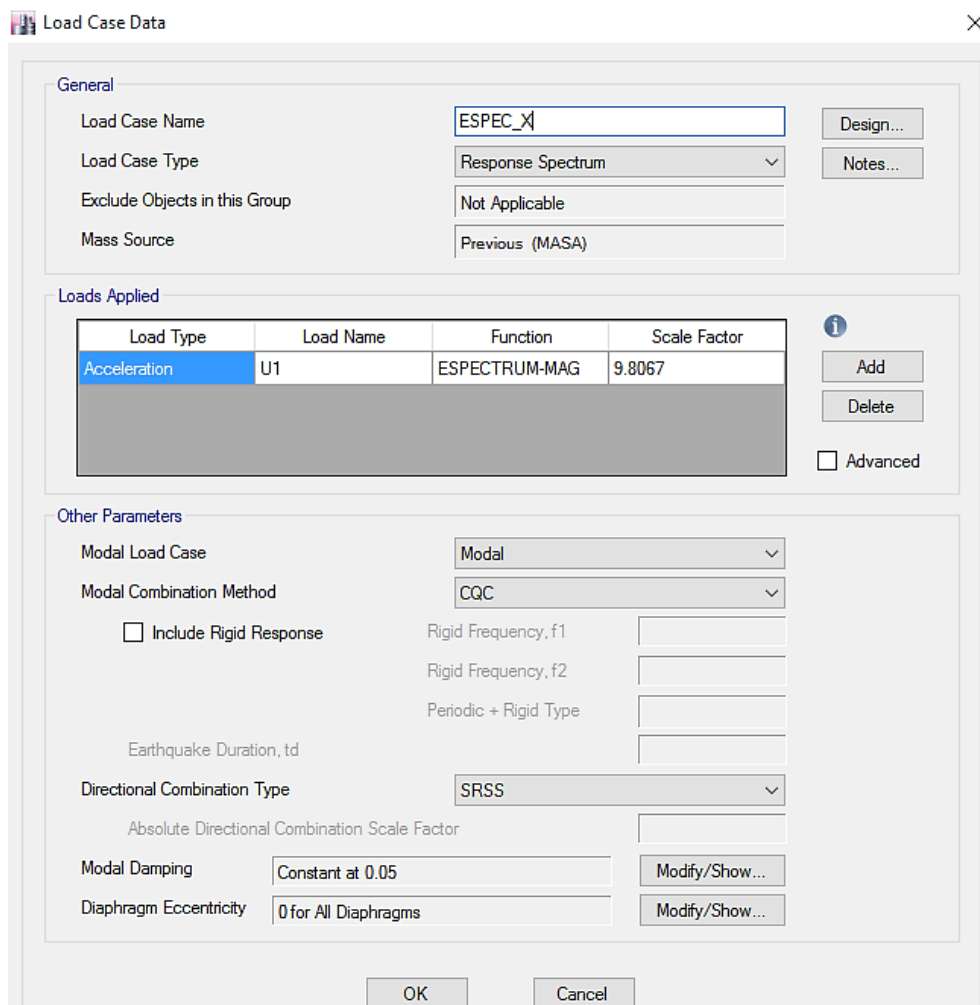
Definido

Figura

Figura



Figura



Figura

Load Case Data

General

Load Case Name: ESPEC Y

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRUM-MAG	9.8067

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

OK Cancel

Análisis

De

- “Todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios periodos de vibración” (NEC-SE-DS, 2015).
- “Todos los modos que involucren la participación de una masa acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas” (NEC-SE-DS, 2015).

Considerando

Figura

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal

Modal Case SubType: Egen

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MASA

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Advanced Load Data Does NOT Exist Advanced

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 57

Minimum Number of Modes: 1

Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec

Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec

Convergence Tolerance: 1E-09

Allow Auto Frequency Shifting

OK Cancel

Con

Tabla

Participación	Sentido	Sentido
Estática	100.00%	100.00%
Dinámica	96.06%	97.23%

Combinaciones

La

Tabla

N.º	Combo
Combinación	1.4D
Combinación	1.2D
Combinación	1.2D
Combinación	1.2D
Combinación	1.2D
Combinación	0.9D
Combinación	0.9D

Nota:

Dónde:

D

E

L

Lr

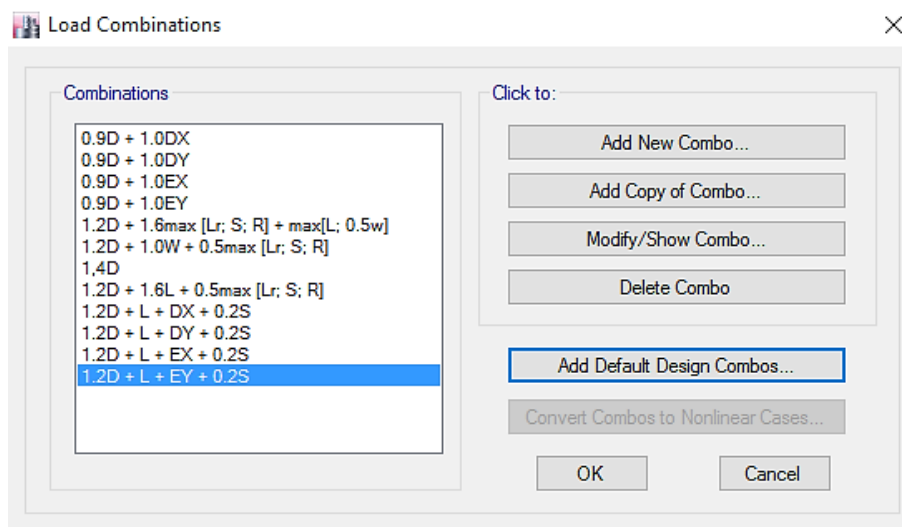
S

W

Por

En

Figura



Nota:

Ingresada

Síntesis

Ajustes

De

- “<80% del cortante basal obtenido por el método estático (Estructuras regulares)” (NEC-SE-DS, 2015).

- “<85% del cortante basal obtenido por el método estático (Estructuras irregulares)” (NEC-SE-DS, 2015).

Una

Tabla 85, luego se hace una relación entre los ejes correspondiente X y Y para ver si la condición del valor del cortante dinámico total en la base de la estructura es menor al 85% del cortante basal estático.

Tabla 84

Distribución del cortante basal estático y dinámico en X

Piso	Nivel (m)	H (m)	Método estático		Método dinámico	
			V _{eacum} (Tonf)	V _{ei} (Tonf)	V _{dacum} (Tonf)	V _{di} (Tonf)
CM	3.74	N+64.25	0.00	0.00	111.98	111.98
P-13	5.00	N+59.25	901.24	901.24	469.26	357.28
P-12	3.74	N+55.51	1767.96	866.72	743.51	274.25
P-11	3.74	N+51.77	2483.85	715.89	941.96	198.45
P-10	3.74	N+48.03	3134.54	650.69	1098.7	156.74
P-9	3.74	N+44.29	3721.54	587.00	1225.16	126.46
P-8	3.74	N+40.55	4246.66	525.12	1331.46	106.30
P-7	3.74	N+36.81	4711.83	465.17	1426.59	95.13
P-6	3.74	N+33.07	5119.09	407.26	1517.87	91.28
P-5	3.74	N+29.33	5470.60	351.51	1610.36	92.49
P-4	3.74	N+25.59	5768.67	298.07	1706.27	95.91
P-3	3.74	N+21.85	6015.80	247.13	1804.99	98.72
P-2	3.74	N+18.11	6214.71	198.91	1903.59	98.60
P-1	3.74	N+14.37	6368.39	153.68	1996.9	93.31
Mezzanine	3.74	N+10.63	6480.22	111.83	2079.15	82.25
Plant. Baja	3.74	N+6.89	6541.20	60.98	2130.8	51.65
S-1	3.74	N+3.15	6580.71	39.51	2167.45	36.65
S-2	3.15	N ± 0.00	6595.91	15.20	2176.31	8.86
Total			6595.91		2176.31	

$$\frac{V_{dx}}{V_{ex}} = \frac{2176.31}{6595.91} \times 100 = 33.00\% \rightarrow \text{No cumple la condición}$$

Tabla 85

Distribución del cortante basal estático y dinámico en Y

Piso	Nivel	H	Método estático	Método dinámico
------	-------	---	-----------------	-----------------

	(m)	(m)	$V_{e_{acum}}$ (Tonf)	V_{ei} (Tonf)	$V_{d_{acum}}$ (Tonf)	V_{di} (Tonf)
CM	3.74	N+64.25	0	0.00	112.97	112.97
P-13	5.00	N+59.25	901.24	901.24	464.48	351.51
P-12	3.74	N+55.51	1767.96	866.72	730.99	266.51
P-11	3.74	N+51.77	2483.85	715.89	924.75	193.76
P-10	3.74	N+48.03	3134.54	650.69	1079.06	154.31
P-9	3.74	N+44.29	3721.54	587.00	1204.88	125.82
P-8	3.74	N+40.55	4246.66	525.12	1311.52	106.64
P-7	3.74	N+36.81	4711.83	465.17	1406.94	95.42
P-6	3.74	N+33.07	5119.09	407.26	1497.97	91.03
P-5	3.74	N+29.33	5470.6	351.51	1589.04	91.07
P-4	3.74	N+25.59	5768.67	298.07	1682.60	93.56
P-3	3.74	N+21.85	6015.8	247.13	1777.95	95.35
P-2	3.74	N+18.11	6214.71	198.91	1872.90	94.95
P-1	3.74	N+14.37	6368.39	153.68	1962.65	89.75
Mezzanine	3.74	N+10.63	6480.22	111.83	2042.30	79.65
Plant. Baja	3.74	N+6.89	6541.2	60.98	2092.71	50.41
S-1	3.74	N+3.15	6580.71	39.51	2131.02	38.31
S-2	3.15	N ± 0.00	6595.91	15.20	2145.45	14.43
Total				6595.91		2145.45

$$\frac{V_{dy}}{V_{ey}} = \frac{2145.45}{6595.91} \times 100 = 32.53\% \rightarrow \text{No cumple la condición}$$

No cumplen la condición establecida en los sentidos de análisis, por lo tanto, se calcula un factor de escala para que la condición de fuerza lateral dinámica cumpla por lo menos con el 80% de la fuerza estática, este factor se multiplica por la aceleración de la gravedad (9.8067 m/seg²).

$$\text{Factor escala final en X} = \frac{80\%}{33.00\%} \times 9.8067 = 23.7775$$

$$\text{Factor escala final en Y} = \frac{80\%}{32.53\%} \times 9.8067 = 24.1195$$

Con los nuevos factores ingresados en el software se ajusta el cortante basal dinámico, ver Figura 127 y Figura 128. Desarrollado este cambio se realiza el análisis de la estructura.

Figura 127

Definición del caso de carga con factor de escala en sentido X

General

Load Case Name: ESPEC_X

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA)

Design... Notes...

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRUM-MAG	23.7775

Add Delete Advanced

Figura 128

Definición del caso de carga con factor de escala en sentido Y

General

Load Case Name: ESPEC_Y

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA)

Design... Notes...

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRUM-MAG	24.1195

Add Delete Advanced

Periodos de vibración

Siguiendo los lineamientos de la normativa vigente (NEC-15), se obtuvieron los siguientes periodos de vibración de la estructura: “**Modo 1**” en sentido “Z” rotacional con un periodo de 1.634 seg, “**Modo 2**” en sentido “Y” traslacional con un periodo de 1.292 seg y el “**Modo 3**” en sentido “X” traslacional con un periodo de 1.281 seg.

A continuación, se presenta la Tabla 86 con un resumen de todos los modos de vibración y periodos de la estructura.

Tabla 86

Modos de vibración y periodos de la estructura

Caso	Modo	Periodo (seg)	Frecuencia (Hz)	UX (s. u.)	UY (s. u.)	RZ (s. u.)
Modal	1	1.6340	0.6120	0.0046	0.0125	0.7134
Modal	2	1.2920	0.7740	0.0074	0.6897	0.0109
Modal	3	1.2810	0.7806	0.6872	0.0063	0.0065
Modal	4	0.4960	2.0161	0.0001	0.0014	0.1018
Modal	5	0.3630	2.7548	0.0096	0.1237	0.0007
Modal	6	0.3510	2.8490	0.1324	0.0106	0.0000
Modal	7	0.2660	3.7594	0.0000	0.0004	0.0363
Modal	8	0.1770	5.6497	0.0034	0.0411	0.0022
Modal	9	0.1750	5.7143	0.0060	0.0019	0.0151
Modal	10	0.1700	5.8824	0.0382	0.0064	0.0010
Modal	11	0.1280	7.8125	0.0001	0.0002	0.0114
Modal	12	0.1110	9.0090	0.0067	0.0184	0.0000
Modal	13	0.1080	9.2593	0.0166	0.0070	0.0001
Modal	14	0.1000	10.0000	0.0001	0.0002	0.0084
Modal	15	0.0820	12.1951	0.0010	0.0017	0.0065
Modal	16	0.0790	12.6582	0.0113	0.0037	0.0001
Modal	17	0.0770	12.9870	0.0021	0.0111	0.0008
Modal	18	0.0670	14.9254	0.0002	0.0000	0.0067
Modal	19	0.0620	16.1290	0.0102	0.0005	0.0001
Modal	20	0.0600	16.6667	0.0003	0.0112	0.0000
Modal	21	0.0590	16.9492	0.0000	0.0005	0.0000
Modal	22	0.0560	17.8571	0.0000	0.0003	0.0056
Modal	23	0.0510	19.6078	0.0084	0.0001	0.0001
Modal	24	0.0500	20.0000	0.0000	0.0009	0.0001
Modal	25	0.0490	20.4082	0.0000	0.0063	0.0008
Modal	26	0.0480	20.8333	0.0000	0.0029	0.0031
Modal	27	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	28	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000

Caso	Modo	Periodo (seg)	Frecuencia (Hz)	UX (s. u.)	UY (s. u.)	RZ (s. u.)
Modal	29	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	30	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	31	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	32	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	33	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	34	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	35	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	36	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	37	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	38	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	39	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	40	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	41	0.0440	22.7273	0.0009	0.0000	0.0000
Modal	42	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	43	0.0430	23.2558	0.0057	0.0000	0.0001
Modal	44	0.0420	23.8095	0.0002	0.0001	0.0001
Modal	45	0.0410	24.3902	0.0001	0.0008	0.0024
Modal	46	0.0410	24.3902	0.0000	0.0025	0.0001
Modal	47	0.0410	24.3902	0.0000	0.0042	0.0005
Modal	48	0.0390	25.6410	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	49	0.0380	26.3158	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	50	0.0370	27.0270	0.0047	0.0000	0.0001
Modal	51	0.0370	27.0270	0.0002	0.0002	0.0011
Modal	52	0.0370	27.0270	0.0002	0.0002	0.0013
Modal	53	0.0350	28.5714	0.0000	0.0050	0.0000
Modal	54	0.0350	28.5714	0.0005	0.0000	0.0002
Modal	55	0.0340	29.4118	0.0000	0.0000	0.0002
Modal	56	0.0340	29.4118	0.0002	0.0000	0.0000
Modal	57	0.0330	30.3030	0.0021	0.0001	0.0010

Derivas de piso

La normativa vigente (NEC-15) menciona que la deriva máxima para cualquier piso de la edificación no excederá los límites de deriva inelástica del 2%, ver Tabla 70.

A continuación, presenta el control de derivas de piso para el edificio analizado:

Derivas de piso en sentido "X"

Figura 129

Derivas elásticas máxima por sismo estático en dirección X

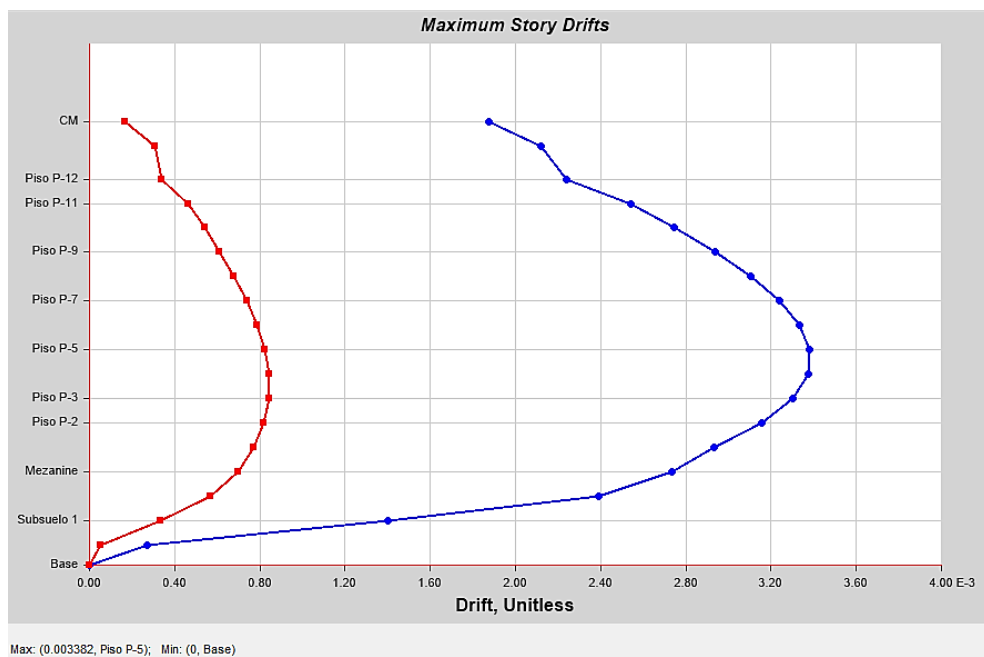
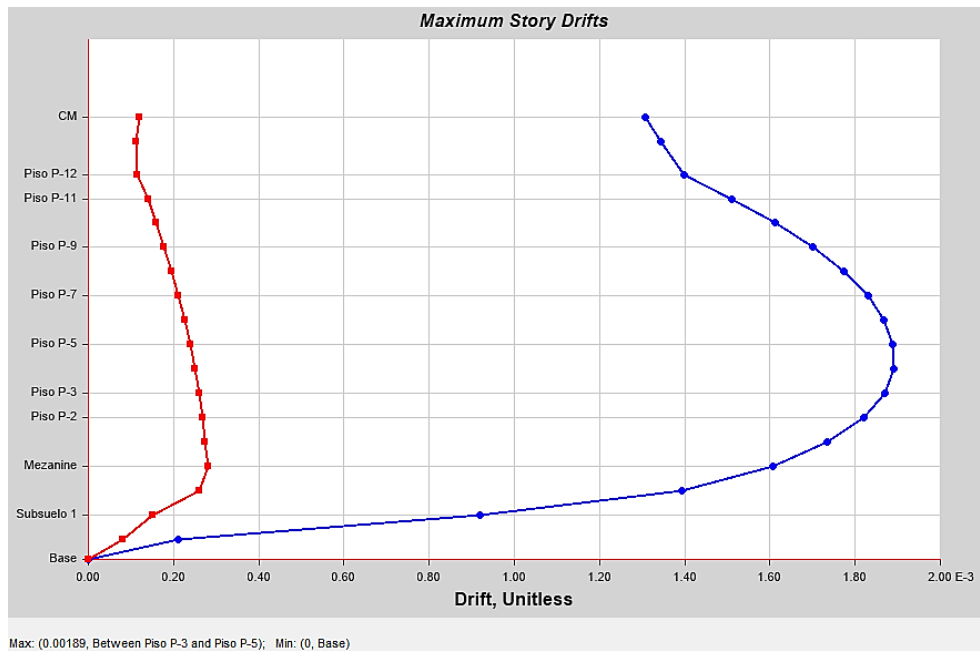


Figura 130

Derivas elásticas máxima por sismo dinámico en dirección X

**Tabla 87**

Control de deriva por sismo estático y dinámico en dirección "X"

Piso	Sismo estático			Sismo dinámico		
	D. elast. $\Delta_E(\%)$	D. inelást. $\Delta_M(\%)$	Chequeo $\Delta_M < 2\%$	D. elast. $\Delta_E(\%)$	D. inelást. $\Delta_M(\%)$	Chequeo $\Delta_M < 2\%$
CM	0.00187	1.13	cumple	0.00130	0.78	cumple
P-13	0.00211	1.27	cumple	0.00134	0.81	cumple
P-12	0.00224	1.34	cumple	0.00139	0.84	cumple
P-11	0.00254	1.53	cumple	0.00151	0.91	cumple
P-10	0.00274	1.65	cumple	0.00161	0.97	cumple
P-9	0.00293	1.76	cumple	0.00170	1.02	cumple
P-8	0.00310	1.86	cumple	0.00177	1.06	cumple
P-7	0.00323	1.94	cumple	0.00182	1.10	cumple
P-6	0.00333	2.00	cumple	0.00186	1.12	cumple
P-5	0.00338	2.03	no cumple	0.00188	1.13	cumple
P-4	0.00337	2.02	no cumple	0.00189	1.13	cumple
P-3	0.00330	1.98	cumple	0.00186	1.12	cumple
P-2	0.00315	1.89	cumple	0.00182	1.09	cumple
P-1	0.00293	1.76	cumple	0.00173	1.04	cumple
Mezzanine	0.00273	1.64	cumple	0.00160	0.96	cumple
Plant. Baja	0.00239	1.44	cumple	0.00139	0.84	cumple
S-1	0.00139	0.84	cumple	0.00092	0.55	cumple
S-2	0.00027	0.16	cumple	0.00021	0.13	cumple

Nota: Las derivas elásticas de cada piso son el resultado del análisis con el software ETABS, estos valores se multiplican por el factor de 0.75 y por “R” con el que se calculan las derivas inelásticas.

Derivas de piso en sentido “Y”

Figura 131

Derivas elásticas máxima por sismo estático en dirección Y

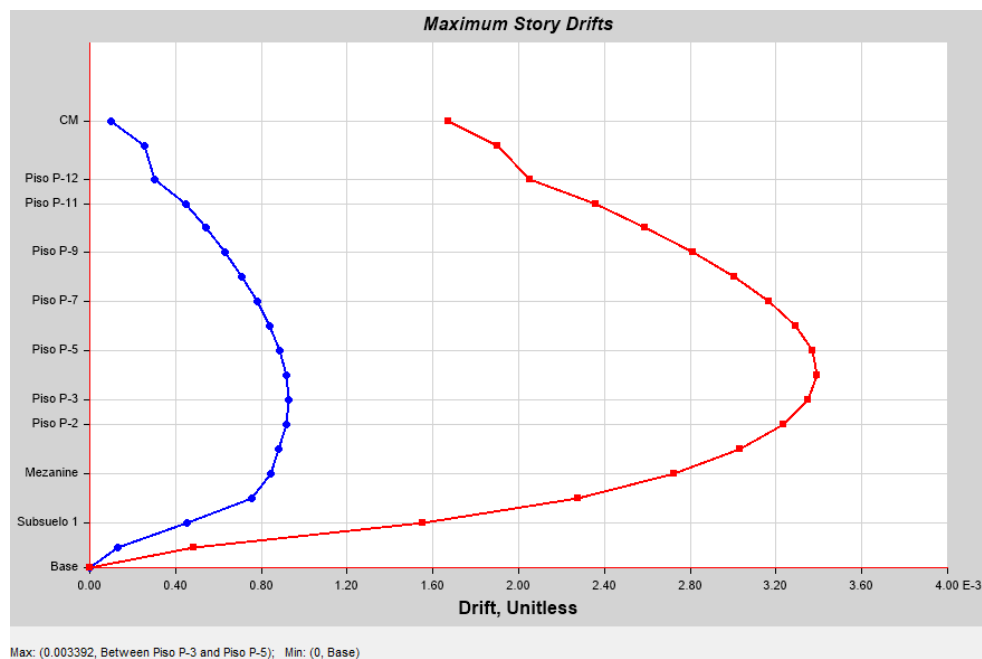


Figura 132

Derivas elásticas máxima por sismo dinámico en dirección Y

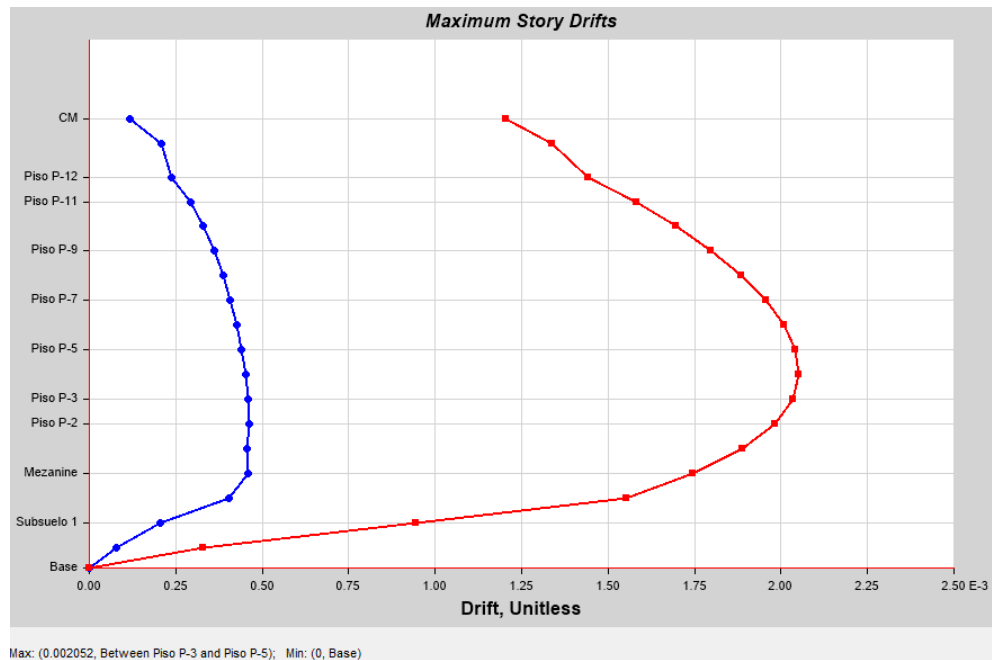


Tabla 88

Control de deriva por sismo estático y dinámico en dirección Y

Piso	Sismo estático			Sismo dinámico		
	D. elast. $\Delta_E(\%)$	D. inelást. $\Delta_M(m)$	Chequeo $\Delta_M < 2\%$	D. elast. $\Delta_E(\%)$	D. inelást. $\Delta_M(\%)$	Chequeo $\Delta_M < 2\%$
CM	0.00167	1.00	cumple	0.00120	0.72	cumple
P-13	0.00190	1.14	cumple	0.00133	0.80	cumple
P-12	0.00205	1.23	cumple	0.00144	0.87	cumple
P-11	0.00235	1.41	cumple	0.00158	0.95	cumple
P-10	0.00259	1.55	cumple	0.00169	1.02	cumple
P-9	0.00281	1.69	cumple	0.00179	1.08	cumple
P-8	0.00300	1.80	cumple	0.00188	1.13	cumple
P-7	0.00316	1.90	cumple	0.00195	1.17	cumple
P-6	0.00329	1.98	cumple	0.00200	1.21	cumple
P-5	0.00337	2.02	no cumple	0.00204	1.22	cumple
P-4	0.00339	2.04	no cumple	0.00205	1.23	cumple
P-3	0.00335	2.00	cumple	0.00203	1.22	cumple
P-2	0.00323	1.94	cumple	0.00198	1.19	cumple
P-1	0.00303	1.82	cumple	0.00188	1.13	cumple
Mezanine	0.00272	1.63	cumple	0.00174	1.05	cumple
Plant. Baja	0.00227	1.37	cumple	0.00155	0.93	cumple
S-1	0.00155	0.93	cumple	0.00094	0.57	cumple
S-2	0.000486	0.29	cumple	0.00033	0.20	cumple

Factores de impedancia del suelo

Para modelar la Interacción Suelo Estructura – ISE, se recurre al uso de las ecuaciones para cimentaciones superficiales “funciones de impedancia”, factores que permiten determinar la rigidez y el amortiguamiento que simulan el comportamiento dinámico del suelo, la fundamentación teórica y fórmulas fueron explicadas en el apartado 0.

Carga de servicio actuante en la cimentación

Para determinar los “factores de impedancia” se necesita determinar el área (B x L) actuante del suelo, en la base de cada columna para una carga de servicio de combinación (1D+1L), ver Tabla 89.

Tabla 89

Cargas de servicio actuantes en la base de las columnas

Cargas axiales en columnas (Tonf)													
Eje	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
12	398.6	352.1	451.7	446.5	428.4	405.9	383.2	384.1	391.4	410.1	432.1	210.7	610.8
11	442.4
10	596.0	874.8	613.9	535.2	508.7	522.4	586.9	831.1	715.7
9	583.9	822.0	397.9	806.6	89.8
8	575.1	846.1	829.5	88.2
7	570.6	786.9	772.9	572.8
6	568.0	658.9	402.6	625.1	538.2
5	567.1	656.3	649.2	536.1
4	581.6	664.0	226.6	226.9	681.2	538.5
3	746.9	832.6	595.3	562.9	555.3	567.1	623.2	854.7	550.3
2	450.2
1	366.4	641.0	404.2	446.3	437.9	434.4	434.1	436.7	447.3	492.7	425.0	621.4

Nota: Se marca con negrita las columnas con cargas críticas; esquineras, laterales, centrales y de los muros. Con estos valores se encuentran las secciones de “B y L”.

Área del suelo actuante para el cálculo de rigideces

El área del suelo actuante se determina por dos métodos: el primero por área cooperante con respecto a los ejes X y Y, el segundo por la teoría distribución de los esfuerzos de Boussinesq (1885), mencionado en el apartado 0. Con estas dimensiones; se determina "B y L" críticos con los que se calculan las rigideces traslacionales y rotacionales, valores que representan el comportamiento dinámico de la estructura del suelo. ver Tabla 90.

Tabla 90

Área del suelo actuante para rigideces "B x L"

Tipo	Eje	Carga	Secc. Coop.		Boussinesq (1885)		Secc. Finales	
		(Tonf.)	B ₁ (m)	L ₁ (m)	B ₂ (m)	L ₂ (m)	B(m)	L(m)
Secciones para "Columnas"								
Esquinera	M-1	621.40	4.70	4.70	2.50	3.50	2.5	3.50
Laterales B	A-3	746.90	5.10	5.10	4.00	4.00	4.00	4.00
Laterales L	B-1	641.00	4.70	4.70	2.50	2.50	2.50	3.50
Centrales	D-10	874.80	5.40	5.40	6.00	7.00	5.40	5.40
Secciones para "Muros centrales"								
Tipo E	G-9	397.90	3.60	3.60	2.75	1.20	1.20	1.20
Tipo I	G-6	402.60	3.70	3.70	1.30	1.20	1.20	1.20
Izq. Tipo I	FG-4	226.60	2.00	2.00	3.00	1.30	1.30	1.30
Der. Tipo I	GH-4	226.90	2.00	2.00	3.00	1.30	1.30	1.30

Cálculo de rigideces traslacionales y rotacionales

Para desarrollar el modelo de la ISE se toma en cuenta la interacción inercial ya que esta afecta directamente al comportamiento de la estructura, mientras que la interacción cinemática reduce el espectro del diseño, esta interacción no se toma en cuenta para el análisis de la estructura.

A continuación, se realiza el cálculo de rigideces del suelo con la teoría mencionada en el apartado 0:

Para determinar el modelo de rigidez al cortante (G_{max}), se utiliza la Ecuación 110, y se obtiene el siguiente resultado:

$$G_{max} = \frac{1.90 \text{ Tonf/m}^3 \times (293\text{m/seg})^2}{9.81 \text{ m/seg}^2} = 56.75 \text{ Tonf/m}^3$$

$$G_{max} = 163.122 \text{ Mpa}$$

De acuerdo a la normativa (NEC – 15), la zona sísmica en donde está cimentado el edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería - MAG es de tipo “V” y la aceleración máxima del suelo (PGA = 0.4), ver Figura 5 y Tabla 3, junto con el perfil del suelo (Tipo D) se estima el valor de G_{sec} , para esto se utiliza la Tabla 26, G_{sec} está representado en la curva de histéresis del suelo que se puede observar en la Figura 47, entonces el valor de G_{sec} es:

$$G_{sec} = 0.5 G_{max} = 0.5 \times 56.75 = 28.38 \text{ Tonf/m}^3$$

$$G_{sec} = 81.561 \text{ Mpa}$$

Estimado el valor de G_{sec} se aplican las funciones de impedancia de Pais – Kausel (1988) (ASCE/SEI, 2013), si bien en la teoría existen fórmulas que permiten calcular el amortiguamiento del suelo, no se muestra el cálculo de sus resultados ya que el software ETABS® no admite el ingreso de este parámetro para desarrollar el análisis de la ISE.

Para desarrollar el cálculo de las rigideces en las columnas esquineras y de borde se utiliza la zona de intensidad incrementada, esto involucra distancias entre los bordes de la cimentación donde la rigidez toma valores más altos al compararlos con el centro de la cimentación y está representada por el “Rex” y “Rey”. (ASCE/SEI, 2013)

Rigidez del suelo para columnas “Esquineras”

Tabla 91

Parámetros para cálculo de rigidez en columnas “Esquineras”

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Largo de la cimentación	L	3.50	[m]

Ancho de la cimentación	B	2.50	[m]
Altura de las paredes del muro	D	3.15	[m]
Peso específico del suelo	γ_h	18.64	[kN/m ³]
Coefficiente de Poisson del suelo	N	0.35
Velocidad de ondas de corte	Vs	293	[m/seg]
Factor de degradación (Tabla 26)	Dg	0.5
Gravedad	G	9.81	[m/seg ²]
Módulo de cortante	G_{sec}	81.561	[Mpa]

Tabla 92*Solución elástica para rigideces*

Gados de libertad	Solución de Pais y Kausel (1988)
Traslación eje z	$K_z = \left(\frac{G \cdot B}{1 - \nu} \right) \left(3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right) = 1.754 \text{ GN/m}$
Traslación eje y	$K_y = \left(\frac{G \cdot B}{2 - \nu} \right) \left(6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right) = 1.382 \text{ GN/m}$
Traslación eje x	$K_x = \left(\frac{G \cdot B}{2 - \nu} \right) \left(6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right) = 1.342 \text{ GN/m}$
Torsión z	$K_{zz} = G \cdot B^3 \left(4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right) = 17.525 \text{ GN} \cdot \text{m/rad}$
Torsión y	$K_{yy} = \left(\frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \right) \left(3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right) = 16.928 \text{ GN} \cdot \text{m/rad}$
Torsión x	$K_{xx} = \left(\frac{G \cdot B^3}{1 - \nu} \right) \left(3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right) = 10.352 \text{ GN} \cdot \text{m/rad}$

Tabla 93*Factores de corrección por empotramientos para rigideces estáticas*

Parámetros adicionales de cálculo ver (Figura 48)	
D = 4.25 m	Profundidad de desplante
$d_w = 1.10 \text{ m}$	Espesor de la losa de cimentación
$Z_w = 3.70 \text{ m}$	Profundidad al centroide de la losa de cimentación
$A_w = 26.40 \text{ m}$	Área de contacto del sólido. $A_w = 2(2B + 2L)d_w$
Gados de libertad	Solución de Pais y Kausel (1988)
Traslación eje z	$\eta_z = \left(1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right) = 1.655$

$$\begin{aligned} \text{Traslación eje y} \quad \eta_y &= \left(1 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right) = 2.358 \\ \text{Traslación eje x} \quad \eta_x &= \eta_y = 2.358 \\ \text{Torsión z} \quad \eta_{zz} &= \left(1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^{0.9} \right) = 4.616 \\ \text{Torsión y} \quad \eta_{yy} &= \left(1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right) = 3.803 \\ \text{Torsión x} \quad \eta_{xx} &= \left(1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \cdot \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right) = 5.342 \end{aligned}$$

Tabla 94

Modificadores de rigidez dinámica por radiación de ondas

Parámetros adicionales de cálculo	
$T_s = 0.069$ seg	Periodo de vibración natural del deposito
$W = 91.061$ rad/seg	$w = \frac{1}{P} \cdot 2\pi$
$a_0 = 0.777$	$a_0 = W \cdot B/V$
$\Phi = 2.082$	$\varphi = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}}$; si $\varphi \geq 2,5 \rightarrow \varphi=2,5$ (Amortiguamiento hysterético del suelo)
Gados de libertad	Solución de Pais y Kausel (1988)
Traslación eje z	$\alpha_z = 0.904$ (Ecuación 123)
Traslación eje y	$\alpha_y = 1.00$ (Ecuación 124)
Traslación eje x	$\alpha_x = 1.00$ (Ecuación 125)
Torsión z	$\alpha_{zz} = 0.857$ (Ecuación 126)
Torsión y	$\alpha_{yy} = 0.749$ (Ecuación 127)
Torsión x	$\alpha_{xx} = 0.882$ (Ecuación 128)

Nota: Para el cálculo de estos factores se hace referencia a las ecuaciones establecidas en el apartado 0.

Tabla 95

Rigidez dinámica por radiación de ondas para cimentaciones embebidas

Gados de libertad	Solución de Pais y Kausel (1988)
--------------------------	---

Traslación eje y	$K_{yemb} = K_y \cdot \eta_y \cdot \alpha_y = 3.259 \text{ GN/m}$
Traslación eje x	$K_{xemb} = K_x \cdot \eta_x \cdot \alpha_x = 3.165 \text{ GN/m}$
Torsión z	$K_{zzemb} = K_{zz} \cdot \eta_{zz} \cdot \alpha_{zz} = 69.302 \text{ GN.m/rad}$
Torsión y	$K_{yyemb} = K_{yy} \cdot \eta_{yy} \cdot \alpha_{yy} = 48.238 \text{ GN.m/rad}$
Torsión x	$K_{xxemb} = K_{xx} \cdot \eta_{xx} \cdot \alpha_{xx} = 48.804 \text{ GN.m/rad}$

Tabla 96

Zona de intensidad vertical incrementada en bordes

Parámetros adicionales de cálculo	
Re= 0.5	Coficiente varía de 0.30-0.50
$R_{ex} = 1.75 \text{ m}$	$R_{ex} = \frac{2L \cdot R_e}{2}$
$R_{ey} = 1.25 \text{ m}$	$R_{ey} = \frac{2B \cdot R_e}{2}$
$R_{kyy} = 4.90 \text{ Adim.}$	$R_{kyy} = \frac{\left(\frac{3K_{yyemb}}{4 \left(\frac{K_{zemb}}{4BL} \right) B L^3} \right) - (1 - 0.4)^3}{1 - (1 - R_e)^3}$
$R_{kxx} = 9.957 \text{ Adim.}$	$R_{kxx} = \frac{\left(\frac{3K_{xxemb}}{4 \left(\frac{K_{zemb}}{4BL} \right) L B^3} \right) - (1 - 0.4)^3}{1 - (1 - R_e)^3}$
Gados de libertad	Solución de Pais y Kausel (1988)
Traslación x	$k_b = \frac{K_{zemb}}{4BL} \cdot 2B \cdot R_{kyy} = 1.836 \text{ GN/m}$
Traslación y	$k_c = \frac{K_{zemb}}{4BL} \cdot 2L \cdot R_{kxx} = 5.225 \text{ GN/m}$
Traslación z	$KT_z = \frac{k_b + k_c}{2} = 3.531 \text{ GN/m}$

Tabla 97

Rigidez rotacional y traslacional corregidas en columnas "Esquineras"

Gados de libertad	Fórmula	Valor	Unidad
Traslacionales			

Gados de libertad	Fórmula	Valor	Unidad
KT_z	$\frac{kb + kc}{2}$	3.531	[GN / m]
KT_y	$\frac{K_{yemb}}{\eta_y}$	1.342	[GN / m]
KT_x	$\frac{K_{xemb}}{\eta_x}$	1.382	[GN / m]
Rotacionales			
KT_{zz}	$K_{zzemb} - \frac{K_{zzemb}}{\eta_{zz}}$	56.329	[GN. m / rad]
KT_{yy}	$K_{yyemb} - \frac{K_{yyemb}}{\eta_{yy}}$	35.972	[GN. m / rad]
KT_{xx}	$K_{xxemb} - \frac{K_{xxemb}}{\eta_{xx}}$	37.787	[GN. m / rad]

Nota: Para el cálculo de las rigideces rotacionales se considera la intervención de la rigidez de las paredes de los muros.

Rigidez del suelo para columnas “Laterales B”

Tabla 98

Rigidez con Factores de corrección para columnas “Laterales B”

Parámetros adicionales de cálculo				
B= 4.00 m	Re = 0.5		$a_0 = 1.243$	
L= 4.00 m	$R_{ey} = 2.00$ m		$K_b = 1.543$ GN/m	
$A_w = 35.20$ m	$R_{kxx} = 5.00$ Adim.		$K_c = 2.120$ GN/m	
Gados de libertad (traslacionales)	GN/m	Adim.	Adim.	GN/m
Traslación eje z	$K_z = 2.359$	$\eta_z = 1.525$	$\alpha_z = 0.942$	$K_{zemb} = 3.390$
Traslación eje y	$K_y = 1.819$	$\eta_y = 2.050$	$\alpha_y = 1.00$	$K_{yemb} = 3.729$
Traslación eje x	$K_x = 1.819$	$\eta_x = 2.050$	$\alpha_x = 1.00$	$K_{xemb} = 3.729$
(rotacionales)	GN. m/rad	Adim.	Adim.	GN. m/rad
Torsión z	$K_{zz} = 43.377$	$\eta_{zz} = 3.767$	$\alpha_{zz} = 0.783$	$K_{zzemb} = 127.870$
Torsión y	$K_{yy} = 32.122$	$\eta_{yy} = 3.400$	$\alpha_{yy} = 0.563$	$K_{yyemb} = 61.507$
Torsión x	$K_{xx} = 32.122$	$\eta_{xx} = 3.400$	$\alpha_{xx} = 0.760$	$K_{xxemb} = 83.044$

Tabla 99

Rigidez rotacional y traslacional corregidas para columnas "Laterales B"

Gados de libertad	Fórmula	Valor	Unidad
Traslacionales			
KT_z	K_c	2.120	[GN / m]
KT_y	$\frac{K_{yemb}}{\eta_y}$	1.820	[GN / m]
KT_x	$\frac{K_{xemb}}{\eta_x}$	1.820	[GN / m]
Rotacionales			
KT_{zz}	$K_{zzemb} - \frac{K_{zzemb}}{\eta_{zz}}$	90.266	[GN. m / rad]
KT_{yy}	$K_{yyemb} - \frac{K_{yyemb}}{\eta_{yy}}$	58.623	[GN. m / rad]
KT_{xx}	$K_{xxemb} - \frac{K_{xxemb}}{\eta_{xx}}$	45.179	[GN. m / rad]

Rigidez del suelo para columnas "Laterales L"

Tabla 100

Rigidez con Factores de corrección para columnas "Laterales L"

Parámetros adicionales de cálculo				
B= 2.50 m	Re = 0.5	$a_0 = 0.777$		
L= 3.50 m	$R_{ex} = 1.75$ m	$K_b = 1.836$ GN/m		
$A_w = 26.40$ m	$R_{kyy} = 4.90$ Adim.	$K_c = 5.225$ GN/m		
Gados de libertad (traslacionales)	Solución de Pais y Kausel (1988)			
	GN/m	Adim.	Adim.	GN/m
Traslación eje z	$K_z = 1.754$	$\eta_z = 1.655$	$\alpha_z = 0.904$	$K_{zemb} = 2.624$
Traslación eje y	$K_y = 1.382$	$\eta_y = 2.358$	$\alpha_y = 1.00$	$K_{yemb} = 3.259$
Traslación eje x	$K_x = 1.342$	$\eta_x = 2.358$	$\alpha_x = 1.00$	$K_{xemb} = 3.165$
(rotacionales)	GN. m/rad	Adim.	Adim.	GN. m/rad
Torsión z	$K_{zz} = 17.525$	$\eta_{zz} = 4.616$	$\alpha_{zz} = 0.857$	$K_{zzemb} = 69.302$
Torsión y	$K_{yy} = 16.928$	$\eta_{yy} = 3.803$	$\alpha_{yy} = 0.749$	$K_{yyemb} = 48.238$

Torsión x $K_{xx} = 10.352$ $\eta_{xx} = 5.342$ $\alpha_{xx} = 0.882$ $K_{xxemb} = 48.804$

Tabla 101

Rigidez rotacional y traslacional corregidas para columnas "Laterales L"

Gados de libertad	Fórmula	Valor	Unidad
Traslacionales			
KT_z	K_c	1.836	[GN / m]
KT_y	$\frac{K_{yemb}}{\eta_y}$	1.342	[GN / m]
KT_x	$\frac{K_{xemb}}{\eta_x}$	1.382	[GN / m]
Rotacionales			
KT_{zz}	$K_{zzemb} - \frac{K_{zzemb}}{\eta_{zz}}$	56.329	[GN. m / rad]
KT_{yy}	$K_{yyemb} - \frac{K_{yyemb}}{\eta_{yy}}$	35.972	[GN. m / rad]
KT_{xx}	$K_{xxemb} - \frac{K_{xxemb}}{\eta_{xx}}$	37.787	[GN. m / rad]

Rigidez del suelo para columnas "Centrales"

Tabla 102

Rigidez con Factores de corrección para Columnas "Centrales"

Parámetros adicionales de cálculo				
B= 5.40 m	$A_w = 47.52$ m			
L= 5.40 m	$a_0 = 1.678$			
Gados de libertad (traslacionales)	Solución de Pais y Kausel (1988)			
	GN/m	Adim.	Adim.	GN/m
Traslación eje z	$K_z = 3.185$	$\eta_z = 1.413$	$\alpha_z = 0.937$	$K_{zemb} = 4.216$

Parámetros adicionales de cálculo				
Traslación eje y	$K_y = 2.456$	$\eta_y = 1.826$	$\alpha_y = 1.00$	$K_{yemb} = 4.483$
Traslación eje x	$K_x = 2.456$	$\eta_x = 1.826$	$\alpha_x = 1.00$	$K_{xemb} = 4.483$
(rotacionales)	GN. m/rad	Adim.	Adim.	GN. m/rad
Torsión z	$K_{zz} = 106.73$	$\eta_{zz} = 3.112$	$\alpha_{zz} = 0.743$	$K_{zzemb} = 246.77$
Torsión y	$K_{yy} = 79.033$	$\eta_{yy} = 2.251$	$\alpha_{yy} = 0.518$	$K_{yyemb} = 103.29$
Torsión x	$K_{xx} = 79.033$	$\eta_{xx} = 2.521$	$\alpha_{xx} = 0.678$	$K_{xxemb} = 135.17$

Tabla 103

Rigidez rotacional y traslacional corregidas para columnas "Centrales"

Gados de libertad	Fórmula	Valor	Unidad
Traslacionales			
KT_z	K_{zemb}	4.216	[GN / m]
KT_y	$\frac{K_{yemb}}{\eta_y}$	2.456	[GN / m]
KT_x	$\frac{K_{xemb}}{\eta_x}$	2.456	[GN / m]
Rotacionales			
KT_{zz}	K_{zzemb}	246.771	[GN. m / rad]
KT_{yy}	$\frac{K_{yyemb}}{\eta_{yy}}$	53.615	[GN. m / rad]
KT_{xx}	$\frac{K_{xxemb}}{\eta_{xx}}$	40.971	[GN. m / rad]

Rigidez del suelo para muros "Centrales tipo E- I"

Tabla 104

Rigidez con Factores de corrección para muros "Centrales tipo E-I"

Parámetros adicionales de cálculo				
B= 1.20 m	$A_w = 10.56$ m			
L= 1.20 m	$a_0 = 0.373$			
Gados de libertad (traslacionales)	GN/m	Solución de Pais y Kausel (1988)		GN/m
		Adim.	Adim.	

Parámetros adicionales de cálculo				
Traslación eje z	$K_z = 0.708$	$\eta_z = 2.375$	$\alpha_z = 0.954$	$K_{zemb} = 1.604$
Traslación eje y	$K_y = 0.546$	$\eta_y = 3.750$	$\alpha_y = 1.00$	$K_{yemb} = 2.047$
Traslación eje x	$K_x = 0.546$	$\eta_x = 3.750$	$\alpha_x = 1.00$	$K_{xemb} = 2.047$
(rotacionales)	GN. m/rad	Adim.	Adim.	GN. m/rad
Torsión z	$K_{zz} = 1.171$	$\eta_{zz} = 9.177$	$\alpha_{zz} = 0.951$	$K_{zzemb} = 10.223$
Torsión y	$K_{yy} = 0.867$	$\eta_{yy} = 19.408$	$\alpha_{yy} = 0.858$	$K_{yyemb} = 14.444$
Torsión x	$K_{xx} = 0.867$	$\eta_{xx} = 19.408$	$\alpha_{xx} = 0.964$	$K_{xxemb} = 16.231$

Tabla 105

Rigidez rotacional y traslacional corregidas para muros "Centrales tipo E-I"

Gados de libertad	Fórmula	Valor	Unidad
Traslacionales			
KT_z	K_{zemb}	1.604	[GN / m]
KT_y	$\frac{K_{yemb}}{\eta_y}$	0.546	[GN / m]
KT_x	$\frac{K_{xemb}}{\eta_x}$	0.546	[GN / m]
Rotacionales			
KT_{zz}	K_{zzemb}	10.223	[GN. m / rad]
KT_{yy}	$\frac{K_{yyemb}}{\eta_{yy}}$	0.836	[GN. m / rad]
KT_{xx}	$\frac{K_{xxemb}}{\eta_{xx}}$	0.744	[GN. m / rad]

Rigidez del suelo para muros centrales "Izq. Tipo E – Der. Tipo I"

Tabla 106

Rigidez con Factores de corrección para muros "Izq. Tipo E – Der. Tipo I"

Parámetros adicionales de cálculo	
B= 1.30 m	$A_w = 11.44$ m
L= 1.30 m	$a_0 = 0.404$

Parámetros adicionales de cálculo				
Gados de libertad (traslacionales)	Solución de Pais y Kausel (1988)			
	GN/m	Adim.	Adim.	GN/m
Traslación eje z	$K_z = 0.767$	$\eta_z = 2.290$	$\alpha_z = 0.954$	$K_{zemb} = 1.674$
Traslación eje y	$K_y = 0.591$	$\eta_y = 3.580$	$\alpha_y = 1.00$	$K_{yemb} = 2.116$
Traslación eje x	$K_x = 0.591$	$\eta_x = 3.580$	$\alpha_x = 1.00$	$K_{xemb} = 2.116$
(rotacionales)	GN. m/rad	Adim.	Adim.	GN. m/rad
Torsión z	$K_{zz} = 1.489$	$\eta_{zz} = 8.609$	$\alpha_{zz} = 0.944$	$K_{zzemb} = 12.102$
Torsión y	$K_{yy} = 1.103$	$\eta_{yy} = 16.936$	$\alpha_{yy} = 0.841$	$K_{yyemb} = 15.699$
Torsión x	$K_{xx} = 1.103$	$\eta_{xx} = 16.936$	$\alpha_{xx} = 0.958$	$K_{xxemb} = 17.901$

Tabla 107

Rigidez rotacional y traslacional corregidas para muros "Izq. Tipo E – Der. Tipo I"

Gados de libertad	Fórmula	Valor	Unidad
Traslacionales			
KT_z	K_{zemb}	1.674	[GN / m]
KT_y	$\frac{K_{yemb}}{\eta_y}$	0.591	[GN / m]
KT_x	$\frac{K_{xemb}}{\eta_x}$	0.591	[GN / m]
Rotacionales			
KT_{zz}	K_{zzemb}	12.102	[GN. m / rad]
KT_{yy}	$\frac{K_{yyemb}}{\eta_{yy}}$	1.057	[GN. m / rad]
KT_{xx}	$\frac{K_{xxemb}}{\eta_{xx}}$	0.927	[GN. m / rad]

Tabla 108

Resumen de rigideces traslacionales y rotacionales del suelo

Grados	Columnas			Muros centrales	
	Esquin.	Later. B	Later. L	Central	Tipo E – I Isq. y der. I
Rigideces traslacionales [GN / m]					

KT_z	3.531	2.120	1.836	4.216	1.604	1.674
KT_y	1.342	1.820	1.342	2.456	0.546	0.591
KT_x	1.382	1.820	1.382	2.456	0.546	0.591
Rigidices rotacionales [GN. m / rad]						
KT_{zz}	56.329	90.266	56.329	246.771	10.223	12.102
KT_{yy}	35.972	58.623	35.972	53.615	0.836	1.057
KT_{xx}	37.787	45.179	37.787	40.971	0.744	0.927

Una vez estimadas las rigideces para los puntos de apoyo de la estructura, se ingresan los valores obtenidos en el software ETABS®, como se aprecia en la Figura 133, esto se realiza para todos los puntos de apoyo y se desarrolla el análisis de la Interacción Suelo – Estructura (ISE), ver

Figura 134.

Figura 133

Definición de rigideces del suelo en los puntos de apoyo

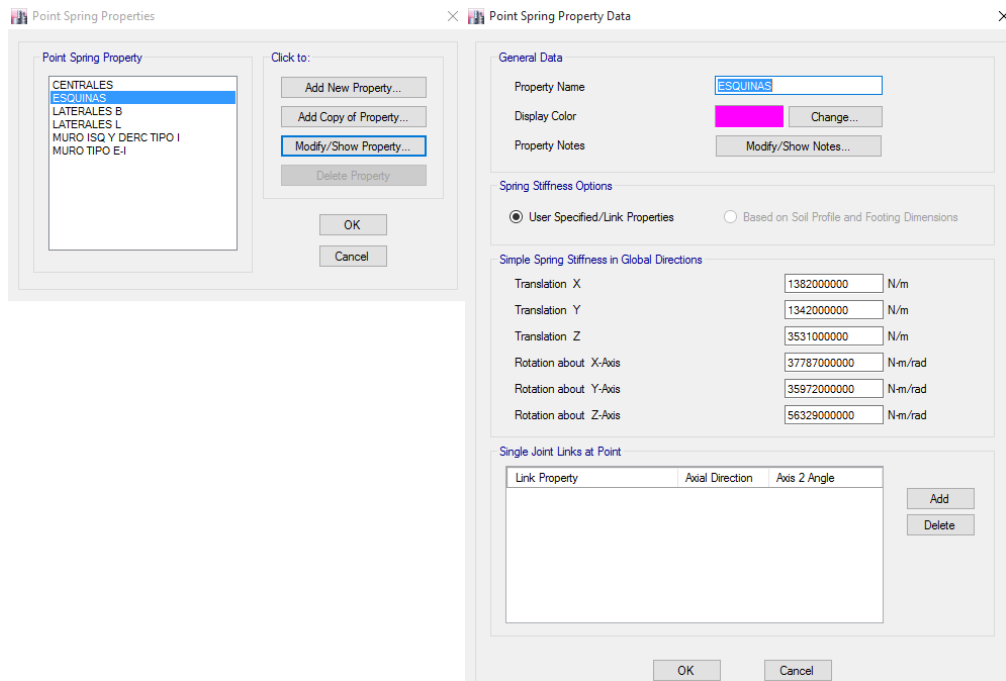


Figura 134

Ubicación de las rigideces en la base de la estructura

resultado se debe a que la distribución de los muros estructurales no es simétrica con respecto al eje X, también este valor es justificado por la presencia de columnas esbeltas según lo expuesto en el apartado 0, y la irregularidad en planta en los pisos de planta baja y mezzanine, es decir, el área de las losas en ambos pisos difiere con respecto a las losas del resto de pisos.

A continuación, se presenta la Tabla 86 con un resumen de todos los modos de vibración y periodos de la estructura.

Tabla 109

Modos de vibración y periodos

Caso	Modo	Periodo (seg)	Frecuencia Hz	UX (s. u.)	UY (s. u.)	RZ (s. u.)
Modal	1	1.6820	0.5945	0.0109	0.0195	0.6976
Modal	2	1.3790	0.7252	0.0455	0.6666	0.0113
Modal	3	1.3660	0.7321	0.6590	0.0399	0.0177
Modal	4	0.5050	1.9802	0.0001	0.0019	0.0991
Modal	5	0.3800	2.6316	0.0078	0.1228	0.0010
Modal	6	0.3670	2.7248	0.1322	0.0088	0.0000
Modal	7	0.2690	3.7175	0.0000	0.0003	0.0363
Modal	8	0.1850	5.4054	0.0037	0.0426	0.0009
Modal	9	0.1780	5.6180	0.0324	0.0009	0.0068
Modal	10	0.1750	5.7143	0.0122	0.0048	0.0117
Modal	11	0.1300	7.6923	0.0001	0.0004	0.0134
Modal	12	0.1150	8.6957	0.0066	0.0199	0.0000
Modal	13	0.1120	8.9286	0.0198	0.0061	0.0000
Modal	14	0.1010	9.9010	0.0000	0.0003	0.0115
Modal	15	0.0840	11.9048	0.0009	0.0042	0.0077
Modal	16	0.0820	12.1951	0.0148	0.0038	0.0000
Modal	17	0.0800	12.5000	0.0026	0.0104	0.0038
Modal	18	0.0690	14.4928	0.0002	0.0000	0.0114
Modal	19	0.0650	15.3846	0.0136	0.0008	0.0003
Modal	20	0.0620	16.1290	0.0007	0.0130	0.0003
Modal	21	0.0590	16.9492	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	22	0.0580	17.2414	0.0000	0.0004	0.0113
Modal	23	0.0530	18.8679	0.0103	0.0001	0.0002
Modal	24	0.0510	19.6078	0.0001	0.0079	0.0002
Modal	25	0.0500	20.0000	0.0000	0.0011	0.0008

Caso	Modo	Periodo (seg)	Frecuencia Hz	UX (s. u.)	UY (s. u.)	RZ (s. u.)
Modal	26	0.0490	20.4082	0.0000	0.0006	0.0088
Modal	27	0.0450	22.2222	0.0068	0.0000	0.0001
Modal	28	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	29	0.0440	22.7273	0.0000	0.0001	0.0000
Modal	30	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	31	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	32	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	33	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	34	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	35	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	36	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	37	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	38	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	39	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	40	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	41	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	42	0.0440	22.7273	0.0004	0.0001	0.0001
Modal	43	0.0440	22.7273	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	44	0.0430	23.2558	0.0001	0.0014	0.0063
Modal	45	0.0430	23.2558	0.0000	0.0000	0.0015
Modal	46	0.0420	23.8095	0.0000	0.0043	0.0039
Modal	47	0.0410	24.3902	0.0000	0.0001	0.0003
Modal	48	0.0390	25.6410	0.0000	0.0000	0.0001
Modal	49	0.0390	25.6410	0.0045	0.0000	0.0003
Modal	50	0.0380	26.3158	0.0001	0.0000	0.0097
Modal	51	0.0380	26.3158	0.0000	0.0000	0.0002
Modal	52	0.0370	27.0270	0.0000	0.0000	0.0000
Modal	53	0.0360	27.7778	0.0000	0.0039	0.0011
Modal	54	0.0350	28.5714	0.0006	0.0001	0.0044
Modal	55	0.0350	28.5714	0.0004	0.0000	0.0006
Modal	56	0.0340	29.4118	0.0013	0.0000	0.0034
Modal	57	0.0340	29.4118	0.0008	0.0000	0.0022

Derivas de piso

La normativa vigente (NEC – 15), estipula que la deriva máxima para cualquier piso de la edificación no excederá los límites de deriva inelástico del 2%,

ver Tabla 70. A continuación, presenta el control de derivas de piso para el edificio analizado, considerando la ISE.

Derivas de piso en sentido "X"

Figura 135

Derivas elásticas máxima por sismo estático en dirección X

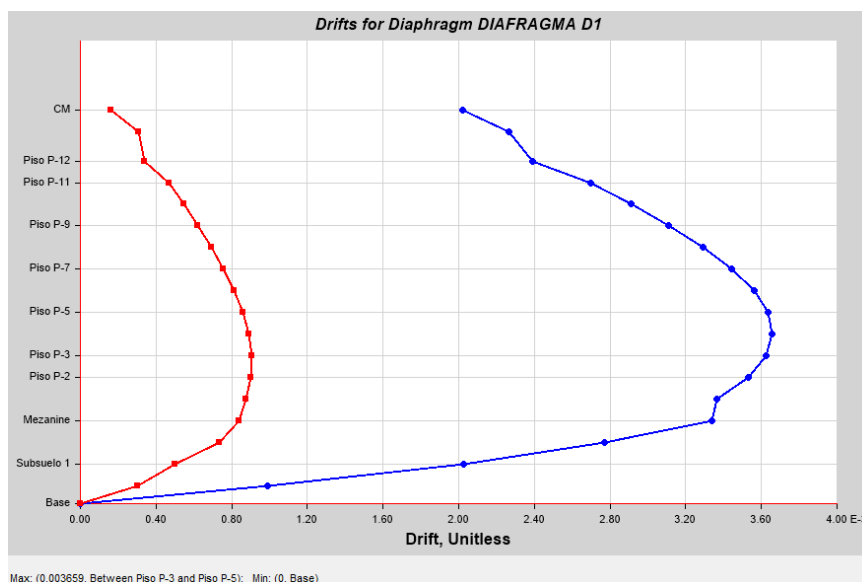


Figura 136

Derivas elásticas máxima por sismo dinámico en dirección X

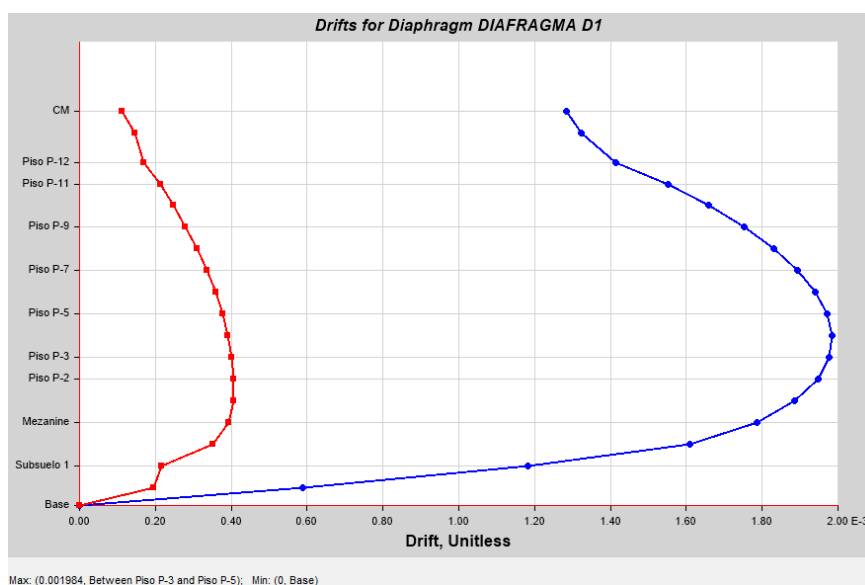


Tabla 110

Control de deriva por sismo estático y dinámico en dirección X

Piso	Sismo estático			Sismo dinámico		
	D. elast. $\Delta_E(\%)$	D. inelást. $\Delta_M(\%)$	Chequeo $\Delta_M < 2\%$	D. elast. $\Delta_E(\%)$	D. inelást. $\Delta_M(\%)$	Chequeo $\Delta_M < 2\%$
CM	0.00202	1.21	cumple	0.00128	0.77	cumple
P-13	0.00226	1.36	cumple	0.00132	0.79	cumple
P-12	0.00239	1.43	cumple	0.00141	0.85	cumple
P-11	0.00269	1.62	cumple	0.00155	0.93	cumple
P-10	0.00291	1.75	cumple	0.00165	1.00	cumple
P-9	0.00311	1.87	cumple	0.00175	1.05	cumple
P-8	0.00329	1.98	cumple	0.00183	1.10	cumple
P-7	0.00344	2.07	no cumple	0.00189	1.14	cumple
P-6	0.00356	2.14	no cumple	0.00194	1.16	cumple
P-5	0.00363	2.18	no cumple	0.00197	1.18	cumple
P-4	0.00365	2.20	no cumple	0.00198	1.19	cumple
P-3	0.00362	2.18	no cumple	0.00197	1.19	cumple
P-2	0.00353	2.12	no cumple	0.00194	1.17	cumple
P-1	0.00336	2.02	no cumple	0.00188	1.13	cumple
Mezzanine	0.00334	2.00	cumple	0.00178	1.07	cumple
Plant. Baja	0.00277	1.66	cumple	0.00160	0.97	cumple
S-1	0.00202	1.22	cumple	0.00118	0.71	cumple
S-2	0.00099	0.60	cumple	0.00058	0.35	cumple

Nota: Las derivas elásticas de cada piso son el resultado del análisis con el software ETABS, estos valores se multiplican por el factor de 0.75 y por "R entonces se obtienen las derivas inelásticas.

Derivas de piso en sentido "Y"

Figura 137

Derivas elásticas máxima por sismo estático en dirección Y

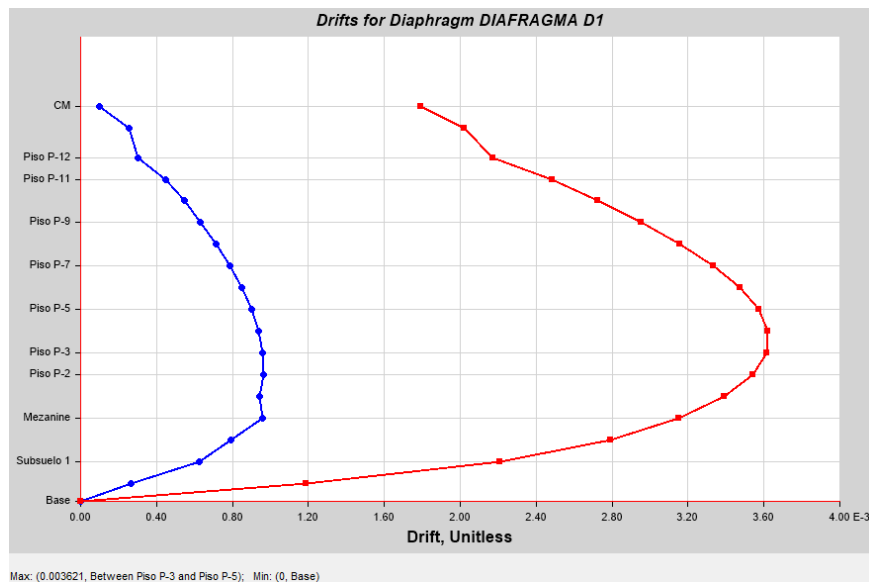


Figura 138

Derivas elásticas máxima por sismo dinámico en dirección Y

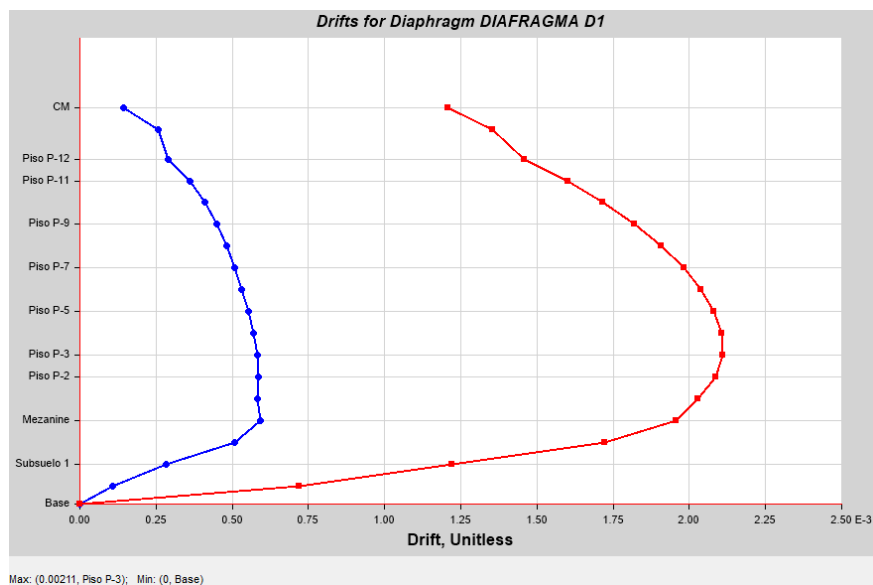


Tabla 111

Control de deriva por sismo estático y dinámico en dirección Y

Piso	Sismo estático			Sismo dinámico		
	D. elast. $\Delta_E(\%)$	D. inelást. $\Delta_M(\%)$	Chequeo $\Delta_M < 2\%$	D. elast. $\Delta_E(m)$	D. inelást. $\Delta_M(\%)$	Chequeo $\Delta_M < 2\%$
CM	0.00179	1.08	cumple	0.00120	0.72	cumple
P-13	0.00202	1.21	cumple	0.00135	0.81	cumple
P-12	0.00217	1.30	cumple	0.00145	0.87	cumple
P-11	0.00248	1.49	cumple	0.00160	0.96	cumple
P-10	0.00272	1.63	cumple	0.00171	1.03	cumple
P-9	0.00295	1.77	cumple	0.00181	1.09	cumple
P-8	0.00315	1.89	cumple	0.00190	1.14	cumple
P-7	0.00333	2.00	cumple	0.00198	1.19	cumple
P-6	0.00347	2.08	no cumple	0.00203	1.22	cumple
P-5	0.00357	2.14	no cumple	0.00208	1.25	cumple
P-4	0.00362	2.17	no cumple	0.00210	1.26	cumple
P-3	0.00361	2.17	no cumple	0.00211	1.27	cumple
P-2	0.00354	2.12	no cumple	0.00208	1.25	cumple
P-1	0.00339	2.03	no cumple	0.00202	1.22	cumple
Mezzanine	0.00314	1.89	cumple	0.00195	1.17	cumple
Plant. Baja	0.00279	1.68	cumple	0.00172	1.03	cumple
S-1	0.00221	1.33	cumple	0.00122	0.73	cumple
S-2	0.00118	0.71	cumple	0.00072	0.43	cumple

Comparación de resultados de los modelos analizados

Tabla 112

Periodos y modos de vibración

Caso	Modo	Periodo (seg)		Diferencia (%)
		Base rígida	Base flexible (ISE)	
Modal (RZ)	1	1.634	1.682	2.94
Modal (UY)	2	1.292	1.379	6.73
Modal (UX)	3	1.281	1.366	6.64

Si se comparan los tres primeros modos de vibración de ambos modelos (base rígida y base flexible), con el periodo de vibración natural del depósito de suelo $T_s = 0.069$ seg, se puede evidenciar una notable diferencia por lo tanto se

concluye que la estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG no se encuentra en un estado de resonancia.

Realizando un análisis estructural, en donde se consideren las propiedades fundamentales del suelo se deben obtener periodos más altos en comparación con un modelo de base rígida; en este estudio se evidencia que la diferencia de los periodos de vibración de la estructura en ambos modelos analíticos realizados no es tan alta, ver Tabla 113, esto se debe a que el suelo en donde está cimentada la edificación es rígido (perfil Tipo D).

Tabla 113

Derivas de piso por sismo estático

Piso	Deriva inelástica en “X”			Deriva inelástica en “Y”		
	B. rígida	B. flexible (ISE)	Diferencia (%)	B. rígida	B. flexible (ISE)	Diferencia (%)
CM	1.13	1.21	7.08	1.00	1.08	8.00
P-13	1.27	1.36	7.09	1.14	1.21	6.14
P-12	1.34	1.43	6.72	1.23	1.30	5.69
P-11	1.53	1.62	5.88	1.41	1.49	5.67
P-10	1.65	1.75	6.06	1.55	1.63	5.16
P-9	1.76	1.87	6.25	1.69	1.77	4.73
P-8	1.86	1.98	6.45	1.80	1.89	5.00
P-7	1.94	2.07	6.70	1.90	2.00	5.26
P-6	2.00	2.14	7.00	1.98	2.08	5.05
P-5	2.03	2.18	7.39	2.02	2.14	5.94
P-4	2.02	2.20	8.91	2.04	2.17	6.37
P-3	1.98	2.18	10.10	2.00	2.17	7.96
P-2	1.89	2.12	12.17	1.94	2.12	9.28
P-1	1.76	2.02	14.77	1.82	2.03	11.54
Mezzanine	1.64	2.00	21.95	1.63	1.89	15.95
Plant. Baja	1.44	1.66	15.28	1.37	1.68	22.63
S-1	0.84	1.22	45.24	0.93	1.33	43.01
S-2	0.16	0.60	275.00	0.29	0.71	144.83

Se realiza un análisis comparativo de las derivas de pisos inelásticas más críticas (sismo estático), de los dos modelos en donde se puede evidenciar que la

estructura del edificio del MAG no cumple satisfactoriamente el control de derivas, superando el valor límite del 2.00% establecidos en la normativa vigente (NEC – 15).

En el modelo estructural de base rígida (empotramientos perfectos), no se cumple el control de derivas inelásticas en dos pisos (P-1 y P-2) en los dos sentidos de análisis longitudinales X y Y, mientras que en el modelo de la ISE (base flexible) las derivas inelásticas son más altas evidenciando problemas en siete pisos (P-1 al P-7) en los sentidos X y Y, ver Tabla 113.

Capítulo VIII

Conclusiones y Recomendaciones

Conclusiones

- En referencia al objetivo general de este trabajo de investigación se concluye que la estructura del edificio del “Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG”, presenta un rendimiento estructural vulnerable en el modelo analítico de Interacción dinámica Suelo – Estructura desarrollado en el software computacional ETABS® (versión 16.2.1), en donde se ingresa la estructura y la rigidez del terreno; el respaldo técnico para el ingreso de datos de la geometría comprende una recopilación de información general de la estructura, mientras que las propiedades fundamentales del suelo fueron obtenidas mediante la ejecución de ensayos de campo y laboratorio, mismos que permitieron determinar las rigideces del suelo que simulan el comportamiento dinámico mediante la aplicación de las “funciones de impedancia” para cimentaciones superficiales.
- En el proceso de recopilación de la información general de la estructura del edificio se encontraron datos de mucha relevancia, el más importante, el informe planteado como “Estudio de reforzamiento estructural del edificio del Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca - MAGAP” elaborado por el Ing. José Chacón Toral en el año 2012, en donde se concluye que la edificación presenta varias deficiencias estructurales, por lo que se plantea la incorporación de disipadores de energía con el objetivo de reducir la demanda sísmica y asegurar un mejor desempeño de la estructura.
- En esta investigación se realizaron ensayos de campo y laboratorio con los cuales se determinaron los parámetros de resistencia al corte del suelo (cohesión y ángulo de fricción interna) mediante la ejecución de ensayos triaxiales “UU” (no consolidados, no drenados), también se elaboraron ensayos

de velocidades de ondas de corte “Vs30” con los que se determinó el tipo de perfil sísmico del suelo (perfil Tipo D) y para definir el comportamiento dinámico del suelo mediante el cálculo del módulo cortante máximo (Gmax) y el módulo cortante secante (Gsec) del suelo, además se ejecutaron ensayos de penetración estándar “SPT” para definir la estratigrafía del terreno y clasificar al suelo (arena limosa SM).

- En el modelo bidimensional del software PLAXIS® de análisis geotécnico se realizó la estimación de asentamientos totales y diferenciales en donde se obtuvieron valores que no exceden los máximos admisibles para edificios, el valor máximo para suelos arenosos es de 3.5 cm que al comparar con los resultados obtenidos en los ejes críticos analizados, se puede evidenciar que todos los valores de asentamientos se encuentran dentro del rango, por lo que se desmiente la hipótesis planteada comprobando que la estructura no presenta problemas de asentamientos.
- En el modelo estructural realizado en el software ETABS® del análisis en el estado actual de la estructura aplicando la Interacción dinámica Suelo – Estructura (ISE), se identificaron problemas en las derivas inelásticas de piso mediante el método dinámico (sismo estático), ya que exceden el valor máximo estipulado en la normativa vigente (NEC – 14). Las derivas de piso no cumplen satisfactoriamente en la dirección X en siete pisos, específicamente del piso #1 al piso #7 con un valor máximo de 2.20% en el piso #4, mientras que en la dirección Y no cumplen en seis pisos, del piso #1 al piso #6 con un valor máximo de 2.17% en el piso #4. Debido a los resultados obtenidos se propone tomar en cuenta el reforzamiento estructural propuesto por el Ing. José Chacón.
- Un parámetro muy importante al realizar el análisis del estado actual de la estructura es el tema de resonancia, misma que se produce cuando el periodo de vibración de la estructura llega a coincidir con el periodo de vibración natural

del depósito de suelo; si se comparan los tres primeros modos de vibración de la estructura ($T_1=1.682$ seg, $T_2=1.379$ seg, $T_3=1.366$ seg), con el periodo de vibración natural del depósito ($T_S=0.069$ seg) se puede apreciar una diferencia notable, por lo que se concluye que el edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería – MAG no se encuentra en un estado de resonancia.

Recomendaciones

- Para los problemas de desprendimientos de las planchas de mármol que forman parte de las fachadas del edificio del MAG, se recomienda aplicar un sistema de anclaje más eficiente, pudiendo ser un sistema de empernado que ayude a controlar dichos desprendimientos para prevenir futuros accidentes y garantizar la seguridad de los peatones que circulan diariamente por los alrededores del edificio.
- Con respecto a la problemática generada por las fisuras de vidrios en las ventanas que conforman las fachadas del edificio del MAG, se recomienda emplear una renovación en el sistema de ventanería o por lo menos un mantenimiento general del mismo, con el fin de brindar eficiencia y seguridad en su funcionamiento, y además permita mantener una imagen unitaria y ordenada de la edificación.
- En el análisis estructural desarrollado en el software computacional ETABS® versión 16.2.1, no fue posible ingresar el amortiguamiento del suelo ya que el programa no toma en consideración este parámetro. Para obtener resultados más exactos en posteriores investigaciones en donde se considere un análisis dinámico, es decir, un análisis completo en donde intervengan la rigidez y el amortiguamiento del sistema suelo – cimentación en un modelo analítico de Interacción Suelo – Estructura (ISE), se recomienda emplear versiones más actuales u otros programas que contemplen todos los parámetros del suelo.

- En futuras investigaciones del edificio del MAG se recomienda desarrollar ensayos cíclicos del suelo como: triaxiales, corte directo, corte torsional o columna resonante. Ensayos que permitirán estimar de mejor manera los parámetros dinámicos del suelo, el módulo cortante máximo (G_{max}) y el módulo cortante secante (G_{sec}). No se realizaron algunos de los ensayos antes mencionados ya que se presentaron varias limitantes, entre ellas, los efectos de la pandemia que afectaron en la ejecución de ciertas actividades y además el presupuesto con el que se contaba para el estudio era más o menos bajo.
- Los ensayos de campo y laboratorio que permiten determinar los parámetros de corte del suelo, velocidades de onda de corte " V_{s30} ", ensayos de penetración estándar "SPT" y clasificación del suelo, mismos que deben ser ejecutados siguiendo los respectivos procedimientos técnicos estipulados en las normas: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 14), Norma Técnica Ecuatoriana (NTE INEN) y American Society for Testing and Materials (ASTM).
- En los resultados obtenidos se evidenció que el suelo en donde se encuentra cimentado el edificio presenta periodos de vibración muy bajos, lo que indica que el suelo se encuentra en constante movimiento (vibraciones altas), por lo que se recomienda que durante el funcionamiento del metro de la ciudad de Quito se realicen monitoreos de vibraciones del suelo y la estructura para descartar posibles eventos que afecten el rendimiento estructural y no estructural del edificio.

Bibliografía

- (IGEPN), I. G. (22 de Abril de 2016). *Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional IGEPN*. Obtenido de <http://www.igepn.edu.ec/eq20160416-informes-noticias?start=10>
- Aguiar, R. (2007). *Dinámica de estructuras con Matlab*. Quito, Pichincha, Ecuador: Centro de Actualización de Conocimientos CICP.
- Alvarado, A. (2012). *Neotectonique et cinématique de la deformation continentale en Equador*. Grenoble, Francia: Université de Grenoble.
- Álvarez, M. (2015). *Determinación de la amplificación sísmica local en el Campus Sur UPM mediante la técnica de sismología de microtremores ReMi*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Andrade Pesántez, C. D. (2017). *Diagnóstico y propuesta de solución ante efectos de asentamientos diferenciales para una vivienda de dos pisos*. Quito, Pichincha, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- Aponte González, J. A. (2011). *Evaluación de métodos no convencionales de caracterización geotécnica*. Bogotá, Colombia: Pontificia Universidad Javeriana.
- Applied Technology Council. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington D.C.: FEMA Region II.
- ASCE/SEI. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- ASTM D1586-64T . (1992). *"Standard test method for penetration test and split barrel sampling of soils"*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D2216. (2010). *Standard Test Methods for Laboratory - Determination of Water (Moisture) Content of Soils and Rock by Mass*. En A. S. Materials. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D-2487. (s.f). *Standard Practice for Clasification of soils for Engineering Purposes*. Unified Soil Clasification System.

- ASTM D2850. (2003). *Método de ensayo para prueba de compresión triaxial no consolidado-no drenado en suelos cohesivos*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D-422. (s.f). *Determinación del análisis granulométrico de los suelos (Método Mecánico)*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D4318. (s.f). *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and plasticity Index*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM International. (2000). *D 5777-00 Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation*.
<https://doi.org/10.1520/D5777-00R11E01>: Annual Book of ASTM Standards.
- Bach, R. K., & Chavez, C. (2019). *Influencia de la interacción suelo – estructura en el comportamiento sísmico de un edificio de 7 niveles del proyecto “Multifamiliar los Balcones del Valle” barrio Columbo - Cajamarca*. Lima: Universidad Nacional de Cajamarca.
- Badillo, E., & Rodríguez, A. (2014). *Mecánica de Suelos*. México D.F.: Limusa.
- Beauval, C., Marinière, J., Yepes, H., Audin, L., Nocquet, J., & Alvarado, A. (2018). *A New Seismic Hazard Model for Ecuador*. ResearchGate.
- Bermúdez, R. (2007). *Variación de la cohesión y el ángulo de fricción interna obtenidos por ensayos de corte directo y triaxial con materiales granulares y arcillosos*. Ciudad de Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Bolt, B. (1999). *Earthquakes a premier*. San Francisco: W.H. Freeman.
- Borcherdt, R. (2012). *VS30 – A Site-Characterization Parameter for Use in Building Codes, Simplified Earthquake Resistant Desing, GMPEs, and ShakeMaps*. U.S Geological Survey.
- Bowles, J. (1997). *Foundation analysis and design. 5° edition*. Peorio, Illinois: McGraw-Hill.
- Brinch Hansen, J. (1961). Una fórmula general para la capacidad de carga. *GEOTEKNISK INSTITUT*, 12.
- Brinkgreve, R. (2004). *Plaxis version 8 Manual de Referencia*. Paises Bajos: Plaxis b.v.
- Buendía Sánchez, L. M. (2016). *Estimación de espectros de vulnerabilidad uniforme para el diseño sísmico de estructuras*. Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.

- Caldas, A., & Salas, C. (2010). *Diseño de la losa de cimentación de un tanque de almacenamiento de agua ubicado en la Universidad de Cuenca: criterio de estabilidad por fallo en la base y por deformación (asentamiento absoluto)*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Careaga, N. (2016). *Efecto de los errores en el posicionamiento de los geófonos en ensayos MASW*. Concepción: Universidad del Bío-Bío.
- Carmona, J. (2014). *Estudio de resultados de ensayo de penetración estándar (SPT) para el factor de corrección y el ángulo de fricción del suelo usando diferentes tipos de correlaciones*. Bogotá: Universidad Católica de Colombia.
- Chacón, J. (2012). *Estudio de reforzamiento estructural del edificio del Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca - MAGAP*. Quito: Oficina de proyectos Ing. José Chacón Toral.
- Christie Poffan, M. J. (2017). *Estudio del fenómeno de interacción dinámica de suelo-estructura y su influencia en la demanda sísmica estructural*. Valparaíso, Chile: Universidad Técnica Federico Santa María.
- Cier, R. (2015). *Procedimientos de interpolación en el cálculo de asentamientos sobre suelos granulares usando el método de Schmertmann*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Crisafulli, F., & Villafañe, E. (2002). *Espectros de respuesta y de diseño*. Mendoza, Argentina: Universidad Nacional del Cuyo.
- Cruz, L. (2009). *Distribución de esfuerzos en el suelo debido a cargas*. Popayán: Universidad del Cauca.
- Cusimayta, M., & Velarde, S. (2019). *Influencia de la Interacción Suelo-Estructura en fuerzas internas y deformaciones de una muestra de reservorios tipo INTZE de volúmenes de 800m³, 1000m³ y 1500 m³ sobre placas circulares de la circulación*. Lima, Perú: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Das, B. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentación (Vol. 7)*. México, México: Thompson S.A de C.V.
- Day, R. (2012). *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook*. New York, Estados Unidos: McGraw - Hill Education.
- De La Hoz, K. (2007). *Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos*. Santiago de Chile: Universidad de Santiago de Chile.

- Delgado, M. (1996). *Ingeniería de Fundaciones, Fundamentos e Introducción al Análisis Geotécnico# 2*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.
- Desena Galarza, D. (2016). *Metodología para la obtención de espectros sísmicos de piso*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Díaz, A. (2011). *Apuntes del Curso de Propiedades de los Suelos*. México D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Díaz, Y., & López, E. (2008). *Plaxis como herramienta de modelación para la solución de algunos problemas geotécnicos reales en la ciudad de Punta Arenas*. Punta Arenas: Universidad de Magallanes.
- EEER. (1996). *Geotechnical Earthquake engineerin*. New York, EE.UU: Pearson Education.
- El Telégrafo. (14 de Agosto de 2014). *El Telégrafo - Decano de la Prensa Nacional*. Obtenido de <https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/quito/1/la-falla-geologica-de-quito-esta-formada-por-3-segmentos>
- Espinosa, A., & Carrión, J. (2019). *Influencia de la interacción suelo–estructura de cimentaciones superficiales en suelos no cohesivos en el comportamiento estructural de una edificación de 8 pisos y un subsuelo*. Quito, Pichincha, Ecuador: Universidad Central del Ecuador.
- FEMA. (2009). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures* (Vols. FEMA P-750/2009 Edition). (p. b. Agency, Ed.) Washington: Federal Emergency Management Agency.
- Ganzhi, F., & Pinos, C. (2014). *Control de asentamientos en diques sobre suelos blandos construidos en el proyecto "Control de inundaciones del Río Cañar"*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Genner, V., & Salastegui, P. (2013). *Interacción sísmica suelo-estructura y su impacto en edificios con zonas aisladas*. Peru: A.E. Sargsian.
- Geoseismic. (2 de agosto de 2017). Obtenido de <http://www.geoseismic.cl/metodo-sismico-hvsr-tecnica-nakamura/>
- González de Vallejo, L. I. (2002). *Ingeniería geológica*. Madrid: Pearson Educación.
- González, J. (2013). *Deeterminación de asentamientos considerando la variación horizontal de los parámetros mecánicos del suelo*. México D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México.

- Grases, J. (2013). Efectos de la Interacción Suelo-Estructura en la respuesta sísmica de puentes instrumentados. *Publicación Sísmica Magazine*.
- Guerrón, A., & Tacuri, L. (2012). *Análisis de la influencia del porcentaje de finos en la capacidad de carga admisible de la cangahua en la ciudad de Quito, Ecuador*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Herrera, L. (2013). *Evaluación de la interacción dinámica suelo-estructura de edificaciones construidas en ladera*. Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- Humire, F., Sáez, E., & Leyton, F. (2015). *Manual de aplicación de técnicas geofísicas basadas en ondas de superficie para la determinación del parámetro Vs30*. Santiago de Chile: Instituto de la Construcción.
- INPRES, I. (junio de 2008). *Fallas geológicas*. Obtenido de <http://contenidos.inpres.gov.ar/docs/Fallas%20Geol%C3%B3gicas.pdf>
- Instituto Geofísico. (2016). *Informe Sísmico Especial N18-2016*. Quito: IGEPN.
- Juárez Badillo, E. (2005). *Fundamentos de la mecánica de suelos*. Mexico: Limusa.
- Jumikis, A. (1969). *Theoretical Soil Mechanics*. Toronto: Van Nostrand Company.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake engineering*. New Jersey, Estados Unidos: Prentice Hall Inc.
- Lambe, T., & Whitman, R. (2012). *Mecánica de suelos*. Mexico: Limusa.
- Lara, A., & Martínez, K. (2020). *Análisis de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento estructural del "Hospital San Luis de Otavalo"*. Sangolquí: Escuela Politécnica del Ejército.
- León, J. P. (2011). *Interacción estática suelo estructura análisis con el método de elementos finitos*. Cuenca: Universidad Estatal de Cuenca.
- López, J. (2013). *Estudio Comparativo en el Dimensionamiento de Cimentaciones*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Louie, J. (2001). Faster, better: shear-wave velocity to 100 meters depth from refraction microtremor arrays. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 347-364.
- Mark, L. (2010). *Earthquake fault scaling: Self consistent relating of rupture length width, average displacement and moment release*. Seismological Society of America.

- MIDUVI. (2015). *Guía práctica para la ejecución de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- Mussio, V. (2011). *Distribución de esfuerzos en el suelo*. México D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Nakamura, Y. (1989). A method for estimating the dynamic characterization of the subsoil using microtremors on the soil surface.
- Navarro, M., García, F., Vega, G., & Franklin, R. (2006). Estimación de la respuesta de sitio mediante el método del cociente espectral aplicado a ruido ambiental: aplicación a la Ciudad Vella de Valencia. *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 1-23.
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capítulo de Peligro sísmico y diseño sismoresistente*. Quito, Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- NEC-SE-GC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción, Geotécnia y cimentaciones*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- NIST GCR 12-917-21. (2012). *Soil - Structure Interaction for Building Structures*. Estados Unidos : U.S. Departament of Commerce.
- Núñez, C. (2018). *Caracterización de suelo mediante método de refracción de microtremores (ReMi) en Curacautín, Región de la Araucanía*. Concepción, Chile: Univercidad de Concepción.
- PASI. (2020). *PASI Instrumentos geofísicos*. Obtenido de <https://www.pasisrl.it/CT/CT20191/0/SISMICA>
- Paz, E. (2012). *Procedimiento de cálculo para la elaboración de espectros sísmicos para el diseño sismorresistente de estructuras*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.
- Poffan, C., & José, M. (2017). *Estudio del fenómeno de interacción dinámica de suelo-estructura y su influencia en la demanda sísmica estructural*. Valparaíso: Universidad Técnica Federico Santa María.
- Pullammanappallil, S., Honjas, W., & Louie, J. (2003). *Determination of 1-D shear wave velocities using the refraction microtremor method*. Nevada: University of Nevada.

- Quinde, P. (2014). *Estudio de peligro sísmico del Ecuador y espectros de diseño sísmico para la ciudad de Cuenca*. México, México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Regal, A. (s.f). *La ingeniería del suelo*. Perú.
- Rivera, M., Piedra, R., & Paripanca, Y. (2016). Ensayos geofísicos de refracción sísmica y de medición de ondas de corte (MASW Y MAM) para usos de cimentación en obras de edificaciones. *Civilizate N°8*, 50-52.
- Salinas, M. L., Yapari, H. J., Canelas, A., & Aranibar, A. (2015). *Mecánica de suelos*. Cochabamba: Universidad Mayor de San Simón .
- Samaniego, J. (26 de Septiembre de 2019). *Cultura Científica UTPL*. Obtenido de <https://culturacientifica.utpl.edu.ec/2019/09/sismos-en-ecuador-medidas-preventivas/>
- SAMBITO, S. A. (2018). *Estudio complementario de la variante Quitumbe de 2.6 km. de la primera línea metro de Quito*. Quito: Sambito.
- Sandoval, L. (2013). *Estudio del método MASW para su aplicación según el decreto supremo N°61*. Concepción: Universidad del Bio-Bio.
- Sangurima, K. (2013). *Programa MIZOSI - Q y la microzonificación sísmica de Quito*. Sangolquí: Universidad de las Fuerzas Armadas - Espe.
- Schmertmann, J., Brown, P., & Hartman, J. (1978). *Improved strain influence factor diagrams*. New York: American Society of Civil Engineers.
- Silva, D., & Ipanaque, G. (2009). *Interacción Sísmica Suelo – Estructura en Edificios Aporticados*. Piura, Perú: Universidad Nacional de Piura.
- Suárez, J. (1998). *Deslizamientos - Análisis Geotécnico*. Bucaramanga: Fuente: (ASTM D-2487, s.f).
- Taipe, L. (2013). *Análisis de las ecuaciones de predicción de movimientos de suelo para el Ecuador utilizando datos registrados durante el periodo 200-2011 en estaciones sísmicas de banda ancha y acelerógrafos*. Quito, Pichincha, Ecuador: Universidad Politécnica Nacional.
- Trujillo, J. (2012). *iseño geotécnico de una zapata corrida de concreto reforzado, apoyada sobre arcillas prconsolidadas, totalmente saturadas*. México D.F.: Universidad Autónoma de México.
- U. Valparaíso. (2006). *Mecánica computacional de geotécnia, introducción al método de elementos finitos*. Valparaíso: Universidad de Valparaíso.

- Universidad Rural de Guatemala. (Junio de 2016). *Modelo de metodos y técnicas*.
Obtenido de https://www.urural.edu.gt/wp-content/uploads/2010/09/Modelo_metodos_tecnicas_UruralG.pdf
- Whittaker, A., Uang, C., & Bertero, V. (1987). *Earthquake simulation test and associated studies of a 0.3-scale model of a six story eccentrically braced steel structure*. California, EE.UU: University of California, Berkeley.
- Winterkorn, H., & Fang, H. (1975). *Foundation engineering handbook*. New York: Van Nostrand Reinhold.
- Zambrano, H., & Quispe, P. (2017). *Ensayo Triaxial*. Lima: Universidad Tecnológica de los Andes.
- Zeevaert, L. (1998). *Compendio Elemental de Mecánica de Suelos*. México D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Zekkos, D., Bray, J., & Der Kiureghian, A. (2004). *Reliability of shallow foundation design using the standard penetration test*. Berkeley: University of California.

Anexos

Código	Contenido
Anexo A	Sistema de clasificación del suelo (SUCS)
Anexo B	Ensayos triaxiales tipo UU