

UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE TITULACIÓN POR TESIS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE GEOTEXTIL Y RELLENO
FLUIDO PARA UNA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL DE UN
EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 PISOS EN SURCO**

TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTADA POR

Bach. CANCHIS GUTARRA, JAIME JESÚS

Bach. VELÁSQUEZ RUIZ, CÉSAR MANUEL

ASESOR: Mg. Ing. GÁRATE CÁCERES, FRANCISCO HÉCTOR

LIMA - PERÚ

2021

DEDICATORIA

Dedico esta tesis a Dios, a mis padres Jaime y Herminia, a mis hermanos Max y Camila por su apoyo incansable, infinito e incondicional a pesar de las adversidades de la vida. Este gran logro académico profesional no hubiera sido posible sin ellos.

Jaime Canchis Gutarra

Dedico esta tesis a Dios, a mis padres María y César por su apoyo incondicional y la confianza que depositan en mí, a pesar de las dificultades en este camino, a mis hermanos Renzo y Rosa por su apoyo en todo momento.

César Velásquez Ruiz

AGRADECIMIENTO

A nuestros asesores el Mg. Ing. Francisco Héctor Gárate Cáceres y la Dra. Dayma Carmenates Hernández durante el desarrollo de nuestra investigación.

A nuestra querida alma máter la Universidad Ricardo Palma por formarnos como seres humanos para una cultura de paz y a todos nuestros docentes universitarios por brindarnos los conocimientos que ahora son frutos en esta investigación.

A las empresas y amistades por brindarnos la experiencia y ese gran aliento de seguir adelante para poder formarnos como profesionales, Gracias.

Jaime Canchis y César Velásquez

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	xix
ABSTRACT	xx
INTRODUCCIÓN.....	xxi
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1 Descripción y formulación del problema general y específicos	1
1.1.1 Problema general	4
1.1.2 Problemas específicos	4
1.2 Objetivo general y específicos	4
1.2.1 Objetivo general	4
1.2.2 Objetivos específicos	4
1.3 Delimitación de la investigación: temporal, espacial y temática	5
1.3.1 Delimitación temporal	5
1.3.2 Delimitación espacial.....	5
1.3.3 Delimitación temática	5
1.4 Justificación e importancia	6
1.4.1 Justificación	6
1.4.2 Importancia	7
1.5 Limitaciones de la investigación	7
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	8
2.1 Marco histórico	8
2.2 Antecedentes del estudio de investigación.....	10
2.2.1 Investigaciones internacionales	10
2.2.2 Investigaciones nacionales	14
2.3 Bases teóricas vinculadas a la variable o variables de estudio	18
2.3.1 Mejoramiento de suelos en edificaciones	18
2.3.2 Sistemas estructurales en edificaciones.....	66
2.3.3 Cimentaciones superficiales en edificaciones.....	70
2.3.4 Conceptos geotécnicos en cimentaciones superficiales.....	74
2.3.5 Diseño estructural en cimentaciones superficiales	102
2.3.6 Casos aplicativos	118
2.4 Definición de términos básicos	119

CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS.....	121
3.1 Hipótesis.....	121
3.1.1 Hipótesis general	121
3.1.2 Hipótesis específicas	121
3.2 Variables	121
3.2.1 Definición conceptual de las variables	121
3.2.2 Operacionalización de las variables	122
 CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	 123
4.1 Tipo y nivel	123
4.1.1 Tipo de investigación.....	123
4.1.2 Nivel de investigación.....	123
4.2 Diseño de investigación.....	124
4.3 Población y muestra	124
4.3.1 Población	124
4.3.2 Muestra.....	125
4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	125
4.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos	125
4.4.2 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos	126
4.4.3 Procedimientos para la recolección de datos	127
4.5 Técnicas para el procesamiento y análisis de la información	128
4.6 Matriz de consistencia	130
 CAPÍTULO V: APLICACIÓN Y DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN .	 131
5.1 Introducción.....	131
5.2 Estudios previos	131
5.2.1 Expediente técnico del proyecto	132
5.2.2 Estudio de mecánica de suelos	132
5.3 Estructura	133
5.3.1 Generalidades	133
5.3.2 Modelo estructural de la edificación	133
5.4 Mejoramiento de suelos.....	150
5.4.1 Generalidades	150
5.4.2 Mejoramiento de suelos – geotextil	150

5.4.3	Mejoramiento de suelos – relleno fluido	157
5.4.4	Modelo estructural del mejoramiento de suelos.....	161
5.5	Cimentación.....	168
5.5.1	Generalidades	168
5.5.2	Metrado de cargas y predimensionamiento	168
5.5.3	Modelo estructural de la cimentación	174
CAPÍTULO VI: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS		185
6.1	Recapitulación	185
6.2	Estructura	185
6.2.1	Etapa N°1: Peligro sísmico	185
6.2.2	Etapa N°2: Caracterización del edificio	188
6.2.3	Etapa N°3: Análisis estructural.....	211
6.2.4	Etapa N°4: Validación de la estructura	219
6.3	Cimentación.....	227
6.3.1	Análisis y diseño geotécnico de la cimentación.....	227
6.3.2	Análisis y diseño estructural de la cimentación	245
6.4	Mejoramiento de suelos.....	262
6.4.1	Análisis de interacción: Estructura-Cimentación-Mejoramiento de suelos.	262
CAPÍTULO VII: ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE GEOTEXTIL Y RELLENO FLUIDO		298
7.1	Generalidades	298
7.2	Presentación y análisis de resultados de la investigación.....	298
7.2.1	Análisis comparativo: Evaluación técnica.....	298
7.2.2	Análisis comparativo: Evaluación económica	304
7.2.3	Discusión de evaluación técnica-económica	307
7.3	Contrastación de hipótesis	308
7.3.1	Contrastación de hipótesis general.....	308
7.3.2	Contrastación de hipótesis específicas	308
CONCLUSIONES		310
RECOMENDACIONES.....		312
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		313

ANEXOS.....	323
Anexo N°1: Matriz de operacionalización de variables.....	323
Anexo N°2: Matriz de consistencia.....	324
Anexo N°3: Modelo estructural de la edificación en Etabs	325
Anexo N°4: Modelo estructural de la cimentación en Safe	357
Anexo N°5: Modelo estructural del mejoramiento de suelos en Sap2000	378
Anexo N°6: Especificaciones técnicas y cotización del mejoramiento de suelos.....	406
Anexo N°7: Análisis de precios unitarios.....	416
Anexo N°8: Planos de arquitectura y estructura	420
Anexo N°9: Estudios de mecánica de suelos	433
Anexo N°10: Carta permiso de la empresa.....	510

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N°1: Requerimientos de propiedades de resistencia de geotextiles clase 1	31
Tabla N°2: Requerimientos de propiedades de resistencia de geotextiles clase 2	31
Tabla N°3: Requerimientos de propiedades de resistencia de geotextiles clase 3	31
Tabla N°4: Propiedades de los geotextiles	35
Tabla N°5: Factores de reducción para geotextil en separación y refuerzo.....	44
Tabla N°6: Factores de reducción para geomallas en separación y refuerzo	44
Tabla N°7: Dosificación de mezcla N°1 – Patrón.....	59
Tabla N°8: Dosificación de mezcla N°2 – Patrón corregida.....	60
Tabla N°9: Dosificación de mezcla N°3.....	61
Tabla N°10: Dosificación de mezcla N°4 – Definitiva.....	61
Tabla N°11: Fluidez de la mezcla de relleno fluido según el rango del slump.....	62
Tabla N°12: Rangos de excavabilidad en función a la resistencia a compresión	62
Tabla N°13: Métodos de cálculo para asentamientos	83
Tabla N°14: Valores para el factor de forma I_f	92
Tabla N°15: Valores para el factor de forma I_f	92
Tabla N°16: Valores para el módulo elástico del suelo	95
Tabla N°17: Valores para el coeficiente de Poisson.....	96
Tabla N°18: Valores de K30 propuestos por Terzaghi.....	99
Tabla N°19: Valores de K30 propuestos por diversos autores	99
Tabla N°20: Carga distribuida para barandas y parapetos	110
Tabla N°21: Sobrecargas kgf/m^2 en losas aligeradas	143
Tabla N°22: Sobrecargas kgf/m^2 en losas macizas	143
Tabla N°23: Sobrecargas kgf/m en vigas	144
Tabla N°24: Sobrecargas kgf en puntos	145
Tabla N°25: Cálculo de la resistencia a tensión del geotextil en dirección X	152
Tabla N°26: Cálculo de la resistencia a tensión del geotextil en dirección Y	153
Tabla N°27: Resistencia al Pullout del material de refuerzo en dirección X.....	154
Tabla N°28: Resistencia al Pullout del material de refuerzo en dirección Y.....	154
Tabla N°29: Resistencia al Pullout del material de refuerzo en dirección X.....	155
Tabla N°30: Resistencia al Pullout del material de refuerzo en dirección Y.....	156
Tabla N°31: Dosificación de mezcla N°3.....	159

Tabla N°32: Dosificación de mezcla N°4 – Definitiva.....	160
Tabla N°33: Rangos de resistencias de MBRC en función a la relación a/c	160
Tabla N°34: Dimensiones y profundidades de los modelos sólidos de tipo bloque.....	164
Tabla N°35: Sumatoria de las cargas de gravedad en columnas (ΣF_z)	169
Tabla N°36: Dimensiones y espesores de peraltes de las zapatas aisladas.....	176
Tabla N°37: Dimensiones y acero de refuerzo de la columna C-02.....	177
Tabla N°38: Factores de zona “Z”	185
Tabla N°39: Clasificación de los perfiles del suelo.....	186
Tabla N°40: Factor de suelo “S”.....	187
Tabla N°41: Periodos T_p y T_L	187
Tabla N°42: Categoría de las edificaciones y factor “U”	188
Tabla N°43: Categoría y sistema estructural de las edificaciones	189
Tabla N°44: Sistemas estructurales.....	190
Tabla N°45: Irregularidad de rigidez (piso blando) – Condición 1	193
Tabla N°46: Irregularidad de rigidez (piso blando) – Condición 2	193
Tabla N°47: Irregularidad extrema de rigidez (piso blando) – Condición 1	194
Tabla N°48: Irregularidad extrema de rigidez (piso blando) – Condición 2	195
Tabla N°49: Irregularidad de resistencia (piso débil) – Condición 1.....	196
Tabla N°50: Irregularidad extrema de resistencia (piso débil) – Condición 1.....	197
Tabla N°51: Irregularidad de masa o peso – Condición 1 y 2.....	198
Tabla N°52: Irregularidad de masa o peso – Condición 1 y 2.....	198
Tabla N°53: Irregularidad de discontinuidad – Condición 1 y 2.....	201
Tabla N°54: Irregularidad de discontinuidad extrema – Condición 1 y 2.....	203
Tabla N°55: Irregularidad torsional – Condición 1 y 2	206
Tabla N°56: Irregularidad torsional extrema – Condición 1 y 2	207
Tabla N°57: Irregularidad de esquinas entrantes – Condición 1 y 2.....	208
Tabla N°58: Irregularidad de discontinuidad del diafragma – Condición 1 y 2	209
Tabla N°59: Factores de irregularidad estructural.....	210
Tabla N°60: Categoría y regularidad de las edificaciones	210
Tabla N°61: Distribución de las fuerzas cortantes de entrepiso	213
Tabla N°62: Fuerzas cortantes de entrepiso con escalamiento.....	218
Tabla N°63: Verificación del sistema estructural.....	219
Tabla N°64: Fuerzas cortantes de entrepiso sin escalamiento.....	220

Tabla N°65: Límites para la distorsión de entrepiso	223
Tabla N°66: Verificación de esfuerzos máx. – Geotextil	229
Tabla N°67: Verificación de asentamientos máx. – Geotextil	231
Tabla N°68: Verificación de la ratio de punzonamiento – Geotextil	233
Tabla N°69: Verificación de esfuerzos máx. – Relleno fluido	238
Tabla N°70: Verificación de asentamientos máx. – Relleno fluido	240
Tabla N°71: Verificación de la ratio de punzonamiento – Relleno fluido	243
Tabla N°72: Esfuerzos máx. transmitidos de la zapata aislada – Geotextil	262
Tabla N°73: Verificación de esfuerzos máx. internos – Geotextil	265
Tabla N°74: Verificación de deformaciones máx. en X – Geotextil	269
Tabla N°75: Verificación de deformaciones máx. en Y – Geotextil	272
Tabla N°76: Parámetros del mejoramiento con geotextil en X	276
Tabla N°77: Parámetros del mejoramiento con geotextil en Y	278
Tabla N°78: Dimensiones del mejoramiento con geotextil	278
Tabla N°79: Esfuerzos máx. transmitidos de la zapata aislada – Relleno fluido	280
Tabla N°80: Verificación de esfuerzos máx. internos – Relleno fluido	283
Tabla N°81: Verificación de deformaciones máx. en X – Relleno fluido	287
Tabla N°82: Verificación de deformaciones máx. en Y – Relleno fluido	290
Tabla N°83: Parámetros del mejoramiento con relleno fluido en X	294
Tabla N°84: Parámetros del mejoramiento con relleno fluido en Y	295
Tabla N°85: Dimensiones del mejoramiento con relleno fluido	296
Tabla N°86: Parámetros del mejoramiento de suelos con geotextil	299
Tabla N°87: Rangos de resistencias de MBRC en función a la relación a/c	299
Tabla N°88: Esfuerzos del diseño geotécnico de la cimentación	300
Tabla N°89: Asentamientos del diseño geotécnico de la cimentación	301
Tabla N°90: Parámetros generales del diseño estructural de la cimentación	302
Tabla N°91: Parámetros en X e Y del diseño estructural de la cimentación	302
Tabla N°92: Parámetros generales de la interacción cimentación – mejoramiento	303
Tabla N°93: Parámetros en X e Y de la interacción cimentación – mejoramiento	303

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N°1: Ubicación del área de investigación	5
Figura N°2: Historia de la construcción para la torre de Pisa	9
Figura N°3: El Partenón de Atenas (construido entre 447 y 432 A.C.)	9
Figura N°4: Proceso del desarrollo de la compactación dinámica	20
Figura N°5: Proceso de aplicación del Jet Grouting	21
Figura N°6: Proceso de aplicación de la columna de grava	22
Figura N°7: Técnicas de mejoramiento de suelos	22
Figura N°8: Muestra de afirmado preparado zarandeado	23
Figura N°9: Refuerzo con geomalla en pavimentos flexibles	24
Figura N°10: Geomallas uniaxiales, extruida (izq.) y soldada (dcha.).....	25
Figura N°11: Geomallas biaxiales, extruida (izq.) y tejida (dcha.).....	25
Figura N°12: Geotextiles no tejidos, poliéster (izq.) y polipropileno (dcha.).....	26
Figura N°13: Geotextiles tejidos, monofilamentos (izq.); filamentos múltiples y fibrilados (dcha.).....	27
Figura N°14: Prueba de capacidad de carga de una cimentación superficial circular sobre arcilla blanda saturada empleando como refuerzo geotextil tejido.....	36
Figura N°15: Falla por cortante arriba del refuerzo	37
Figura N°16: Falla por longitud de empotramiento insuficiente	37
Figura N°17: Falla por tensión del material de refuerzo.....	38
Figura N°18: Falla del material por fluencia	38
Figura N°19: Mecanismo de falla bajo cimentaciones reforzadas.....	39
Figura N°20: Localización del esfuerzo cortante máximo para una profundidad z, dando un ancho de cimentación B.....	40
Figura N°21: Fuerzas actuantes en cimentaciones no reforzadas	41
Figura N°22: Fuerzas actuantes en cimentaciones reforzadas.....	41
Figura N°23: Variación de A_1 , A_2 , A_3 con respecto a z/B	43
Figura N°24: Variación de L_0/B con respecto a z/B	46
Figura N°25: Longitudes de empotramiento del geosintético	47
Figura N°26: Ejemplo de refuerzo de cimentación	47
Figura N°27: Ejemplo de cimentación rectangular sobre un suelo con refuerzo de geosintético (vista en elevación).....	49

Figura N°28: Ejemplo de cimentación rectangular sobre un suelo con refuerzo de geosintético (vista en planta)	49
Figura N°29: Bombeo de relleno fluido para mejoramiento del suelo.....	51
Figura N°30: Relleno fluido en estado fresco	53
Figura N°31: Colocación de relleno fluido directamente del mixer	55
Figura N°32: Medición del revenimiento o slump	56
Figura N°33: Fallas de las probetas de relleno fluido.....	57
Figura N°34: Aplicación del relleno fluido en rellenos estructurales	57
Figura N°35: Ejemplo de cimentación rectangular sobre un suelo con refuerzo de relleno fluido (vista en elevación).....	65
Figura N°36: Ejemplo de cimentación rectangular sobre un suelo con refuerzo de relleno fluido (vista en planta)	65
Figura N°37: Visualización 3D de un sistema aporticado	67
Figura N°38: Sistema de muros estructurales o muros de corte.....	68
Figura N°39: Visualización 3D de un sistema dual.....	69
Figura N°40: Malla y encofrado en EMDL	69
Figura N°41: Cimiento corrido	71
Figura N°42: Zapata aislada	71
Figura N°43: Zapata corrida.....	72
Figura N°44: Zapata combinada	72
Figura N°45: Zapata conectada.....	73
Figura N°46: Losa de cimentación.....	73
Figura N°47: Naturaleza del mecanismo de falla por capacidad de carga sobre arena (Vesic 1973).....	75
Figura N°48: Mecanismo de falla de una cimentación sobre arena (Vesic 1973)	76
Figura N°49: Relación entre la presión sobre el terreno y el asentamiento.....	77
Figura N°50: Cimentaciones cargadas excéntricamente.....	79
Figura N°51: Naturaleza de la superficie de falla de una cimentación continua bajo carga excéntrica sobre un suelo. Nota: $D_f=0$ y $Q_{\text{últ}}$: Carga vertical última.....	80
Figura N°52: Análisis de una cimentación con excentricidad en dos sentidos.....	81
Figura N°53: Tipos de asentamiento; a) Asentamiento homogéneo, b) Asentamiento inclinado, c) Asentamiento diferencial.....	83

Figura N°54: Método 2:1 para estimar el incremento del esfuerzo debajo de una cimentación	84
Figura N°55: Asentamiento elástico de una cimentación superficial	85
Figura N°56: Asentamiento elástico de una cimentación superficial	86
Figura N°57: Variación de F_1 con m' y n'	88
Figura N°58: Variación de F_1 con m' y n' (continuación)	89
Figura N°59: Variación de F_2 con m' y n'	90
Figura N°60: Variación de F_2 con m' y n' (continuación)	91
Figura N°61: Valores para el asentamiento admisible (Sowers 1962).....	93
Figura N°62: Criterios de falla estructural basados en la distorsión angular crítica (Bjerrum 1963).....	93
Figura N°63: Curvas típicas cualitativas esfuerzo deformación para materiales	94
Figura N°64: Ensayo cíclico para un suelo.....	94
Figura N°65: Aplicación de un esfuerzo de tracción en dirección X.....	96
Figura N°66: Isobaras y bulbo de presiones estimado para zapatas cuadradas	97
Figura N°67: Placa de carga circular.....	98
Figura N°68: Relación del CBR con el K30.....	101
Figura N°69: Parámetros para calcular la capacidad portante neta del terreno	103
Figura N°70: Reacción del suelo frente a las fuerzas aplicadas	105
Figura N°71: Reacción del suelo considerada para el diseño.....	105
Figura N°72: Zona crítica para el diseño del corte por flexión	106
Figura N°73: Sección crítica para el diseño del corte por punzonamiento.....	107
Figura N°74: Sección crítica para el diseño del refuerzo por flexión	108
Figura N°75: Tipos de anclaje del refuerzo longitudinal en cimientos	109
Figura N°76: Esquema para el procesamiento y análisis de la información.....	129
Figura N°77: Definición del área y diámetro de las varillas de refuerzo	135
Figura N°78: Secciones rectangulares en vigas y columnas	137
Figura N°79: Secciones de tipo L en vigas.....	137
Figura N°80: Secciones de tipo T en vigas.....	137
Figura N°81: Cuantía o acero de refuerzo en columnas	138
Figura N°82: Cuantía o acero de refuerzo en vigas.....	138
Figura N°83: Espesores de losas aligeradas y losas macizas	139
Figura N°84: Espesores de muros estructurales y muros de contención.....	140

Figura N°85: Espesores de losas macizas en escalera y rampa	141
Figura N°86: Patrones de carga	141
Figura N°87: Definición del coeficiente sísmico	142
Figura N°88: Definición de la estimación del peso	145
Figura N°89: Definición del espectro de respuesta	146
Figura N°90: Definición del load case	147
Figura N°91: Modelo estructural vista en planta.....	149
Figura N°92: Modelo estructural vista en 3D	149
Figura N°93: Parámetros geotécnicos para cada estrato de suelos	150
Figura N°94: Parámetros geotécnicos para cada tipo de suelos y Df.....	151
Figura N°95: Granulometría del estrato SP-SM del proyecto de investigación	158
Figura N°96: Granulometría del agregado usado para la dosificación del relleno fluido de tipo MBRC	158
Figura N°97: Patrones de carga	164
Figura N°98: Asignación de apoyos en los modelos estructurales de los mejoramientos de suelos.....	165
Figura N°99: Modelo estructural del mejoramiento de suelos vista en planta y corte (Suelo-geotextil)	166
Figura N°100: Modelo estructural del mejoramiento de suelos vista en 3D (Suelo- geotextil)	166
Figura N°101: Modelo estructural del mejoramiento de suelos vista en planta y corte (Suelo-relleno fluido).....	167
Figura N°102: Modelo estructural del mejoramiento de suelos vista en 3D (Suelo- relleno fluido).....	167
Figura N°103: Cargas y momentos actuantes de los patrones de carga en los apoyos de las columnas estructurales	169
Figura N°104: Cargas y momentos actuantes de los patrones de carga en el apoyo de la columna C-02	169
Figura N°105: Plano de cimentación	170
Figura N°106: Definición del área y diámetro de las varillas de refuerzo	175
Figura N°107: Patrones de carga de las zapatas aisladas	177
Figura N°108: Sobrecargas kgf/m ² en zapatas aisladas	178

Figura N°109: Cargas puntuales y momentos actuantes en el apoyo de la columna C-02 de las zapatas aisladas	179
Figura N°110: Definición de la estimación del peso	179
Figura N°111: Esfuerzos admisibles y coeficientes de balastos	180
Figura N°112: Módulo de reacción del suelo o coeficiente de balasto	181
Figura N°113: Definición del coeficiente de balasto suelo-geotextil	181
Figura N°114: Definición del coeficiente de balasto suelo-relleno fluido	182
Figura N°115: Factores de resistencia.....	183
Figura N°116: Modelo estructural de la cimentación vista en planta y en 3D (Zapata-geotextil).....	184
Figura N°117: Modelo estructural de la cimentación vista en planta y en 3D (Zapata-relleno fluido).....	184
Figura N°118: Zonas sísmicas	186
Figura N°119: Factor de amplificación sísmicas para cada perfil de suelo.....	187
Figura N°120: Fuerzas cortantes de entrepiso	191
Figura N°121: Desplazamientos relativos del centro masa en diafragmas.....	192
Figura N°122: Resumen de masas por piso	197
Figura N°123: Cortes de arquitectura en elevación.....	199
Figura N°124: Fuerzas cortantes en los elementos resistentes	200
Figura N°125: Desplazamientos relativos máximos y promedios de entrepiso.....	205
Figura N°126: Modelo estructural vista en planta.....	211
Figura N°127: Modelo estructural vista en 3D	211
Figura N°128: Estimación del peso (P)	212
Figura N°129: Masas participativas de los casos modales.....	214
Figura N°130: Suma de masas participativas de los casos modales	215
Figura N°131: Periodos y frecuencias de los casos modales	215
Figura N°132: Centro de masas y rigideces de los diafragmas rígidos.....	215
Figura N°133: Criterios de combinación para casos modales.....	217
Figura N°134: Fuerzas cortantes de entrepiso sin escalamiento.....	221
Figura N°135: Desplazamientos laterales máximos y promedios de entrepiso sin escalamiento.....	222
Figura N°136: Verificación de los máximos desplazamientos relativos de entrepiso..	224
Figura N°137: Verificación de las juntas sísmicas para edificios adyacentes	226

Figura N°138: Esfuerzos al mejoramiento con geotextil	227
Figura N°139: Esfuerzos máx. y mín. al mejoramiento con geotextil	228
Figura N°140: Asentamientos al mejoramiento con geotextil.....	230
Figura N°141: Asentamientos máx. al mejoramiento con geotextil	231
Figura N°142: Ratio de punzonamiento al mejoramiento con geotextil	233
Figura N°143: Ratio de punzonamiento máx. al mejoramiento con geotextil	233
Figura N°144: Esfuerzo último al mejoramiento de suelos con geotextil.....	234
Figura N°145: Esfuerzos últimos máx. al mejoramiento con geotextil	235
Figura N°146: Esfuerzos al mejoramiento con relleno fluido	237
Figura N°147: Esfuerzos máx. y mín. al mejoramiento con relleno fluido	237
Figura N°148: Asentamientos al mejoramiento con relleno fluido	239
Figura N°149: Asentamientos máx. al mejoramiento con relleno fluido	240
Figura N°150: Ratio de punzonamiento al mejoramiento con relleno fluido	242
Figura N°151: Ratio de punzonamiento máx. al mejoramiento con relleno fluido.....	242
Figura N°152: Esfuerzo último al mejoramiento con relleno fluido.....	243
Figura N°153: Esfuerzos últimos máx. al mejoramiento con relleno fluido	244
Figura N°154: Dibujo de tiras de diseño (Design Strips) – Geotextil.....	251
Figura N°155: Momentos de flexión en la zapata aislada – Geotextil	252
Figura N°156: Verificación del separamiento del acero de refuerzo – Geotextil	252
Figura N°157: Detalle del refuerzo en concreto armado vista en elevación (Zapata- Geotextil)	253
Figura N°158: Detalle del refuerzo en concreto armado vista en planta (Zapata- Geotextil)	253
Figura N°159: Dibujo de tiras de diseño (Design Strips) – Relleno fluido	259
Figura N°160: Momentos de flexión en la zapata aislada – Relleno fluido	260
Figura N°161: Verificación del separamiento del acero de refuerzo – Relleno fluido.	260
Figura N°162: Detalle del refuerzo en concreto armado vista en elevación (Zapata- Relleno fluido).....	261
Figura N°163: Detalle del refuerzo en concreto armado vista en planta (Zapata-Relleno fluido)	261
Figura N°164: Asignación de esfuerzos máximos – Geotextil.....	263
Figura N°165: Esfuerzos máx. internos a NFC – Geotextil	263
Figura N°166: Esfuerzos máx. internos a NFM – Geotextil	263

Figura N°167: Esfuerzos máx. internos transmitidos de la zapata aislada al mejoramiento con geotextil	264
Figura N°168: Deformaciones máximas en el mejoramiento de suelos con geotextil vista en 3D	267
Figura N°169: Deformaciones máx. a NFC en X – Geotextil.....	267
Figura N°170: Deformaciones máx. a NFM en X – Geotextil.....	268
Figura N°171: Deformaciones máx. en X al mejoramiento con geotextil	269
Figura N°172: Deformaciones máx. a NFC en Y – Geotextil.....	270
Figura N°173: Deformaciones máx. a NFM en Y – Geotextil.....	271
Figura N°174: Deformaciones máx. en Y al mejoramiento con geotextil	272
Figura N°175: Bulbo de presiones máximos en el mejoramiento de suelos con geotextil vista en 3D	274
Figura N°176: Bulbo de presiones máx. a NFC en X – Geotextil.....	274
Figura N°177: Bulbo de presiones máx. a NFM en X – Geotextil	275
Figura N°178: Espacio geométrico en X del mejoramiento con geotextil	276
Figura N°179: Bulbo de presiones máx. a NFC en Y – Geotextil.....	276
Figura N°180: Bulbo de presiones máx. a NFM en Y – Geotextil	277
Figura N°181: Espacio geométrico en Y del mejoramiento con geotextil	277
Figura N°182: Detalle del mejoramiento de suelos con geotextil de la zapata aislada vista en elevación.....	279
Figura N°183: Detalle del mejoramiento de suelos con geotextil de la zapata aislada vista en planta.....	279
Figura N°184: Asignación de esfuerzos máximos – Relleno fluido	280
Figura N°185: Esfuerzos máx. internos a NFC – Relleno fluido	281
Figura N°186: Esfuerzos máx. internos a NFM – Relleno fluido.....	281
Figura N°187: Esfuerzos máx. internos transmitidos de la zapata aislada al mejoramiento con relleno fluido	282
Figura N°188: Deformaciones máximas en el mejoramiento de suelos con relleno fluido vista en 3D	285
Figura N°189: Deformaciones máx. a NFC en X – Relleno fluido	285
Figura N°190: Deformaciones máx. a NFM en X – Relleno fluido	285
Figura N°191: Deformaciones máx. en X al mejoramiento con relleno fluido	286
Figura N°192: Deformaciones máx. a NFC en Y – Relleno fluido	288

Figura N°193: Deformaciones máx. a NFM en Y – Relleno fluido	288
Figura N°194: Deformaciones máx. en Y al mejoramiento con relleno fluido	289
Figura N°195: Bulbo de presiones máximos en el mejoramiento de suelos con relleno fluido vista en 3D	292
Figura N°196: Bulbo de presiones máx. a NFC en X – Relleno fluido	292
Figura N°197: Bulbo de presiones máx. a NFM en X – Relleno fluido	292
Figura N°198: Espacio geométrico en X del mejoramiento con relleno fluido	293
Figura N°199: Bulbo de presiones máx. a NFC en Y – Relleno fluido	294
Figura N°200: Bulbo de presiones máx. a NFM en Y – Relleno fluido	294
Figura N°201: Espacio geométrico en Y del mejoramiento con relleno fluido	295
Figura N°202: Detalle del mejoramiento de suelos con relleno fluido de la zapata aislada vista en elevación	297
Figura N°203: Detalle del mejoramiento de suelos con relleno fluido de la zapata aislada vista en planta	297
Figura N°204: Metrado y presupuesto de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil.....	305
Figura N°205: Cronograma de ejecución en obra de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil	306
Figura N°206: Metrado y presupuesto de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido	306
Figura N°207: Cronograma de ejecución en obra de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido	307

RESUMEN

La presente tesis tuvo por objetivo general realizar el análisis comparativo entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial de un edificio multifamiliar de 5 pisos en Surco. Para lo cual, se idealizó en un modelo matemático el mejoramiento de suelos tomando criterios de artículos, manuales, teorías, investigaciones y normas técnicas peruanas en edificaciones. Por tal motivo, se aplicó la metodología de diseño racional de Biquet y Lee en el diseño del geotextil tejido, así como el diseño de mezcla de un material de baja resistencia controlada basado en una dosificación rescatado de investigaciones previas en el diseño del relleno fluido. Además, se han utilizado los softwares Etabs 2019 v19.1.0, Sap2000 v23.2.0 y Safe 2016 v16.0.2 los cuales facilitaron nuestro estudio.

También, se realizó el análisis sísmico estático lineal y dinámico modal espectral de la estructura, así como el predimensionamiento de la cimentación con el fin de analizar los esfuerzos y asentamientos realizando después, el diseño estructural de una zapata aislada para la columna más cargada del edificio multifamiliar Exclusive. Posteriormente, se hizo el análisis de interacción de las presiones transmitidas a los estratos adyacentes con los mejoramientos de suelos para así estimar el espacio geométrico del mejoramiento.

Finalmente, se lograron obtener mejores resultados para el geotextil determinando un 18.03% más en el esfuerzo máximo, el cual influyó en la reducción del área de mejoramiento en un 20.57% menos con respecto al relleno fluido. Además, en el asentamiento y profundidad del suelo mejorado, el relleno fluido presentó un 2.08% y 5.77% menos comparado al geotextil. Sin embargo, económicamente este último fue menor en un 20.96% con un 25.0% mayor en el tiempo de ejecución en obra, lo que determinó técnica económicamente más conveniente el uso del mejoramiento de suelos con geotextil para una zapata aislada en la presente investigación.

Palabras clave: Mejoramiento de suelos, capacidad de carga permisible, esfuerzos, asentamientos, zapata aislada, técnico-económico

ABSTRACT

The general objective of this thesis was to carry out the comparative analysis between geotextile and fluid fill for a superficial foundation of a 5-story multifamily building in Surco. For which, the improvement of soils was idealized in a mathematical model, taking criteria from articles, manuals, theories, research and Peruvian technical standards in buildings. For this reason, the rational design methodology of Binquet and Lee was applied in the design of the woven geotextile, as well as the design of a mixture of a controlled low resistance material based on a dosage rescued from previous investigations in the design of the fluid fill. In addition, the software Etabs 2019 v19.1.0, Sap2000 v23.2.0 and Safe 2016 v16.0.2 have been used, which facilitated our study.

Also, the seismic linear static and dynamic modal spectral analysis of the structure was carried out, as well as the predimensioning of the foundation in order to analyze the stresses and settlements, then carrying out the structural design of an isolated footing for the most loaded column of the building. Exclusive multifamily. Subsequently, the interaction analysis of the pressures transmitted to the adjacent strata with the soil improvements was made in order to estimate the geometric space of the improvement.

Finally, better results were obtained for the geotextile determining 18.03% more in the maximum effort, which influenced the reduction of the improvement area by 20.57% less with respect to the fluid fill. In addition, in the settlement and depth of the improved soil, the fluid fill presented 2.08% and 5.77% less compared to the geotextile. However, economically the latter was lower by 20.96% with a 25.0% higher in the execution time on site, which determined the use of soil improvement with geotextile for an isolated footing in the present investigation.

Keywords: Soil improvement, permissible load capacity, stresses, settlements, isolated footing, technical-economic

INTRODUCCIÓN

El Perú ha experimentado una serie de eventos sísmicos a lo largo de su historia, y la mayor parte de estos ocurren en la costa peruana. Los suelos de la costa norte generalmente están compuestos por arenas y arcillas debido a los fenómenos del Niño y otros factores climatológicos de la zona que arrastran los sedimentos a las cuencas bajas, en donde se observa la mayor parte de las viviendas. En la costa centro y sur se han presentado la mayor parte de los sismos, estas zonas presentan suelos volcánicos y en ciertos sectores suelos desérticos (Instituto Geofísico del Perú, 2021). Según el CISMID (2012), en la zona de Lima Metropolitana, desarrollaron una zonificación geotécnica-sísmica en la cual se observa que muchos de los suelos no recomendables para construir o bien de baja resistencia se encuentran en la periferia, en ciertos distritos tales como Chorrillos, Villa El Salvador, La Molina, San Juan de Lurigancho y Puente Piedra, en los cuales muchas viviendas están en riesgo ante un gran movimiento sísmico.

Al momento de realizar un proyecto de construcción, se debe contar con un estudio de mecánica de suelos (EMS) según la NTP E.050 de suelos y cimentaciones. Esto con el fin de analizar las características físicas y mecánicas que presentan los distintos estratos, ya que el suelo es muy heterogéneo y de encontrarse con resistencias bajas suelen encarecer la cimentación. Por tal motivo, se busca algún tipo de reforzamiento en estos suelos de bajas resistencias para mejorar la presión admisible y asentamientos mínimos que garanticen una mayor estabilidad de la estructura ante un gran movimiento sísmico, como también los impactos técnicos económicos en su aplicación.

Al observar estos problemas se genera la necesidad de plantear un análisis comparativo técnico-económico entre las diversas técnicas de mejoramiento, en este caso usando el geotextil tejido y el relleno fluido o también llamado material de baja resistencia controlada para una cimentación superficial sobre un suelo de baja capacidad portante.

En el capítulo I, se comienza partiendo de la descripción del problema para luego formular las preguntas a nuestra problemática, generar los objetivos siendo el objetivo general realizar un análisis comparativo entre geotextil y relleno fluido. Además, se presenta la delimitación de la investigación, se analiza la justificación e importancia de la investigación y las limitaciones del estudio.

En el capítulo II, se presenta la información basada en investigaciones relacionadas al tema, presentando antecedentes nacionales e internacionales, bases teóricas, la metodología de diseño racional de Binquet y Lee para el geotextil tejido, la secuencia para encontrar la dosificación de mezcla de un material de baja resistencia controlada rescatado de investigaciones previas, la normativa usada y finalmente una lista de definiciones de términos básicos.

En el capítulo III, se plantea las hipótesis, teniendo como hipótesis general que el análisis comparativo entre geotextil y relleno fluido determinará una evaluación tanto técnica como económica para una cimentación superficial. También, se muestran las principales variables y la matriz de operacionalización de variables.

En el capítulo IV, se presenta la metodología de la investigación con el tipo y nivel de investigación, diseño de investigación, población y muestra, las técnicas e instrumentos de recolección de datos, las técnicas para el procesamiento y análisis de la información y finalmente, la matriz de consistencia.

En el capítulo V, se presenta la aplicación y desarrollo de la investigación, en donde se muestra las especificaciones técnicas del proyecto y desarrollos de los modelos de la estructura, mejoramiento de suelos y cimentación con uso de los softwares Etabs 2019 v19.1.0, Sap2000 v23.2.0 y Safe 2016 v16.0.2. Igualmente, el diseño del geotextil y relleno fluido con los parámetros obtenidos del diseño de la cimentación.

En el capítulo VI, se presentan los análisis e interpretación de resultados, donde se da la verificación y validación de la estructura con la normativa E.030, el análisis geotécnico estructural de la cimentación con la normativa E.050 y E.060, y finalmente, el análisis de interacción de la cimentación con el mejoramiento de suelos determinando las presiones transmitidas a los distintos estratos para así estimar el espacio a reforzar.

En el capítulo VII, se presenta un análisis comparativo entre geotextil y relleno fluido, donde se muestran los resultados en tablas tanto de las variables técnicas como económicas comentando cada uno de ellas en la discusión de resultados y finalmente realizando la contrastación de las hipótesis planteadas.

Por último, se presentan las conclusiones y recomendaciones de la presente investigación.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción y formulación del problema general y específicos

En las últimas décadas se han dado algunos casos de fallas en cimentaciones y esto ha sido, por un lado, el resultado de la falta de comprensión de cómo es el comportamiento de ciertos tipos de suelos y, por otro lado, generalmente el resultado de la incapacidad o negligencia para realizar el trabajo requerido de un proyecto en particular, normalmente resuelto después de haber producido la falla (Carrillo, 2001).

Últimamente se han realizado esfuerzos para mejorar las propiedades de resistencia en suelos blandos, sueltos, saturados, licuables y muy compresibles. Cabe hacer notar que, durante las últimas décadas, la ingeniería ha dado grandes pasos en la construcción de estructuras cada vez más grandes y más complejas, no solo a través del conocimiento teórico y práctico, sino también a través del desarrollo de tecnologías innovadoras que mejoran la calidad geotécnica de los suelos (Villalobos, 2017).

Hace poco tiempo Isabel Bernal, investigadora científica del IGP, comentó que los sismos de Arequipa (2001) y Pisco (2007) evidenciaron que las viviendas pueden ser dañadas por dos factores: la calidad de los materiales de construcción y la calidad de los suelos donde se construyen. Las ondas producidas por el sismo pasan a través de los distintos tipos de suelos y resisten procesos que las alteran, por ejemplo, al pasar por suelos rocosos disipan su energía, en cambio se amplifica cuando pasan por suelos blandos (finos, arcillosos y arenosos). Estos suelos blandos, al sufrir fuertes vibraciones causadas por un sismo, pueden presentar asentamientos diferenciales debido a la baja resistencia o capacidad portante del suelo. Además, tienen un reacomodo en sus partículas ya que la edificación vibra por efectos de resonancia ante un sismo y la estructura pierde apoyo en su base ocasionando su inestabilidad, daños o colapso. Las investigaciones del comportamiento dinámico de los suelos que lleva a cabo el IGP procuran identificar y demarcar los suelos que generan daños severos en las estructuras e infraestructuras de una ciudad ante el acontecimiento de sismos de gran magnitud. El Perú se encuentra en una zona con mucha actividad sísmica y de las experiencias pasadas a causa de los terremotos, tenemos que aprender a minimizar los impactos o consecuencias, observando el tipo de suelo

donde se ejecutarán las edificaciones para aminorar la vulnerabilidad ante la ocurrencia de un sismo fuerte o severo (Bernal, 2020).

Recientemente Hernando Tavera, director del Instituto Peruano de Geofísica (IGP), hizo un llamado a las autoridades municipales del país a considerar los estudios sobre la caracterización geofísica de suelos que elabora el IGP y tenerlos en cuenta como parte de su política preventiva de desastres, debido a que en un reciente estudio de suelos del IGP, el sismo de magnitud 5.0 del 19 de abril del 2021 en Chilca - Cañete, manifestó elevados y alarmantes niveles de sacudimiento en los diferentes tipos de suelos de Lima y Callao sobre todo en arenas arcillosas y rellenos que posibilitan la expansión sísmica (Instituto Geofísico del Perú, 2021).

En Lima, ciertos distritos tienen suelos de buena resistencia o conglomerados bien compactos por naturaleza, mientras que en ciertas zonas se encuentran suelos de baja capacidad de carga por ser estratos de arena con moderada presencia de limos o arcillas. En muchos casos los suelos encontrados durante la excavación son muy heterogéneos o variables, de una capa a otra en tramos cortos y en un mismo terreno. Las resistencias de estos suelos finos suelen ser menores a 2.0kg/cm^2 y tienden a ser muy deformables, permitiendo excesivos asentamientos según la plasticidad que presentan. Ahora bien, el costo de una cimentación para estos suelos es muy elevado por las grandes dimensiones de las zapatas y acero de refuerzo, incluso por el poco espacio del terreno pueden considerarse plateas de cimentación. Por otro lado, la autoconstrucción y la falta de información sobre estos temas en algunos contratistas, por no invertir en estudios geotécnicos, expedientes técnicos y no contar con un especialista en la ejecución, muchas veces por ahorrarse un dinero o por verlo innecesario, pueden ocasionar problemas desde zapatas sobredimensionadas hasta fallas en los esfuerzos máximos que puede soportar el terreno y asentamientos diferenciales mayores a lo permitido.

Cuando se inicia un proyecto de construcción es indispensable contar con el estudio de suelos para así conocer las principales características del terreno. En base a los ensayos realizados, así como los cálculos geotécnicos se determina la resistencia del suelo, el cual debe soportar las cargas transmitidas por la estructura. Muchas veces nos encontramos con suelos de bajas resistencias los cuales incrementan

tremendamente el costo de la cimentación, es por ello que también se opta por algún tipo de reforzamiento o mejoramiento. Hoy en día se cuenta con técnicas de mejoramiento de suelos que tienen un sustento científico, lo que nos genera la pregunta de cuáles serían las mejores opciones de una mejora de suelos tanto técnica como económicamente.

Frente a esta realidad, se tiene la necesidad de aplicar técnicas de mejoramiento de suelos para tener un mejor desempeño en el diseño de la cimentación asegurando una mayor estabilidad de la estructura, lo que en el país muchas veces no se toma en cuenta y se termina optando por métodos más costosos o bien una cimentación sobreestimada teniendo grandes metrados en los materiales de construcción y un mayor tiempo en la ejecución del proyecto. Haría falta comparar las diversas técnicas de mejoramiento de suelos, sus implicancias en el diseño de cimentaciones superficiales, el análisis y el comportamiento de los parámetros geotécnicos, los procesos constructivos, ventajas y desventajas de su aplicación, tiempo y costo en su construcción, así como escoger la técnica de mejoramiento de suelos más conveniente según las necesidades del proyecto.

Con respecto al tema de investigación, se tuvo como proyecto de construcción un edificio multifamiliar de 5 pisos en Surco, en el cual se obtuvo información recopilada en campo de las propiedades físicas y mecánicas del suelo, el tipo de estratificación, parámetros de resistencia y deformación, plasmados en el estudio de mecánica de suelos (EMS) elaborado por la empresa ROMAIA S.A.C., el cual se encuentra anexado en la presente investigación. Según este estudio, se determinó que el suelo del terreno fue de baja resistencia (1.8kg/cm^2 , SP-SM arena mal graduada con limos) de acuerdo a la estratigrafía y profundidad de desplante a la cual se hizo el estudio de suelos. Esto conllevó a tener en consideración, tanto en el diseño estructural como en los planos estructurales, dicha capacidad portante de manera que en la etapa de diseño y de ejecución se presentaron dificultades tales como grandes dimensiones de zapatas, diseños de zapatas combinadas o losas de cimentación, incluso el uso de vigas de cimentación teniendo grandes movimientos de tierra y considerables cantidades en los materiales de construcción como acero y concreto. El fin de aplicar técnicas de mejoramiento de suelos es tener una mejor presión admisible del suelo y asentamientos mínimos que garanticen una mayor estabilidad

de la estructura, como también menores cantidades de materiales de construcción optimizando el tiempo y costo en la cimentación.

Como resultado de la baja capacidad portante del terreno, se decidió comparar 2 alternativas de mejoramiento de suelos con efectos en el diseño de una cimentación superficial. La primera, utilizando geotextil, y la segunda, utilizando relleno fluido, con el fin de compararlos técnica económicamente acorde con las exigencias de las normas técnicas peruanas E.020, E.030, E.050 y E.060.

1.1.1 Problema general

¿Cómo realizar el análisis comparativo entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial de un edificio multifamiliar de 5 pisos en Surco?

1.1.2 Problemas específicos

- a) ¿Cómo analizar las principales variables técnicas entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial?
- b) ¿Cómo realizar la valoración económica entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial?
- c) ¿Cómo elegir la técnica más conveniente entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial?

1.2 Objetivo general y específicos

1.2.1 Objetivo general

Realizar el análisis comparativo entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial de un edificio multifamiliar de 5 pisos en Surco.

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Analizar las principales variables técnicas entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial.
- b) Realizar la valoración económica entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial.
- c) Elegir la técnica más conveniente entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial.

1.3 Delimitación de la investigación: temporal, espacial y temática

1.3.1 Delimitación temporal

La presente investigación tuvo como periodo el cronograma establecido por el curso de titulación de tesis de la Universidad Ricardo Palma y fue entre las fechas de mayo 2021 a octubre 2021.

1.3.2 Delimitación espacial

La presente investigación tomó lugar en el distrito de Santiago de Surco, provincia de Lima, departamento de Lima. Lugar donde estaba proyectado la construcción del edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos en un área total de 325m². Según las coordenadas UTM – WGS84 (Zona 18) tiene por ubicación referencial este: 284 826, y norte: 8 657 451 (Ver Figura N° 1).



Figura N° 1: Ubicación del área de investigación

Fuente: Elaboración propia – Google Earth Pro 2021

1.3.3 Delimitación temática

Esta investigación se sustenta en un análisis comparativo técnico económico entre métodos de mejoramiento de suelos con fines de cimentación en edificaciones las cuales son geotextil y relleno fluido, de modo que se aplicó metodologías de mejoramiento de suelos, teoría y diseño en cimentaciones superficiales y normativas. También se utilizaron softwares estructurales especializados para modelar, analizar e interpretar los resultados.

1.4 Justificación e importancia

1.4.1 Justificación

a) Contribución teórica

Esta investigación tiene un aporte teórico debido a que se da a conocer técnicas de mejoramiento de suelos usando geotextil y relleno fluido para proyectos de edificaciones que vayan a ser fundados en suelos de baja resistencia. Así como la presentación de metodologías, teoría y diseño en cimentaciones superficiales usando estas técnicas de mejoramiento de suelos.

b) Implicancia práctica

Esta investigación tiene un aporte práctico debido a que permite conocer técnicas de mejoramiento de suelos con fines en el diseño de una cimentación superficial para edificios multifamiliares que vayan a ser fundados sobre suelos de baja resistencia. El uso de estas técnicas de mejora de suelos tiene un impacto en el diseño de cimentación, de manera que esta investigación busca proporcionar herramientas prácticas a los profesionales responsables para la elaboración de dichos proyectos con el fin de tomar mejores decisiones desde el punto de vista técnico económico.

c) Relevancia social

Esta investigación tiene una relevancia social debido a que se da a conocer técnicas de mejoramiento de suelos con efectos en el diseño de cimientos poco profundos para edificios multifamiliares que vayan a ser fundados sobre suelos de baja resistencia, que pueden ser útiles para jóvenes universitarios, profesionales e ingenieros dentro de la carrera de ingeniería civil que desean investigar o elegir entre las técnicas de mejoramiento de suelos desde el punto de vista técnico económico.

d) Fundamento económico

Esta investigación tiene un fundamento económico debido a que permite conocer de qué forma se optimiza el tiempo y costo en una cimentación con baja resistencia del suelo con el fin de tomar mejores decisiones desde el punto de vista costo beneficio mediante un análisis comparativo entre las técnicas de mejoramiento de suelos para una cimentación superficial.

1.4.2 Importancia

La presente investigación tiene como importancia el uso del geotextil y del relleno fluido con efectos en el diseño de una cimentación superficial para proyectos de edificios multifamiliares que vayan a ser fundados sobre suelos de baja resistencia. El emplear estas técnicas de mejora de suelos es aumentar la presión admisible del terreno y tener asentamientos mínimos que garanticen una mayor estabilidad de la estructura, como también menores cantidades de materiales de construcción optimizando el tiempo y costo en la cimentación.

Esta investigación también tiene como importancia la relevancia científica debido a que genera conocimiento a partir de un problema o contexto real, de manera que se observa, se investiga y se estudia el problema formulando hipótesis para luego poder contrastar con la experimentación y análisis, para así tener conclusiones y recomendaciones a partir de los resultados.

1.5 Limitaciones de la investigación

La principal limitación de la presente investigación en referencia a las técnicas de mejoramiento de suelos fue que se hizo solo un análisis comparativo teórico de la interacción del suelo mejorado ya que no se contó con ensayos de laboratorio y pruebas de campo porque eran muy costosos, sumándose también la coyuntura pandémica por la Covid-19, sin embargo, se tomaron como fuentes y referencias: libros, tesis de investigación y artículos científicos de manera que los resultados fueron representativos. Otra limitación fue también que se analizó específicamente una cimentación superficial de zapata aislada para la columna más cargada del edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos modelando toda la estructura incluyendo el sótano y la azotea conforme a los planos de estructuras del edificio multifamiliar Exclusive elaborado por la empresa inmobiliaria SERVIMASTER 21 S.A.C. Finalmente, como última limitación fue que en el estudio de mecánica de suelos realizado in situ no se encontró la presencia del nivel freático de modo que tanto en la teoría como el diseño de la cimentación superficial no se consideró la presencia de la capa freática.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Marco histórico

En el pasado, el arte de la ingeniería de cimentaciones se ha basado en conocimientos propios de la experimentación con poco carácter científico real, es por ello que es interesante especular sobre la historia de la ingeniería de cimentaciones, por ejemplo, en las grandes ciudades de las primeras civilizaciones existieron un gran número de inmensas estructuras que deben haber presentado problemas tan graves de cimentación como los que ahora encontramos en nuestras ciudades modernas. Las grandes hazañas de construcción fueron representadas por las pirámides egipcias, los templos babilónicos, la Gran Muralla China, los acueductos y caminos romanos, y entre otros igualmente grandes, pero de menor importancia histórica, deben haber tenido en parte complicados problemas de cimentación. Cualquier estructura ya sea un edificio, un puente, una presa o una pavimentación durante su construcción debe descansar sobre un suelo satisfactorio. Desde antiguas civilizaciones, la elección de una cimentación satisfactoria ha sido uno de los primeros problemas en cualquier proyecto de construcción (Taylor, 1961).

De lo escrito anteriormente por Taylor (1961) se deduce que la construcción de algunas estructuras históricas fue cimentada en suelos variables, blandos o de muy poca resistencia, de ahí la necesidad de mejorar el suelo. Un claro ejemplo de estructuras que sufrieron asentamientos debido a una baja resistencia del suelo a lo largo de los años fue la torre de Pisa, que desde el inicio de su construcción en 1173 d.C., presentó considerables inclinaciones en los ejes cardinales (Ver Figura N°2). Hoy en día la torre está inclinada 5 grados, y gracias a los trabajos de estabilización disminuyó su inclinación, estos han sido claves para mantener la estructura por muchos años más (Braja, 2015).

Otros ejemplos a mencionar son las pirámides de Egipto y el Partenón de Atenas (Ver Figura N°3), los cuales durante su construcción es muy probable que hayan presentado grandes problemas de cimentación y severos asentamientos, igualmente por mencionar otras estructuras antiguas en las cuales ya se daban una idea sobre el tipo de suelo donde estarían apoyados sus grandes obras monumentales, lo más probable es que uno de los primeros mejoramientos de suelos para estos tipos de

cimentaciones históricas habría sido la mezcla de suelos con grava el cual proporciona la sensación de una mejor estabilidad, pero sin un control de compactación no sería lo mismo.

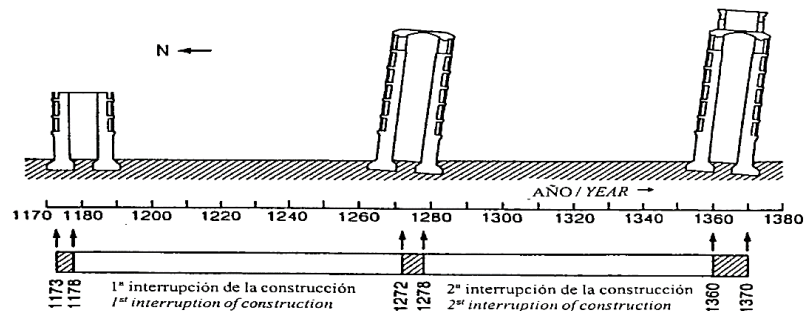


Figura N°2: Historia de la construcción para la torre de Pisa

Fuente: Veniale, F. (2000). La Torre inclinada de Pisa. Estructura, materiales de construcción e intervenciones de refuerzo



Figura N°3: El Partenón de Atenas (construido entre 447 y 432 A.C.)

Fuente: Cartwright, M. (2012). Partenón

La observación directa habría sido una de las formas empleadas en esos tiempos ya que no se contaba con las herramientas que se tienen hoy en día incluso las pruebas y ensayos. Ya a partir del siglo XX con el avance científico y tecnológico se cuentan con mejoramientos de suelos más elaborados cuya aplicación toma en cuenta la estratigrafía, carga y profundidad de apoyo de la estructura.

El uso del suelo mejorado es reciente en el diseño y construcción de cimentaciones y de estructuras para la contención de suelos. La tierra armada es un material de construcción que incluye suelo reforzado por elementos a tensión como las tiras metálicas, geotextiles, geomallas, geomembranas y otros productos similares. La idea de reforzar el suelo no es nueva, sino más bien ya tienen varios siglos. A pesar

de ello, la idea actual de análisis y diseño sistemático, ha sido desarrollada por el ingeniero francés, H. Vidal (1966). En los últimos años, el laboratorio francés de investigación de caminos realiza varias investigaciones sobre la colocación, proceso constructivo y beneficios o ventajas del uso de mejorar el suelo (Braja, 2015).

En las últimas décadas se han estado empleando técnicas de mejoramiento de suelos con fines de cimentación, según López (1983) los principales métodos de mejora de suelos se clasifican en compactación profunda, precarga, inyecciones, adiciones, tratamiento térmico y reforzamiento de suelos. Estos métodos de mejoramiento de suelos tienen la intención de realizar uno o más de los siguientes cambios en las propiedades o condiciones del suelo tales como mayor resistencia mecánica, menor resistencia a la compresión para minimizar el daño bajo cargas estáticas, menor probabilidad de colapso estructural y menor potencial físico químico de expansión.

Incluso hoy en día, las técnicas de mejoramiento de suelos se utilizan para mantener una mejor presión de suelo permitida, minimizar los hundimientos, aumentar los pesos específicos y disminuir los vacíos, con la finalidad de proporcionar mayor estabilidad y mejor comportamiento estructural ya sea en casas, edificios, taludes, presas, canales, pavimentaciones, afirmados, etc. Así como reducir la cantidad de materiales de construcción optimizando el tiempo y costo en la cimentación.

2.2 Antecedentes del estudio de investigación

2.2.1 Investigaciones internacionales

Jimenez y Otálvaro (2020) desarrollaron una tesis titulada “Estudio comparativo del comportamiento de cimentaciones superficiales en suelos blandos, al implementar rellenos granulares como técnica de mejoramiento” para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Católica de Colombia. Sus principales objetivos fueron apoyar cimentaciones poco profundas utilizando dos materiales de relleno granulares con diferentes geometrías y evaluar el aumento de la capacidad de carga del suelo mediante comparación entre diferentes métodos de cálculo como son la teoría analítica de Meyerhof y modelos numéricos de elementos finitos utilizando el programa OPTUM G2. Sus principales resultados de forma cuantitativa y comparativa

fueron un aumento de la capacidad de carga natural del suelo por ambos métodos a medida que aumentó el espesor del relleno granular. Además, determinaron que para un espesor de 0.25m, la diferencia entre el análisis de elementos finitos y el método de Meyerhof fue del 18.13%, aumentando el espesor cada 0.25m hasta un espesor total de 1m en donde la diferencia se incrementó al 20.02%. También, determinaron que el material de relleno ideal como mejoramiento del suelo fue la sub base tipo C en comparación con el suelo natural, con un aumento del 40.02% en base a una configuración de 2.5B de ancho y 1m de espesor. Asimismo, determinaron que el plano de falla creado en el suelo natural fue con el elemento finito que reemplazó la capa base con una configuración de 1.0B de ancho. Sus principales conclusiones fueron que el cálculo de la capacidad de carga permisible en un modelo numérico fue más conservador que la teoría de Meyerhof. Además, concluyeron que el uso del material de relleno granular aumentó en proporción al incremento del espesor del material de relleno, mejorando la capacidad de carga del suelo natural. A partir de esta investigación resaltamos el relleno granular o relleno afirmado como método de mejoramiento de suelos que puede ser útil en la definición de nuestras bases teóricas, también el análisis del relleno granular como mejora de suelos en un modelo matemático de elementos finitos utilizando el programa OPTUM G2, así como hacer un estudio de mecánica de suelos y una factibilidad económica llevado a cabo en esta investigación.

Bustamante (2016) en su tesis titulada “Evaluación en el nivel de resistencia de una subrasante, con el uso combinado de una geomalla y un geotextil” tesis profesional para optar el grado de Máster en Ingeniería en Vialidad y Transportes de la Universidad de Cuenca, Ecuador. Su principal objetivo fue utilizar una combinación entre geotextiles y geomallas como mejoramiento de suelos para determinar la resistencia de la subrasante y compararla con la resistencia que pueden proporcionar individualmente. Su principal resultado de forma cuantitativa y correlacional fue que el escenario de mejoramiento de suelos con geotextil, con geomalla y con la combinación de ambos tuvieron factores de reforzamiento de 1.54, 1.58 y 1.73 respectivamente, comparados al escenario de sin reforzamiento teniendo 1.00 como factor. Su principal

conclusión fue que no aumentó la capacidad de soporte de manera significativa cuando se usó geomalla sobre un geotextil, también recalcó que el uso de geosintéticos redujo en un gran margen el esfuerzo desviador, es decir no ocurrió deformaciones permanentes como sí fue en el caso para sin reforzamiento. A partir de esta investigación resaltamos el uso de geosintéticos tales como geomallas y geotextiles como métodos de mejoramiento de suelos que pueden ser útiles en la definición de nuestras bases teóricas, también el análisis del comportamiento del uso combinado de una geomalla y un geotextil a largo plazo para una estimación posible del incremento en la vida útil de la estructura, así como realizar un análisis de costo beneficio llevado a cabo en esta investigación.

Bayancela (2016) realizó una investigación sobre el “Análisis comparativo entre suelo cemento y hormigón pobre, como material de sustento para diferentes tipos de cimentación superficial, que requieren estas alternativas” tesis profesional en Ingeniería Civil de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, Ecuador. Su principal objetivo fue comparar, en distintos tipos de cimientos poco profundos, el material de base de cimentación entre el suelo cemento y hormigón pobre en términos de métodos de construcción, costo y tiempo de ejecución. Su principal resultado de forma cuantitativa y comparativa fue que el mejoramiento con relleno de suelo cemento o con hormigón de baja calidad fue más económico que el relleno estándar de material granular. Además, determinó que se redujo los tiempos debido a la fácil colocación y auto compactación, agilizando la velocidad de construcción y reduciendo la cantidad de horas hombre. Su principal conclusión fue que en su estudio de investigación se consideró más los beneficios técnicos que los económicos, debido a que no existió mucha diferencia en el aspecto económico; estos beneficios técnicos fueron tales como una mayor vida útil en el uso del suelo cemento que el hormigón pobre, su comportamiento a largo plazo minimizando los asentamientos y deformaciones. A partir de esta investigación resaltamos el uso del suelo cemento y hormigón pobre como métodos de mejoramiento de suelos que pueden ser útiles en la definición de nuestras bases teóricas, también la facilidad de colocación y auto compactación

reduciendo los tiempos en su aplicación, así como realizar una evaluación económica llevado a cabo en esta investigación.

Egoavil (2012) realizó una investigación sobre el “Refuerzo de cimentaciones superficiales con geosintéticos” tesis profesional para optar el grado de Máster en Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica de la Universidad Nacional de Educación a Distancia, España. Su principal objetivo fue evaluar el comportamiento de cimentaciones superficiales en suelos de baja resistencia reforzados con geomallas y geotextiles. Su principal resultado de forma cuantitativa y correlacional fue que entre los métodos de refuerzo de cimientos para terrenos multicapa y límites de equilibrio con la menor diferencia para la condición de sin refuerzo y reforzado fue la metodología de “Sharma *et al.*” con 186.96 KPa y 215.95 KPa respectivamente. Su principal conclusión fue que las principales propiedades de los elementos de refuerzo tipo geotextil o geomalla fueron su resistencia a la tracción, rigidez a la flexión y factor de reducción. Además, concluyó que el módulo elástico de tracción del elemento de refuerzo mientras era más elevado, mayor fue su capacidad de carga. También, concluyó que el mecanismo de interacción para refuerzo del suelo fue un factor muy importante en el comportamiento del suelo reforzado. A partir de esta investigación resaltamos el uso de geosintéticos como método de mejoramiento de suelos que puede ser útil en la definición de nuestras bases teóricas, así como también los distintos métodos de cálculo con geosintéticos en cimentaciones superficiales para estimaciones de capacidad de carga del suelo llevado a cabo en esta investigación.

Rivera (2008) en su tesis titulada “Uso de rellenos fluidos en la construcción” para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad de San Carlos de Guatemala. Su principal objetivo fue realizar una guía para la elaboración de rellenos fluidos. Su principal resultado de forma descriptiva y cualitativa fue que todos los suelos con gravas o arenas fueron usados como agregados, siempre y cuando estos hayan presentado un porcentaje no mayor al 20% de limos o arcillas. Además, mencionó que el costo de este material se volvía poco atractivo si el relleno fluido contenía más de 3 bolsas de cemento

por metro cúbico. Su principal conclusión fue que los rellenos fluidos presentaron mejores tiempos de aplicación y mayores facilidades de llegada a diversos lugares o rincones pocos accesibles bajo una cimentación. Además, concluyó que se pudo usar material sobrante de procesos industriales, así como también los suelos en obra como uno de sus agregados que generalmente son usados previa evaluación, convirtiendo al relleno fluido en un material ecológico de gran ahorro. A partir de esta investigación resaltamos el uso del relleno fluido como material de construcción que puede ser útil en la definición de nuestras bases teóricas, también el tiempo de aplicación y facilidad de llegada a los rincones poco accesibles o peligrosos haciendo uso del relleno fluido, asimismo el emplear materiales sobrantes de procesos industriales como cenizas volantes, cascajos y ripios convirtiendo al relleno fluido en un material ecológico utilizando estos residuos sólidos que contaminan al medio ambiente, así como realizar una valoración económica utilizando relleno fluido en la construcción de cimentaciones llevado a cabo en esta investigación.

2.2.2 Investigaciones nacionales

Veiga (2020) en su tesis sobre un “Análisis de la factibilidad técnica y económica de la compactación dinámica para mejoramiento de suelos” tesis profesional en Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima. Su principal objetivo fue demostrar la viabilidad económica y técnica de la compactación dinámica como mejora de suelos mediante la aplicación práctica. Su principal resultado de forma cuantitativa y descriptiva fue que, en el mejoramiento de suelos para un proyecto industrial con un área de aproximadamente 10 hectáreas de superficie en Chilca, por medio de la compactación dinámica se mejoró la resistencia del suelo teniendo un asentamiento de 1.0cm que fue menor al 2.5cm del valor máximo permisible. Además, calculó que el costo de implementar este método de mejoramiento de suelos fue de S/. 42.93 x m² incluyendo los costos directos, gastos generales, utilidades e IGV. Su principal conclusión fue que demostró la viabilidad técnica de la compactación dinámica después de que se hayan logrado los objetivos establecidos del mejoramiento de suelos según el estudio de suelos inicial, el cual correspondió a un esfuerzo admisible mayor a 2.0kg/cm² y un

asentamiento diferencial permisible menor a 2.5cm. Además, concluyó que esta técnica de mejoramiento masivo de terreno fue de bajo costo y de aplicación rápida, por lo cual determinó una técnica preferente frente a otras opciones. A partir de esta investigación resaltamos los distintos métodos de mejoramiento de suelos y entre ellos la compactación dinámica, que puede ser útil en la definición de nuestras bases teóricas, también el hacer un estudio de mecánica de suelos in situ para así conocer las principales propiedades físicas y mecánicas del suelo como por ejemplo los distintos perfiles, la resistencia mecánica, asentamientos permisibles y máximos o incluso la necesidad de un mejoramiento o reforzamiento de suelos, así como realizar un análisis de la factibilidad técnica económica llevado a cabo en esta investigación.

Espinoza y Torres (2019) realizaron una investigación sobre una “Evaluación técnica y económica para el mejoramiento de suelos finos con fines de cimentación, por medio de compactación dinámica e inclusiones rígidas” tesis profesional en Ingeniería Civil de la Universidad Ricardo Palma, Lima. Sus principales objetivos fueron evaluar técnica y económicamente la mejora de suelos finos para fines de cimentación, a través de las técnicas de compactación dinámica y las inclusiones rígidas. Sus principales resultados de forma descriptiva y correlacional fueron que, en el mejoramiento de suelos de una nueva planta de producción de Fábrica Nacional de Acumuladores ETNA S.A. en Chilca, luego de la compactación dinámica la capacidad portante aumentó de 0.8kg/cm^2 a 2.5kg/cm^2 y en las inclusiones rígidas de 0.8kg/cm^2 a 6.15kg/cm^2 . Además, determinaron que el asentamiento promedio para la técnica de la compactación dinámica disminuyó de 6.8cm a 2.4cm y para las inclusiones rígidas de 6.8cm a 1.6cm, donde fue menor esta última. También, estimaron que el costo del mejoramiento de suelos con la técnica de la compactación dinámica fue de S/.50 y de las inclusiones rígidas S/.147, donde fue más costosa esta última. Sus principales conclusiones fueron que hubo un aumento en la capacidad portante del terreno, así como una disminución en los asentamientos optimizando tiempos y costos usando las técnicas de compactación dinámica e inclusiones rígidas. A partir de esta investigación resaltamos los distintos métodos de mejoramiento de suelos y entre ellos la

compactación dinámica y las inclusiones rígidas, que pueden ser útiles en la definición de nuestras bases teóricas, también las principales variables técnicas para efectos de cimentación, entre ellas la capacidad de carga y el asentamiento elástico, así como realizar una evaluación técnica económica llevado a cabo en esta investigación.

Chávez y Ruíz (2019) realizaron una investigación sobre una “Evaluación técnico económica utilizando geomallas y afirmado en cimentaciones superficiales, caso: lote 37 de la Urb. Brisas de Oquendo - Callao” para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Ricardo Palma, Lima. Sus principales objetivos fueron evaluar la mejor opción técnica económica entre la geomalla y afirmado en cimentaciones poco profundas, caso: lote 37 de la Urb. Brisas de Oquendo, Callao. Sus principales resultados de forma aplicativa y descriptiva fueron que ambas alternativas eran factibles en cimentaciones superficiales, la primera utilizando geomallas ya que permitió soportar las tensiones transmitidas por la estructura a menos del 5% de la resistencia a la tracción de las geomallas. Además, afirmaron que el uso de material afirmado con un $D_f=1.90\text{m}$ proporcionó esfuerzos máximos menores a la capacidad de carga neta por falla local. También, estimaron que los costos directos de construir una zapata utilizando geomallas fue de S/. 3,241.98 y para afirmado S/. 2,599.24, donde fue más económica esta última. Sus principales conclusiones fueron que la mejor opción para mejoramiento de suelos en cimentaciones superficiales, luego de la evaluación técnica económica en dicho lugar de investigación fue el afirmado. Además, concluyeron que el uso de geomallas redujo en un 25% el espesor de estrato de apoyo de la cimentación. También, concluyeron que el uso de afirmado con respecto a geomallas fue mejor económicamente. A partir de esta investigación resaltamos los distintos métodos de mejoramiento de suelos y entre ellos la geomalla y el afirmado, que pueden ser útiles en la definición de nuestras bases teóricas, también las principales características de la cimentación superficial y los materiales de construcción para la elaboración de metrados, así como realizar una evaluación técnica económica llevado a cabo en esta investigación.

Sedano y Sedano (2019) realizaron una tesis titulada “Propuesta técnica - económica para el diseño de la cimentación en el lote O10 del condominio Playa Azul distrito de Cerro Azul” para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Ricardo Palma, Lima. Sus principales objetivos fueron evaluar las mejores propuestas técnicas y económicas para el diseño de la cimentación del condominio Playa Azul del lote O10 en el distrito de Cerro Azul. Sus principales resultados de forma cuantitativa y comparativa fueron que el costo directo para el diseño de una cimentación utilizando geomallas fue de S/. 13,496.80 y para la losa de cimentación S/. 32,611.30, donde fue más costosa esta última. Además, calcularon la capacidad portante para las zapatas de cimentación, primero sin reforzamiento en un rango de 0.89kg/cm^2 a 1.02kg/cm^2 y luego utilizando geomallas en un rango de 1.29kg/cm^2 a 2.58kg/cm^2 , donde la capacidad de carga fue mayor en estas últimas. También, determinaron que el nivel freático estuvo entre 3.0m a 3.5m de profundidad para este lote en específico que estaba a 450m distante del mar; sin embargo, hicieron investigaciones para viviendas más cercanas al mar que se ubicaban a 200m, encontrando en dichas viviendas que el nivel freático estuvo entre 1.5m a 2.0m, donde las profundidades del nivel freático fueron menores en estas últimas. Sus principales conclusiones fueron que el uso de geomallas fue más factible económicamente que el uso de una losa de cimentación. Además, concluyeron que la aplicación de las geomallas aumentó el valor de la capacidad portante en cada zapata de cimentación. También, concluyeron que el nivel freático tuvo más influencia en la cimentación para viviendas más cercanas al mar por lo que recomendaron una cimentación en base a geomallas o losas de cimentación. A partir de esta investigación resaltamos el uso de geomallas como método de mejoramiento de suelos y los tipos de cimentaciones superficiales que pueden ser útiles en la definición de nuestras bases teóricas, también los parámetros geotécnicos en el diseño de la cimentación luego de una mejora de suelos como es el esfuerzo admisible y el asentamiento elástico, así como plantear la mejor propuesta técnica económica llevado a cabo en esta investigación.

Vilcas (2018) realizó una investigación sobre un “Planteamiento del mejoramiento del suelo empleando relleno fluido para la construcción de los edificios multifamiliares en la obra Casa Club Recrea Los Nogales, distrito de El Agustino, Lima” para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional Federico Villarreal, Lima. Su principal objetivo fue proponer la mejora del suelo utilizando relleno fluido como apoyo de cimentación para viviendas de edificios multifamiliares del proyecto Casa Club Recrea Los Nogales. Su principal resultado de forma descriptiva y cualitativa fue una mejora en el rendimiento del personal obrero, así como la optimización del vaciado utilizando el relleno fluido con la finalidad de minimizar las pérdidas y aumentar la productividad. Su principal conclusión fue que el uso del relleno fluido en comparación al de un relleno granular fue una solución oportuna con muchas ventajas tales como facilidad de colocación, auto compactación, ausencia de asentamientos y deformaciones, homogeneidad, menor costo y una seguridad en su comportamiento a largo plazo. A partir de esta investigación resaltamos el uso del relleno fluido como método de mejoramiento de suelos que puede ser útil en la definición de nuestras bases teóricas, también las numerosas ventajas que tiene el relleno fluido con efectos en la cimentación, así como elaborar un presupuesto y una productividad en obra llevado a cabo en esta investigación.

2.3 Bases teóricas vinculadas a la variable o variables de estudio

2.3.1 Mejoramiento de suelos en edificaciones

Souto y Losada (2016) afirman:

La mejora de suelos podría definirse como el conjunto de los procedimientos constructivos que actuando sobre el terreno natural con o sin adición de aditivos, permiten adaptar las condiciones del sustrato a las solicitudes que impone la infraestructura. De esta manera se racionalizan los plazos, costes de construcción y posterior mantenimiento. (p.2)

El suelo es conjunto de partículas sólidas, más agua y gases, procedentes de la desintegración de las rocas, y en su estado natural forma como base de apoyo

de muchas estructuras construidas por el hombre. Como material de construcción, tiene características de abundancia, durabilidad y bajo costo; por otro lado, cuando el suelo no presenta las características geotécnicas adecuadas, usualmente puede mejorarse.

Los suelos resisten bastante bien a compresión en su estado natural confinado, pero mal a la tracción, ya que su resistencia tiene en cuenta la fricción interna. El suelo no se mueve a tracción sino a compresión, en donde las tensiones la soportan el conjunto de partículas sólidas y no el agua intersticial, cuya resistencia al corte es casi nula (López, 1983).

Según López (1983) afirma que, en varios casos de mejoramiento geotécnico del suelo, el objetivo de su aplicación es tener uno o más de los siguientes cambios en las condiciones del suelo:

- Mejorar la resistencia mecánica
- Mejorar el comportamiento estructural
- Reducir la compresibilidad para minimizar los asentamientos
- Minimizar el potencial de licuefacción ante movimientos sísmicos
- Reducir la amplificación sísmica
- Reducir la permeabilidad
- Reducir la erosionabilidad
- Reducir el potencial de colapso estructural
- Reducir el potencial físico-químico de expansión

Las ideas para la mejora de los suelos de cimentación comenzaron hace siglos, e incluyen el drenaje, la compactación, la desecación y luego la cementación y el refuerzo. Las inyecciones granulares comenzaron el siglo pasado y las inyecciones químicas a mediados del presente siglo, en los años 60 con las inyecciones estructurales y las inyecciones por chorro que se están desarrollando en Japón. Una técnica reciente es la compactación dinámica, lo cual se ha podido desarrollar gracias a que se ha podido disponer de grúas con capacidad para el levantamiento y maniobras con mazas de gran peso (López, 1983).

Según López (1983) los principales métodos de mejoramiento del suelo se han agrupado de la siguiente forma:

- Compactación profunda in situ
- Precarga
- Inyecciones
- Adiciones
- Tratamiento térmico
- Refuerzo de tierras

Tipos de mejoramiento de suelos en edificaciones:

a) Compactación dinámica

Este método permite tratar el suelo en profundidad, a través de acciones en la superficie y la consolidación dinámica provoca una compactación de suelos granulares (Ver Figura N°4). El principio consiste en dejar caer, en caída libre y de manera repetida una masa de varias decenas de toneladas desde una altura de algunas decenas de metros. En terrenos cohesivos, se procede a la incorporación de balasto en el suelo, realizando de esta manera las columnas de balasto (Soletanche Bachy, 2007).

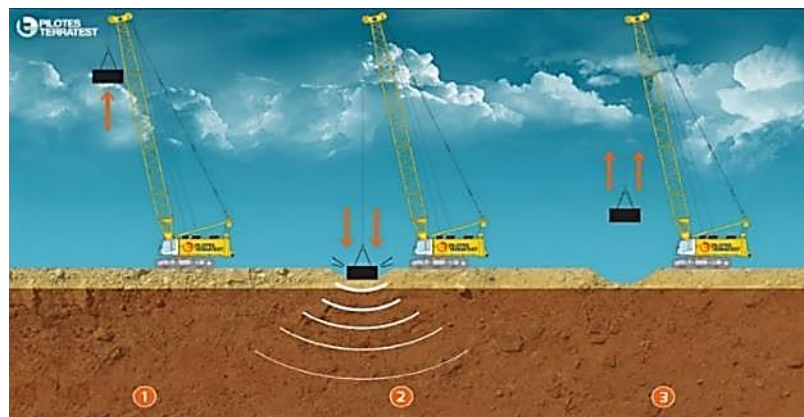


Figura N°4: Proceso del desarrollo de la compactación dinámica

Fuente: Pilotes Terratest (2017). Compactación dinámica

b) Inclusiones rígidas

Utilizado para cimentar todo tipo de obras en suelo compresible de cualquier tipo, este método reduce en gran medida los asentamientos. Las inclusiones son generalmente verticales y dispuestas en una malla regular y deben presentar

características intrínsecas de la deformación y rigidez, compatibles con el suelo circundante y las estructuras que deben soportar (Ver Figura N°5).

Distintos métodos de aplicación (perforación con o sin rechazo, golpeo, vibración) y distintos tipos de materiales (balasto, la mezcla de grava, suelo-cemento y todo tipo de mortero u hormigón) se pueden utilizar con el fin de lograr un sistema de cimentaciones superficiales de bajo costo, en lugar de un sistema de cimentaciones profundas (Soletanche Bachy, 2007).

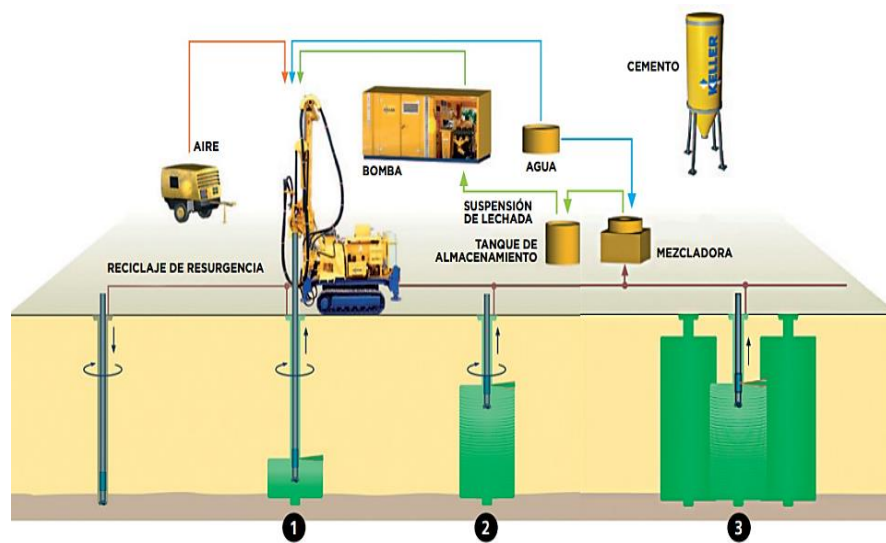


Figura N°5: Proceso de aplicación del Jet Grouting

Fuente: Avaria, P. (2018). Recomendaciones técnicas: Mejoramiento de suelo

c) Columnas de grava

Es una técnica de refuerzo mediante la incorporación de grava, densificación por vibración profunda y desplazamiento del terreno (Ver Figura N°6). La máquina se posiciona en el punto de trabajo y se estabiliza utilizando apoyos hidráulicos garantizando la verticalidad del mástil y con una pala cargadora alimenta la tolva del equipo con grava. La tolva empieza a subir y descarga la grava por la cámara superior, la grava fluye hasta la punta del vibrador ayudada por aire comprimido. Este vibrado desplaza el terreno y es hincado hasta la profundidad de diseño, con apoyo del flujo de aire comprimido, la misma vibración del vibrador y el empuje vertical del equipo.

Al llegar a la profundidad de diseño, el vibrado es extraído lentamente, de tal forma que la grava que sale por la punta del vibrador ocupa el espacio

generado. La columna se conforma de abajo hacia arriba, en etapas sucesivas de vertido de grava y compactación. Al finalizar la columna se regulariza la superficie y se suele ampliar una capa de grava compactada (Avaria, 2018).

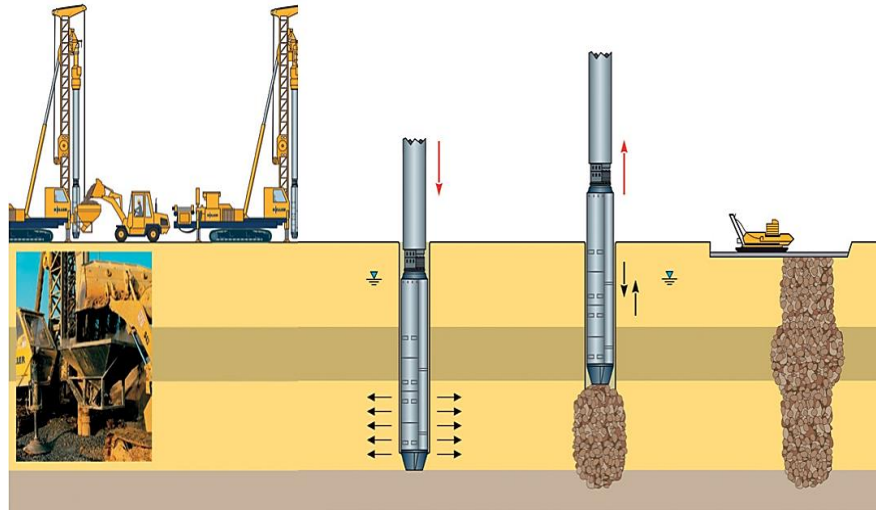


Figura N°6: Proceso de aplicación de la columna de grava

Fuente: Avaria, P. (2018). Recomendaciones técnicas: Mejoramiento de suelo

Según Avaria (2018), las técnicas de mejoramiento de suelos se clasifican bajo un enfoque determinado que es el efecto predominante de la mejora; sin embargo, gran parte es debido a la función granulométrica característica del terreno (Ver Figura N°7).

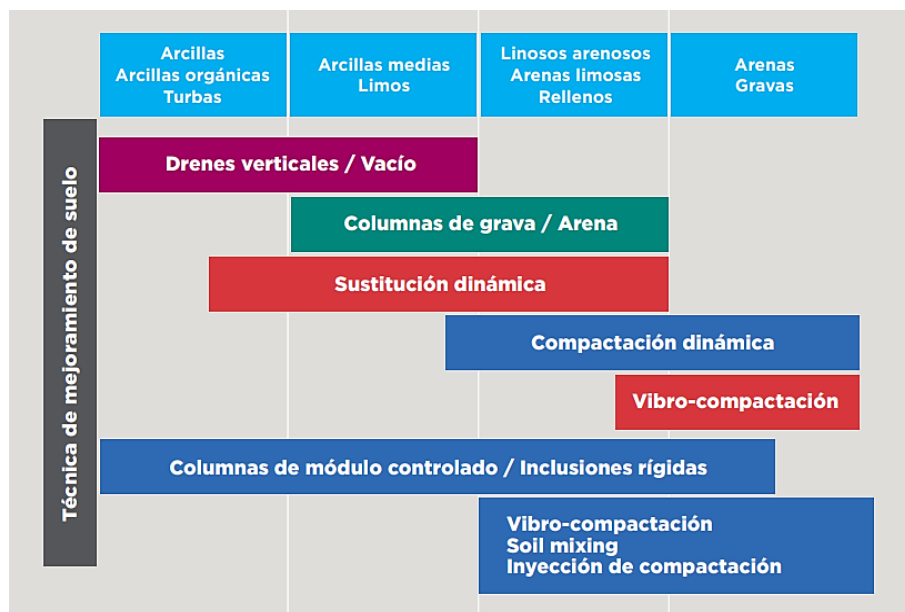


Figura N°7: Técnicas de mejoramiento de suelos

Fuente: Avaria, P. (2018). Recomendaciones técnicas: Mejoramiento de suelo

d) Afirmado

El afirmado es una mezcla de tres tamaños o tipos de material: piedra, arena y finos o arcilla. Si no existe una buena combinación de estos tres tamaños, el afirmado será pobre. Este material de suelo granular natural o procesado con gradación específica que soporta directamente las cargas y esfuerzos, debe poseer la cantidad apropiada de material fino cohesivo que permita mantener aglutinadas las partículas.

El afirmado necesita de un porcentaje de piedra para soportar las cargas. Por consiguiente, necesita un porcentaje de arena clasificada, según tamaño, para llenar los vacíos entre las piedras y dar estabilidad a la capa y, también un porcentaje de finos plásticos para cohesionar los materiales de la capa de afirmado (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, MTC, 2008).

Según Home Golden S.A.C. (2021) se tiene los siguientes tipos:

- Afirmado suelto, corresponde a un material natural o grava seleccionada por zarandeo, con índice de plasticidad 9-12.
- Afirmado procesado, corresponde a un material granular o grava seleccionada por chancado o trituración y zarandeada cuando el material natural tenga aristas, con índice de plasticidad 9-12.

Generalmente son usados como mejoramiento de suelos para pavimentos, muros de contención, cimentaciones, etc., sustituyendo a otro suelo de poca resistencia ya que tiene un buen comportamiento ante las presiones transmitidas debido a su capacidad portante y ángulo de fricción por ser un material granular (Ver Figura N°8).



Figura N°8: Muestra de afirmado preparado zarandeado

Fuente: Constructora e Inmobiliaria Home Golden S.A.C. (2021). Afirmado

e) Geomallas

Es un elemento plano y polimérico que tiene la estructura de malla abierta, tiene subelementos de resistencia interconectados llamados costillas, en el proceso de fabricación las costillas pueden estar unidas ya sea por extrusión, soldadura o entrelazado de sus hilos, según esto las geomallas se conocen como: extruidas, soldadas o tejidas (Ver Figura N°9).

Estos geosintéticos pueden ser flexibles o rígidos, las geomallas flexibles son compuestas por filamentos principalmente de poliéster de alto módulo revestidas por un polímero bituminoso, mientras que las geomallas rígidas son coextruidas y fabricadas a partir de fibras de polietileno (unidireccionales) o polipropileno (bidireccionales y multidireccionales). Usualmente, las geomallas son más resistentes que los geotextiles, siendo utilizadas casi exclusivamente como elementos de refuerzo de suelos y se pueden clasificar como geomalla uniaxial y biaxial (Egoavil, 2012).



Figura N°9: Refuerzo con geomalla en pavimentos flexibles

Fuente: Vargas *et al.* (2017). La geomalla como elemento de refuerzo

Según Egoavil (2012), se tiene los siguientes tipos de geomallas:

Geomalla uniaxial: Este tipo de geomallas poseen gran resistencia a los esfuerzos de tracción en la dirección longitudinal. Se emplean en aplicaciones donde se conoce la dirección del esfuerzo principal mayor, estas aplicaciones pueden ser en muros y taludes de suelos reforzados. Los principales polímeros utilizados para la fabricación de geomallas uniaxiales son el polietileno de alta densidad (PEAD) y el poliéster de alta tenacidad (PET) (Ver Figura N°10).

Geomalla biaxial: Este tipo de geomallas poseen gran resistencia a los esfuerzos de tracción en la dirección longitudinal y transversal. Se emplean en

aplicaciones en las cuales los esfuerzos movilizados son puramente aleatorios tales como en pavimentos y cimentaciones. Están compuestas por fibras o cintas unidas entre sí, de manera que mantenga su estabilidad dimensional global, resistencia a la tracción y una abertura, sección y forma adecuada para garantizar una trabazón mecánica significativa con el material granular (Ver Figura N°11).

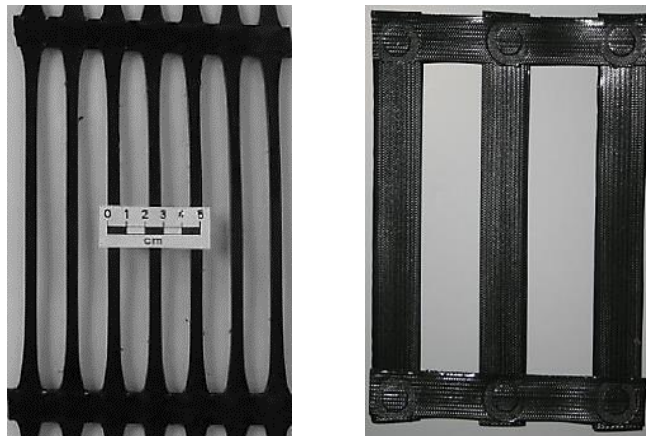


Figura N°10: Geomallas uniaxiales, extruida (izq.) y soldada (dcha.)

Fuente: Shukla e Yin (2006). Fundamentals of Geosynthetic Engineering

Este tipo de geomallas no solo es importante la resistencia de las fibras o cintas; sino también la resistencia de las costillas ya que el suelo penetra a través de las aberturas transmitiendo carga de los elementos transversales a los longitudinales vía las uniones. Los principales polímeros utilizados para la fabricación de geomallas uniaxiales son el polipropileno (PP) y el poliéster de alta tenacidad (PET).

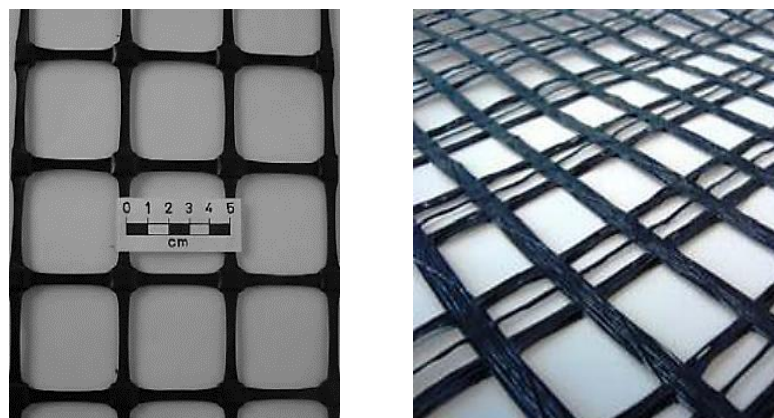


Figura N°11: Geomallas biaxiales, extruida (izq.) y tejida (dcha.)

Fuente: Shukla e Yin (2006). Fundamentals of Geosynthetic Engineering

En los siguientes párrafos se tomarán en cuenta las bases teóricas en dos tipos de mejoramiento para el suelo de cimentación en una edificación de la presente investigación, los cuales son el geotextil y el relleno fluido, según López (1983), se encuentran dentro del grupo de inyecciones y refuerzo de tierras respectivamente.

f) Geotextil

Según Egoavil (2012), los geotextiles son tejidos ligeros de menor densidad y flexibles que se utilizan en una variedad de aplicaciones en ingeniería civil. Los polímeros utilizados en la producción de fibras de geotextiles incluyen los siguientes materiales: polipropileno, poliéster, polietileno, poliamida, con mayor frecuencia poliéster y polipropileno. Según el proceso de fabricación se clasifican en geotextiles no tejidos y geotextiles tejidos.

Geotextil no tejido: Están formados por fibras discontinuas o filamentos largos distribuidos aleatoriamente, consolidándose esta estructura por distintos sistemas según cual sea empleado para unir las fibras o filamentos (agujado, resinado o termo soldado). El agujado tiene las fibras unidas mecánicamente a través de una costura por agujas, el termo soldado tiene las fibras unidas por proceso de calentamiento y el resinado mediante un proceso químico. Sus principales atribuciones son las de separación, protección y filtración, este tipo de geotextil no se utiliza como elemento de refuerzo debido a que no tienen elevada resistencia a la tracción (Ver Figura N° 12).

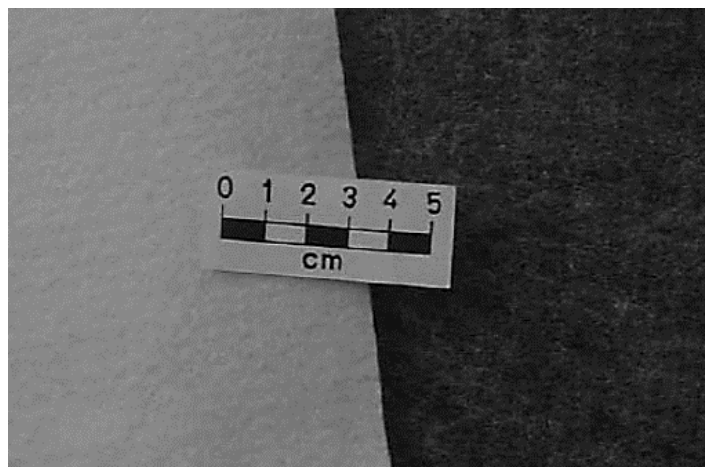


Figura N°12: Geotextiles no tejidos, poliéster (izq.) y polipropileno (dcha.)

Fuente: Shukla e Yin (2006). Fundamentals of Geosynthetic Engineering

Geotextil tejido: Son fabricados por procesos convencionales de tejido, los hilos en dos direcciones perpendiculares entre sí, su principal aplicación es como elemento de refuerzo de suelos. El entrelazamiento de las fibras se muestra de diferentes maneras. Según el tipo de tejido los geotextiles se pueden dividir en geotextiles tejidos por filamentos únicos (monofilamentos), geotextiles tejidos por filamentos múltiples y fibrilados (Ver Figura N°13).

El espesor de los geotextiles tejidos fabricados a partir de monofilamentos y filamentos múltiples varía entre 1mm y 2mm. Este espesor es superior al de los geotextiles tejidos obtenidos a partir de fibras, generalmente inferior a 0.5mm. Actualmente los fibrilados son los elementos de constitución más comunes en la fabricación de los geotextiles tejidos (Egoavil, 2012).

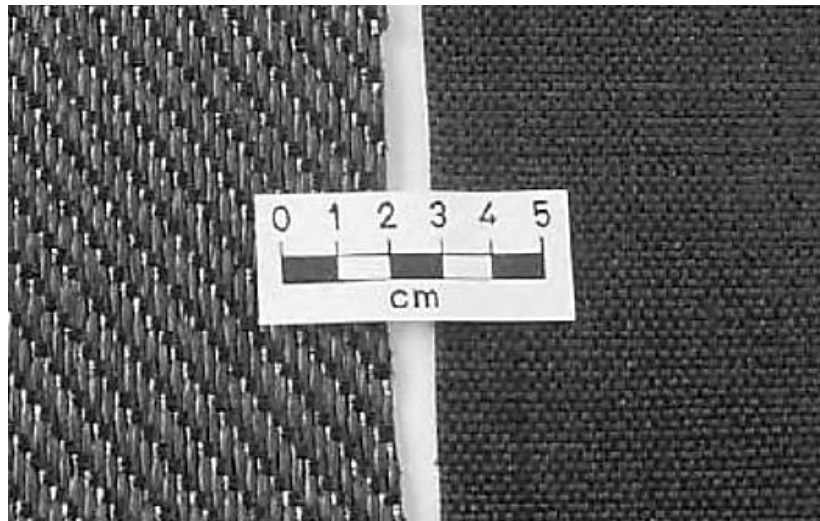


Figura N°13: Geotextiles tejidos, monofilamentos (izq.); filamentos múltiples y fibrilados (dcha.)

Fuente: Shukla e Yin (2006). Fundamentals of Geosynthetic Engineering

f.1) Funciones del geotextil

Según Geosistemas PAVCO, Mexichem (2012), el uso de los geotextiles tejidos y no tejidos en los diferentes campos de aplicación pueden definirse mediante las funciones que va a desempeñar. En la mayoría de las aplicaciones el geotextil puede cumplir simultáneamente varias funciones, aunque siempre existirá una principal que determine la elección del tipo de geotextil que se debe utilizar. A continuación, se describen las funciones más importantes del geotextil según este manual de diseño con geosintéticos:

- Función de separación

Esta función, desempeñada por los geotextiles consiste en la separación de dos capas de suelo de diferentes propiedades geomecánicas (granulometría, densidad, capacidad, etc.) evitando permanentemente la mezcla del material.

- Función de refuerzo

En esta función se aprovecha el comportamiento a tracción del geotextil para trabajar como complemento de las propiedades mecánicas del suelo, con el fin de controlar los esfuerzos transmitidos tanto en la fase de construcción como en la de servicio de las estructuras. El geotextil actúa como un elemento estructural y de confinamiento de los granos del suelo, permitiendo difundir y repartir las tensiones locales. Estas acciones aumentan la capacidad portante y la estabilidad de la construcción.

- Función de drenaje

Consiste en la captación y conducción de fluidos o gases en el plano del geotextil. La efectividad del drenaje de un suelo dependerá de la capacidad de drenaje del geotextil empleado y del gradiente de presiones a lo largo del camino de evacuación del fluido.

- Función de filtro

Esta función impide el paso a través del geotextil de determinadas partículas del terreno (según sea el tamaño de dichas partículas y el poro del geotextil) sin impedir el paso de fluidos o gases. En la práctica se utiliza el geotextil como filtro de muchos sistemas de drenaje. En los embalses con sistema de drenaje en la base, a fin de localizar posibles fugas, se utiliza como filtro en los tubos de drenaje a fin de evitar el taponamiento de los orificios de drenaje de dichos tubos.

- Función de protección

Previene o limita un posible deterioro en un sistema geotécnico. En los embalses impermeabilizados este sistema geotécnico se denomina pantalla impermeabilizante y está formado por el geotextil y la geomembrana. El geotextil protege a la geomembrana de posibles perforaciones o roturas,

también evita las perforaciones que podrían ocasionar el crecimiento de plantas debajo de la pantalla impermeabilizante.

- Función de impermeabilización

Esta función se consigue desarrollar mediante la impregnación del geotextil con asfalto u otro material impermeabilizante sintético. El geotextil debe tener la resistencia y rigidez necesaria para la colocación del mismo, así como la capacidad de deformación suficiente para compensar las tensiones térmicas.

f.2) Clasificación de los geotextiles según su composición

Las fibras que más se emplean son las sintéticas, siendo por ello que siempre tendemos a asociar al geotextil con fibras o filamentos sintéticos; sin embargo, al existir gran diversidad de aplicaciones, también se fabrican con fibras naturales y artificiales (Geosistemas PAVCO, Mexichem, 2012). A continuación, se clasifican los geotextiles según su composición y proceso de fabricación según este manual de diseño con geosintéticos:

- Fibras naturales: Pueden ser de origen animal (lana, seda, pelos, etc.), vegetal (algodón, yute, coco, lino, etc.) que se utilizan para la fabricación de geotextiles biodegradables utilizados en la revegetación de taludes.
- Fibras artificiales: Son las derivadas de la celulosa. Son el rayón, la viscosa y el acetato.
- Fibras sintéticas: Son fibras textiles que provienen de diversos productos derivados del petróleo.

Cuando al geotextil se le exige durabilidad, se fabrica con fibras o filamentos obtenidos de polímeros sintéticos. Los geotextiles fabricados con estos polímeros son de gran durabilidad y resistentes a los ataques de microorganismos y bacterias. Los más empleados son el polipropileno (92%), poliéster (5%), polietileno (2%), poliamida (1%) y poliacrílico.

En resumen, los principales filamentos usados en la construcción de geotextiles son monofilamentos cortados (fibra cortada), multifilamento (filamento continuo), hilos de fibras (fibra cortada), hilos de filamento continuos entrelazados, hilos de multifilamentos entrelazados y cinta plana ranurada.

f.3) Tipo de proceso productivo

Una vez se han fabricado los filamentos, estos se convierten en telas no tejidas o tejidas dependiendo del proceso. Para los geotextiles tejidos se trabajan cintas o hilos en un telar, la clase particular del tejido se determina por la secuencia en la cual los filamentos de la urdimbre y de la trama son entrecruzados (tejidos) en el telar.

Un tejido se compone de dos cintas, la urdimbre que va en sentido longitudinal (la dirección “larga”) y la trama que va en sentido transversal (la dirección “corta”), la urdimbre ingresa al telar por su parte posterior a través de unos elementos separadores y organizadores llamados laminillas y cruzan los lizos, los peines e ingresan a la mesa del telar en donde se entretejen con las tramas, las cuales son aportadas desde un lado del telar, las urdimbres se cruzan en dos grupos, unas suben y otras bajan dejando un espacio por donde pasa la trama (el “relleno”) transportada por un elemento llamado proyectil, luego las urdimbres vuelven y se cruzan “aprisionando” la trama y se repite el ciclo formando el tejido (Geosistemas PAVCO, Mexichem, 2012). Dentro de los geotextiles tejidos se pueden especificar diferentes modalidades:

- Geotextil tejido plano

Fabricado mediante el tejido de cintas por un procedimiento textil de una película cortada polimérica extruida. Es el tejido más simple y común, conocido también como “uno arriba y uno abajo”.

- Geotextil tejido canasta

Este tejido utiliza dos o más urdimbres y/o tramas de relleno como si fuera una sola cinta. Por ejemplo, un tejido canasta pueden ser dos por dos urdimbres y tramas, o dos tramas y una urdimbre, actuando como unidades individuales.

f.4) Propiedades de los geotextiles

Según el MTC Manual de Carreteras (2015), los geotextiles usados deben cumplir los requerimientos que se presentan a continuación (Ver Tabla N°1, N°2 y N°3). Estos requerimientos están dados en valores mínimos promedios del rollo (VMPR) y no en valores típicos o promedios.

Tabla N°1: Requerimientos de propiedades de resistencia de geotextiles clase 1

Propiedad	Ensayo	Und	Requerimientos Clase de Geotextil (1) (2) Clase 1	
			Elongación < 50% (3)	Elongación > 50% (3)
			Resistencia Grab	ASTM D 4632
Resistencia de la costura (4)	ASTM D 4632	N	1260	810
Resistencia al rasgado	ASTM D 4533	N	500	350
Resistencia punzonado	ASTM D 6241	N	2750	1925
Permitividad	ASTM D 4491	S ⁻¹	(5)	(5)
Tamaño de abertura aparente	ASTM D 4751	Mm	(5)	(5)
Estabilidad ultravioleta	ASTM D 4355	%	(5)	(5)

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, MTC. (2015). Manual de Carreteras: Especificaciones Técnicas Generales para Construcción

Tabla N°2: Requerimientos de propiedades de resistencia de geotextiles clase 2

Propiedad	Ensayo	Und	Requerimientos Clase de Geotextil (1) (2) Clase 1	
			Elongación < 50% (3)	Elongación > 50% (3)
			Resistencia Grab	ASTM D 4632
Resistencia de la costura (4)	ASTM D 4632	N	990	630
Resistencia al rasgado	ASTM D 4533	N	400	250
Resistencia punzonado	ASTM D 6241	N	2200	1375
Permitividad	ASTM D 4491	S ⁻¹	(5)	(5)
Tamaño de abertura aparente	ASTM D 4751	Mm	(5)	(5)
Estabilidad ultravioleta	ASTM D 4355	%	(5)	(5)

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, MTC. (2015). Manual de Carreteras: Especificaciones Técnicas Generales para Construcción

Tabla N°3: Requerimientos de propiedades de resistencia de geotextiles clase 3

Propiedad	Ensayo	Und	Requerimientos Clase de Geotextil (1) (2) Clase 1	
			Elongación < 50% (3)	Elongación > 50% (3)
			Resistencia Grab	ASTM D 4632
Resistencia de la costura (4)	ASTM D 4632	N	720	450
Resistencia al rasgado	ASTM D 4533	N	300	180

Resistencia punzonado	ASTM D 6241	N	1650	990
Permitividad	ASTM D 4491	S ⁻¹	(5)	(5)
Tamaño de abertura aparente	ASTM D 4751	Mm	(5)	(5)
Estabilidad ultravioleta	ASTM D 4355	%	(5)	(5)

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, MTC. (2015). Manual de Carreteras: Especificaciones Técnicas Generales para Construcción

Donde:

- (1) La severidad de las condiciones de instalación para la aplicación generalmente requiere una clase de geotextil. Clase 1 está especificada para las condiciones de instalación más severa, donde existe un gran potencial de daño del geotextil, y clases 2 y 3, son especificadas para condiciones menos severas.
- (2) Todos los valores numéricos representan el VMPR (valor mínimo promedio por rollo), en la dirección más débil.
- (3) La elongación mayor o menor que 50% es medido de acuerdo al ASTM D 4632.
- (4) El VMPR requerido para resistencia al rasgado trapezoidal, para geotextiles tejidos de monofilamentos, es de 250 N.
- (5) Los valores mínimos de las propiedades para la permitividad, TAA y estabilidad UV están basados en la aplicación para el geotextil.

Según Geotexan S.A. (2014), los geotextiles son parte integrante de las estructuras en las que se utilizan. Por ende, es importante conocer y verificar sus características con el fin de asegurarse que podrán cumplir con efectividad las funciones para las que han sido seleccionados. El campo de aplicación de un geotextil viene determinado tanto por las características físico-mecánicas como las hidráulicas, las cuales sirven para dimensionar y seleccionar el tipo a utilizar.

A continuación, se describen algunas propiedades físicas, mecánicas e hidráulicas de los geotextiles según Geotexan S.A. (2014) (Ver Tabla N°4).

- Gramaje o masa por unidad de superficie: Su incremento influye en el aumento de ciertas propiedades mecánicas, como la resistencia a rotura, a punzonamiento y a perforación. Pero, por otro lado, lleva consigo una disminución del tamaño de poro, de la permeabilidad y de la permitividad. No

debe considerarse parámetro de diseño ni único control de identificación ya que da una idea de la uniformidad del geotextil. Se mide calculando la media del peso de varias probetas en una balanza y se expresa en g/m^2 .

- Espesor: Es característica que depende del método de fabricación, lo que les hace más o menos compresibles perpendicularmente a su plano, y de la presión aplicada sobre él. La compresibilidad tiene una gran influencia en sus propiedades hidráulicas. Se calcula una presión fija, midiendo el espesor entre una placa de referencia y un pistón especificado.

- Apertura de poros: Lo que marca su eficacia como filtro al fijar el tamaño de partículas que pueden ser retenidas. Los ensayos calculan el diámetro eficaz de poros como tamaño medio de partículas para el que un determinado porcentaje de las partículas es retenido, utilizando para ello el geotextil como tamiz. Pueden producirse algunas deficiencias cuando el tamaño de huecos es relativamente grande ya que, en algunas ocasiones, las fuertes y repetidas cargas pueden forzar a las partículas de mayor tamaño a introducirse en el geotextil, y cuantos mayores sean, más abrasivas resultan con respecto a las fibras internas, lo que facilita el corte de las fibras y la reducción de la capacidad separadora.

- Fuerza de rotura y alargamiento a la rotura: Muy importante para geotextiles que van a actuar como armadura. La fuerza de rotura es mayor para los geotextiles tejidos que para los no tejidos, lo contrario que ocurre con el alargamiento a la rotura. Se determinan mediante una máquina de ensayo a la tracción donde se somete una probeta a un esfuerzo longitudinal con velocidad de deformación constante hasta su rotura. Existen dos opciones: fijar la probeta en toda su anchura con mordazas (tracción monodireccional) o utilizar mordazas de ancho menor (tracción Grab).

- Resistencia al desgarró: Fuerza que opone el geotextil a la propagación de una rotura local. El ensayo consiste en someter a tracción una probeta trapezoidal en cuyo lado menor se ha practicado un corte, de forma que el desgarró prosiga por el corte realizado.

- Resistencia al punzonamiento: Comportamiento bajo una carga estática como la compactación de material. Se mide la fuerza necesaria para perforar el geotextil con un émbolo o pistón de cabeza plana.
- Resistencia al reventón: Mediante la reducción de la resistencia al reventón entre una muestra de geotextil nueva y otra sometida a un determinado número de ciclos abrasivos, es posible medir la resistencia a la abrasión del geotextil. Hay que tener en cuenta que esta resistencia no tiene relación con la resistencia al reventón inicial. Los geotextiles tratados con resina y los termo-soldados son más resistentes que aquellos que no tienen ninguna unión o soldadura. Igualmente, los no tejidos y con baja densidad de agujerado presentan menor resistencia que los de alta densidad.
- Resistencia a la perforación: Comportamiento bajo una carga dinámica como los impactos producidos por la caída de materiales. El ensayo consiste en medir el agujero que produce la caída de un cono desde una altura determinada. Los que mejor responden son los geotextiles agujereados y tratados con resina.
- Fluencia: Alargamiento bajo un esfuerzo de tracción constante que puede llevar a la rotura. La fluencia define la pérdida de resistencia de un material de refuerzo debido al paso del tiempo (cuando un material es sometido a una carga constante en el tiempo, este experimenta una deformación y pierde progresivamente sus propiedades mecánicas). Hay que medir la variación en el tiempo de la deformación del geotextil al someterlo a una determinada carga.
- Permitividad Y: Se define como el cociente entre la permeabilidad normal al plano del geotextil K_N y el espesor de este. Se calcula midiendo el flujo de agua que pasa a través de una muestra en el sentido normal, bajo altura piezométrica constante y en unas condiciones determinadas. Se expresa en s^{-1} o litros/s.
- Transmisividad Q: Se define como el producto de la permeabilidad en el plano del geotextil K_T por el espesor de este. Representa el caudal de agua que circula sobre el plano del geotextil y se calcula sometiendo al geotextil a diferentes presiones y gradientes hidráulicos bajo altura piezométrica constante. Se determina en m^2/s .

$$\text{Permeabilidad: } k = \frac{1}{\text{m}^2 \cdot \text{s}} = \frac{\text{dm}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{s}} = \frac{10^{-3} \text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{s}} = \frac{10^{-3} \text{m}}{\text{s}}$$

$$\text{Caudal: } Q = k \cdot \text{área} = \left(\frac{\text{m}}{\text{s}}\right) \cdot \text{m}^2 = \text{m}^3/\text{s}$$

- Durabilidad: Capacidad del geotextil de mantener sus propiedades con el tiempo. Para ello se evalúa su comportamiento frente a agentes químicos (estudiando la variación de las propiedades de tracción), biológicos (evaluando los cambios de dimensiones y de las propiedades de tracción), hidrolíticos (mediante ensayo de fluencia, efecto que se aprecia antes en las poliamidas, después en los poliésteres y en menor medida en las poliolefinas) y físicos (sometiendo el geotextil a ciclos de exposición a radiación UV).

Tabla N°4: Propiedades de los geotextiles

Propiedades	Tipo	Estándar
Físicas	Peso	ASTM D5261
	Espesor	ASTM D5199
Mecánicas	Resistencia a la tracción-Grab	ASTM D4632
	Resistencia a la perforación	ASTM D4833
	Resistencia al desgarre trapezoidal	ASTM D4533
	Resistencia a la tracción-tira ancha	ASTM D4595
Hidráulicas	Tamaño aparente de apertura	ASTM D4751
	Permeabilidad / flujo de agua	ASTM D4491
Ambientales	Resistencia a los rayos UV	ASTM D4355
	Resistencias químicas y/o biológicas	-

Fuente: Geosai – Soluciones Ambientales Integrales. (2021). Geotextil

Al construir edificaciones sobre suelos de baja resistencia, estos pueden ejercer una presión de contacto, con la cual se genera unas fuerzas de corte que pueden llegar a ser mayor que la resistencia al corte del suelo de cimentación, generando una falla por resistencia o por asentamiento. Un buen diseño de capas del geosintético de alta resistencia a la tensión, aplicado a la cimentación de una estructura, ayuda a generar un refuerzo a la tracción de tal manera que el factor de seguridad ante la falla por consecuencia de la carga de la edificación se incremente hasta un valor aceptable.

El refuerzo con geosintéticos puede reducir los desplazamientos horizontales, verticales y los asentamientos diferenciales; por otro lado, no debe considerarse que pueda presentar una reducción de los asentamientos por consolidación primaria y secundaria. La capacidad de carga última de cimentaciones superficiales puede aumentarse agregando un refuerzo de tensión como los geotextiles y geomallas en el suelo de base que soporta toda la cimentación (Geosistemas PAVCO, Mexichem, 2012).

Basados en resultados obtenidos por diferentes estudios en los últimos 20 años, que buscan evaluar los efectos de reforzar el suelo en cuanto a la capacidad de carga de cimentaciones superficiales, se muestran algunos resultados y una metodología que permite dimensionar el tipo de refuerzo a usar.

Según estudios de laboratorio del Geosynthetic Research Institute sobre suelos finos, con saturaciones por arriba del límite plástico presentan el siguiente comportamiento (Ver Figura N°14). En tales pruebas se usó geotextil tejido, con diferentes variaciones de la cantidad de capas, como se puede observar, se registra una mejora en la capacidad de carga-soporte de la cimentación, después de llegar a un asentamiento significativo. Lo cual es predecible, ya que el geotextil puede comenzar a deformarse antes que su utilidad como refuerzo se manifieste (Geosistemas PAVCO, Mexichem, 2012).

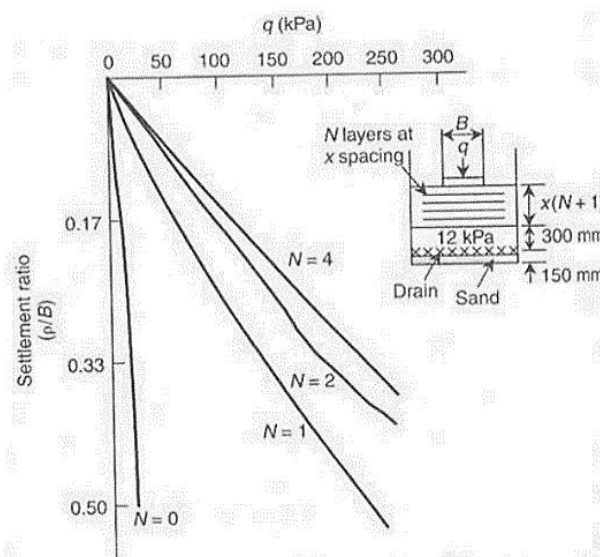


Figura N°14: Prueba de capacidad de carga de una cimentación superficial circular sobre arcilla blanda saturada empleando como refuerzo geotextil tejido
Fuente: Geosistemas PAVCO (2012). Manual de diseño con geosintéticos

Para la presente investigación, se dará a conocer el uso de geotextiles tejidos para el refuerzo de cimentaciones superficiales de tipo aislado y continuo según Geosistemas PAVCO (2012). Los geotextiles se instalan en una o varias capas dentro del suelo granular de soporte de la cimentación. Además, los geotextiles tejidos cuya función sea de refuerzo, permiten incrementar la capacidad portante del suelo, la cual brindará soporte y estabilidad a la estructura.

f.5) Consideraciones de Diseño

Las cimentaciones superficiales reforzadas con geosintéticos presentan una variación del modo de falla respecto a las cimentaciones no reforzadas; a continuación, se enumeran los modos de falla que pueden presentar:

- Falla por capacidad portante por encima de la primera capa de refuerzo

Este tipo de falla ocurre generalmente cuando la primera capa de refuerzo está colocada a una profundidad d , mayor que $(2/3) B$, donde B es el ancho de la cimentación (Ver Figura N°15).

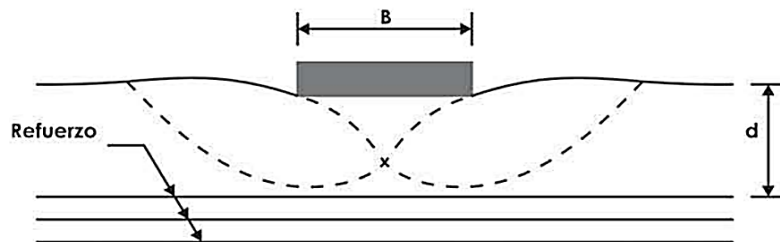


Figura N°15: Falla por cortante arriba del refuerzo

Fuente: Geosistemas PAVCO (2012). Manual de diseño con geosintéticos

- Falla por Pullout o longitud de empotramiento insuficiente

Esta corresponde a la longitud que se encuentra por detrás de la superficie de falla, en la cual se extiende las fuerzas resistentes generadas por el coeficiente de fricción entre el suelo de relleno y el geosintético (Ver Figura N°16).

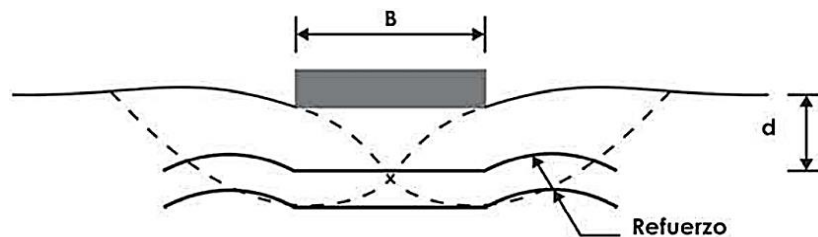


Figura N°16: Falla por longitud de empotramiento insuficiente

Fuente: Geosistemas PAVCO (2012). Manual de diseño con geosintéticos

- Falla por tensión del material de refuerzo

Aunque todos los tipos de falla se deben chequear para el diseño de la cimentación, este modo de falla es el que se considera para el diseño del geosintético de refuerzo y tiene en cuenta propiedades mecánicas tales como la resistencia a la tensión del material de refuerzo (Ver Figura N°17).

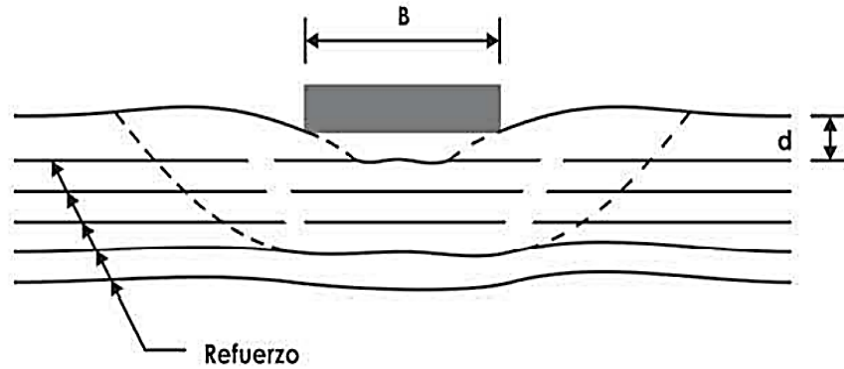


Figura N°17: Falla por tensión del material de refuerzo

Fuente: Geosistemas PAVCO (2012). Manual de diseño con geosintéticos

- Falla por fluencia del material de refuerzo a largo plazo o creep

Esta se refiere a la deformación del material de refuerzo con el tiempo, debido a la aplicación de una carga constante o repetitiva y que es menor a la resistencia última del material. Se ha demostrado que el fenómeno de creep para geotextiles se ve reducido al cuantificar las deformaciones en condición confinada, sin embargo, se recomienda utilizar factores de reducción en la resistencia de diseño del material, que minimicen el efecto de este fenómeno en la cimentación, controlando así los asentamientos que se puedan generar (Ver Figura N°18).

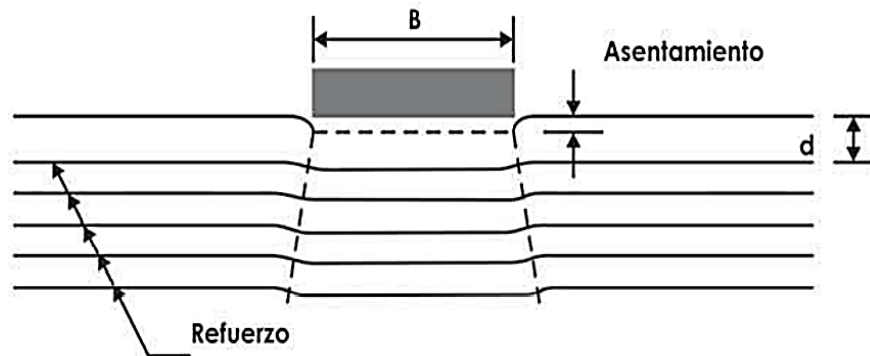


Figura N°18: Falla del material por fluencia

Fuente: Geosistemas PAVCO (2012). Manual de diseño con geosintéticos

El refuerzo de cimentaciones superficiales con geotextiles tejidos se obtiene con un adecuado diseño de refuerzo, siguiendo una metodología de cálculo para su aplicación. A continuación, para este caso se va a utilizar la metodología de diseño racional de Biquet y Lee para el problema de capacidad de carga admisible de cimentaciones superficiales que descansan sobre un suelo granular reforzado según Geosistemas PAVCO (2012).

f.6) Metodología de diseño racional de Biquet y Lee

- Localización de la superficie de falla

Para el modo de falla a tensión del material de refuerzo, se muestra el comportamiento de los materiales frente al desarrollo de la superficie de falla cuando d/B es menor que $2/3$, condición en la que es de mayor beneficio la inclusión de refuerzo (Ver Figura N°19).

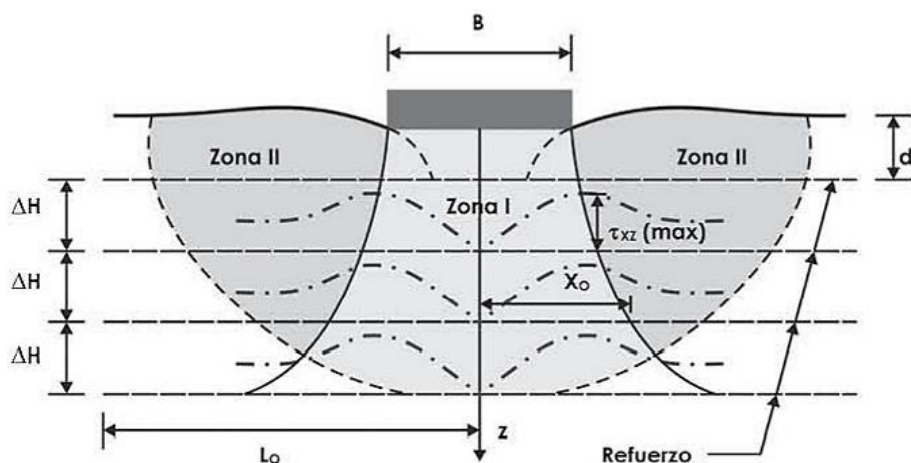


Figura N°19: Mecanismo de falla bajo cimentaciones reforzadas

Fuente: Geosistemas PAVCO (2012). Manual de diseño con geosintéticos

La anterior figura muestra una condición idealizada para el desarrollo de la superficie de falla en el suelo, la cual consta de dos zonas, la zona I, localizada debajo de la cimentación, forma una cuña debido al asentamiento que se genera por la aplicación de la carga. La zona II es la que se localiza a los costados de la zona I en la cual el suelo es empujado hacia afuera y hacia arriba.

Los puntos que definen el límite entre las zonas I y II, se obtienen como el resultado de la localización del esfuerzo cortante máximo debido a la aplicación de carga en la cimentación, para una profundidad dada. El esfuerzo

cortante τ_{xz} es el esfuerzo desarrollado a una profundidad “z” y a una distancia “x” medida desde el eje de la cimentación. Integrando la ecuación de Boussinesq, el esfuerzo cortante se calcula de la siguiente manera:

$$\tau_{xz} = \frac{4 \cdot b \cdot q_R \cdot x \cdot z^2}{\pi \cdot \left((x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4 \cdot b^2 \cdot z^2 \right)}$$

Donde:

b: Ancho medio de la cimentación o B/2 (m)

B: Ancho de la cimentación (m)

q_R : Carga por área unitaria de la cimentación (kg/cm²)

El límite exterior de la zona I se refiere a los puntos donde el valor del esfuerzo cortante es máximo para una profundidad z, X_0 es la distancia en la cual el esfuerzo cortante es máximo para una profundidad dada, esta distancia es variable y se puede calcular de la siguiente manera (Ver Figura N°20).

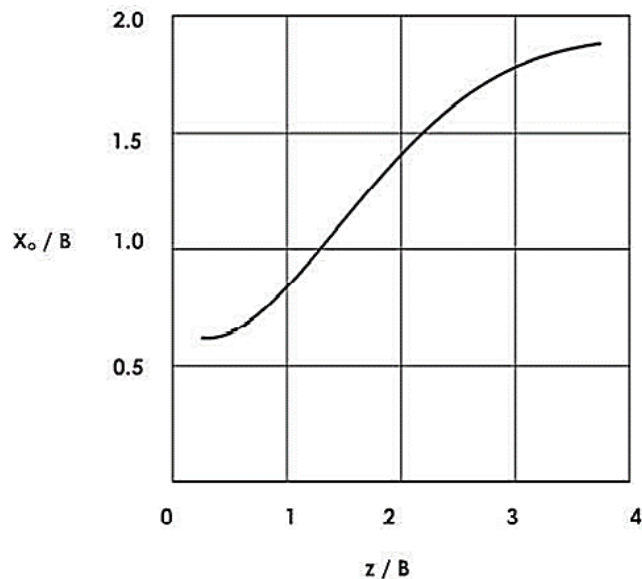


Figura N°20: Localización del esfuerzo cortante máximo para una profundidad z, dando un ancho de cimentación B

Fuente: Geosistemas PAVCO (2012). Manual de diseño con geosintéticos

- Disipación de esfuerzos por medio del refuerzo con geosintético

A continuación, se muestran las fuerzas aplicadas sobre una capa de suelo ΔH no reforzada y reforzada, localizada a una profundidad z de la cimentación, según la hipótesis mencionada anteriormente, ambos tipos de cimentación poseen el mismo asentamiento S_e .

i) Caso no reforzado

Las fuerzas presentes para este caso son las fuerzas F_1 y F_2 , ambas verticales y S_1 la fuerza cortante máxima localizada a una distancia X_0 (Ver Figura N°21).

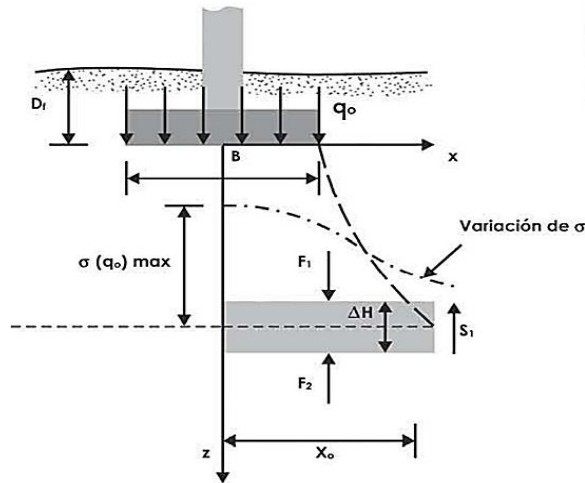


Figura N°21: Fuerzas actuantes en cimentaciones no reforzadas

Fuente: Geosistemas PAVCO (2012). Manual de diseño con geosintéticos

Por ello, las fuerzas aplicadas sobre la capa de suelo son las siguientes:

$$0 = F_1 - F_2 - S_1$$

ii) Caso reforzado

En el caso de la cimentación reforzada, las fuerzas verticales son F_3 y F_4 , S_2 la fuerza cortante máxima y T es la fuerza desarrollada por la capa de refuerzo, y esta es vertical debido a la hipótesis de la deformación del refuerzo (Ver Figura N°22).

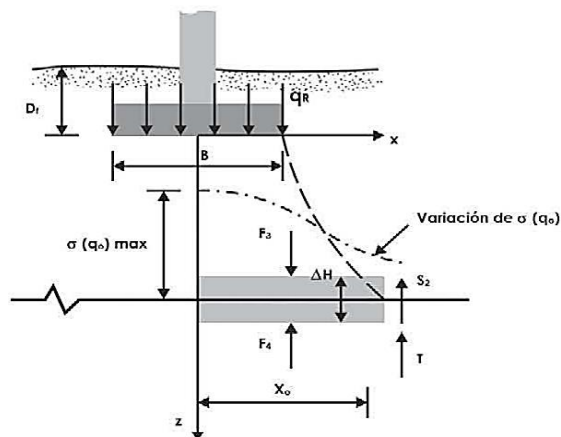


Figura N°22: Fuerzas actuantes en cimentaciones reforzadas

Fuente: Geosistemas PAVCO (2012). Manual de diseño con geosintéticos

Las fuerzas aplicadas sobre cada capa de suelo son las siguientes:

$$0 = F_3 - F_4 - S_2 - T$$

Debido a que el asentamiento es el mismo para ambos casos:

$$F_2 = F_4$$

Reemplazando F_2 en F_4 en la ecuación del caso reforzado:

$$T = F_3 - F_1 - S_2 + S_1$$

Por lo tanto, la magnitud de las fuerzas F_1 y F_3 son causadas por el esfuerzo vertical generado por la aplicación de las cargas q_0 y q_R , y son calculadas como el área bajo la curva de la función del esfuerzo vertical entre 0 y X_0 .

Para S_1 y S_2 se calculan los esfuerzos cortantes a una profundidad “z” y a una distancia X_0 desde el eje de la cimentación, causados por las cargas q_0 y q_R .

$$F_1 = \int_0^{X_0} \sigma(q_0) dx$$

$$F_3 = \int_0^{X_0} \sigma(q_R) dx$$

$$S_1 = \tau_{xz} * (q_0) * \Delta H$$

$$S_2 = \tau_{xz} * (q_R) * \Delta H$$

Integrando y simplificando la solución de Boussinesq se tienen las siguientes ecuaciones:

$$F_1 = A_1 * q_0 * B$$

$$F_3 = A_1 * q_R * B$$

$$S_1 = A_2 * q_0 * \Delta H$$

$$S_2 = A_2 * q_R * \Delta H$$

Donde:

A_1 y A_2 están dados en función de z y B (Ver Figura N°23)

q_0 , q_R : Cargas por área unitaria de la cimentación (kg/cm^2)

ΔH : Separación vertical entre las capas de refuerzo (m)

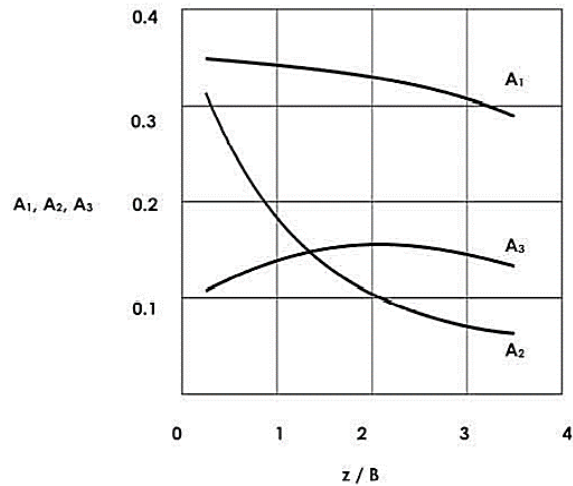


Figura N°23: Variación de A_1 , A_2 , A_3 con respecto a z/B

Fuente: Geosistemas PAVCO (2012). Manual de diseño con geosintéticos

Reemplazando las ecuaciones de F_1 , F_3 , S_1 y S_2 en la ecuación de T , se obtiene:

$$T = A_1 * q_R * B - A_1 * q_0 * B - A_2 * q_R * \Delta H + A_2 * q_0 * \Delta H$$

$$T = q_0 * \left(\frac{q_R}{q_0} - 1 \right) (A_1 * B - A_2 * \Delta H)$$

Debido a que esta ecuación se desarrolló para una sola capa de refuerzo, si se tiene N capas bajo la zapata separadas una distancia ΔH la fuerza T calculada en este caso es:

$$T_{ult} = T/N$$

Combinando estas dos últimas ecuaciones, nos da la ecuación para el cálculo de la fuerza a la que es sometida el refuerzo, es la siguiente:

$$T_{(N)} = \frac{1}{N} * \left(q_0 * \left(\frac{q_R}{q_0} - 1 \right) (A_1 * B - A_2 * \Delta H) \right)$$

Donde:

$T_{(N)}$: Fuerza desarrollada por cada capa de refuerzo (kg/cm)

N : Número de capas de refuerzo en la cimentación

q_0 : Carga admisible por área unitaria de la cimentación (kg/cm²)

q_R : Carga aplicada por área unitaria de la cimentación (kg/cm²)

A_1 : Factor para el cálculo de fuerzas verticales en el suelo

A_2 : Factor para el cálculo de fuerzas cortantes en el suelo

Una vez calculada la resistencia a la tensión requerida de cada capa, se determina la resistencia a la tensión admisible en función de los factores de reducción:

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS}$$

$$FS = FR_{ID} * FR_{FL} * FR_{DQB}$$

Donde:

T_{ult} : Resistencia última del geotextil o geomalla por el método de la tira ancha

T_{adm} : Resistencia a la tracción disponible del geotextil o geomalla

FR_{ID} : Factor de reducción por daños de instalación

FR_{FL} : Factor de reducción por fluencia o creep

FR_{DQB} : Factor de reducción por degradación química y biológica

A continuación, se presentan algunos factores de reducción en aplicaciones de separación y refuerzo para geotextiles y geomallas (Ver Tabla N°5 y N°6).

Tabla N°5: Factores de reducción para geotextil en separación y refuerzo

Área	Daños por instalación	Fluencia	Degradación química/biológica
	FR_{ID}	FR_{FL}	FR_{DQB}
Separación	1.1 - 2.5	1.5 - 2.5	1.0 - 1.5
Caminos no pavimentados	1.1 - 2.0	1.5 - 2.5	1.0 - 1.5
Muros de contención	1.1 - 2.0	2.0 - 4.0	1.0 - 1.5
Terraplenes sobre suelos blandos	1.1 - 2.0	2.0 - 3.5	1.0 - 1.5
Fundaciones	1.1 - 2.0	2.0 - 4.0	1.0 - 1.5
Estabilización de taludes	1.1 - 1.5	2.0 - 3.0	1.0 - 1.5
Ferrocarriles	1.5 - 3.0	1.0 - 1.5	1.5 - 2.0

Fuente: Geosistemas PAVCO (2012). Manual de diseño con geosintéticos

Tabla N°6: Factores de reducción para geomallas en separación y refuerzo

Área	Daños por instalación	Fluencia	Degradación química/biológica
	FR_{ID}	FR_{FL}	FR_{DQB}
Caminos no pavimentados	1.1 - 1.6	1.5 - 2.5	1.0 - 1.6
Caminos pavimentados	1.2 - 1.5	1.5 - 2.5	1.1 - 1.7
Terraplenes sobre suelos blandos	1.1 - 1.4	2.0 - 3.0	1.1 - 1.5
Estabilización de taludes	1.1 - 1.4	2.0 - 3.0	1.1 - 1.5
Muros de contención	1.1 - 1.4	2.0 - 3.0	1.1 - 1.5
Fundaciones	1.2 - 1.5	2.0 - 3.0	1.1 - 1.6

Fuente: Geosistemas PAVCO (2012). Manual de diseño con geosintéticos

- Cálculo de la longitud de refuerzo

Una vez calculada la fuerza que soportará cada capa de refuerzo, se debe revisar si la resistencia admisible del refuerzo de la cimentación es mayor que la resistencia requerida calculada en el paso anterior, si no es así, el refuerzo podrá fallar por tensión o por Pullout.

La resistencia al Pullout se obtiene de la resistencia por fricción entre el suelo y el refuerzo. Esta corresponde a la superficie de empotramiento por detrás de la zona de falla la cual es calculada por la siguiente ecuación:

$$F_B = 2 * \tan \delta * (\text{Fuerza normal})$$
$$F_B = 2 * \tan \delta * [(LDR) * \int_{L_0}^{X_0} (q_R) dx + (LDR) * \gamma * (L_0 - X_0) * (z + D_f)]$$

Donde:

γ : Peso específico del suelo (kg/cm^3)

D_f : Profundidad de la cimentación (m)

δ : Ángulo de fricción entre el geosintético y el suelo (ASTM D5321)

q_R : Carga aplicada por área unitaria de la cimentación (kg/cm^2)

z : Profundidad z (m)

La fuerza normal la definen la fuerza generada por la disipación de la carga de la cimentación y la fuerza generada debida a la presión normal del suelo a la profundidad del refuerzo.

El término LDR se define como la razón de densidad lineal del refuerzo, para el caso de geotextiles $LDR = 1$ debido a que el geotextil cubre toda el área de refuerzo. Para el caso de geomallas pese a que estas no cubren un área de forma constante debido a su estructura de costillas y aberturas, el refuerzo generado por las geomallas se debe en gran parte a la trabazón de los agregados entre sus aberturas, por lo que en términos de densidad de refuerzo la geomalla se encuentra muy cercana a la unidad y por lo tanto el valor es igual a 1.

L_0 se calcula como la distancia a la que el esfuerzo $\sigma(q_R)$ es igual a $0.1 q_R$, este valor está en función al ancho y profundidad de cimentación (Ver Figura N°24).

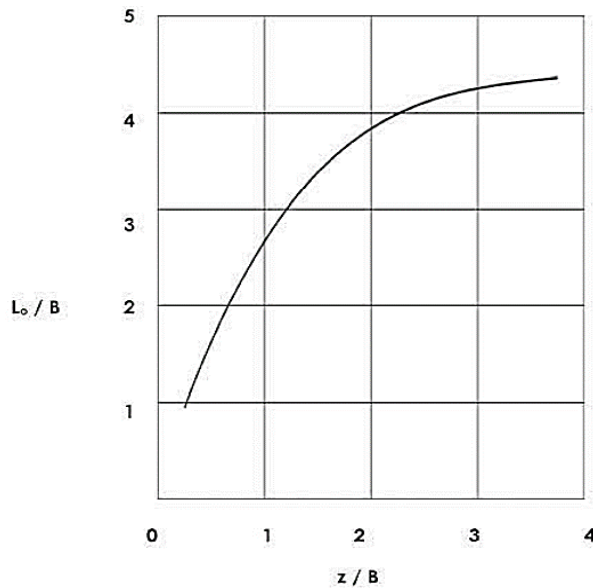


Figura N°24: Variación de L_0/B con respecto a z/B

Fuente: Geosistemas PAVCO (2012). Manual de diseño con geosintéticos

Simplificando el término de la integral, la ecuación queda de la siguiente forma:

$$F_B = 2 * \tan \delta * (LDR) * [A_3 * B * q_0 * \left(\frac{q_R}{q_0} \right) + \gamma * (L_0 - X_0)(z + D_f)]$$

Donde A_3 está expresada en función de la profundidad y el ancho de la cimentación (Ver Figura N°23).

El factor de seguridad contra el Pullout del refuerzo es:

$$FS_P = \frac{F_B}{T_{(N)}} \geq 1.5$$

Finalmente se realiza el esquema del diseño final de la cimentación teniendo en cuenta el número de capas, la profundidad, la separación y el tipo de refuerzo empleado de las mismas. En el caso de que la resistencia a la corte generada por las capas de refuerzo y el material granular es mucho mayor que la resistencia a la corte requerida por el geotextil, se puede reducir la longitud de empotramiento en las capas inferiores, sin afectar el diseño del refuerzo. Una vez modificadas las longitudes de refuerzo de las capas inferiores se realiza un esquema del refuerzo de la cimentación, teniendo en cuenta la separación y longitud de las capas (Ver Figura N°25 y N°26).

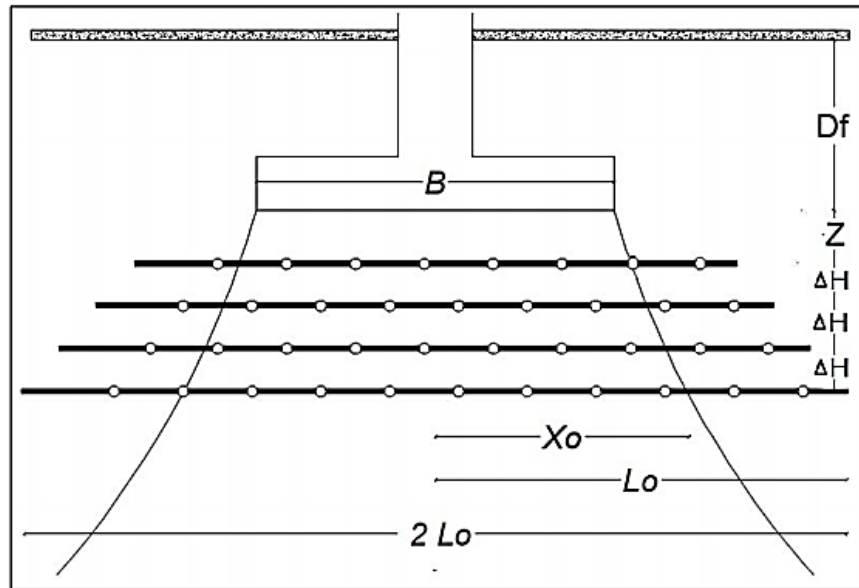


Figura N°25: Longitudes de empotramiento del geosintético

Fuente: Chávez y Ruíz (2019). Geosintéticos en cimentaciones superficiales

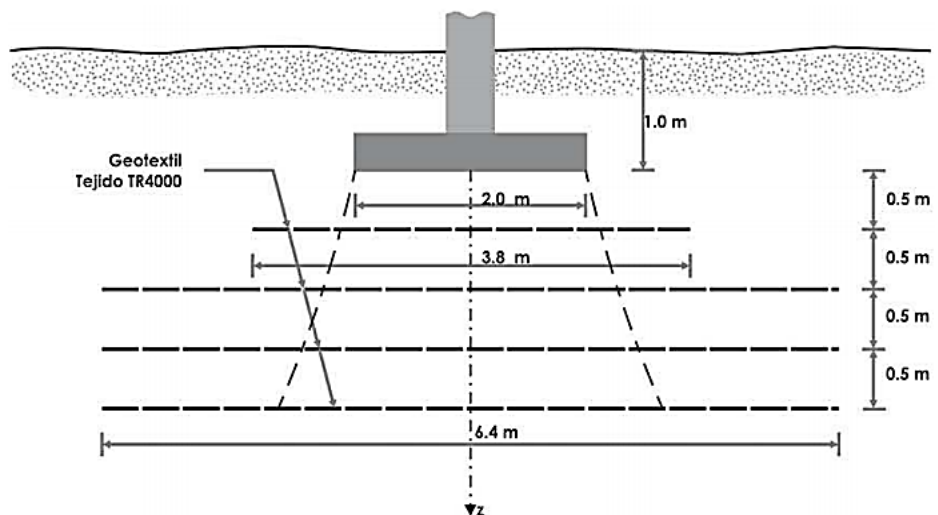


Figura N°26: Ejemplo de refuerzo de cimentación

Fuente: Geosistemas PAVCO (2012). Manual de diseño con geosintéticos

f.7) Proceso constructivo

Según ML Ingeniería (2016), se tiene el siguiente procedimiento constructivo:

- Preparación del terreno

Luego del trazo y excavación de la zanja para la cimentación, se debe revisar que el material propio de relleno no tenga raíces, piedras grandes, escombros, etc. Luego la zanja debe estar bien perfilada, limpia, nivelada y apisonada para recibir el geotextil adecuadamente.

- Colocación

Se sujeta el borde inicial del geotextil mediante grapas de varilla de 3/8" o alambión antes de extender el rollo para asegurar un buen contacto con el suelo de la capa inferior. Se fija el geotextil con grapas en todo su perímetro y por el centro para evitar que esta se mueva cuando se vierta el material de relleno. Su función será únicamente la de mantener el geotextil en su sitio y evitar que se mueva a la hora de las compactaciones. Se repite el proceso para cada capa de refuerzo abarcando toda un área debajo de la cimentación.

- Traslapes requeridos

Los rollos adyacentes deberán ser traslapados en la dirección de la colocación del relleno. Dependiendo del tipo y espesor de la capa, los traslapes requeridos deberán ser recomendados por el Ingeniero. Evitar que coincidan más de dos traslapes en una misma sección. Los traslapes mínimos recomendados son los siguientes: Sentido longitudinal (traslape de 300mm) y sentido transversal (traslape de 600mm).

- Material de relleno

Las capas de relleno sobre el geotextil no deben ser vertidas directamente, usando algún camión o maquinaria para ello, igualmente no deben circular por encima del material. La primera capa del material de relleno deberá ser colocada por encima de la misma y después extenderla en un espesor uniforme.

- Distribución del material

La capa de relleno deberá ser extendida desde los montículos apilados de material, usando palas o miniexcavadoras de mano abierta, la cual permita que el relleno caiga por encima del geotextil, evitando cualquier daño mecánico en el geosintético. La compactación inicial deberá ser hecha por medio del paso hacia adelante y hacia atrás del rodillo o equipo de compactación por encima del agregado, luego se coloca la siguiente capa del mismo modo.

- Compactación final

El grado de compactación debe ser solicitado por el Ingeniero, por medio de un equipo vibratorio. El espesor del estrato dependerá del proyecto y las especificaciones técnicas de diseño y su aprobación por el Ingeniero.

A continuación, se presenta un ejemplo de cimentación rectangular sobre un suelo con refuerzo de geosintético en elevación y planta (Ver Figura N°27 y N°28).

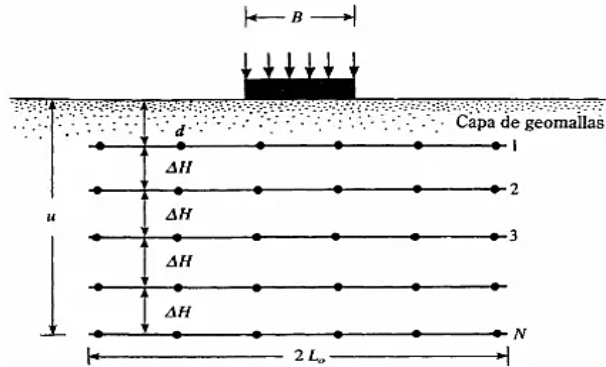


Figura N°27: Ejemplo de cimentación rectangular sobre un suelo con refuerzo de geosintético (vista en elevación)

Fuente: Braja M., D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

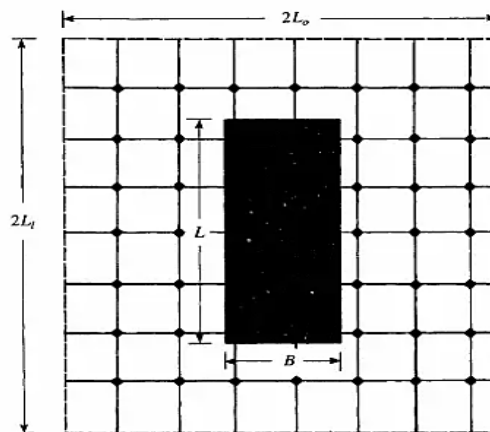


Figura N°28: Ejemplo de cimentación rectangular sobre un suelo con refuerzo de geosintético (vista en planta)

Fuente: Braja M., D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

f.8) Interacción suelo-geotextil

El geotextil tejido que se plantea utilizar tiene un comportamiento eficiente de resistencia y asentamiento ante las cargas transmitidas por la estructura, esto debido a las características que presenta, a su resistencia a la tracción y la interacción que tiene con el suelo de relleno, el cual mejora si se presenta un mayor ángulo de fricción entre ambos. Las longitudes de desarrollo del geotextil y la cantidad de capas pueden variar según las sollicitaciones de carga, de tal forma que optimiza los costos del material y de la ejecución.

g) Relleno fluido

Según el ACI 229R (1999), lo define como un material cementante autocompactable de baja resistencia controlada, usado principalmente como relleno en vez de un relleno compactado. Dependiendo de los requisitos de fuerza, el material de baja resistencia controlada (MBRC) puede ser utilizado para el apoyo de la cimentación. Las fuerzas de compresión pueden variar de 0.7 a 8.3 MPa, dada la aplicación que se le dará se especifica una resistencia para la dosificación de la mezcla.

Cuando se tienen suelos débiles o de baja resistencia, se puede distribuir la carga de la estructura sobre un área mayor. Para zonas desiguales o desniveles bajo la cimentación, el MBRC otorga uniformidad y una superficie nivelada. Las fuerzas de compresión variarán según los requisitos del proyecto. Debido a su resistencia, el MBRC puede reducir el espesor requerido o los requisitos de resistencia de las zapatas o cimientos armados.

Según Cervantes (2005), el relleno fluido también es conocido como suelo líquido, suelo-cemento-líquido o material de baja resistencia controlada, este último pertenece a la traducción de controlled low strength material (CLSM). Cuya función más frecuente es la de rellenar y cuya consistencia suele ser fluida. Se le puede describir como sustituto de suelo que se aplica de forma líquida y que una vez endurecida tendrá un mejor comportamiento y mejores propiedades que las de un relleno tradicional hecho con materiales granulares.

Según Santaella y Salamanca (2002), el relleno fluido es un mortero o concreto más liviano y de baja resistencia controlada, que lo hace fácil de excavar y una vez endurecido puede soportar cargas moderadas sin deformarse. Considerando las propias características del relleno se pueden clasificar en relleno de baja resistencia controlada y relleno fluido de resistencia y densidad controlada.

Para rellenos estructurales bajo la cimentación se suele utilizar el relleno fluido de baja resistencia controlada, el cual es un mortero o concreto de baja resistencia, de fácil nivelación y autocompactante. El uso más común es como

relleno de zanjas en sustitución del suelo procedente de la misma excavación o del uso de materiales granulares de préstamo, cuya aplicación es directa del camión a la zanja y se desplaza alrededor de las tuberías dando un soporte uniforme sin la necesidad de ser compactado o vibrado, así sean las dimensiones de la excavación mínimas. Pasando las 5 horas se puede trabajar encima del relleno fluido, el cual puede llegar a una resistencia a la compresión de 0.35 a 0.70 MPa similar a la capacidad de soporte del suelo de una zanja o incluso también a un suelo granular de buenas características y bien compactado facilitando re-excavar manualmente (Ver Figura N°29).



Figura N°29: Bombeo de relleno fluido para mejoramiento del suelo

Fuente: Viera, A., Benavides, E., y Montoya, R. (2016). Manual de elaboración, colocación y control de calidad del suelo cemento fluido

g.1) Materiales para relleno fluido de baja resistencia controlada (MBRC)

Los materiales más usados en las mezclas de relleno fluido de baja resistencia controlada son: el cemento portland con o sin adiciones, agua, aditivo espumante o inductor de aire, agregados finos, y de ser el caso de una mayor resistencia o alta densidad se usarían agregados gruesos. Al momento de seleccionar los materiales se debe tener en cuenta la disponibilidad, los costos, la aplicación y las características de fluidez, resistencia, densidad, excavabilidad, contenido de aire, etc.

Cualquier material que se use es necesario ensayarlo antes para determinar su aceptabilidad en las mezclas de relleno fluido. Entre los materiales de fácil

acceso y más económicos están las cenizas volantes con presencia de carbón de hasta 22%, concreto reciclado, etc. (Santaella y Salamanca, 2002).

g.2) Propiedades del relleno fluido

Las propiedades más resaltantes en las mezclas de relleno fluido de baja resistencia controlada son la gran capacidad de soporte estructural, estabilidad de volumen, fácil aplicación y manejo, no se erosiona en presencia de agua.

Sus propiedades se parecen a los de un concreto por fabricarse con materiales similares y en servicio tiene una similitud a la de los suelos de calidad controlada. Sin embargo, los materiales y su dosificación pueden variar las propiedades del relleno fluido, por tanto, existe un gran rango de valores para los parámetros que lo caracterizan (Santaella y Salamanca, 2002).

Según Santaella y Salamanca (2002), el relleno fluido presenta propiedades en estado fresco y en estado endurecido, a continuación, se describen las principales propiedades para ambos estados.

Se presentan las siguientes propiedades en estado fresco:

- Consistencia o fluidez: Permite que el relleno fluido se autocompacte y se autonivele, al contrario del material de préstamo que se colocan por capas y se compacta con equipos. La consistencia puede variar desde plástica hasta fluida, para verificarlo se utilizan los métodos del cono de Abrams, el cono de flujo y el ensayo del flujo modificado. Los rangos son: Baja fluidez (15cm o menos), fluidez normal (entre 15 y 20cm) y alta fluidez (superior a 20cm).
- Tiempo de fraguado: Es el tiempo que requiere el relleno fluido para pasar del estado plástico al endurecido o bien una resistencia para soportar el peso de una persona.
- Contenido de aire: Los contenidos de aire mayor al 20% reduce la resistencia a la compresión y facilita la re-excavación del relleno.
- Segregación: Las mezclas de alta fluidez debido a un alto contenido de agua, puede provocar la separación de los componentes, para evitar ello en la

dosificación se puede usar las cenizas volantes o limos hasta un 20% del total de los agregados, con el fin de que suministren cohesión.

- Contracción: Se puede presentar un cambio del volumen por evaporación del agua, sea por la temperatura o acción del viento, o bien por la absorción del agua por el suelo adyacente, o la exudación en la superficie, al momento de endurecer la mezcla (Ver Figura N°30).



Figura N°30: Relleno fluido en estado fresco

Fuente: Concretos CAGSA. (2018). Características del relleno fluido

Se presentan las siguientes propiedades en estado endurecido:

- Resistencia: Para determinar la capacidad que tiene el relleno fluido para distribuir cargas se realizan los ensayos a compresión. El valor de la resistencia a la compresión a la edad proyectada debe ser el resultado del promedio de por lo menos dos cilindros normalizados.

- Módulo de rotura (M_r): En cuanto a la resistencia a la flexión del relleno fluido, se observa que los valores pueden variar entre 10 y 20% de la resistencia a la compresión. La determinación del módulo de rotura para el relleno fluido, se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$M_r = 0.14*(f'c)$$

Donde:

$f'c$: Resistencia a la compresión del relleno fluido (kg/cm^2)

M_r : Módulo de rotura (kg/cm^2)

- Módulo de elasticidad (M_e): Se miden en cilindros de 15cm de diámetro y 30cm de altura, se puede estimar el valor a través de la siguiente expresión, la cual es válida para calcular el módulo de elasticidad de rellenos fluidos con densidades entre 1750 y 1950 kg/m³:

$$M_e = 10235*(f'c)$$

Donde:

$f'c$: Resistencia a la compresión del relleno fluido (kg/cm²)

M_e : Módulo de elasticidad (kg/cm²)

- Módulo dinámico (E): Son más usadas las correlaciones con base en la resistencia a la compresión y tracción que se determina con las siguientes ecuaciones:

$$E = 57000*\sqrt{f'c} \text{ , para esfuerzos de compresión}$$

$$E = 6670*\sqrt{M_r} \text{ , para esfuerzos de tracción}$$

Donde:

$f'c$: Resistencia a la compresión del relleno fluido (psi)

M_r : Módulo de rotura (psi)

- Valor relativo de soporte (VRS): Este valor es superior a 100% a los 7 días (según el contenido de cemento) de haber colocado el relleno fluido. La correlación entre el valor relativo de soporte y la resistencia a la compresión del relleno fluido, se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$VRS = 2.377*(f'c) + 30.25$$

Donde:

$f'c$: Resistencia a la compresión del relleno fluido (kg/cm²)

- Contracción: A diferencia de los rellenos granulares compactados, se ha demostrado que los rellenos fluidos no presentan asentamiento una vez ha fraguado. El encogimiento típico suele estar entre 0.022 y 0.05%, por ende, no afecta su comportamiento.

- Excavabilidad: Esto solo se considera en aquellos proyectos que suelen realizar reparaciones o renovaciones de servicio (en instalaciones sanitarias, eléctricas, gas, etc.), teniendo en consideración que un relleno fluido con una

resistencia a la compresión de 3.5 kg/cm^2 o menos se puede excavar a mano, con resistencias hasta 14.0 kg/cm^2 se utilizará una retroexcavadora, martillos neumáticos o hidráulicos.

- Permeabilidad: Los valores para el relleno fluido están muy cercanos a la de los materiales granulares bien compactados, cuyos valores oscilan entre 10^{-4} y 10^{-5} cm/s . Los de mayor resistencia y contenidos de finos, pueden tener permeabilidades bajas de 10^{-7} cm/s .

- Densidad: Se puede determinar in situ con el densímetro nuclear, cuyos valores se encuentran en el rango de 1800 a 2350 kg/m^3 el cual es superior a la mayoría de materiales granulares de préstamo bien compactados; siendo muy apropiado aplicarlo en zanjas. Cuando se utilizan agregados ligeros, cemento y agua, las densidades están entre 1441 y 1602 kg/m^3 .

g.3) En la ejecución

Según el Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA, 2013), el transporte se puede realizar en camiones mixer, y girar la tolva para mantener la mezcla uniforme. Según el tipo de obra y el acceso que se pueda tener, el relleno fluido puede colocarse mediante caída directa con un chute largo desde el mismo camión mixer, o también se puede usar cintas, tubos o bombas. Los rellenos de baja resistencia controlada no requieren vibración ni compactación, consolidándose por efecto de su propio peso. Debido a su consistencia fluida, los MBRC pueden abarcar grandes distancias, llenando huecos y superficies de difícil acceso (Ver Figura N°31).



Figura N°31: Colocación de relleno fluido directamente del mixer

Fuente: National Ready Mixed Concrete Association, NRMCA. (2020).

CIP 17 - Relleno fluido

g.4) Control de calidad

Según el IECA (2013), el control puede darse dependiendo de la experiencia que se tenga con el material, puede ser desde una simple inspección visual hasta la realización de ensayos de consistencia, densidad y resistencia.

La consistencia puede variar entre líquida, fluida y blanda, para su determinación se suele utilizar el cono Abrams. También pueden haber MBRC autocompactantes, para el cual se pueden realizar ensayos de autocompactabilidad de la mezcla (Ver Figura N°32).



Figura N°32: Medición del revenimiento o slump

Fuente: Viera *et al.* (2016). Manual de elaboración, colocación y control de calidad del suelo cemento fluido

Según Viera *et al.* (2016), en cuanto a la resistencia en las obras donde se utiliza el relleno estructural bajo cimentaciones, se tendría que especificar un valor de la resistencia para luego comprobarlo mediante la rotura de probetas, en donde se debe tener mucho cuidado al removerlas de su molde ya que usualmente son de baja resistencia. También se puede optar por otros ensayos o evaluaciones indirectas in situ, con el penetrómetro o placas de carga. Para la densidad, esta puede determinarse mediante la ejecución de probetas.

Estas probetas luego de la medición del slump, se realiza un juego de muestras en envases, las cuales tienen un desmoldante para luego sacarlas fácilmente con un pistón de aire, se deja bien enrasado la superficie de la probeta y al día siguiente de fraguado se deben pasar por un proceso de curado y llegado el día se realiza el ensayo a compresión para verificar la resistencia proyectada del relleno fluido (Ver Figura N°33).



Figura N°33: Fallas de las probetas de relleno fluido

Fuente: Viera *et al.* (2016). Manual de elaboración, colocación y control de calidad del suelo cemento fluido

Los rellenos fluidos de baja resistencia controlada (MBRC) son una solución muy utilizada y con muchas ventajas. En cuanto al costo global se ven reflejadas las diferencias por su facilidad de aplicación y reducción del tiempo de ejecución (Ver Figura N°34). Uno de sus beneficios es la seguridad que supone su comportamiento a largo plazo, con ausencia de asentamientos y deformaciones, el cual suele ser incómodo para los propietarios por las costosas reparaciones (IECA, 2013).



Figura N°34: Aplicación del relleno fluido en rellenos estructurales

Fuente: Viera *et al.* (2016). Manual de elaboración, colocación y control de calidad del suelo cemento fluido

El material cementante autocompactable de baja resistencia controlada (MBRC) o también llamado relleno fluido de baja resistencia, dependiendo de los requisitos de fuerza, puede ser utilizado para el apoyo de la cimentación. A continuación, se presenta un proceso de diseño de dosificación de la mezcla de relleno fluido de tipo MBRC rescatado por Llerena Mallqui (2018).

Se analiza una mezcla de baja resistencia, con material propio del proyecto, para ello se tomaron algunas referencias externas para aplicarlas en la presente investigación y considerar también las características del suelo mostradas en el EMS (Ver Anexo N°9) para verificar la granulometría de tal forma que cumpla con los estándares de la ASTM-C33 y ACI-229.

Materiales a usar para la dosificación del relleno fluido:

- Cemento: En el diseño de mezcla se utilizó el cemento portland tipo I.
- Agua: El agua potable del abastecimiento de la ciudad de Lima.
- Aditivos: Se utilizó para la mezcla del relleno fluido dos aditivos: incorporador de aire Sika Aer y un plastificante Rheobuild 1201. El primer aditivo es un incorporador de aire que se usa para dar a la mezcla trabajabilidad, reducir la exudación y segregación, es fabricado a base de agentes tenso activos, que adicionado a la mezcla generan micro burbujas que se dispersan de manera uniforme en la pasta de la mezcla. Su dosificación es 0.18% del total de cemento. Su densidad es de 1.02 kg/l. El segundo aditivo es un plastificante reductor de agua de alto rango, que mantiene una alta plasticidad por más tiempo, dándole mejores propiedades. Su dosificación es el 3% del peso de cemento y su densidad es 1.6 kg/l.

Las proporciones para el diseño de mezcla del relleno fluido o mortero de baja resistencia no están establecidas. Las mezclas se diseñan según la necesidad del investigador amparados en la norma ACI-229 (Materiales de baja resistencia controlada). De tal forma que se realizan mezclas de prueba para evaluar las características (fluidez, densidad) y se ajustan las proporciones de la mezcla acorde a las propiedades requeridas. El relleno fluido, suelo-cemento o material de baja resistencia controlada es una mezcla cementante que incluye

agregado fino, agua y aditivo. Usado como mejoramiento de suelos, en este caso como relleno estructural para la base de una cimentación en edificaciones. Según sea los requerimientos del diseño y el análisis costo-beneficio, esta mezcla puede variar su resistencia con reajustes en su dosificación.

Para el desarrollo del presente trabajo de investigación se tomó en cuenta el diseño de mezcla y ensayos realizados por Llerena Mallqui (2018), en la cual se planteó una muestra patrón que fue variando los insumos de tal forma de llegar a la resistencia y características requeridas, ya que las proporciones para el diseño de mezcla del mortero de baja resistencia no están establecidas, sin embargo, esta dosificación se ampara en la norma ACI 229 para materiales de baja resistencia controlada. A continuación, se presentan las distintas dosificaciones de mezcla de relleno fluido en base a los resultados de Llerena Mallqui (2018).

g.5) Dosificaciones de mezclas de tipo MBRC

- Dosificación de mezcla N°1

Se planteó una mezcla patrón a partir de los datos obtenidos del análisis granulométrico del material propio. Este diseño se realizó con el método ACI 229, por peso, el cual le permitió un punto de partida para obtener el diseño patrón. Se determinó un diseño de mezcla 1:11, tomando para la dosificación inicial 290 litros de agua por metro cúbico (Ver Tabla N°7).

Tabla N°7: Dosificación de mezcla N°1 – Patrón

Material	Diseño de mortero x m ³		Material	Tanda de prueba 0.005 m ³
	Peso (kg/m ³)			
	Seco	Húmedo		
Cemento (kg)	138 kg	138 kg	Cemento (kg)	0.69
Ag. fino seco (kg)	1539 kg	1562 kg	Ag. fino seco (kg)	7.70
Agua (l)	290 l	290 l	Agua (l)	1.45
Aditivo Rheobuild (kg)	4.14 kg	4.14 kg	Rheobuild (gr)	20.70
Aditivo Sika Aer (kg)	0.25 kg	0.25 kg	Sika Aer (gr)	1.25
			Slump	6"
Proporción en volumen (pie ³) (C:A)/Agua			1:11.2 / 89.3Lt	
Aditivo Rheobuild 1201			1275 gr x bolsa de cemento	
Aditivo Sika Aer			77 gr x bolsa de cemento	

Fuente: Llerena Mallqui, D. (2018). Diseño de mortero de baja resistencia y su influencia en el relleno del colector ampliación Bayóvar, San Juan de Luriganchó

En este diseño de mezcla inicial el slump fue de 6”, para mejorar la trabajabilidad a un asentamiento de 8”, se hizo un reajuste de los materiales, en especial en el agua de diseño, logrando una mezcla más trabajable.

- Dosificación de mezcla N°2

Del diseño patrón se procedió a un reajuste de los materiales, utilizando cierta cantidad de material en proporción para determinar la mezcla. En el proceso de diseño del relleno fluido se adicionó 0.25 litros de agua, para obtener un slump de 8”. Este adicional de agua ha sido reemplazado por un litro de plastificante el cual proporcionó mayor plasticidad a la mezcla. El porcentaje del aditivo aumentó y eso permitió mantener el asentamiento. La dosis del aditivo recomendada por el fabricante para la mezcla es 3% del peso del cemento, sin embargo, para este diseño corregido el aditivo plastificante se incrementó a 3.72% del peso del cemento (Ver Tabla N°8).

Tabla N°8: Dosificación de mezcla N°2 – Patrón corregida

Diseño de mortero x m ³		Tanda de prueba 0.010 m ³		
Material	Peso (kg/m ³)		Material	
	Seco	Húmedo		
Cemento (kg)	138 kg	138 kg	Cemento (kg)	1.38
Ag. fino seco (kg)	1539 kg	1562 kg	Ag. fino seco (kg)	15.39
Agua (l)	290 l	290 l	Agua (l)	2.90
Aditivo Rheobuild (kg)	5.14 kg	5.14 kg	Rheobuild (gr)	51.40
Aditivo Sika Aer (kg)	0.25 kg	0.25 kg	Sika Aer (gr)	2.50
			Slump	8.5”
Proporción en volumen (pie ³) (C:A)/Agua			1:11.2 / 89.3Lt	
Aditivo Rheobuild 1201			1583 gr x bolsa de cemento	
Aditivo Sika Aer			77 gr x bolsa de cemento	

Fuente: Llerena Mallqui, D. (2018). Diseño de mortero de baja resistencia y su influencia en el relleno del colector ampliación Bayóvar, San Juan de Lurigancho

La relación a/c en esta dosificación para 138 kg de cemento fue de 2.10. De las probetas realizadas, en 24 horas se retiró el molde y se colocó en la poza de curación, donde estuvo por 28 días. El primer ensayo a la edad de 3 días arrojó una resistencia a la compresión un valor de 15.0 kg/cm². Este resultado preliminar superó la resistencia especificada para el proyecto, por tanto, se volvió a realizar un reajuste en la dosificación, reduciendo a la cantidad de cemento para así tener una resistencia más ajustada a la necesidad del proyecto de investigación.

- Dosificación de mezcla N°3

Se redujo la cantidad de cemento 8 kg y se mantuvo los demás materiales, ahora la relación de a/c fue de 2.23 (Ver Tabla N°9). Para esta dosificación con slump de 8" se volvió a realizar el ensayo de resistencia a la probeta en las mismas condiciones de curado y edad de 3 días, arrojando un valor de 12.2 kg/cm², este valor aún no cumplió con la resistencia especificada.

Tabla N°9: Dosificación de mezcla N°3

Diseño de mortero x m ³			Tanda de prueba 0.010 m ³	
Material	Peso (kg/m ³)		Material	
	Seco	Húmedo		
Cemento (kg)	130 kg	130 kg	Cemento (kg)	1.30
Ag. fino seco (kg)	1539 kg	1562 kg	Ag. fino seco (kg)	15.39
Agua (l)	290 l	290 l	Agua (l)	2.90
Aditivo Rheobuild (kg)	5.14 kg	5.14 kg	Rheobuild (gr)	51.40
Aditivo Sika Aer (kg)	0.25 kg	0.25 kg	Sika Aer (gr)	2.50
			Slump	8"
Proporción en volumen (pie ³) (C:A)/Agua			1:11.8 / 94.8Lt	
Aditivo Rheobuild 1201			1680 gr x bolsa de cemento	
Aditivo Sika Aer			82 r x bolsa de cemento	

Fuente: Llerena Mallqui, D. (2018). Diseño de mortero de baja resistencia y su influencia en el relleno del colector ampliación Bayóvar, San Juan de Lurigancho

- Dosificación de mezcla N°4

Se redujo 13 kg de cemento de la dosificación N°2. Según Llerena (2018) se observó una leve segregación, por tal motivo se redujo 5 litros de agua para que la mezcla tuviera más adherencia (Ver Tabla N°10).

Tabla N°10: Dosificación de mezcla N°4 – Definitiva

Diseño de mortero x m ³			Tanda de prueba 0.010 m ³	
Material	Peso (kg/m ³)		Material	
	Seco	Húmedo		
Cemento (kg)	125 kg	125 kg	Cemento (kg)	1.25
Ag. fino seco (kg)	1539 kg	1562 kg	Ag. fino seco (kg)	15.39
Agua (l)	285 l	285 l	Agua (l)	2.85
Aditivo Rheobuild (kg)	5.14 kg	5.14 kg	Rheobuild (gr)	51.40
Aditivo Sika Aer (kg)	0.25 kg	0.25 kg	Sika Aer (gr)	2.50
			Slump	8"
Proporción en volumen (pie ³) (C:A)/Agua			1:12.3 / 96.9Lt	
Aditivo Rheobuild 1201			1748 gr x bolsa de cemento	
Aditivo Sika Aer			85 gr x bolsa de cemento	

Fuente: Llerena Mallqui, D. (2018). Diseño de mortero de baja resistencia y su influencia en el relleno del colector ampliación Bayóvar, San Juan de Lurigancho

En esta nueva dosificación de 125 kg de cemento, la relación de a/c fue de 2.28, con slump de 8"; se tomaron 6 muestras en probetas, que luego de 24 horas de secado se procedió a quitarles el molde y colocarlas en una poza de curación, donde permanecieron por 28 días.

Se rescata del ensayo realizado por Llerena Mallqui un resultado de 7.1 kg/cm², el cual cumple con el rango de resistencia especificada. Para la investigación, se tomará 9.20 kg/cm² que está en el rango del valor de las resistencias (12.2 - 7.1 kg/cm²) a los 28 días para el mejoramiento de suelos con relleno fluido y el diseño de la cimentación (Ver Tabla N°11 y N°12).

Tabla N°11: Fluidez de la mezcla de relleno fluido según el rango del slump

	Slump (cm)	Slump (pulg)
Baja fluidez	< 15cm	< 6"
Fluidez normal	15 a 20 cm	6" a 8"
Alta fluidez	> 20 cm	> 8"

Fuente: American Concrete Institute, ACI 229R. (1999). Materiales de baja resistencia controlada (MBRC)

Tabla N°12: Rangos de excavabilidad en función a la resistencia a compresión

Resistencia a compresión (kg/cm ²)	Excavabilidad
Menor < 10	Excavable a mano (pico y pala)
Entre 10 y 30	Excavable con retroexcavadora
Mayor a 30	No excavable (fácil de demoler)

Fuente: American Concrete Institute, ACI 229R. (1999). Materiales de baja resistencia controlada (MBRC)

g.6) Proceso constructivo

El relleno fluido una de sus aplicaciones es como sustitución del suelo de baja resistencia, debajo de la cimentación proyectada. Esta mezcla brinda un soporte uniforme, sin necesidad de ser compactado o vibrado. Se puede trabajar encima de este relleno, el cual puede lograr una resistencia a la compresión similar a la capacidad de soporte de un afirmado bien compactado. Esta mezcla tiene como ventajas, facilidad y rapidez de colocación en su estado fresco, y resistencias mayores del material endurecido en comparación a los rellenos granulares, logrando que su aplicación reduzca los costos y tiempos de ejecución de la obra, buena capacidad de soporte estructural, incluso mayor que los rellenos granulares (Llerena, 2018).

El primer paso para iniciar los trabajos de colocación de concreto es verificar y conocer de antemano la existencia de interferencias dentro del proyecto en ejecución. Durante este proceso se debe verificar que la superficie está apta para recibir el relleno fluido, según el trazo y especificaciones técnicas de los proyectistas. Antes del vaceado debe verificarse el correcto estado de todos los equipos a emplear como el mixer, planta dosificadora, bombas para vaceado de concreto, tuberías metálicas, buggies, lampas, chutes y los accesos a la zona de vaceado (Vilcas, 2018).

- Proceso de colocación del relleno fluido

Según Viera *et al.* (2016), se tiene el siguiente proceso de colocación del relleno fluido de tipo MBRC:

Debido a las características del relleno fluido, resulta fácil su colocación, es como colocar concreto premezclado. Para evaluar el tipo de herramienta o maquinaria con que se efectúa la colocación de la mezcla, se debe saber la cantidad de volumen y la distancia donde se colocará dicha mezcla. De darse la mezcla in situ con mezcladoras manuales o mecánicas, la colocación es a través de buggies, para volúmenes pequeños. Se debe considerar la distancia donde se coloca la mezcla, ya que no deben ser demasiados lejos, no debe exceder los 50m, y considerar el fácil acceso a la zona excavada para el vaceado. Evitar hacerlo desde una altura mayor a 1.50m para evitar segregación y desperdicio de la mezcla.

De darse la mezcla en una planta y transportada con camiones mezcladores, esto se da comúnmente para volúmenes mayores a 5m³, se requiere que la mezcla sea agitada constantemente durante el transporte y tiempo de espera para mantener el material en suspensión. Dependiendo de la accesibilidad del sitio donde se coloca el relleno fluido, de tener un fácil acceso la colocación se hará con los canales o chute del camión mezclador, caso contrario se hace una extensión de ellos por medios de tubos de PVC prolongando la distancia a colocar. De igual forma se puede hacer uso de bombas transportadoras de mezcla y mangueras para lograr el acceso a lugares donde es inaccesibles el vaceado o al sitio donde sea necesario.

El uso de bombas transportadoras de mezclas es una herramienta muy útil, se utiliza en la mayoría de casos, sobre todo si el espacio o acceso para la colocación es inaccesible o limitado. Se debe considerar que, como toda mezcla que contiene cemento en determinado momento se solidifica si no se toma la precaución debida, por lo tanto, se debe hacer la colocación del contenido del camión mezclador de forma dinámica o continua, previamente a la descarga del relleno fluido, se debe lubricar la manguera o tubo, por medio de una lechada o mortero. De igual forma una buena comunicación entre el operador de la bomba y el personal que coloca la mezcla.

El relleno fluido siendo un material aplicable en la construcción debe respaldar el uso que se le da con un control de calidad específico estipulado en las normas ACI y ASTM. Cuando se hace una aplicación crítica, el volumen a colocar es considerable, no se tienen registros de la mezcla, los materiales utilizados en la mezcla no están normalizados, o cuando la uniformidad de la mezcla es cuestionada, es apropiado entonces realizar ensayos de consistencia y resistencia de este material de baja resistencia controlada. El productor del relleno fluido debe certificar el diseño de mezcla utilizado y los ensayos realizados para determinar y cumplir con un plan de control de calidad adecuado para la mezcla a colocar.

Los ensayos a realizar en estado fresco, dependen de las características de los materiales utilizados para la elaboración de la mezcla, así como también de la consistencia requerida. En el país no hay estándares oficiales que indiquen cómo medir las propiedades del relleno fluido, no obstante, si hay algunos estándares ASTM que lo hacen, como el ensayo o prueba de revenimiento de mezcla de relleno fluido de resistencia controlada ASTM C-14, muestreo de una mezcla fresca de material de baja resistencia controlada ASTM D5971, preparación y ensayo de especímenes cilíndricos ASTM D4832 y la prueba a compresión de los cilindros de relleno fluido tipo MBRC ASTM C39/C39M.

A continuación, se presenta un ejemplo de cimentación rectangular sobre un suelo con refuerzo de relleno fluido de material de baja resistencia controlada en elevación y planta (Ver Figura N°35 y N°36).

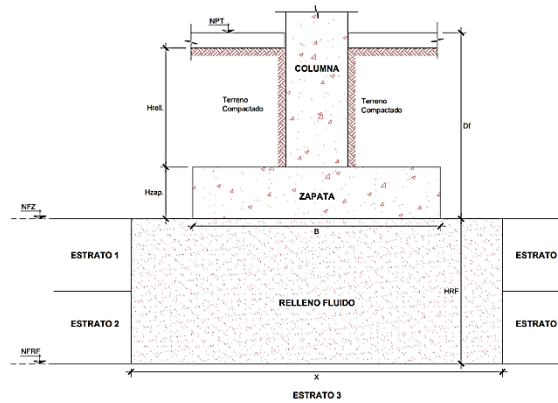


Figura N°35: Ejemplo de cimentación rectangular sobre un suelo con refuerzo de relleno fluido (vista en elevación)

Fuente: Elaboración propia – AutoCAD 2020

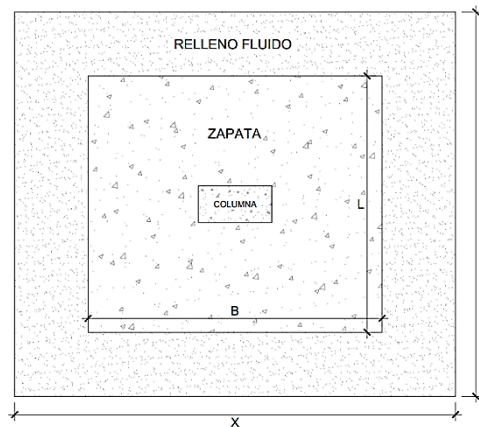


Figura N°36: Ejemplo de cimentación rectangular sobre un suelo con refuerzo de relleno fluido (vista en planta)

Fuente: Elaboración propia – AutoCAD 2020

g.7) Interacción suelo-relleno fluido

El relleno fluido tiene un comportamiento similar al de un material de afirmado como sustitución de un suelo ante una baja capacidad portante o ante un suelo de baja resistencia, la diferencia es que es una mezcla autocompactante de manera que reduce los vacíos entre partículas de suelo y por ende mejora la densidad relativa, además es de fácil aplicación y se podría usar el material propio según la granulometría que presenta. La resistencia puede ser igual o mayor a la de un suelo con buena capacidad portante y las deformaciones son mínimas al inicio, luego a lo largo del tiempo casi no presentan, logrando ser un relleno estructural útil para el mejoramiento del suelo de la cimentación en edificaciones y de optimizar costos de ejecución.

2.3.2 Sistemas estructurales en edificaciones

Botello (2018) afirma:

Un sistema estructural es un objeto compuesto de forma tridimensional, en el que sus componentes se relacionan al menos con algún otro componente y responden a un sistema de mecanismo; su disposición correcta es la que le proporciona estabilidad a una edificación. Estos componentes estructurales deben estar preparados para soportar las cargas provenientes de su peso propio y las cargas provenientes de acciones externas (sismos y vientos), sin perder las condiciones de funcionalidad. (p.1)

De acuerdo con la norma E.030 de diseño sismorresistente del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS, 2019); se establecen los siguientes tipos de materiales permitidos en los sistemas estructurales: acero, concreto armado, albañilería armada o confinada y madera.

Para el caso del sistema estructural en concreto armado, todos los elementos de concreto armado que componen el sistema estructural sismorresistente cumplen con la norma técnica E.060 de concreto armado (MVCS, 2009) del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE):

- Pórticos: Una fuerza cortante basal de al menos el 80% actúa sobre las columnas de los pórticos. En cuanto a los muros estructurales, estos se diseñan para soportar una parte de la acción sísmica total, dependiendo de su rigidez.
- Muros estructurales: Sistema en el que la resistencia sísmica la aporta principalmente los muros estructurales, sobre los que actúa al menos el 70% de la fuerza cortante basal.
- Sistema dual: Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante de los muros estructurales es superior al 20% e inferior al 70% del cortante basal.
- Edificaciones de muros de ductilidad limitada (EMDL): Edificaciones con un sistema estructural sometido a cargas sísmicas y gravitacionales con muros de concreto armado de espesores pequeños, en los que se omite los extremos confinados y los refuerzos verticales se colocan en una sola capa. Con este sistema se puede construir hasta 8 pisos como máximo.

Tipos de sistemas estructurales de concreto armado en edificaciones:

a) Sistema de pórticos

Este sistema constructivo ha sido muy utilizado en el mundo desde inicios de siglo, debido a su buen comportamiento estructural que puede llegar a resistir solamente con pórticos de concreto armado, las fuerzas de gravedad y las cargas laterales a la que pueda estar sometida. Una limitación es que a mayor altura tiende a ser muy flexible.

Los pórticos son elementos estructurales que están constituidos por columnas y vigas, complementando con la losa maciza o aligerada, el cual será vaceado de forma monolítica con las vigas (Ver Figura N°37). Los cierres en este sistema son tabiques sin ninguna función estructural, la cimentación será la que responda a las solicitudes de carga y al tipo de suelo donde se encuentre ubicada. El acero utilizado para reforzar el concreto armado tendrá como cualidad absorber los esfuerzos de tracción ocasionados por la flexión de los elementos estructurales (Botello, 2018).

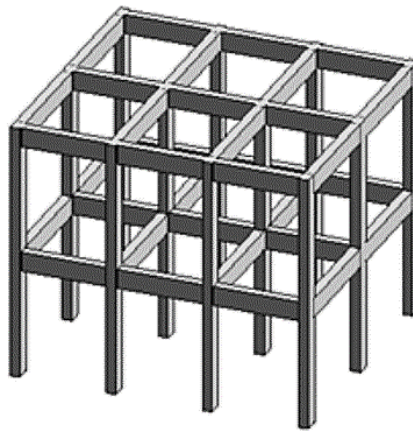


Figura N°37: Visualización 3D de un sistema aporticado

Fuente: Ceballos, A. (2019). Introducción a los sistemas estructurales

b) Sistema de muros estructurales

Las fuerzas horizontales que se aplican sobre los edificios, como las causadas por vientos o por acciones sísmicas, pueden ser resistidas en diversas formas (Ver Figura N°38). Los muros estructurales o también llamados muros de corte, suelen aplicarse con el fin de resistir las fuerzas horizontales de consideración, los muros de concreto que rodean las escaleras y la caja del ascensor también pueden ser muros de corte (Nilson, 1999).

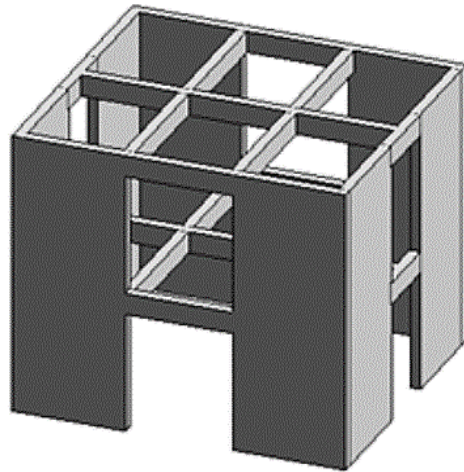


Figura N°38: Sistema de muros estructurales o muros de corte

Fuente: Ceballos, A. (2019). Introducción a los sistemas estructurales

c) Sistema dual

Sistema diseñado aplicando técnicas sismo resistentes, en donde las fuerzas horizontales son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales, sumándose el de la caja de ascensor y escaleras (Ver Figura N°39). Los pórticos son diseñados para recibir por lo menos el 25% de la fuerza cortante en la base, los muros de corte de concreto armado estarían simétricamente distribuidos en planta y elevación, estos controlarán la deformación lateral dentro de los límites que evitará la falla de elementos frágiles como vidrios o tabiquería, aun así, sea el caso de sismos intensos.

En este sistema la resistencia sísmica está dada principalmente por los muros de concreto armado. En caso de combinaciones de concreto armado con elementos tales como ladrillos de arcilla, de hidrosilicato de calcio, etc.; el 90% de la estructura debe ser confinada y máximo el 10% será aporticada, señalando las características resistentes de la albañilería portante (Botello, 2018).

Es un sistema mixto de pórticos armados por muros de carga o diagonales de arriostamiento. En este sistema los muros llegan a recibir una mayor demanda de los esfuerzos en los niveles inferiores, mientras que los pórticos llegan a disipar energía en los niveles superiores, tienen la función como toda estructura de soportar las cargas que actúan sobre ellas y de transmitir las al suelo (Vásquez, 2014).

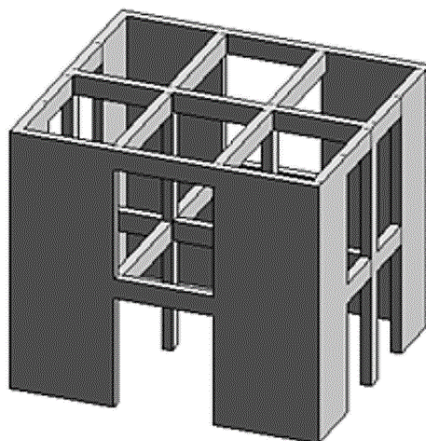


Figura N°39: Visualización 3D de un sistema dual

Fuente: Ceballos, A. (2019). Introducción a los sistemas estructurales

d) Sistema de Muros de Ductilidad Limitada

Este sistema en la actualidad está siendo muy utilizado en el Perú, siendo más ágil y económico el proceso constructivo de las obras. La resistencia ante cargas sísmicas y de gravedad, en las dos direcciones, está dada por los muros de concreto armado que no pueden desarrollar desplazamientos inelásticos importantes ya que prescinden de extremos confinados y son de espesores reducidos (Ver Figura N°40).

Unas de sus cualidades de los muros delgados de concreto es que presentan espesores de 10cm, además utilizan una sola malla de refuerzo electrosoldado en su zona central con barras dúctiles en sus extremos y se usa un concreto de alta fluidez para llenar todas las partes del muro (San Bartolomé Ramos, 2013).



Figura N°40: Malla y encofrado en EMDL

Fuente: San Bartolomé Ramos A. (2013). Edificios de concreto armado con muros delgados de ductilidad limitada

2.3.3 Cimentaciones superficiales en edificaciones

Terzaghi (1943) afirma (como se citó en Braja, 2012, p.136) que “una cimentación es superficial si su profundidad, D_f , es menor o igual a su ancho”. Sin embargo, se han realizado nuevas investigaciones y recomendaron que las cimentaciones con D_f igual a tres o cuatro veces su ancho también pueden definirse como cimentaciones superficiales (Braja, 2012).

Peck, Hanson y Thornburn (1974) afirman que una cimentación es satisfactoria siempre y cuando no transmita una presión más allá de la carga de seguridad o que no provoque un asentamiento excesivo. El tipo de cimentación más adecuado para una estructura en particular depende de varios factores tales como su función, la carga a las que está sujeta, la condición del terreno y el costo de la cimentación en comparación con el costo de la estructura.

Según Peck *et al.* (1974) para elegir una adecuada cimentación se debe tener en cuenta lo siguiente:

- Obtener información aproximada sobre la naturaleza de la estructura y las cargas transmitidas a la cimentación.
- Determinar de forma general las condiciones del subsuelo.
- Elegir adecuadamente los tipos de cimentación considerando si pueden soportar la carga requerida y si son afectadas por asentamientos perjudiciales.
- Hacer estudios más detallados de las mejores alternativas de cimentación para predecir su comportamiento.
- Estimar el costo de cada alternativa viable de cimentación y elegir la más conveniente entre funcionamiento y costo.

Tipos de cimentaciones superficiales en edificaciones:

a) Cimientos corridos

Los cimientos que se construyen debajo de muros de tabiquería en posición horizontal y que transmiten la carga de la tabiquería al suelo se llaman cimientos corridos (Ver Figura N°41). Los tipos de cimientos corridos más comunes son cimientos de concreto ciclópeo, cimientos de concreto simple y cimientos reforzados.

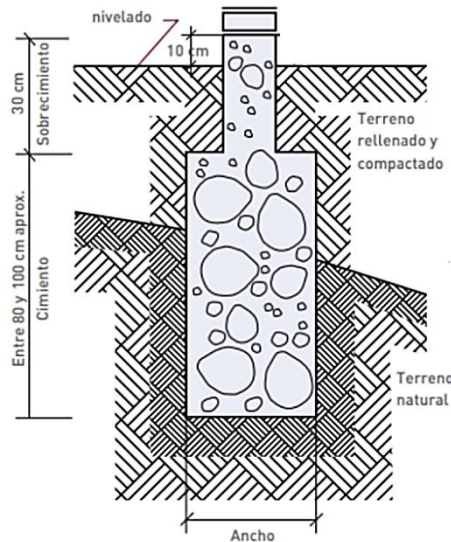


Figura N°41: Cimiento corrido

Fuente: Alicaresp (2019). Conceptos básicos de cimiento y sobrecimiento

b) Zapatas

Peck *et al.* (1974) afirman que una zapata es una extensión del apoyo de la columna o muro para transferir la carga a la base de una columna o muro que tiene por objeto transmitir la carga al suelo a una presión adecuada a las características del suelo. Los tipos de zapatas más comunes son zapatas aisladas, zapatas corridas, zapatas combinadas y zapatas conectadas.

b.1) Zapatas aisladas

Las zapatas que soportan una sola columna se denominan zapatas aisladas (Ver Figura N°42). Los tipos de zapatas aisladas más comunes son zapatas prismáticas, zapatas piramidales, zapatas circulares, zapatas escalonadas, zapatas nervadas, zapatas céntricas y excéntricas.

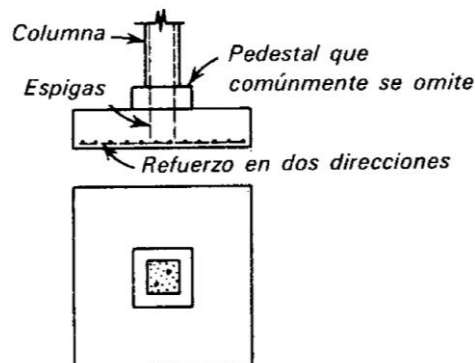


Figura N°42: Zapata aislada

Fuente: Peck *et al.* (1974). Ingeniería de cimentaciones

b.2) Zapatas corridas

Las zapatas con una cimentación continua que se construyen debajo de muros de concreto o tres a más pilares alineados se llaman zapatas corridas. Estas zapatas consisten en franjas de concreto armado y se caracterizan por tener una mayor dimensión longitudinal que transversal (Ver Figura N°43). Los tipos de zapatas corridas más comunes son los emparrillados, zapatas corridas de forma L y T.

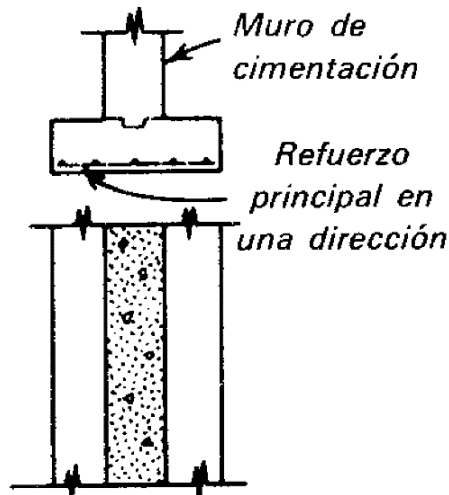


Figura N°43: Zapata corrida

Fuente: Peck *et al.* (1974). Ingeniería de cimentaciones

b.3) Zapatas combinadas

Las cargas de dos columnas que se transmiten a una misma zapata se llaman zapatas combinadas. Estas zapatas se utilizan para evitar las cargas por excentricidad de las columnas (Ver Figura N°44). Los tipos de zapatas combinadas más comunes son zapatas combinadas rectangulares, zapatas combinadas trapezoidales, zapatas combinadas de forma L y T.

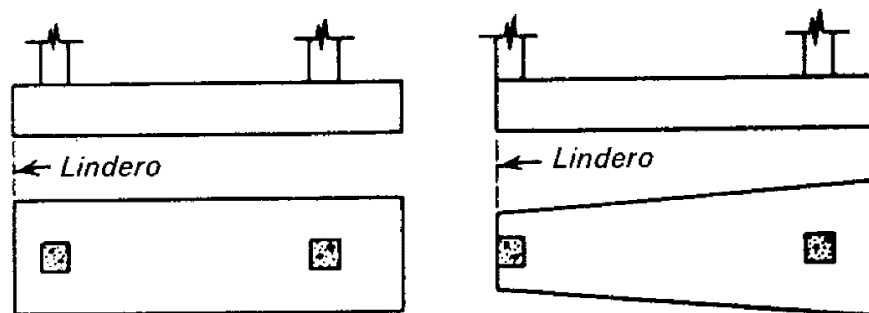


Figura N°44: Zapata combinada

Fuente: Peck *et al.* (1974). Ingeniería de cimentaciones

b.4) Zapatas conectadas

Las cargas de dos columnas que se transmiten a dos zapatas individuales unidas con un contratrabe sin ejercer presión sobre el suelo se llaman zapatas conectadas (Ver Figura N°45). Los tipos de zapatas conectadas más comunes son zapatas en voladizo o cantiléver y las zapatas con vigas de cimentación.

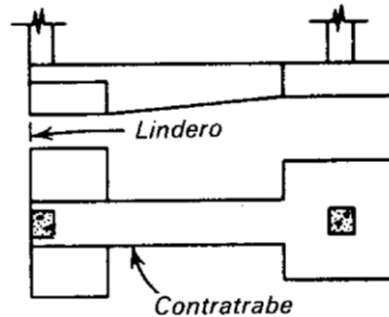


Figura N°45: Zapata conectada

Fuente: Peck *et al.* (1974). Ingeniería de cimentaciones

c) Losas de cimentación

Peck *et al.* (1974) afirman que una losa de cimentación es una cimentación combinada que cubre toda el área debajo de la estructura y soporta todos los muros y columnas (Ver Figura N°46).

Según Alva (2012) son también llamadas plateas de cimentación donde la tensión unitaria en la platea es menor que en las zapatas aisladas. Por otro lado, a medida que el esfuerzo es reducido, el asentamiento diferencial es menor y la platea puede distribuir mejor la carga en su área de cimentación, lo que resulta en una reducción significativa en el asentamiento. Los tipos de losas de cimentación más comunes son losas planas o uniformes, losas con pedestales, losas bidireccionales, losas con diseño celular, losas de cimentación nervadas, aligeradas o casetonadas y de tipo cajón.

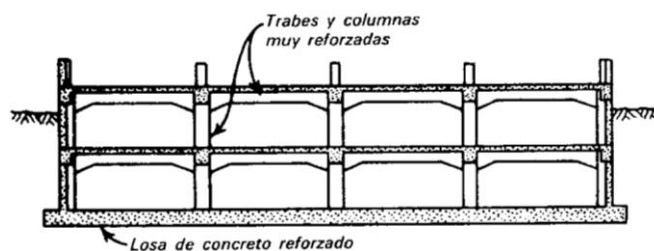


Figura N°46: Losa de cimentación

Fuente: Peck *et al.* (1974). Ingeniería de cimentaciones

Nota: Para la presente investigación los tipos de mejoramiento de suelos fueron el geotextil y el relleno fluido, el tipo de sistema estructural del edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos en Surco fue un sistema de muros estructurales, es decir se consideró los muros estructurales como los principales elementos resistentes antes solicitaciones sísmicas. Por último, el tipo de cimentación superficial fue una zapata aislada para la columna más cargada del edificio multifamiliar.

2.3.4 Conceptos geotécnicos en cimentaciones superficiales

Peck *et al.* (1974) afirman que “uno de los requisitos para tener éxito en la práctica de la ingeniería de cimentaciones, es el conocimiento adecuado de las propiedades mecánicas de suelos y rocas, materiales naturales de qué dependen las estructuras que construyen los ingenieros como apoyo” (p.203).

Según Braja (2012) para que una cimentación de baja profundidad tenga un buen desempeño debe tener 2 características principales:

- Tiene que estar a salvo contra la falla general por corte de suelos en la superficie de cimentación en las que están apoyadas.
- No puede experimentar un desplazamiento o un hundimiento considerable.

Según Braja (2012) existen 3 tipos de falla:

- Falla por corte general: Si en una cimentación corrida de ancho B cimentada sobre una superficie de arena densa, se le aplica una carga por unidad de área (q) en la cimentación, ocurrirá un asentamiento. Cuando la carga por unidad de área es igual a la carga última (q_u), produce una superficie de falla repentina en el suelo el cual soporta la cimentación extendiéndose hasta la superficie del terreno. Esta superficie de falla repentina se llama falla general por corte (Ver Figura N°47a).

- Falla por corte local: Si en una cimentación corrida de ancho B cimentada sobre una superficie de arena medianamente compacta, se le aumenta la carga por unidad de área (q) sobre la cimentación, experimentará un asentamiento. Sin embargo, en este caso, la superficie de falla se extiende gradualmente hacia

fuera desde la cimentación. Cuando la carga por unidad de área es igual a la carga última (q_u), produce una superficie de falla repentina en el suelo el cual soporta la cimentación sin extenderse hasta la superficie del terreno ya que la cimentación requiere un movimiento significativo, de manera que ante un aumento en la carga por unidad de área de cimentación estará acompañado de un incremento significativo en el asentamiento sin ocurrir el valor pico de la capacidad de carga. Esta superficie de falla se llama falla local por corte (Ver Figura N°47b).

- Falla por punzonamiento: Si en una cimentación corrida de ancho B cimentada sobre una superficie de arena suelta, se le aumenta la carga por unidad de área (q) sobre la cimentación, estará acompañado de un asentamiento. Sin embargo, en este caso, la superficie de falla no se extiende más allá de la superficie del terreno. Cuando la carga por unidad de área es mayor que la carga última (q_u), produce una relación entre carga-asentamiento considerable y casi lineal. Esta superficie de falla se llama falla de corte por punzonamiento (Ver Figura N°47c).

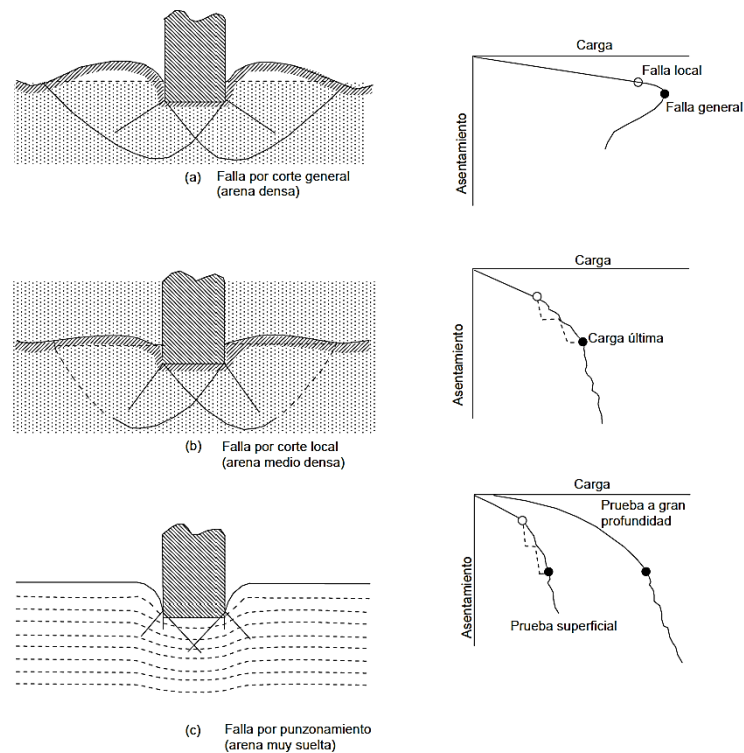


Figura N°47: Naturaleza del mecanismo de falla por capacidad de carga sobre arena (Vesic 1973)

Fuente: Alva Hurtado, J. (2012). Diseño de cimentaciones

Braja (2012) afirma que, en base a resultados experimentales, Vesic (1973) propuso la relación de mecanismos de falla debido a la capacidad de carga de la cimentación apoyada sobre arenas (Ver Figura N°48). La siguiente figura ilustra esta relación, esto incluye la siguiente notación:

D_r : Densidad relativa de la arena (%)

D_f : Profundidad de la cimentación (m)

$$B^* = \frac{2BL}{B+L} \text{ (m)}$$

Donde:

B: Ancho de la cimentación (m)

L: Longitud de la cimentación (m)

(Nota: L siempre es mayor que B)

Para cimentaciones cuadradas, $B = L$; para cimentaciones circulares, $B = L =$ diámetro, por consiguiente, $B^* = B$

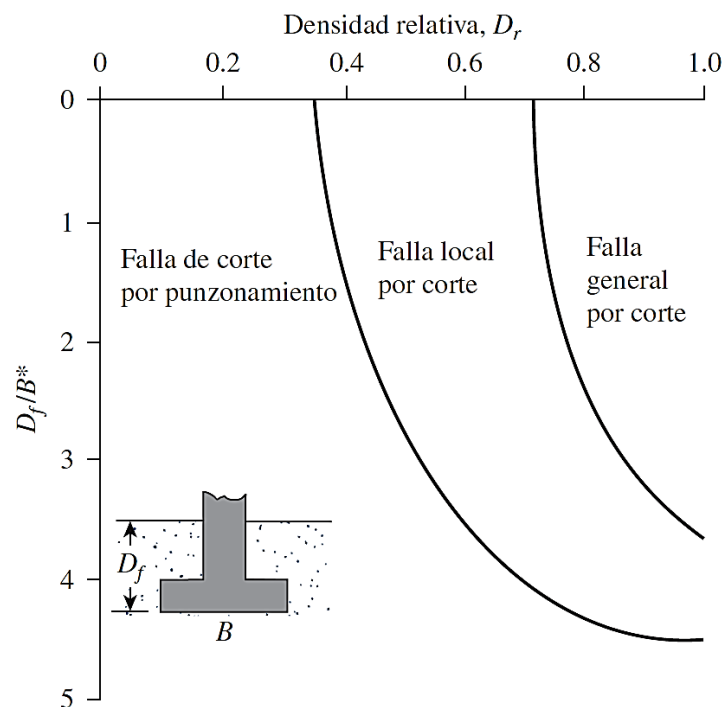


Figura N°48: Mecanismo de falla de una cimentación sobre arena (Vesic 1973)

Fuente: Braja M., D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

A continuación, se definen algunos parámetros geotécnicos más importantes en cimentaciones superficiales:

a) Capacidad de carga

Según Peck *et al.* (1974) en la construcción de un tipo particular de cimentación, es necesario evaluar el posible funcionamiento de la cimentación para dos tipos de problemas. Por un lado, el suelo y las rocas no pueden soportar la carga, lo que puede dañar toda la cimentación o sus elementos. Esto está relacionado con la resistencia del suelo o la roca y se llama falla por capacidad de carga. Por otro lado, el suelo o roca de apoyo pueden no dañarse, pero la estructura puede agrietarse y dañarse debido al asentamiento muy grande o desigual de la estructura. Esto está relacionado con el esfuerzo deformación del suelo y se conoce como asentamiento perjudicial (Ver Figura N°49).

Según Braja (2012) la carga por unidad de área de la cimentación donde ocurre la falla por corte en un suelo se denomina capacidad de carga última.

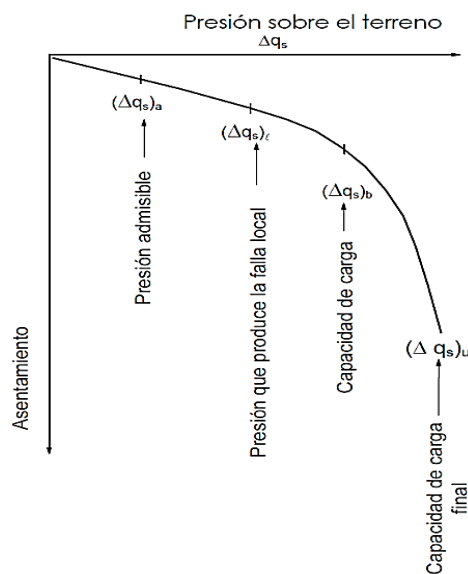


Figura N°49: Relación entre la presión sobre el terreno y el asentamiento

Fuente: Alva Hurtado, J. (2012). Diseño de cimentaciones

b) Factor de seguridad

Según Braja (2012) para calcular la capacidad de carga permisible de una cimentación superficial, se le debe aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta. La siguiente fórmula indica esta relación, esto incluye la siguiente notación:

$$q_{\text{perm}} = \frac{q_u}{FS}$$

Donde:

q_{perm} : Capacidad de carga permisible (kg/cm^2)

q_u : Capacidad de carga última bruta (kg/cm^2)

FS: Factor de seguridad

Braja (2012) afirma que en la actualidad algunos ingenieros prefieren utilizar el factor de seguridad tal que:

$$\Delta q_{neta(u)} = \frac{q_{neta(u)}}{FS}$$

Donde:

$\Delta q_{neta(u)}$: Incremento neto del esfuerzo en el suelo (kg/cm^2)

$q_{neta(u)}$: Capacidad de carga última neta (kg/cm^2)

Según Braja (2012) la capacidad de carga última neta se define como la presión máxima por unidad de área de cimentación en el suelo que puede soportar más allá de la presión ejercida por el suelo circundante al nivel de cimentación. Suponiendo que la diferencia entre el peso específico del concreto utilizado para la cimentación y el peso específico del suelo circundante es significativa, entonces se deduce:

$$q_{neta(u)} = q_u - q$$

Donde:

q : Carga por unidad de área, $q = \gamma D_f$ (kg/cm^2)

$q_{perm(neta)}$: Capacidad de carga permisible neta (kg/cm^2)

$$q_{perm(neta)} = \frac{q_u - q}{FS}$$

Según Braja (2012) el factor de seguridad debe ser como mínimo 3 en todos los casos contra la falla por capacidad de carga.

Alva (2012) afirma que el factor de seguridad refleja no solo la incertidumbre de medición del análisis de la capacidad de carga cuando este tiene un rango de valor aproximado entre 2 a 4, sino también la observación teórica y práctica de que el asentamiento no debe exceder. Además, Terzaghi y Peck sugieren un factor de seguridad igual a 3 contra la falla por capacidad de carga.

c) Profundidad de cimentación

Peck *et al.* (1974) afirman que el nivel de desplante (D_f) en una zapata depende de las características del subsuelo, la carga que recibe y el costo de la cimentación. Las zapatas generalmente se desplantan a una altura máxima a la que se puede encontrar un subsuelo que tenga la capacidad de carga apropiada. En algunos casos, puede resultar más económico desplantar la zapata a una altura menor especialmente si encuentra estratos firmes a mayor profundidad, en vista que la zapata requiere menos área de cimentación.

Según Peck *et al.* (1974) en climas fríos, las zapatas por lo general se desplantan a una profundidad mínima igual a la penetración normal de la congelación. En climas cálidos, especialmente en regiones semiáridas, la profundidad mínima de las zapatas puede depender de la profundidad a la que los cambios estacionales en la humedad hacen que el suelo se contraiga y expanda significativamente.

d) Cimentaciones cargadas excéntricamente

Según Braja (2012), la cimentación está sometida a momentos además de cargas verticales (Ver Figura N°50). En estos casos, la distribución de la presión por la cimentación sobre el suelo no es uniforme. En la siguiente fórmula se indica la distribución de presión nominal y notación:

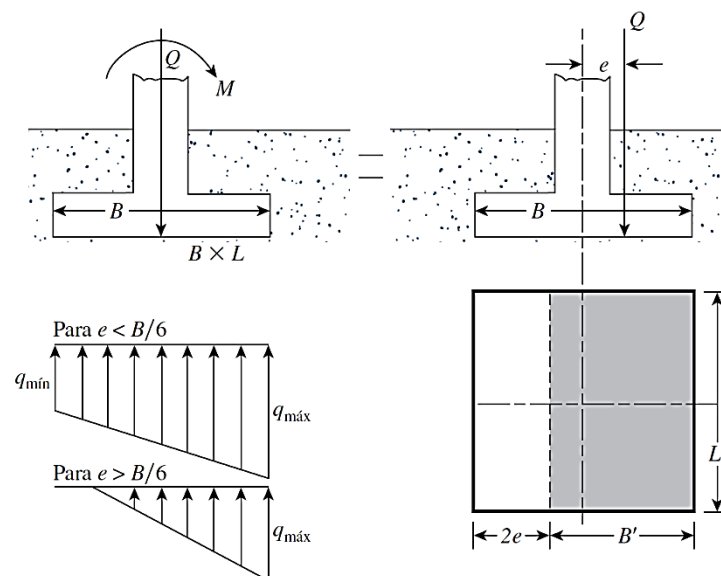


Figura N°50: Cimentaciones cargadas excéntricamente

Fuente: Braja M., D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

$$q_{\text{máx}} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2L}$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2L}$$

Donde:

Q: Carga vertical total (N)

M: Momento sobre la cimentación (N.m)

B: Ancho de la cimentación (m)

L: Longitud de la cimentación (m)

e: Excentricidad, $e = \frac{M}{Q}$ (m)

Reemplazando en la excentricidad en las anteriores ecuaciones se tiene:

$$q_{\text{máx}} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Se tiene en cuenta que en estas ecuaciones el $q_{\text{mín}}$ es cero si el valor de $e = B/6$. Para $e > B/6$, $q_{\text{mín}}$ es negativa. Según Braja (2012) cuando $q_{\text{mín}}$ es negativa significa que se producirá una tensión en la cimentación ya que el suelo no puede soportar la tensión y genera un espacio entre la cimentación y el suelo de fundación. Se muestra la naturaleza de la distribución de la presión sobre el suelo para cimentación corrida superficial sometida a una carga excéntrica (Ver Figura N°51). En ese caso el valor de $q_{\text{máx}}$ es:

$$q_{\text{máx}} = \frac{4Q}{3L(B - 2e)}$$

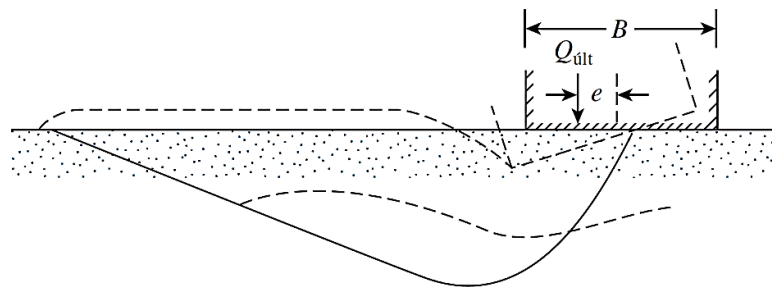


Figura N°51: Naturaleza de la superficie de falla de una cimentación continua bajo carga excéntrica sobre un suelo. Nota: $D_f=0$ y $Q_{\text{últ}}$: Carga vertical última

Fuente: Braja M., D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

Según Braja (2012), para una cimentación que está sometida a una carga vertical ($Q_{\text{últ}}$) y a momentos (M) con respecto al eje x y eje y , se puede descomponer el momento en M_x y M_y respectivamente (Ver Figura N°52). Esta condición es semejante a una carga ($Q_{\text{últ}}$) colocada excéntricamente en ambas direcciones sobre la cimentación con $x = e_B$, $y = e_L$. Entonces se define que:

$$e_B = \frac{M_y}{Q_{\text{últ}}}$$

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{\text{últ}}}$$

$$Q_{\text{últ}} = q'_u A'$$

Donde:

e_B : Excentricidad en el eje del ancho de la cimentación (m)

e_L : Excentricidad en el eje de la longitud de la cimentación (m)

M_y : Momento en el eje y en dirección al ancho de la cimentación (N.m)

M_x : Momento en el eje x en dirección a la longitud de la cimentación (N.m)

$Q_{\text{últ}}$: Capacidad vertical última (N)

q'_u : Capacidad de carga última efectiva (N/m²)

A' : Área efectiva (m²), $A' = B'L'$ de manera que:

B' : Ancho efectivo = $B - 2e_B$

L' : Longitud efectiva = $L - 2e_L$

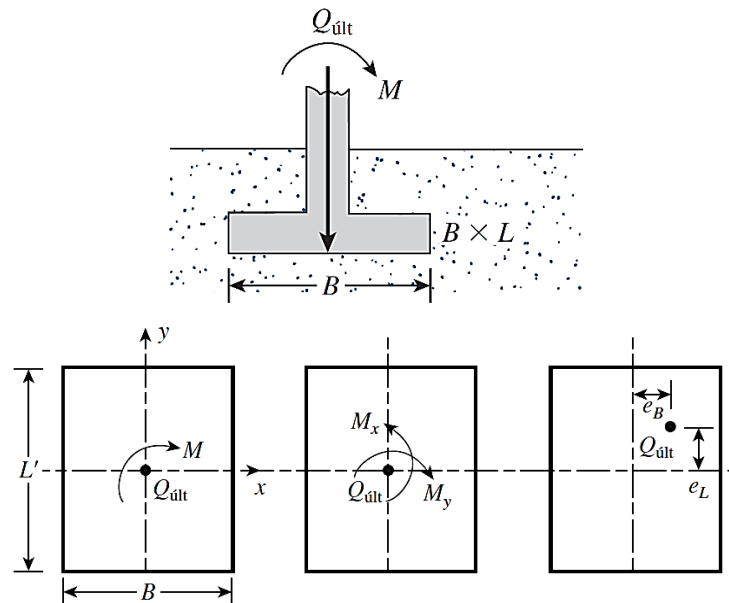


Figura N°52: Análisis de una cimentación con excentricidad en dos sentidos

Fuente: Braja M., D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

e) Esfuerzo permisible

Según Alva (2012), los resultados obtenidos de experimentos observacionales muestran que la presión máxima no causa daño estructural en diferentes condiciones del suelo, y no significa que no haya asentamiento, pero se puede verificar mediante ensayos de cargas siendo en algunos casos no relevantes.

Según Alva (2012), para determinar el esfuerzo admisible es importante tener en cuenta los siguientes aspectos:

- El suelo granular puro tiene un efecto específico sobre el tipo, la forma, la profundidad y la densidad relativa.
- En suelos cohesivos, el parámetro más importante es la cohesión, así como el conocimiento del origen y la historia de la deformación
- El esfuerzo admisible se puede ajustar de acuerdo con la resistencia al corte o deformación permisible de la estructura.

f) Capacidad de carga permisible

Según Braja (2012), el asentamiento permisible de una cimentación poco profunda puede controlar la capacidad de carga permisible. Por lo general el asentamiento permisible puede ser controlado por los códigos o reglamentos de construcción locales. Sin embargo, la capacidad de carga permisible será la menor en las siguientes dos condiciones: Menor a la capacidad de carga última bajo un factor de seguridad o menor a la capacidad de carga el cual genera el asentamiento permisible.

g) Asentamiento

Terzaghi y Peck (1967) afirman (como se citó en Alva, 2012) que las estimaciones del asentamiento no son tan precisas en la práctica ya que deben tenerse en cuenta características del suelo, dimensiones de zapata, profundidad de cimentación, nivel de capa freática, etc. Las aplicaciones de la teoría de elasticidad son empíricas y esto se debe a que se realizan modificaciones particulares para facilitar las limitaciones de las simplificaciones, sin embargo, el comportamiento de la tensión-deformación del suelo es completamente distinta para resolver la teoría de la elasticidad (Alva, 2012).

Según Alva (2012), el asentamiento diferencial se caracteriza por la deformación angular y tiene mayor importancia sobre el asentamiento total ya que depende del suelo y la estructura. A continuación, se presentan los tipos de asentamiento (Ver Figura N°53) y sus distintas metodologías de cálculo (Ver Tabla N°13). En general se especifica una tolerancia total de 1 pulgada (aprox. 2.5cm) para las zapatas en cimentaciones de edificaciones.

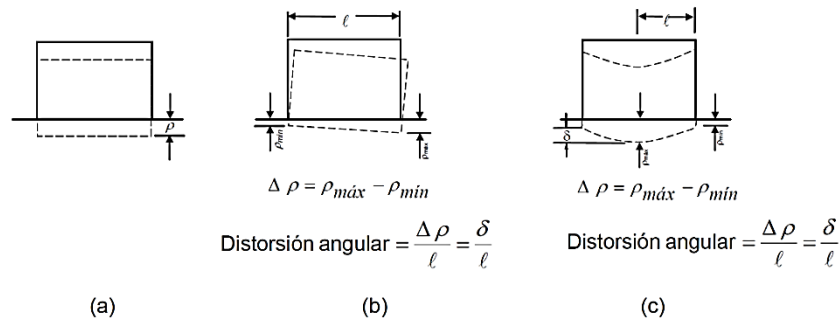


Figura N°53: Tipos de asentamiento; a) Asentamiento homogéneo, b) Asentamiento inclinado, c) Asentamiento diferencial

Fuente: Alva Hurtado, J. (2012). Diseño de cimentaciones

Cálculo del asentamiento total (S_T)

$$S_T = S_i + S_{cp} + S_{cs}$$

S_i : Asentamiento inmediato (cm)

S_{cp} : Asentamiento de consolidación primario (cm)

S_{cs} : Asentamiento de consolidación secundario (cm)

Arena, grava, arcilla dura y suelo no saturado usualmente $S_T = S_i$

Arcillas saturadas $S_T = S_{cp}$

Suelos deformables como turbas y otros $S_T = S_{cp} + S_{cs}$

Tabla N°13: Métodos de cálculo para asentamientos

Tipo de asentamiento	Método	Indicador base	Aplicación
Inmediato	Elástico	Características del suelo elástico	Arena, grava, suelos no saturado, arcilla dura y roca
Inmediato	Meyerhof	N (SPT)	Arena, grava y similares
Inmediato	Prueba de carga	Prueba de carga	Arena, grava, suelos no saturado, arcilla dura y roca
Consolidación primaria	Teoría de consolidación	Ensayo de consolidación	Arcilla blanda semisaturada
Consolidación primaria y secundaria	Teoría de consolidación	Ensayo de consolidación	Arcilla blanda a muy blanda, turba, suelo orgánico y similares

Fuente: Alva Hurtado, J. (2012). Diseño de cimentaciones

Según Braja (2012), el asentamiento inmediato o elástico de una cimentación ocurre durante o poco después de la construcción de la estructura. Por otro lado, el asentamiento por consolidación ocurrirá con el tiempo ya que el agua de los poros se drena por los espacios vacíos en una arcilla saturada sumergida en agua. El asentamiento total es la suma del asentamiento elástico y el asentamiento por consolidación.

Para calcular el asentamiento de la cimentación, es necesario estimar el incremento del esfuerzo vertical de la masa del suelo debido a la carga neta que actúa sobre la cimentación. Para estimar el incremento del esfuerzo vertical con la profundidad ocasionada por la construcción de una cimentación, los ingenieros a menudo utilizan un método de aproximación el cual consiste como método 2:1 (Ver Figura N°54). Según este método, el incremento del esfuerzo a una profundidad z es:

$$\Delta\sigma = \frac{(q_0)(BL)}{(B+z)(L+z)}$$

Donde:

q_0 : Carga uniformemente distribuida por área unitaria (N/m^2)

B : Ancho de la cimentación (m)

L : Longitud de la cimentación (m)

z : Profundidad bajo la cimentación (m)

$\Delta\sigma$: Incremento de esfuerzo vertical (N/m^2)

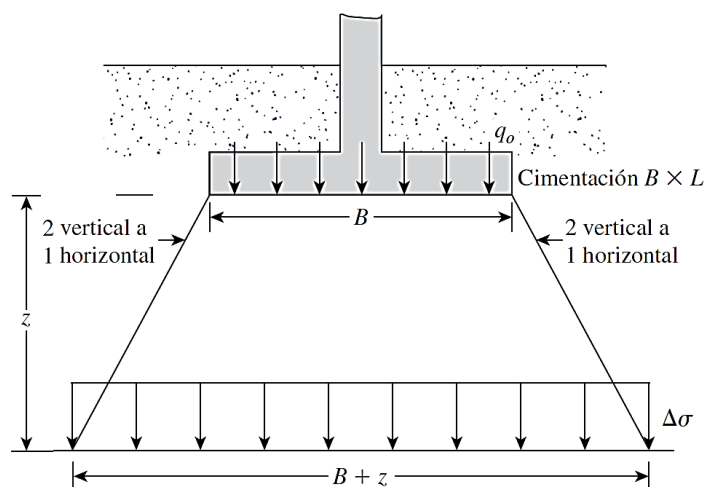


Figura N°54: Método 2:1 para estimar el incremento del esfuerzo debajo de una cimentación

Fuente: Braja M., D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

g.1) Cálculo del asentamiento elástico

Según Braja (2012), el asentamiento elástico de cimentaciones superficiales se puede estimar utilizando la teoría de la elasticidad. De la ley de Hooke (Ver Figura N°55), se tiene:

$$S_e = \int_0^H \varepsilon_z dz = \frac{1}{E_s} \int_0^H (\Delta\sigma_z - \mu_s \Delta\sigma_x - \mu_s \Delta\sigma_y) dz$$

Donde:

S_e : Asentamiento elástico (m)

H: Espesor del estrato de suelo (m)

E_s : Módulo de elasticidad del suelo (N/m^2)

ε_z : Deformación unitaria en la dirección z

μ_s : Relación de Poisson del suelo

$\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\sigma_z$: Incremento del esfuerzo debido a la carga neta que actúa sobre la cimentación en las direcciones x, y, z respectivamente (N/m^2)

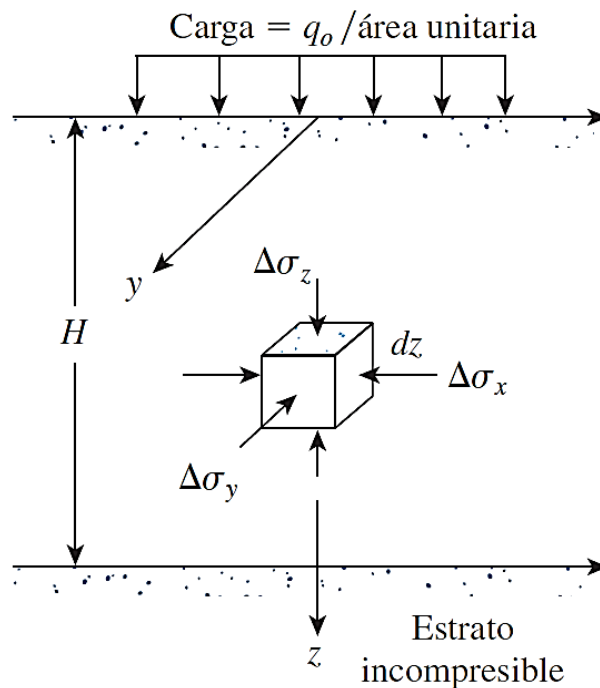


Figura N°55: Asentamiento elástico de una cimentación superficial

Fuente: Braja M., D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

Según Braja (2012), teóricamente si la cimentación es perfectamente flexible (Ver Figura N°56), el asentamiento se puede expresar como:

$$S_e = q_0 (\alpha B) \frac{1 - \mu_s^2}{E_s} I_s I_f$$

Donde:

q_0 : Presión neta aplicada sobre la cimentación (N)

B' : $B/2$ para el centro, B para una esquina de la cimentación (m)

α : $\alpha = 4$ centro, $\alpha = 1$ esquina de la cimentación para el cálculo de asentamiento

I_s : Factor de forma, I_f : Factor de profundidad

E_s : Módulo de elasticidad del suelo promedio bajo la cimentación medido desde $z = 0$ hasta $z = 5B$ aproximadamente (N/m^2)

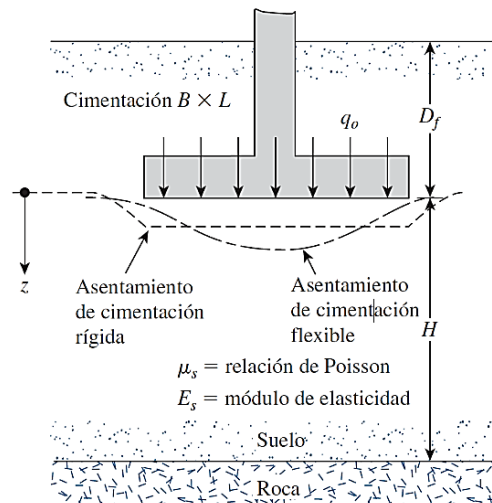


Figura N°56: Asentamiento elástico de una cimentación superficial

Fuente: Braja M., D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

Según Steinbrenner (1934) como se citó en (Braja, 2012, p.246), el factor de forma se define como:

$$I_s = F_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} F_2$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} (A_0 + A_1)$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1} A_2$$

$$A_0 = m' \ln \frac{(1 + \sqrt{m'^2 + 1}) \sqrt{m'^2 + n'^2}}{m' (1 + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})}$$

$$A_1 = \ln \frac{(m' + \sqrt{m'^2 + 1}) \sqrt{1 + n'^2}}{m' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}$$

$$A_2 = \frac{m'}{n' (\sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})}$$

Según Fox (1948) como se citó en (Braja, 2012, p.247), el factor de profundidad se define como:

$$I_f = f\left(\frac{D_f}{B}, \mu_s, \frac{L}{B}\right)$$

Donde:

B: Ancho de la cimentación (m)

L: Longitud de la cimentación (m)

D_f: Profundidad de la cimentación (m)

μ_s: Relación de Poisson del suelo

El valor de α es el factor que depende de la ubicación donde se calcula el asentamiento bajo la cimentación.

Para calcular el asentamiento en el centro de la cimentación se tiene:

$$\alpha = 4, m' = \frac{L}{B}, n' = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)}$$

Para calcular el asentamiento en una esquina de la cimentación se tiene:

$$\alpha = 1, m' = \frac{L}{B}, n' = \frac{H}{B}$$

El asentamiento elástico de una cimentación rígida se puede estimar usando la siguiente fórmula:

$$S_{e(\text{rígida})} \approx 0.93 S_{e(\text{flexible, centro})}$$

Según Braja (2012), debido a la naturaleza heterogénea de los depósitos de suelos, la magnitud del módulo de elasticidad del suelo puede variar con la profundidad. Por esta razón, Bowles (1987) recomienda utilizar la media ponderada de la siguiente ecuación:

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)} \Delta z}{\bar{z}}$$

Donde:

E_{s(i)}: Módulo de elasticidad del suelo dentro de una profundidad Δz (ton/m²)

z̄: H o 5B, el que sea menor (m)

A continuación, se muestran los valores para las variaciones de F1 y F2 con respecto a las variaciones de m' y n' (Ver Figura N°57, N°58, N°59 y N°60).

n'	m'									
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.014	0.013	0.012	0.011	0.011	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.049	0.046	0.044	0.042	0.041	0.040	0.038	0.038	0.037	0.037
0.75	0.095	0.090	0.087	0.084	0.082	0.080	0.077	0.076	0.074	0.074
1.00	0.142	0.138	0.134	0.130	0.127	0.125	0.121	0.118	0.116	0.115
1.25	0.186	0.183	0.179	0.176	0.173	0.170	0.165	0.161	0.158	0.157
1.50	0.224	0.224	0.222	0.219	0.216	0.213	0.207	0.203	0.199	0.197
1.75	0.257	0.259	0.259	0.258	0.255	0.253	0.247	0.242	0.238	0.235
2.00	0.285	0.290	0.292	0.292	0.291	0.289	0.284	0.279	0.275	0.271
2.25	0.309	0.317	0.321	0.323	0.323	0.322	0.317	0.313	0.308	0.305
2.50	0.330	0.341	0.347	0.350	0.351	0.351	0.348	0.344	0.340	0.336
2.75	0.348	0.361	0.369	0.374	0.377	0.378	0.377	0.373	0.369	0.365
3.00	0.363	0.379	0.389	0.396	0.400	0.402	0.402	0.400	0.396	0.392
3.25	0.376	0.394	0.406	0.415	0.420	0.423	0.426	0.424	0.421	0.418
3.50	0.388	0.408	0.422	0.431	0.438	0.442	0.447	0.447	0.444	0.441
3.75	0.399	0.420	0.436	0.447	0.454	0.460	0.467	0.458	0.466	0.464
4.00	0.408	0.431	0.448	0.460	0.469	0.476	0.484	0.487	0.486	0.484
4.25	0.417	0.440	0.458	0.472	0.481	0.484	0.495	0.514	0.515	0.515
4.50	0.424	0.450	0.469	0.484	0.495	0.503	0.516	0.521	0.522	0.522
4.75	0.431	0.458	0.478	0.494	0.506	0.515	0.530	0.536	0.539	0.539
5.00	0.437	0.465	0.487	0.503	0.516	0.526	0.543	0.551	0.554	0.554
5.25	0.443	0.472	0.494	0.512	0.526	0.537	0.555	0.564	0.568	0.569
5.50	0.448	0.478	0.501	0.520	0.534	0.546	0.566	0.576	0.581	0.584
5.75	0.453	0.483	0.508	0.527	0.542	0.555	0.576	0.588	0.594	0.597
6.00	0.457	0.489	0.514	0.534	0.550	0.563	0.585	0.598	0.606	0.609
6.25	0.461	0.493	0.519	0.540	0.557	0.570	0.594	0.609	0.617	0.621
6.50	0.465	0.498	0.524	0.546	0.563	0.577	0.603	0.618	0.627	0.632
6.75	0.468	0.502	0.529	0.551	0.569	0.584	0.610	0.627	0.637	0.643
7.00	0.471	0.506	0.533	0.556	0.575	0.590	0.618	0.635	0.646	0.653
7.25	0.474	0.509	0.538	0.561	0.580	0.596	0.625	0.643	0.655	0.662
7.50	0.477	0.513	0.541	0.565	0.585	0.601	0.631	0.650	0.663	0.671
7.75	0.480	0.516	0.545	0.569	0.589	0.606	0.637	0.658	0.671	0.680
8.00	0.482	0.519	0.549	0.573	0.594	0.611	0.643	0.664	0.678	0.688
8.25	0.485	0.522	0.552	0.577	0.598	0.615	0.648	0.670	0.685	0.695
8.50	0.487	0.524	0.555	0.580	0.601	0.619	0.653	0.676	0.692	0.703
8.75	0.489	0.527	0.558	0.583	0.605	0.623	0.658	0.682	0.698	0.710
9.00	0.491	0.529	0.560	0.587	0.609	0.627	0.663	0.687	0.705	0.716
9.25	0.493	0.531	0.563	0.589	0.612	0.631	0.667	0.693	0.710	0.723
9.50	0.495	0.533	0.565	0.592	0.615	0.634	0.671	0.697	0.716	0.719
9.75	0.496	0.536	0.568	0.595	0.618	0.638	0.675	0.702	0.721	0.735
10.00	0.498	0.537	0.570	0.597	0.621	0.641	0.679	0.707	0.726	0.740
20.00	0.529	0.575	0.614	0.647	0.677	0.702	0.756	0.797	0.830	0.858
50.00	0.548	0.598	0.640	0.678	0.711	0.740	0.803	0.853	0.895	0.931
100.00	0.555	0.605	0.649	0.688	0.722	0.753	0.819	0.872	0.918	0.956

Figura N°57: Variación de F_1 con m' y n'

Fuente: Braja M., D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

n'	m'									
	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
0.50	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036	0.036
0.75	0.073	0.073	0.072	0.072	0.072	0.072	0.071	0.071	0.071	0.071
1.00	0.114	0.113	0.112	0.112	0.112	0.111	0.111	0.110	0.110	0.110
1.25	0.155	0.154	0.153	0.152	0.152	0.151	0.151	0.150	0.150	0.150
1.50	0.195	0.194	0.192	0.191	0.190	0.190	0.189	0.188	0.188	0.188
1.75	0.233	0.232	0.229	0.228	0.227	0.226	0.225	0.223	0.223	0.223
2.00	0.269	0.267	0.264	0.262	0.261	0.260	0.259	0.257	0.256	0.256
2.25	0.302	0.300	0.296	0.294	0.293	0.291	0.291	0.287	0.287	0.287
2.50	0.333	0.331	0.327	0.324	0.322	0.321	0.320	0.316	0.315	0.315
2.75	0.362	0.359	0.355	0.352	0.350	0.348	0.347	0.343	0.342	0.342
3.00	0.389	0.386	0.382	0.378	0.376	0.374	0.373	0.368	0.367	0.367
3.25	0.415	0.412	0.407	0.403	0.401	0.399	0.397	0.391	0.390	0.390
3.50	0.438	0.435	0.430	0.427	0.424	0.421	0.420	0.413	0.412	0.411
3.75	0.461	0.458	0.453	0.449	0.446	0.443	0.441	0.433	0.432	0.432
4.00	0.482	0.479	0.474	0.470	0.466	0.464	0.462	0.453	0.451	0.451
4.25	0.516	0.496	0.484	0.473	0.471	0.471	0.470	0.468	0.462	0.460
4.50	0.520	0.517	0.513	0.508	0.505	0.502	0.499	0.489	0.487	0.487
4.75	0.537	0.535	0.530	0.526	0.523	0.519	0.517	0.506	0.504	0.503
5.00	0.554	0.552	0.548	0.543	0.540	0.536	0.534	0.522	0.519	0.519
5.25	0.569	0.568	0.564	0.560	0.556	0.553	0.550	0.537	0.534	0.534
5.50	0.584	0.583	0.579	0.575	0.571	0.568	0.585	0.551	0.549	0.548
5.75	0.597	0.597	0.594	0.590	0.586	0.583	0.580	0.565	0.583	0.562
6.00	0.611	0.610	0.608	0.604	0.601	0.598	0.595	0.579	0.576	0.575
6.25	0.623	0.623	0.621	0.618	0.615	0.611	0.608	0.592	0.589	0.588
6.50	0.635	0.635	0.634	0.631	0.628	0.625	0.622	0.605	0.601	0.600
6.75	0.646	0.647	0.646	0.644	0.641	0.637	0.634	0.617	0.613	0.612
7.00	0.656	0.658	0.658	0.656	0.653	0.650	0.647	0.628	0.624	0.623
7.25	0.666	0.669	0.669	0.668	0.665	0.662	0.659	0.640	0.635	0.634
7.50	0.676	0.679	0.680	0.679	0.676	0.673	0.670	0.651	0.646	0.645
7.75	0.685	0.688	0.690	0.689	0.687	0.684	0.681	0.661	0.656	0.655
8.00	0.694	0.697	0.700	0.700	0.698	0.695	0.692	0.672	0.666	0.665
8.25	0.702	0.706	0.710	0.710	0.708	0.705	0.703	0.682	0.676	0.675
8.50	0.710	0.714	0.719	0.719	0.718	0.715	0.713	0.692	0.686	0.684
8.75	0.717	0.722	0.727	0.728	0.727	0.725	0.723	0.701	0.695	0.693
9.00	0.725	0.730	0.736	0.737	0.736	0.735	0.732	0.710	0.704	0.702
9.25	0.731	0.737	0.744	0.746	0.745	0.744	0.742	0.719	0.713	0.711
9.50	0.738	0.744	0.752	0.754	0.754	0.753	0.751	0.728	0.721	0.719
9.75	0.744	0.751	0.759	0.762	0.762	0.761	0.759	0.737	0.729	0.727
10.00	0.750	0.758	0.766	0.770	0.770	0.770	0.768	0.745	0.738	0.735
20.00	0.878	0.896	0.925	0.945	0.959	0.969	0.977	0.982	0.965	0.957
50.00	0.962	0.989	1.034	1.070	1.100	1.125	1.146	1.265	1.279	1.261
100.00	0.990	1.020	1.072	1.114	1.150	1.182	1.209	1.408	1.489	1.499

Figura N°58: Variación de F_1 con m' y n' (continuación)

Fuente: Braja M., D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

n'	m'									
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
0.25	0.049	0.050	0.051	0.051	0.051	0.052	0.052	0.052	0.052	0.052
0.50	0.074	0.077	0.080	0.081	0.083	0.084	0.086	0.086	0.0878	0.087
0.75	0.083	0.089	0.093	0.097	0.099	0.101	0.104	0.106	0.107	0.108
1.00	0.083	0.091	0.098	0.102	0.106	0.109	0.114	0.117	0.119	0.120
1.25	0.080	0.089	0.096	0.102	0.107	0.111	0.118	0.122	0.125	0.127
1.50	0.075	0.084	0.093	0.099	0.105	0.110	0.118	0.124	0.128	0.130
1.75	0.069	0.079	0.088	0.095	0.101	0.107	0.117	0.123	0.128	0.131
2.00	0.064	0.074	0.083	0.090	0.097	0.102	0.114	0.121	0.127	0.131
2.25	0.059	0.069	0.077	0.085	0.092	0.098	0.110	0.119	0.125	0.130
2.50	0.055	0.064	0.073	0.080	0.087	0.093	0.106	0.115	0.122	0.127
2.75	0.051	0.060	0.068	0.076	0.082	0.089	0.102	0.111	0.119	0.125
3.00	0.048	0.056	0.064	0.071	0.078	0.084	0.097	0.108	0.116	0.122
3.25	0.045	0.053	0.060	0.067	0.074	0.080	0.093	0.104	0.112	0.119
3.50	0.042	0.050	0.057	0.064	0.070	0.076	0.089	0.100	0.109	0.116
3.75	0.040	0.047	0.054	0.060	0.067	0.073	0.086	0.096	0.105	0.113
4.00	0.037	0.044	0.051	0.057	0.063	0.069	0.082	0.093	0.102	0.110
4.25	0.036	0.042	0.049	0.055	0.061	0.066	0.079	0.090	0.099	0.107
4.50	0.034	0.040	0.046	0.052	0.058	0.063	0.076	0.086	0.096	0.104
4.75	0.032	0.038	0.044	0.050	0.055	0.061	0.073	0.083	0.093	0.101
5.00	0.031	0.036	0.042	0.048	0.053	0.058	0.070	0.080	0.090	0.098
5.25	0.029	0.035	0.040	0.046	0.051	0.056	0.067	0.078	0.087	0.095
5.50	0.028	0.033	0.039	0.044	0.049	0.054	0.065	0.075	0.084	0.092
5.75	0.027	0.032	0.037	0.042	0.047	0.052	0.063	0.073	0.082	0.090
6.00	0.026	0.031	0.036	0.040	0.045	0.050	0.060	0.070	0.079	0.087
6.25	0.025	0.030	0.034	0.039	0.044	0.048	0.058	0.068	0.077	0.085
6.50	0.024	0.029	0.033	0.038	0.042	0.046	0.056	0.066	0.075	0.083
6.75	0.023	0.028	0.032	0.036	0.041	0.045	0.055	0.064	0.073	0.080
7.00	0.022	0.027	0.031	0.035	0.039	0.043	0.053	0.062	0.071	0.078
7.25	0.022	0.026	0.030	0.034	0.038	0.042	0.051	0.060	0.069	0.076
7.50	0.021	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.050	0.059	0.067	0.074
7.75	0.020	0.024	0.028	0.032	0.036	0.039	0.048	0.057	0.065	0.072
8.00	0.020	0.023	0.027	0.031	0.035	0.038	0.047	0.055	0.063	0.071
8.25	0.019	0.023	0.026	0.030	0.034	0.037	0.046	0.054	0.062	0.069
8.50	0.018	0.022	0.026	0.029	0.033	0.036	0.045	0.053	0.060	0.067
8.75	0.018	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.043	0.051	0.059	0.066
9.00	0.017	0.021	0.024	0.028	0.031	0.034	0.042	0.050	0.057	0.064
9.25	0.017	0.020	0.024	0.027	0.030	0.033	0.041	0.049	0.056	0.063
9.50	0.017	0.020	0.023	0.026	0.029	0.033	0.040	0.048	0.055	0.061
9.75	0.016	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.039	0.047	0.054	0.060
10.00	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.038	0.046	0.052	0.059
20.00	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.020	0.024	0.027	0.031
50.00	0.003	0.004	0.004	0.005	0.006	0.006	0.008	0.010	0.011	0.013
100.00	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006

Figura N°59: Variación de F_2 con m' y n'

Fuente: Braja M., D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

n'	m'									
	4.5	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	25.0	50.0	100.0
0.25	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053	0.053
0.50	0.087	0.087	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088
0.75	0.109	0.109	0.109	0.110	0.110	0.110	0.110	0.111	0.111	0.111
1.00	0.121	0.122	0.123	0.123	0.124	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125
1.25	0.128	0.130	0.131	0.132	0.132	0.133	0.133	0.134	0.134	0.134
1.50	0.132	0.134	0.136	0.137	0.138	0.138	0.139	0.140	0.140	0.140
1.75	0.134	0.136	0.138	0.140	0.141	0.142	0.142	0.144	0.144	0.145
2.00	0.134	0.136	0.139	0.141	0.143	0.144	0.145	0.147	0.147	0.148
2.25	0.133	0.136	0.140	0.142	0.144	0.145	0.146	0.149	0.150	0.150
2.50	0.132	0.135	0.139	0.142	0.144	0.146	0.147	0.151	0.151	0.151
2.75	0.130	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.147	0.152	0.152	0.153
3.00	0.127	0.131	0.137	0.141	0.144	0.145	0.147	0.152	0.153	0.154
3.25	0.125	0.129	0.135	0.140	0.143	0.145	0.147	0.153	0.154	0.154
3.50	0.122	0.126	0.133	0.138	0.142	0.144	0.146	0.153	0.155	0.155
3.75	0.119	0.124	0.131	0.137	0.141	0.143	0.145	0.154	0.155	0.155
4.00	0.116	0.121	0.129	0.135	0.139	0.142	0.145	0.154	0.155	0.156
4.25	0.113	0.119	0.127	0.133	0.138	0.141	0.144	0.154	0.156	0.156
4.50	0.110	0.116	0.125	0.131	0.136	0.140	0.143	0.154	0.156	0.156
4.75	0.107	0.113	0.123	0.130	0.135	0.139	0.142	0.154	0.156	0.157
5.00	0.105	0.111	0.120	0.128	0.133	0.137	0.140	0.154	0.156	0.157
5.25	0.102	0.108	0.118	0.126	0.131	0.136	0.139	0.154	0.156	0.157
5.50	0.099	0.106	0.116	0.124	0.130	0.134	0.138	0.154	0.156	0.157
5.75	0.097	0.103	0.113	0.122	0.128	0.133	0.136	0.154	0.157	0.157
6.00	0.094	0.101	0.111	0.120	0.126	0.131	0.135	0.153	0.157	0.157
6.25	0.092	0.098	0.109	0.118	0.124	0.129	0.134	0.153	0.157	0.158
6.50	0.090	0.096	0.107	0.116	0.122	0.128	0.132	0.153	0.157	0.158
6.75	0.087	0.094	0.105	0.114	0.121	0.126	0.131	0.153	0.157	0.158
7.00	0.085	0.092	0.103	0.112	0.119	0.125	0.129	0.152	0.157	0.158
7.25	0.083	0.090	0.101	0.110	0.117	0.123	0.128	0.152	0.157	0.158
7.50	0.081	0.088	0.099	0.108	0.115	0.121	0.126	0.152	0.156	0.158
7.75	0.079	0.086	0.097	0.106	0.114	0.120	0.125	0.151	0.156	0.158
8.00	0.077	0.084	0.095	0.104	0.112	0.118	0.124	0.151	0.156	0.158
8.25	0.076	0.082	0.093	0.102	0.110	0.117	0.122	0.150	0.156	0.158
8.50	0.074	0.080	0.091	0.101	0.108	0.115	0.121	0.150	0.156	0.158
8.75	0.072	0.078	0.089	0.099	0.107	0.114	0.119	0.150	0.156	0.158
9.00	0.071	0.077	0.088	0.097	0.105	0.112	0.118	0.149	0.156	0.158
9.25	0.069	0.075	0.086	0.096	0.104	0.110	0.116	0.149	0.156	0.158
9.50	0.068	0.074	0.085	0.094	0.102	0.109	0.115	0.148	0.156	0.158
9.75	0.066	0.072	0.083	0.092	0.100	0.107	0.113	0.148	0.156	0.158
10.00	0.065	0.071	0.082	0.091	0.099	0.106	0.112	0.147	0.156	0.158
20.00	0.035	0.039	0.046	0.053	0.059	0.065	0.071	0.124	0.148	0.156
50.00	0.014	0.016	0.019	0.022	0.025	0.028	0.031	0.071	0.113	0.142
100.00	0.007	0.008	0.010	0.011	0.013	0.014	0.016	0.039	0.071	0.113

Figura N°60: Variación de F_2 con m' y n' (continuación)

Fuente: Braja M., D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

A continuación, se presentan algunos valores para el factor de forma I_f (Ver Tabla N° 14 y N° 15).

Tabla N° 14: Valores para el factor de forma I_f

μ_s	D_f/B	B/L		
		0.2	0.5	1.0
0.30	0.2	0.95	0.93	0.90
	0.4	0.90	0.86	0.81
	0.6	0.85	0.80	0.74
	1.0	0.78	0.71	0.65
0.40	0.2	0.97	0.96	0.93
	0.4	0.93	0.89	0.85
	0.6	0.89	0.84	0.78
	1.0	0.82	0.75	0.69
0.50	0.2	0.99	0.98	0.96
	0.4	0.95	0.93	0.89
	0.6	0.92	0.87	0.82
	1.0	0.85	0.79	0.72

Fuente: Braja M., D. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

Tabla N° 15: Valores para el factor de forma I_f

Forma de la zapata	Ubicación	Valores de I_f (cm/m)			
		Cimentación flexible			Rígida
		Centro	Esquina	Medio	-
Rectangular	L/B = 2	153	77	130	120
	L/B = 5	210	105	183	170
	L/B = 10	254	127	225	210
Cuadrada		112	56	95	82
Circular		100	64	85	88

Fuente: Alva Hurtado, J. (2012). Diseño de cimentaciones

Según Braja (2012), en la mayoría de los casos de construcción, el subsuelo no es uniforme y las cargas soportadas por los distintos cimientos superficiales de una estructura pueden variar mucho. Por lo tanto, es razonable que espere diferentes niveles de asentamiento en diferentes partes de un edificio en particular. Según Burland y Worth (1970) como se citó en (Braja, 2012, p.283) resumió algunos parámetros relacionados al asentamiento diferencial y son:

α : Gradiente entre dos puntos sucesivos

β : Distorsión angular, $\beta = \Delta S_{T(ij)}/l_{ij}$, donde l_{ij} es la distancia entre i y j

ω : Inclinación ($^\circ$)

Δ/L : Relación de deflexión, donde Δ es la deflexión relativa

A continuación, se presentan algunos valores para el asentamiento admisible y criterios de falla basados en la distorsión angular (Ver Figura N°61 y N°62).

Tipo de Movimiento máximo	Factor limitativo	Asentamiento	
Asentamiento total	Drenaje	6-12 plg.	
	Acceso	12-24 plg.	
	Probabilidad de asentamiento no uniforme		
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 plg.	
	Estructuras reticulares	2-4 plg.	
	Chimeneas, silos, placas	3-12 plg.	
Inclinación o giro el ancho	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y	
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004 ℓ	
	Rodadura de camiones, etc.	0.01 ℓ	
	Almacenamiento de mercancías	0.01 ℓ	
	Funcionamiento de máquinas-telares de algodón	0.003 ℓ	
	Funcionamiento de máquinas-turbogeneradores	0.0002 ℓ	
	Carriles de grúas	0.003 ℓ	
	Drenaje de soleras	0.01-0.02 ℓ	
	Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005-0.001 ℓ
		Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001-0.002 ℓ
Fisuración de revocos (yeso)		0.001 ℓ	
Pórticos de concreto armado		0.0025-0.004 ℓ	
Pantallas de concreto armado		0.003 ℓ	
Pórticos metálicos continuos		0.002 ℓ	
Pórticos metálicos sencillos		0.005 ℓ	

Figura N°61: Valores para el asentamiento admisible (Sowers 1962)

Nota: l = distancia entre columnas contiguas con asentamientos distintos o entre dos puntos cualesquiera con asentamiento diferencial

Fuente: Alva Hurtado, J. (2012). Diseño de cimentaciones

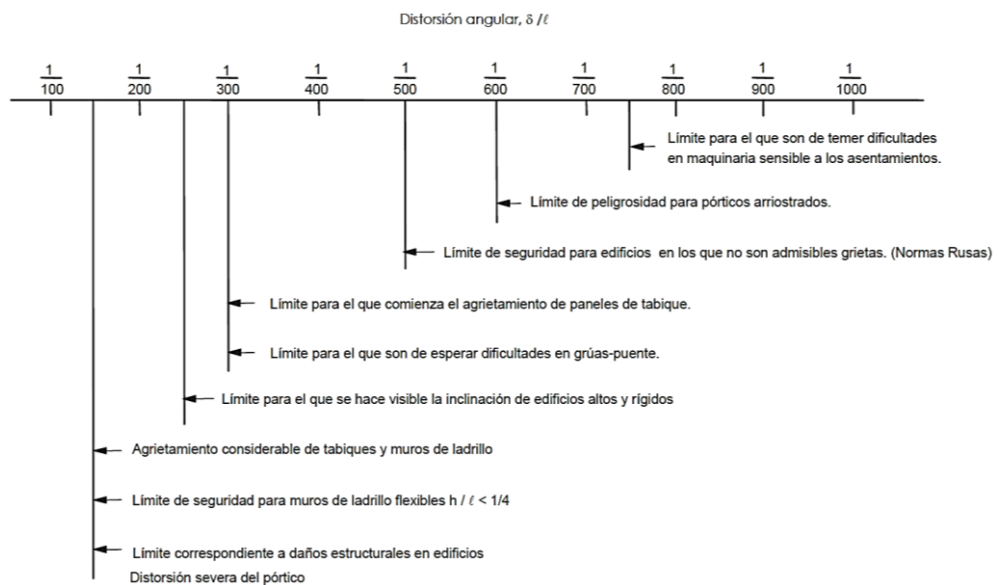


Figura N°62: Criterios de falla estructural basados en la distorsión angular crítica (Bjerrum 1963)

Fuente: Alva Hurtado, J. (2012). Diseño de cimentaciones

h) Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad o módulo de Young (E) es una propiedad de los materiales elásticos y se definen como una constante de proporcionalidad entre el esfuerzo ($\Delta\sigma$) y la deformación unitaria ($\Delta\varepsilon$):

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$$

Según Bowles (1982), la mayoría de los materiales de ingeniería exhiben esta conducta lineal en algún intervalo de esfuerzo. El acero exhibe una conducta lineal en un gran intervalo de esfuerzo. El concreto, el aluminio, el hierro, la madera, etc., son lineales en un intervalo muy limitado de esfuerzo (Ver Figura N°63). Cualquier esfuerzo produce deformación permanente δ_p y muy poca deformación elástica o recuperable δ_e (Ver Figura N°64).

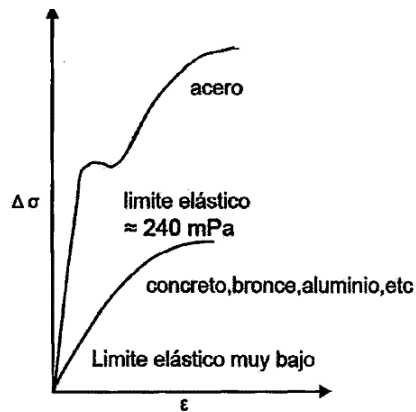


Figura N°63: Curvas típicas cualitativas esfuerzo deformación para materiales
Fuente: Bowles, J. (1982). Propiedades geofísicas de los suelos

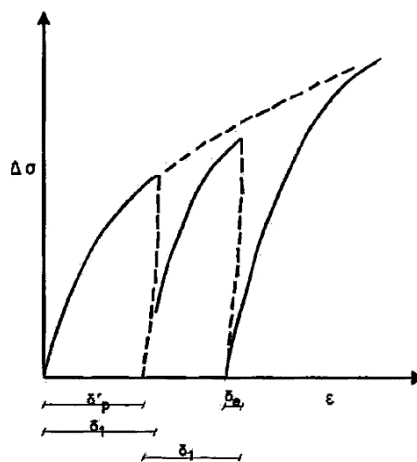


Figura N°64: Ensayo cíclico para un suelo

Fuente: Bowles, J. (1982). Propiedades geofísicas de los suelos

Según Bowles (1982), hay dos métodos usuales para calcular el módulo de esfuerzo deformación a partir de curvas no lineales de esfuerzo deformación:

- Módulo de tangente: Es un módulo basado en la pendiente de la línea tangente a la curva esfuerzo-deformación en un punto. El módulo tangente inicial se usa comúnmente (una tangente en el origen) debido a que la pendiente en el origen no está sujeta a factores del medio, tales como tipo de ensayo y presiones confinantes.

- Módulo secante: Es el módulo basado en la pendiente de una línea secante. Una línea secante corta a la curva de esfuerzo-deformación en dos puntos. Cuando se usa, los dos puntos por lo común son igualmente espaciados a partir del esfuerzo de trabajo.

Según Alva (2012), se tiene las siguientes fórmulas para estimar E_s y ciertos valores típicos para un tipo de suelo (Ver Tabla N°16).

Arenas: $E_s = 50 * (N + 15) \text{ ton} / \text{m}^2$

Arenas arcillosas: $E_s = 30 * (N + 5) \text{ ton} / \text{m}^2$

Arcillas susceptibles normalmente consolidadas: $E_s = q_u * (125 - 250) \text{ ton} / \text{m}^2$

Arcillas no susceptibles: $E_s = q_u * 500 \text{ ton} / \text{m}^2$

N: SPT

q_u : Compresión simple (ton / m^2)

Tabla N°16: Valores para el módulo elástico del suelo

Tipo de suelo		E_s (ton/m^2)
	muy blanda	30 - 300
Arcilla	blanda	200 - 400
	media	450 - 900
	dura	700 - 2000
	Arcilla arenosa	3000 - 4250
Suelos glaciares		1000 - 16000
Loess		1500 - 6000
Arena limosa		500 - 2000
Arena	suelta	1000 - 2500
	densa	5000 - 10000
Grava arenosa	suelta	5000 - 14000
	densa	8000 - 20000
Arcilla esquistosa		14000 - 140000
Limos		200 - 2000

Fuente: Alva Hurtado, J. (2012). Diseño de cimentaciones

i) Coeficiente de Poisson

Según Pérez (2018), el coeficiente de Poisson (μ) es un parámetro característico de cada material que indica la relación entre las deformaciones longitudinales que sufre el material en sentido perpendicular a la fuerza aplicada y las deformaciones longitudinales en dirección de la fuerza aplicada sobre el mismo. Así, si sobre un cuerpo se le aplica una fuerza de tracción en dirección X, se produce un alargamiento relativo ϵ_x en esa dirección Y un acortamiento relativo ϵ_y y ϵ_z en las dos direcciones transversales, definiéndose el coeficiente de Poisson como la siguiente expresión (Ver Figura N°65).

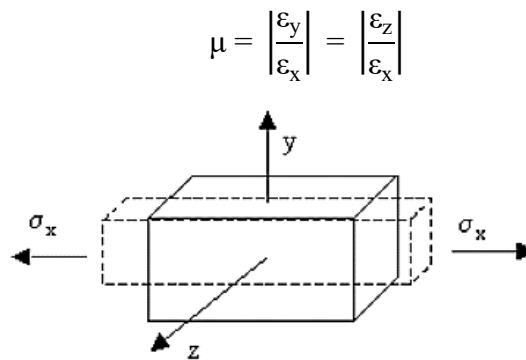


Figura N°65: Aplicación de un esfuerzo de tracción en dirección X

Fuente: Pérez González, A. (2018). Coeficiente de Poisson

El coeficiente de Poisson está comprendido entre 0 y 0.5, siendo su valor alrededor de 0.3 para gran parte de materiales, como el acero. Según Alva (2012), se tiene los siguientes valores típicos de acuerdo al tipo de suelo (Ver Tabla N°17).

Tabla N°17: Valores para el coeficiente de Poisson

Tipo de suelo		μ
Arcilla	saturada	0.40 - 0.50
	no saturada	0.10 - 0.30
	arenosa	0.20 - 0.30
Limo		0.30 - 0.35
	densa	0.20 - 0.40
Arena	de grano grueso	0.15
	de grano fino	0.25
Roca		0.10 - 0.40
Loess		0.10 - 0.30
Hielo		0.36
Concreto		0.15

Fuente: Alva Hurtado, J. (2012). Diseño de cimentaciones

j) Coeficiente de balasto

Según Peck *et al.* (1974) se le denomina también módulo de reacción de la subrasante (k) y está asociado a la rigidez del suelo. El valor real de k depende no solo de las características de esfuerzo-deformación del suelo, sino también de la forma complicada de la geometría y dimensión del área cargada, así como también de la magnitud y posición de las áreas cargadas adyacentes. El coeficiente de balasto se define como la presión de contacto al asentamiento debajo del área de cimentación. La siguiente fórmula indica esta relación, esto incluye la siguiente notación:

$$k = \frac{q}{S}$$

Donde:

k : Coeficiente de balasto (kg/cm^3)

q : Presión de contacto (kg/cm^2)

S : Asentamiento (cm)

Según Ibañez y Moreno (2021), Terzaghi, en la 1° Conferencia de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones (Harvard, 1936) enunció la importancia del bulbo de presiones y su relación con el cálculo de asientos. Recomendó tomar como profundidad significativa (PS) la que define la isobara de $0.2Q$ para zapatas cuadradas y circulares, siendo Q la carga transmitida por la zapata al terreno (Ver Figura N°66).

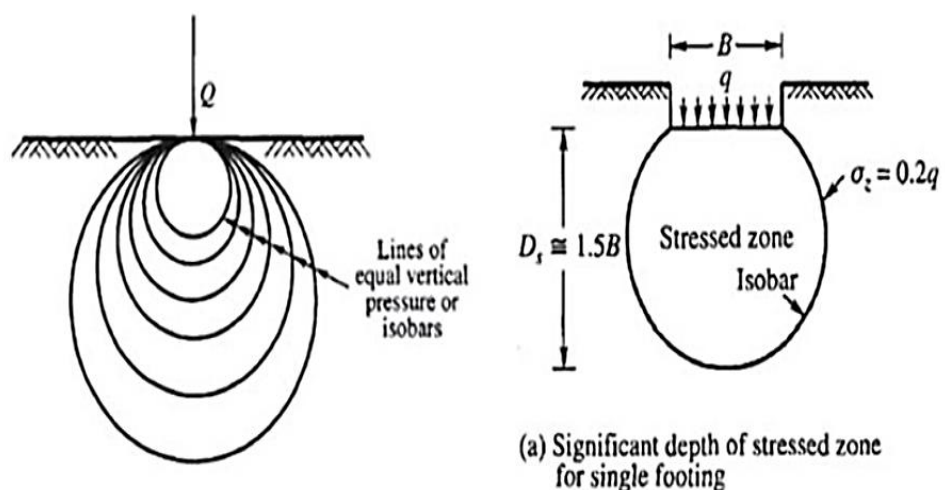


Figura N°66: Isobaras y bulbo de presiones estimado para zapatas cuadradas

Fuente: Ibañez Udaondo, I. y Moreno Banda, S. (2021). El módulo de balasto

El coeficiente de balasto K_s es un parámetro que se define como la relación entre la presión que actúa en un punto “p”, y el asiento que se produce “y”, es decir $K_s = p/y$. Este parámetro tiene dimensión de peso específico y aunque depende de las propiedades del terreno, no es una constante del mismo, ya que también depende de las dimensiones del área que carga contra el terreno (Ibañez y Moreno, 2021).

Según Agudelo (2015), para estimar el valor del coeficiente de balasto, existen dos maneras para poder realizarlo:

j.1) Mediante el ensayo de placa de carga

Es una placa circular que carga al terreno y de la placa salen unos comparadores que nos permiten medir el asiento que sufre el terreno al cargar la placa (Ver Figura N°67).



Figura N°67: Placa de carga circular

Fuente: Agudelo Zapata, J. (2015). Breve resumen del coeficiente de balasto

Según Agudelo (2015), el cociente de la carga entre el asiento nos proporciona el coeficiente de balasto asociado a las dimensiones de la placa. Existen varios tipos de placas, las cuadradas de 30x30cm o las circulares de 30, 60 o 76,2 cm de diámetro. Por tanto, el coeficiente viene generalmente representado por una K y el correspondiente subíndice que identifica a la placa con la que se realizó el ensayo. Lo usual es que los laboratorios proporcionen el coeficiente de balasto de la placa cuadrada de 30cm de lado, el K30. Existen muchos autores que han proporcionado varios valores del K30 para diferentes tipos de suelos.

A continuación, se presentan algunos valores típicos del K30 para diferentes tipos de suelos (Ver Tabla N°18 y N°19).

Tabla N° 18: Valores de K30 propuestos por Terzaghi

Tipo de suelo		K30 (Kp/cm ³)	Valores medios
Arena seca húmeda	Suelta	0.64 - 1.92	1.3
	Media	1.92 - 9.60	4.0
	Compacta	9.60 - 32.0	16.0
Arena sumergida	Suelta		0.8
	Media		2.50
	Compacta		10.0
Arcilla	qu = 1-2 kp/cm ²	1.6 - 3.2	2.5
	qu = 2-4 kp/cm ²	3.2 - 6.4	5.0
	qu > 4 kp/cm ²	> 6.4	10

Fuente: Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., y Oteo Mazo, C. (1989).
Curso aplicado de cimentaciones

Tabla N° 19: Valores de K30 propuestos por diversos autores

Tipo de suelo	K30 (kp/cm ³)
Arena fina de playa	1.0-1.5
Arena floja, seca o húmeda	1.0-3.0
Arena media, seca o húmeda	3.0-9.0
Arena compacta, seca o húmeda	9.0-20.0
Gravilla arenosa floja	4.0-8.0
Gravilla arenosa compacta	9.0-25.0
Grava arenosa floja	7.0-12.0
Grava arenosa compacta	12.0-30.0
Margas arcillosas	20.0-40.0
Rocas blandas o algo alteradas	30.0-500
Rocas sanas	800-30000

Fuente: Rodríguez *et al.* (1989). Curso aplicado de cimentaciones

Según Rodríguez *et al.* (1989), una cosa es tener el coeficiente de balasto de una placa cuadrada de 30cm de lado y otra muy distinto es tenerla para el tamaño real de la cimentación. A pesar que sea el mismo terreno, el valor debe ser corregido por las dimensiones de los cimientos. Para ello, fue Terzaghi (1955) quien propuso las siguientes formulaciones:

- Para una zapata cuadrada de lado B (m) el coeficiente de balasto será:

i) Para suelos cohesivos: $k = \frac{k_{30} \cdot 0.3}{B}$

ii) Para suelos arenosos: $k = k_{30} * \left(\frac{B+0.3}{2B}\right)^2$

iii) Para suelos de transición (entre arenas y arcillas):

$$k = \frac{\% \text{cohesivo}}{100} * k_{\text{cohesivo}} + \frac{\% \text{arenoso}}{100} * k_{\text{arenoso}}$$

Donde:

%cohesivo: Es el porcentaje del suelo que se puede suponer cohesivo

%arenoso: Es el porcentaje del suelo que se supone arenoso

%cohesivo + %arenoso = 100

- Para una losa rectangular de lados B (m) y L (m), donde $L > B$, se tiene:

$$k_{\text{rectangular}} = \frac{2}{3} * k_{\text{cuadrado}} * \left(1 + \frac{B}{2L}\right)$$

j.2) En función de otras características del terreno

Según Agudelo (2015), está basado en correlaciones del coeficiente de balasto con otros parámetros del terreno como pueden ser:

- En función del módulo de deformación:

i) Fórmula de Vogt: $k = 1.33 * \frac{E}{\sqrt[3]{L * B^2}}$

ii) Fórmula de Vesic: $k = \frac{E}{B * (1 - \nu^2)}$

iii) Fórmula de Klepikov: $k = \frac{E}{\omega * \sqrt{A} * (1 - \nu^2)}$

Donde:

A: Es el área de la cimentación

ω : un coeficiente de forma que viene dado por: $\omega = \frac{100}{4.03 * \frac{L}{B} + 109.05}$

iv) Fórmula de la Universidad de Buenos Aires: $k = \frac{E(L + 0.5 * B)}{L * B}$

- En función de la tensión admisible de la cimentación:

i) Fórmula de Bowles: $k \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 40 * FS * \sigma_{\text{adm}} (\text{kPa})$

Donde:

El factor de seguridad (FS) empleado para minorar la tensión o esfuerzo admisible está entre 2 y 3.

- En función del CBR:

Según Agudelo (2015), se puede usar la siguiente gráfica que relaciona el Ensayo de Relación de Soporte California (CBR) con el coeficiente de balasto de una placa de 30" de diámetro (Ver Figura N°68).

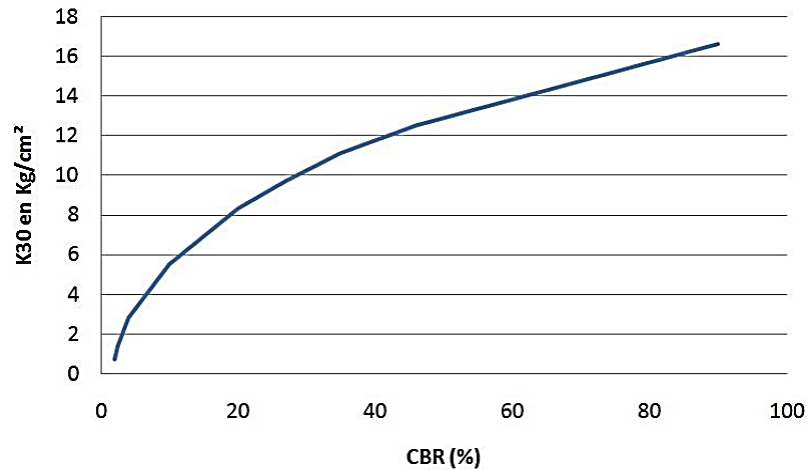


Figura N°68: Relación del CBR con el K30

Fuente: Agudelo Zapata, J. (2015). Breve resumen del coeficiente de balasto

- En función de la resistencia a compresión simple q_u (suelos cohesivos):

$$k\left(\frac{t}{m^3}\right) = \frac{100}{3} * q_u \left(\frac{t}{m^2}\right) * \frac{1}{B} \left(1 + \frac{B}{2L}\right)$$

- En función del ensayo SPT:

i) En suelos cohesivos: $k\left(\frac{t}{m^3}\right) = 40 * N * \frac{1}{B} \left(1 + \frac{B}{2L}\right)$

ii) En arenas secas: $k_{30}\left(\frac{kg}{cm^3}\right) = 10^{\frac{N+2}{34}}$

y por tanto para una cimentación de BxL:

$$k_{B,L}\left(\frac{kg}{cm^3}\right) = 10^{\frac{N+2}{34}} * \left(\frac{B+0.3}{2B}\right)^2$$

iii) En arenas sumergidas:

$$k_{30}\left(\frac{kg}{cm^3}\right) = 0.6 * 10^{\frac{N+2}{34}}$$

y por tanto para una cimentación de BxL:

$$k_{B,L}\left(\frac{kg}{cm^3}\right) = 0.6 * 10^{\frac{N+2}{34}} * \left(\frac{B+0.3}{2B}\right)^2$$

Todo lo anterior queda dicho para el coeficiente de balasto vertical, es decir, el aplicable a zapatas y losas (Agudelo, 2015).

2.3.5 Diseño estructural en cimentaciones superficiales

Harmsen (2002) afirma:

Se llama cimentación al elemento estructural que transmite las cargas de las columnas y muros al terreno. La resistencia del suelo es menor que la resistencia del concreto, por ello, la cimentación tiene mayor área que su respectiva columna o muro para así reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno.

El terreno debe trabajar bajo una carga tal que no se altere su estado de equilibrio, es decir que no se produzcan deformaciones o asentamientos perceptibles que rebotan en los diferentes elementos de la estructura, ocasionándole tensiones parásitas para las cuales no han sido diseñados. Si una columna o placa se asienta más o menos que otra adyacente, la diferencia genera esfuerzos que pueden producir daños en los elementos estructurales y no estructurales.

La carga de trabajo del terreno debe determinarse por medio de experiencias y sondajes a cargo de un especialista en Mecánica de Suelos. (p.317)

Consideraciones generales de diseño, según Harmsen (2002) el diseño de cimentación consta de una serie de pasos y son las siguientes:

- Determinación de la presión neta del suelo y las dimensiones de la zapata
- Cálculo de la respuesta amplificada del suelo
- Verificación del corte por flexión y punzonamiento
- Determinación del refuerzo por flexión o refuerzo longitudinal
- Verificación de la unión columna-zapata o muro-zapata

Seguidamente se detalla cada una de las etapas antes mencionadas para el diseño de zapatas aisladas según Harmsen (2002):

- a) Determinación de la presión neta del suelo y dimensionamiento de la zapata
El dimensionamiento previo de la zapata se realiza en base solo a las cargas de gravedad (permanentes y sobrecarga), tratando que la resistencia del suelo no sea sobrepasada.

Para determinar las dimensiones del cimiento se van a considerar las cargas transmitidas por la columna, el peso propio de la zapata, el peso del suelo sobre ella y la sobrecarga del terreno (Ver Figura N°69). En lugar de considerar estas tres últimas, se define la capacidad portante neta del suelo, la cual viene a ser la capacidad del terreno reducida por efecto de esas 3 últimas cargas mencionadas anteriormente. La capacidad portante neta es:

$$q_{sn} = q_s - \gamma_t h_t - \gamma_c h_c - S/C$$

Donde:

q_{sn} : Capacidad portante neta (N/m^2)

q_s : Carga admisible del terreno (N/m^2)

γ_t : Peso específico del suelo (N/m^3)

h_t : Altura del suelo sobre la zapata (m)

γ_c : Peso específico del concreto (N/m^3)

h_c : Altura de la cimentación, estimada en función de la longitud de anclaje del refuerzo de la columna y del recubrimiento necesario (m)

S/C: Sobrecarga del terreno (N/m^2)

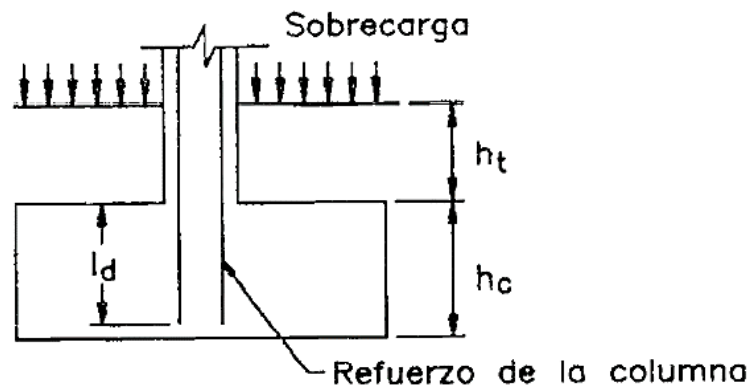


Figura N°69: Parámetros para calcular la capacidad portante neta del terreno

Fuente: Harmsen, T. (2002). Diseño de estructuras de concreto armado

De este modo, el área de la zapata es:

$$A = \frac{\text{Carga externa vertical sin amplificar}}{q_{sn}}$$

Donde:

A: Área de la cimentación (m^2)

Q: Carga externa vertical sin amplificar (N)

Según Harmsen (2002), sabiendo el área se hallan las dimensiones de la cimentación rectangular, circular, cuadrada, etc. Y se constata la presión en el suelo, haciendo uso de criterios sobre la presión del suelo. Se toma en cuenta los momentos flectores que pasan a través de la columna o placa. Se comprueba solo las cargas de gravedad. Si los esfuerzos son mayores a la resistencia del suelo, entonces es necesario aumentar las dimensiones del elemento.

Por otra parte, se pueden usar zapatas excéntricas de tal forma que la resultante de la reacción se mantenga con el alineamiento de la columna y la reacción del suelo sea parejo. Si las cargas externas tienen en cuenta los efectos del sismo, se ejecuta una segunda comprobación. Para este tipo de cargas, que actúan por poco tiempo, la capacidad portante del suelo aumenta. Por tanto, se toma en cuenta para esta constatación, que la capacidad neta del suelo es:

$$q_{sn} = 1.33q_s - \gamma_t h_t - \gamma_c h_c - S/C$$

Reacción amplificada del suelo

La reacción amplificada del suelo se usa para determinar los esfuerzos en la cimentación y para el cálculo del refuerzo. La reacción del suelo, sin amplificar, está conformada por el peso de la zapata, el peso del suelo, las fuerzas ejercidas sobre el suelo (s/c, peso del falso piso, etc.) y las fuerzas que vienen de la columna o placa. Las tres primeras son causadas por fuerzas uniformemente distribuidas sobre la cimentación y la última por una fuerza puntual o concentrada. Por tanto, las primeras no provocan esfuerzos de flexión y corte en la estructura, dado que la acción se contrapone a la reacción, entretanto la última sí.

Las fuerzas que vienen de la columna o placa son mayoradas y con eso se calcula la reacción mayorada del suelo. Exactamente, la determinación de los esfuerzos en la cimentación se debe realizar con la distribución de la reacción que tenga el suelo. En consecuencia, por facilidad, se considera que la presión del suelo es igual y uniforme al máximo esfuerzo que manifiesta el suelo. Esta hipótesis es conservadora y facilita el cálculo en suelos granulares.

b) Verificación por corte

Para el diseño por corte, las cimentaciones se pueden estudiar como vigas chatas y anchas o como losas con comportamiento en dos direcciones. El primer caso se denomina corte por flexión y el otro corte por punzonamiento. El corte por flexión está relacionado al comportamiento unidireccional de la cimentación mientras que el corte por punzonamiento se relaciona con el comportamiento de la losa en dos direcciones. Por lo general, no se coloca refuerzo por corte en cimentaciones si no se verifica que el concreto solo soporte los esfuerzos. En caso de ser necesario se incrementa el peralte de la zapata (Ver Figura N°70 y N°71).

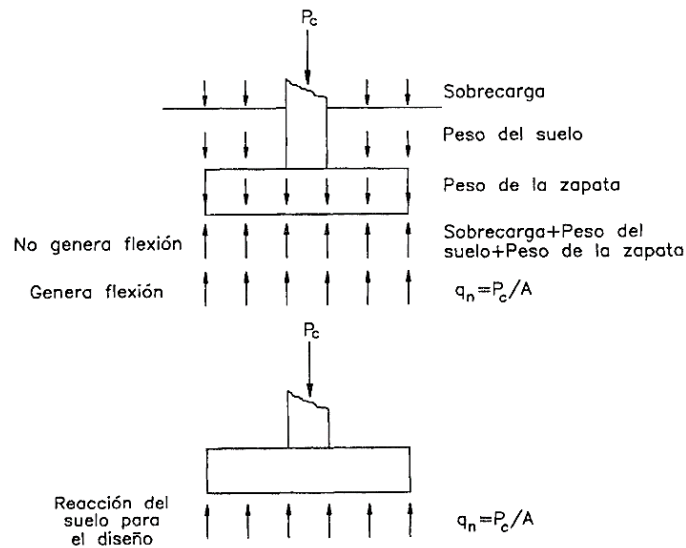


Figura N°70: Reacción del suelo frente a las fuerzas aplicadas

Fuente: Harmsen, T. (2002). Diseño de estructuras de concreto armado

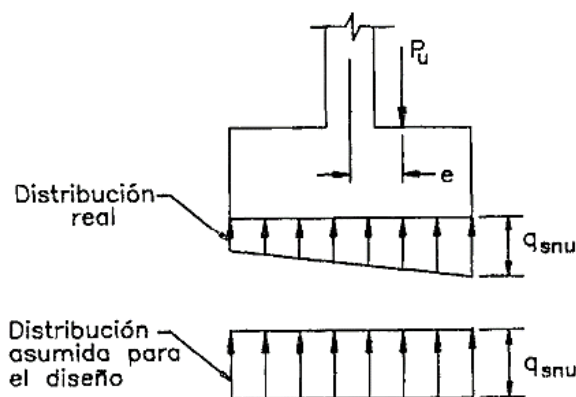


Figura N°71: Reacción del suelo considerada para el diseño

Fuente: Harmsen, T. (2002). Diseño de estructuras de concreto armado

- Corte por flexión

La resistencia del concreto al corte por flexión es:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b_w * d$$

Donde:

V_c : Resistencia al corte del concreto (kg/cm^2)

f_c : Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm^2)

b_w : Ancho de la sección analizada (m)

d : Peralte efectivo de la cimentación (m), usualmente $h-10\text{cm}$.

Según Harmsen (2002), la posición de la zona crítica, depende de la naturaleza de la cimentación. Si es una columna, placa, muro solidario de la zapata, se ubicará a una distancia “ d ” de su cara. Para columnas con planchas de base de acero, se ubicará a “ d ” de la sección media entre la cara de la columna y el borde de la plancha. Si es una columna, muro o un elemento no solidario con la cimentación, la sección crítica se ubicará a “ d ” de la sección entre el eje del muro y su cara. La fuerza cortante aplicada (V_u) será igual a la resultante de la reacción amplificada del suelo que actúa fuera de la sección crítica. Si la columna tiene forma circular o poligonal, es posible definir una sección cuadrada de igual área, para ubicar las secciones críticas (Ver Figura N°72).

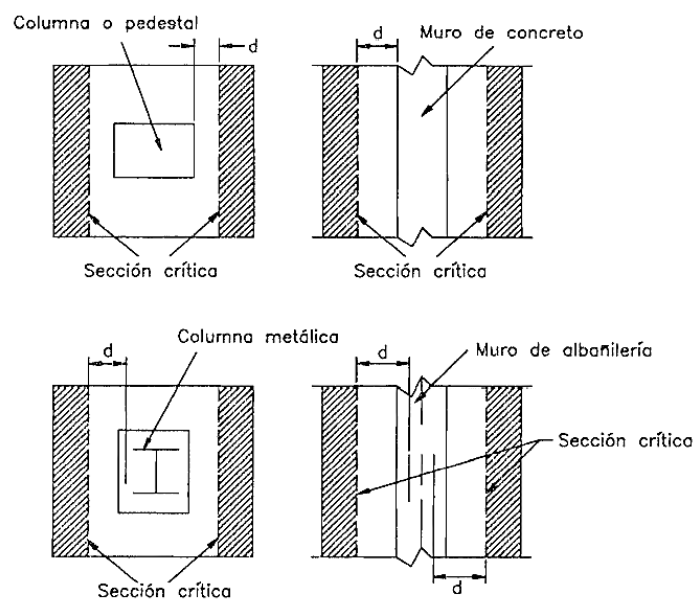


Figura N°72: Zona crítica para el diseño del corte por flexión

Fuente: Harmsen, T. (2002). Diseño de estructuras de concreto armado

c) Verificación por punzonamiento

La resistencia del concreto al corte por punzonamiento es igual a la menor determinada a través de las siguientes expresiones:

$$V_c \leq 0.27 * \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) * \sqrt{f'_c} * b_0 * d$$

$$V_c \leq 0.27 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_0} + 2 \right) * \sqrt{f'_c} * b_0 * d$$

$$V_c \leq 1.1 * \sqrt{f'_c} * b_0 * d$$

Donde:

β_c : Cociente de la dimensión mayor de la columna entre la dimensión menor

b_0 : Perímetro de la sección crítica (m)

α_s : Parámetro igual a 40 para columnas interiores, 30 para las laterales y 20 para las esquinas. Se considera interiores aquellas en que la sección crítica de punzonamiento tiene 4 lados, laterales las que tienen 3 lados y esquinas las que tienen 2 lados respectivamente

Según Harmsen (2002), la sección crítica en este caso, está definida por cuatro rectas paralelas a los lados de la columna, ubicadas a $d/2$ de la cara. Si existe plancha base, se ubicará a $d/2$ de la sección central entre la cara de la columna y el borde de la plancha. Si la columna es de albañilería o no contribuyente a la cimentación, la sección crítica se ubicará a $d/2$ de la línea media entre el eje y el borde de la columna. El corte aplicado (V_u) será la resultante de la presión amplificada del suelo aplicada en la zona achurada (Ver Figura N°73).

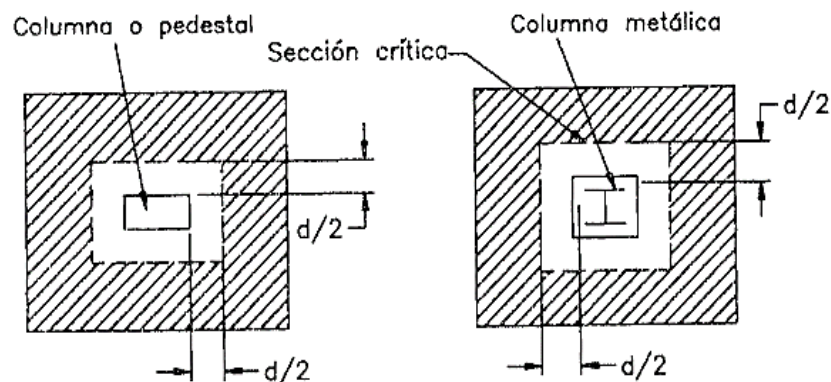


Figura N°73: Sección crítica para el diseño del corte por punzonamiento

Fuente: Harmsen, T. (2002). Diseño de estructuras de concreto armado

d) Refuerzo longitudinal por flexión

La cimentación funciona como una losa sometida a flexión en dos direcciones. El diseño del refuerzo se efectúa considerando la flexión en cada dirección independientemente, analizando la zapata como un volado. La sección crítica para el diseño por flexión se ubica en la cara de la columna (Ver Figura N°74).

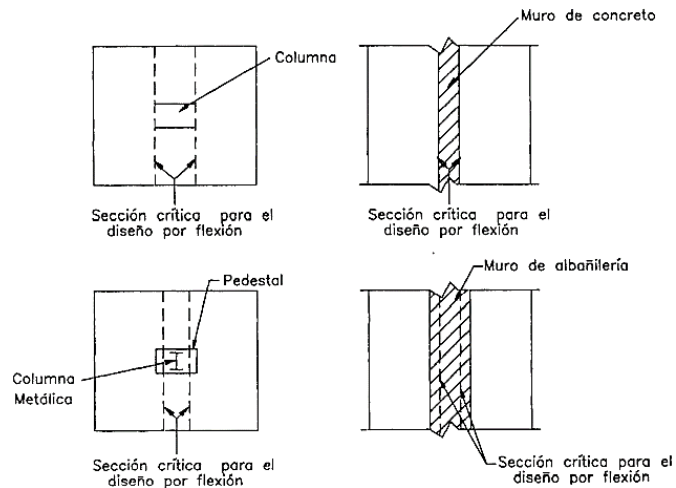


Figura N°74: Sección crítica para el diseño del refuerzo por flexión

Fuente: Harmsen, T. (2002). Diseño de estructuras de concreto armado

Según Harmsen (2002), el refuerzo longitudinal debe distribuirse uniformemente a todo lo largo de la cimentación. En el caso de zapatas rectangulares, el refuerzo paralelo a la dirección mayor debe ser uniforme. Sin embargo, el perpendicular a este debe concentrarse debajo de la columna, en una franja de ancho igual a la menor dimensión de la zapata. La fracción del refuerzo que se ubica en esta región de acuerdo a la siguiente expresión es:

$$\frac{\text{Refuerzo debajo de la columna}}{\text{Refuerzo total}} = \frac{2}{\beta+1}$$

Donde:

β : Cociente del lado mayor de la zapata entre el lado menor

El acero restante se distribuye en el resto de la cimentación, pero cuidando que no sea menor que el refuerzo mínimo. El código indica que se debe tomar el correspondiente a losas, es decir:

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * b * h$$

Donde:

b, h: Son las dimensiones de la cimentación (m)

El refuerzo longitudinal debe anclarse siguiendo los criterios presentados para el desarrollo del acero negativo (l_d). Si el volado de la zapata es mayor que l_d , las barras podrán colocarse rectas. Si lo anterior no se cumple y la longitud del volado es mayor que la longitud de anclaje del gancho estándar, entonces el refuerzo podrá terminarse en gancho. En caso que el volado sea menor que l_{dh} , se deberá desarrollar hacia arriba la longitud de anclaje (Ver Figura N°75).

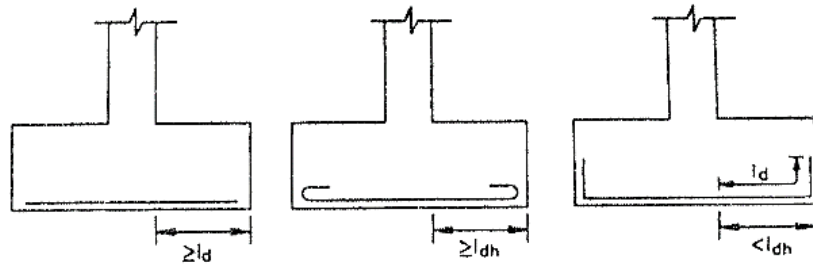


Figura N°75: Tipos de anclaje del refuerzo longitudinal en cimientos
Fuente: Harmsen, T. (2002). Diseño de estructuras de concreto armado

e) Normativas peruanas

e.1) Según el MVCS, Norma técnica E.020 Cargas (2006):

- Carga muerta: Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo. Esto se realiza a partir de un metrado de cargas muertas.

- Carga viva: Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación. Esto se realiza a partir de un metrado de cargas vivas.

- Carga viva del techo: Se diseñan los techos tomando en cuenta las cargas vivas, las de sismo, viento y otras prescritas a continuación:

i) Para los techos con una inclinación hasta de 3° con respecto a la horizontal, 1.0 KPa (100 kgf/m²).

ii) Cuando se trate de malecones o terrazas, se aplicará la carga viva correspondiente a su uso particular.

iii) Cuando los techos tengan jardines, la carga viva mínima de diseño de las porciones con jardín será de 1.0 KPa (100 kg/cm²). Excepto cuando los jardines

puedan ser de uso común o público, en cuyo caso la sobrecarga de diseño será de 4.0 KPa (400 kgf/m²).

iv) El peso de los materiales de jardín será considerado como carga muerta y se hará este cómputo sobre la base de tierra saturada.

v) Las zonas adyacentes a las porciones con jardín serán consideradas como áreas de asamblea, a no ser que haya disposiciones específicas permanentes que impidan su uso.

- Barandas y parapetos: Se diseñan las barandas y parapetos tomando en cuenta las cargas vivas, las de sismo, viento y otros prescritas a continuación:

i) Las barandas y parapetos serán diseñados para las fuerzas indicadas en la norma técnica E.030 de diseño sismorresistente, las cargas de viento cuando sean aplicables y las que se indican a continuación.

ii) Las barandas y parapetos serán diseñados para resistir la aplicación simultánea o no de las fuerzas indicadas a continuación (Ver Tabla N°20), ambas aplicadas en su parte superior, tomándose la combinación más desfavorable. En ningún caso, la fuerza horizontal y la fuerza vertical total, serán menores de 1.0 KN (100 kgf).

Tabla N°20: Carga distribuida para barandas y parapetos

Barandas y parapetos	Carga horizontal kN/m (kgf/m)	Carga vertical kN/m (kgf/m)
Pozos para escaleras, balcones y techos en general	0.60 (60)	0.60 (60)
Viviendas unifamiliares	0.30 (30)	0.30 (30)
Balcones de teatros y lugares de asamblea	0.75 (75)	1.50(150)

Fuente: MVCS (2006). NTE E.020 Cargas

iii) Cuando las barandas y parapetos soporten equipos o instalaciones se tomarán en cuenta las cargas adicionales que estos impongan.

- Columnas en zonas de estacionamiento

i) A no ser que se les proteja de manera especial, las columnas en las zonas de estacionamiento o que estén expuestas a impactos de vehículos en movimiento, serán diseñadas para resistir una carga lateral mínima debida al impacto de 15.0 KN (1500 kgf), aplicada por lo menos a 0.60m encima de la pista.

- Distribución de cargas horizontales en columnas, pórticos y muros

i) Se supondrá que las cargas horizontales sobre la estructura son distribuidas a columnas, pórticos y muros por los sistemas de pisos y techo que actúan como diafragmas horizontales. La proporción de la carga horizontal total que resistirá cualquier columna, pórtico o muro se determinará sobre la base de su rigidez relativa, considerando la excentricidad natural y accidental de la carga aplicada.

e.2) Según el MVCS, Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente (2019):

- Zonificación (Z): A cada zona se asigna un factor Z, este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

- Parámetros de sitio (S , T_P y T_L): Se considera el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los periodos T_P y T_L .

- Factor de amplificación sísmica (C): De acuerdo a las características de sitio, este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

- Según la categoría de la edificación (edificaciones esenciales, importantes, comunes y temporales) se define el factor de uso (U).

- Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_0): Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se toma el menor coeficiente R_0 que corresponda.

- Factores de irregularidad (I_a , I_p): Si se obtuvieran valores distintos de los factores I_a o I_p para las dos direcciones de análisis, se toma para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones. Según sea la categoría

de la edificación y la zona donde se ubique, la edificación se proyecta respetando las restricciones a la irregularidad.

- El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R , se determina como el producto del coeficiente R_0 y de los factores I_a e I_p obtenidos.

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

- Modelo de análisis: Se desarrolla el modelo matemático de la estructura. Para concreto armado y albañilería considerar las propiedades de las secciones brutas ignorando la fisuración y el refuerzo.

- Estimación del peso (P): Se determina el peso para el cálculo de la fuerza sísmica adicionando a la carga permanente total un porcentaje de la carga viva que depende del uso y la categoría de la edificación.

- Cálculo de la fuerza cortante en la base para cada dirección de análisis:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

- Se definen los procedimientos de análisis considerados en esta norma, que son análisis estático y análisis dinámico modal espectral.

- Se determinan los desplazamientos laterales

- Verificar que la distorsión máxima de entrepiso que se obtiene en la estructura con los desplazamientos calculados en el paso anterior sea menor que lo indicado en la norma E.030 de diseño sismorresistente. De no cumplirse se revisa la estructuración y se repite el análisis hasta cumplir con el requerimiento.

e.3) Según el MVCS, Norma técnica E.050 Suelos y cimentaciones (2018):

- Obligatoriedad de los estudios

i) Todo proyecto de edificación debe contar con EMS o ITS según sea el caso.

ii) Cuando el profesional responsable lo considere necesario, debe incluir cualquier otra información de carácter técnico, relacionada con el EMS, que pueda afectar la capacidad portante, deformabilidad y/o estabilidad del terreno.

- Profundidad “p” mínima a alcanzar en cada punto de exploración

i) Cimentación superficial

Edificación sin sótano $p = D_f + z$ y Edificación con sótano $p = h + D_f + z$

Donde:

D_f = En una edificación con sótano, es la distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y el fondo de cimentación.

h = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y la superficie del terreno natural.

$z = 1.5B$, siendo B el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

- Cimentaciones superficiales

i) Son aquellas en las cuales la relación profundidad/ancho (D_f/B) es menor o igual a 5, siendo D_f la profundidad de cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

- Rellenos

i) Los rellenos por su origen pueden ser naturales si son formados por la naturaleza y artificiales si son formados por la acción del hombre.

ii) Los rellenos controlados son aquellos que se construyen con material seleccionado, tienen las mismas condiciones de apoyo que las cimentaciones superficiales. Los métodos en su conformación, compactación y control, dependen principalmente de las propiedades físicas del material. Las cimentaciones pueden apoyarse sobre este tipo de relleno controlado o de ingeniería.

iii) El material seleccionado con el que se construye el relleno controlado es compactado de la siguiente manera:

iii.1) Si tiene más de 12% de finos, se compacta a una densidad mayor o igual del 90% de la máxima densidad seca del método de ensayo próctor modificado NTP 339.141, en todo su espesor.

iii.2) En los rellenos controlados o de ingeniería es obligatorio realizar controles de compactación en cada una de las capas, a razón de, un control por cada 250 m² o fracción, con un mínimo de tres controles por capa. En áreas pequeñas (igual o menores a 25m²) un ensayo como mínimo. En cualquier caso, el espesor máximo a controlar es de 0.30m.

- Profundidad de cimentación

La profundidad de cimentación de zapatas y cimientos corridos, es la distancia desde el nivel de la superficie del terreno a la base de la cimentación, excepto en el caso de edificaciones con sótano, en que la profundidad de cimentación está referida al nivel de piso terminado del sótano más profundo. La profundidad de cimentación es definida por el profesional responsable y está condicionada por la estratigrafía del suelo, a cambios de volumen por humedecimiento-secado, hielo-deshielo o condiciones particulares de uso de la estructura, no siendo menor de 0.80m en cualquier tipo de cimentación de elementos portantes o no portantes no arriostrados lateralmente. Si para un estructural se plantean varias profundidades de cimentación, deben determinar la carga admisible y el asentamiento diferencial para cada caso. Deben evitarse la interacción entre las zonas de influencia de los cimientos adyacentes, de lo contrario es necesario tenerla en cuenta en el dimensionamiento de los nuevos cimientos.

e.4) Según el MVCS, Norma técnica E.060 Concreto armado (2009):

- Dentro del capítulo 15 – zapatas

- i) Las zapatas deben diseñarse para resistir las cargas amplificadas (diseño por resistencia) y las reacciones inducidas.
- ii) El área de la base de la zapata debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no amplificadas (en servicio) transmitidos al suelo a través de la zapata. El área de la zapata debe determinarse a partir de la resistencia admisible del suelo, establecida en el EMS.
- iii) En el cálculo de las presiones de contacto entre las zapatas y el suelo no se deberán considerar las tracciones.
- iv) Se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de carga en los que intervengan cargas temporales, tales como sismo o viento.
- v) Para determinar los esfuerzos en el suelo, las acciones sísmicas podrán reducirse al 80% de los valores provenientes del análisis, ya que las sollicitaciones sísmicas especificadas en la norma técnica E.030 de diseño sismorresistente están especificadas al nivel de resistencia de la estructura.

vi) En terrenos de baja capacidad portante, deberá analizarse la necesidad de conectar las zapatas mediante vigas, evaluándose en el diseño el comportamiento de estas de acuerdo a su rigidez y la del conjunto suelo-cimentación.

- Zapatas que soportan columnas de forma circular o de polígono regular

i) Para la localización de secciones críticas para momentos cortantes y longitud de desarrollo del refuerzo en las zapatas, se permite considerar las columnas o pedestales de concreto de forma circular o de polígono regular como elementos cuadrados con la misma área.

- Momentos flectores en zapatas

i) El momento flector en cualquier sección de una zapata debe determinarse pasando un plano vertical a través de la zapata y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.

ii) Para una zapata aislada el momento máximo amplificado M_u , debe calcularse en las secciones críticas localizadas:

ii.1) Para zapatas que soporten una columna o muro de concreto, en la cara de la columna o muro.

ii.2) En zapatas armadas en una dirección Y en zapatas cuadradas armadas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.

ii.3) En zapatas rectangulares armadas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse, en la dirección larga uniformemente en el ancho total de la zapata.

ii.4) Para el refuerzo en la dirección corta, una porción del refuerzo total, $Y_s A_s$ debe distribuirse en forma uniforme sobre una franja (centrada con respecto al eje de la columna) cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata. El resto del refuerzo requerido en la dirección corta $(1-Y_s)A_s$, debe distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja central de la zapata.

$$Y_s = \frac{2}{\beta+1}$$

Donde: β es la relación del lado largo al lado corto de la zapata.

- Fuerza cortante en zapatas

i) La ubicación de la sección crítica para cortante debe medirse desde la cara de la columna o muro.

- Desarrollo del refuerzo en zapatas

i) La tracción o compresión calculadas en el refuerzo en cada sección debe desarrollarse a cada lado de dicha sección ya sea mediante una longitud embebida, ganchos (solo en tracción) o dispositivos mecánicos, o bien mediante una combinación de los mismos.

ii) Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo deben suponerse en los mismos planos para el momento máximo amplificado y en todos los demás planos verticales en los cuales se presentan cambios de sección o de refuerzo.

- Peralte mínimo de las zapatas

i) La altura de las zapatas, medida sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 300mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 400mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes. El peralte de las zapatas deberá ser compatible con los requerimientos de anclaje de las armaduras de las columnas, pedestales y muros que se apoyen en las zapatas.

- Transmisión de fuerzas en la base de columnas, muros o pedestales

i) Las fuerzas y los momentos en la base de la columna, muros o pedestales deben transmitirse a la zapata a través del concreto por aplastamiento y mediante refuerzo longitudinal que ancla en la zapata.

ii) El esfuerzo de aplastamiento en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el elemento apoyado, no debe exceder la resistencia al aplastamiento del concreto para ninguna de las superficies.

iii) El refuerzo, los pasadores (dowels) o los conectores mecánicos entre elementos apoyados y de apoyo deben ser adecuados para transmitir:

iii.1) Las fuerzas de compresión que excedan de la resistencia al aplastamiento del concreto de cualquiera de los elementos.

iii.2) Las fuerzas de tracción calculadas a través de la interfase.

iv) Las fuerzas laterales deben transmitirse a la zapata de acuerdo con las disposiciones de cortante por fricción o mediante otros medios apropiados.

v) En estructuras construidas en obra, debe proporcionarse el refuerzo requerido, ya sea prolongando las barras longitudinales dentro de las zapatas o mediante pasadores (dowels).

vi) Para columnas y pedestales construidos en obra, el área del refuerzo a través de la junta no debe ser menor de $0.005 A_g$, donde A_g es el área bruta del elemento soportado.

vii) Para muros construidos en obra, la cuantía del refuerzo a través de la interfase (junta) no debe ser menor que 0.0015.

- Cimentaciones

i) El refuerzo longitudinal de las columnas y muros estructurales que resistan las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos debe extenderse dentro de la zapata, losa de cimentación o cabezal de pilotes, y debe estar anclado para desarrollar totalmente la tracción en la interfase.

ii) Las columnas que sean diseñadas suponiendo condiciones de empotramiento en la cimentación, debe cumplir con lo indicado anteriormente, y si se requiere de ganchos, el refuerzo longitudinal que resiste la flexión debe tener ganchos de 90° cerca del fondo de cimentación, con el extremo libre de las barras orientado hacia el centro de la columna.

iii) En las columnas o elementos de borde de los muros estructurales que tengan un borde que diste al borde de la zapata una longitud igual o menor que la mitad del peralte de la zapata, el refuerzo transversal debe extenderse dentro de la zapata una distancia que no sea inferior al menor valor entre la profundidad de la zapata, o la longitud de desarrollo en tracción del refuerzo longitudinal.

- En correlación con la norma técnica E.030 Diseño sismorresistente (2019)

i) Se asumen hipótesis de apoyos para la estructura según las características del terreno y la determinación de la presión que actúa sobre el mismo, para la verificación por esfuerzo admisibles se logra multiplicando la fuerza obtenida del análisis sísmico por 0.8, por otro lado, el factor de seguridad para el momento de volteo es mayor o igual que 1.20 y, además, para suelos de baja capacidad portante menores a (0.15 MPa) se provee vigas de cimentación en ambas direcciones.

2.3.6 Casos aplicativos

Chorres (2017) realizó una investigación sobre el “Uso de geotextiles para la mejora del suelo de las cimentaciones superficiales en suelos arenosos Asentamiento Humano Pachacútec Distrito de Ventanilla – 2017” para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad César Vallejo, Lima. Su principal objetivo fue mejorar con el uso de geotextiles el suelo de las cimentaciones superficiales en suelos arenosos en el Asentamiento Humano Pachacútec, Distrito de Ventanilla.

Esta investigación tuvo como principal resultado que el utilizar un refuerzo de geosintéticos logra una reducción del espesor de estrato de apoyo de cimentación e incrementa la capacidad portante del suelo debido al aporte de tensión del geotextil. También, tuvo como principal resultado que la capa de refuerzo con geotextil aumentó el CBR en 4%, mejorando la calidad del suelo y asegurando que la capa puede recibir más carga sin fallar dentro del rango calculado. Esta investigación es de caso aplicativo experimental en laboratorio utilizando el geotextil como mejoramiento de suelos.

Vilcas (2018) realizó una investigación sobre un “Planteamiento del mejoramiento del suelo empleando relleno fluido para la construcción de los edificios multifamiliares en la obra Casa Club Recrea Los Nogales, distrito de El Agustino, Lima” para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional Federico Villarreal, Lima. Su principal objetivo fue proponer la mejora del suelo utilizando relleno fluido como apoyo de cimentación para viviendas de edificios multifamiliares del proyecto Casa Club Recrea Los Nogales.

Esta investigación tuvo como principal resultado una mejora en el rendimiento del personal obrero, así como la optimización del vaceado utilizando el relleno fluido con la finalidad de minimizar las pérdidas y aumentar la productividad. También, tuvo como principal resultado que el uso del relleno fluido en comparación al de un relleno granular fue una mejor solución de mejoramiento de suelos. Este proyecto está en construcción y se está utilizando el relleno fluido como apoyo de cimentación para un mejoramiento de suelos.

2.4 Definición de términos básicos

- a) Mejoramiento de suelos: Consiste en mejorar o reforzar las propiedades resistentes del suelo.
- b) Geotextil: Tejido permeable y flexible compuesto principalmente por fibras sintéticas de polipropileno y poliéster.
- c) Relleno fluido: Es un material cementicio autocompactante de baja resistencia con una consistencia líquida.
- d) Sistemas estructurales: Son el conjunto de elementos resistentes que sostienen y transfieren las cargas de una estructura a la cimentación.
- e) Sistema de muros estructurales: Es un tipo de sistema estructural en el cual los principales elementos resistentes ante sismos son los muros estructurales.
- f) Cimentaciones superficiales: Son el conjunto de elementos estructurales de baja profundidad de cimentación que transmiten las cargas de una estructura al suelo.
- g) Zapata aislada: Es un tipo de cimentación superficial el cual soporta únicamente una columna.
- h) Capacidad de carga: Es la carga por unidad de área debajo de la cimentación que causa daños por corte o punzonamiento.
- i) Capacidad portante: Capacidad del suelo para soportar la carga que se le aplica.
- j) Factor de seguridad: Definido como la relación entre la capacidad de carga última y la capacidad de carga permisible.
- k) Profundidad de cimentación: Es también llamado profundidad de desplante y determina el nivel fondo de cimentación.

- l) Cimentaciones cargadas excéntricamente: Son cimentaciones las cuales tienen una carga aplicada el cual genera un momento respecto a una excentricidad.

- m) Esfuerzo admisible: Es el límite de tensión que se puede transmitir al suelo sin que la estructura sufra daños.

- n) Asentamiento: Es la deformación del suelo producto de las cargas transmitidas por la cimentación.

- o) Asentamiento máximo: Según norma peruana E.050 de suelos y cimentaciones para zapatas es 2.5cm

- p) Incremento de esfuerzo vertical: Es la fuerza a la cual está sometido el suelo a una cierta profundidad bajo la aplicación de cargas sobre un área de forma arbitraria.

- q) Módulo de elasticidad: Es un parámetro que caracteriza el comportamiento del material elástico en la dirección en la que se aplica la fuerza.

- r) Coeficiente de poisson: Es un parámetro de cada material que muestra la relación entre la deformación longitudinal en la dirección perpendicular y la deformación longitudinal según la dirección de la fuerza aplicada.

- s) Coeficiente de balasto: Es la magnitud asociada a la rigidez del suelo y se define como la relación entre el esfuerzo y el asentamiento.

- t) Diseño estructural en cimentaciones: Es determinar la cuantía o acero de refuerzo de acuerdo a los esfuerzos que actúan en la cimentación.

- u) Normas de estructuras: Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) comprende las normas técnicas peruanas desde la E.010 - E.0100.

CAPÍTULO III: SISTEMA DE HIPÓTESIS

3.1 Hipótesis

3.1.1 Hipótesis general

El análisis comparativo entre geotextil y relleno fluido determinará una evaluación técnica económica para una cimentación superficial de un edificio multifamiliar de 5 pisos en Surco.

3.1.2 Hipótesis específicas

- a) Las principales variables técnicas del mejoramiento de suelos con geotextil determinarán un 20% más en el esfuerzo máximo y un 20% menos en el área de mejoramiento; en cambio, en el mejoramiento de suelos con relleno fluido determinarán un 5% menos en el asentamiento máximo y un 5% menos en la profundidad de mejoramiento para una cimentación superficial.
- b) La valoración económica del mejoramiento de suelos con geotextil será un 10% más en costo; en cambio, en el mejoramiento de suelos con relleno fluido será un 25% menos en tiempo para una cimentación superficial.
- c) La técnica más conveniente será el uso del mejoramiento de suelos con geotextil para una cimentación superficial.

3.2 Variables

3.2.1 Definición conceptual de las variables

Muñoz (2015) afirma que la variable independiente “representa las condiciones controladas por el investigador con la finalidad de probar sus efectos sobre algún posible resultado” (p.158).

a) Variables independientes (X)

X1: Geotextil

X2: Relleno fluido

Muñoz (2015) afirma que la variable dependiente “refleja los resultados de una investigación que depende de lo que el investigador modifica o manipula” (p.158).

b) Variable dependiente (Y)

Y1: Cimentación superficial de un edificio multifamiliar de 5 pisos

Borja (2012) afirma que las variables intervinientes “son variables que no necesariamente están formulados en la hipótesis, pero que están presentes en el objeto de estudio y una variación en sus valores podrían afectar los resultados” (p.23).

c) Variables intervinientes (Z)

Z1: Modelo estructural

Z2: Análisis sísmico

Z3: Metrados

Z4: Presupuesto

Z5: Cronograma de ejecución en obra

Z6: Estudios de mecánica de suelos

3.2.2 Operacionalización de las variables

Ñaupas, Mejía, Novoa y Villagómez (2014) afirman que la matriz de operacionalización de variables “es una tabla que muestra el proceso de operacionalización en la que se puede apreciar la transformación de las variables” (p.127).

a) Matriz de operacionalización de variables (Ver Anexo N°1)

CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 Tipo y nivel

4.1.1 Tipo de investigación

Borja (2012) afirma que la investigación aplicada “busca conocer, actuar, construir y modificar una realidad problemática y está más interesada en la aplicación inmediata sobre una problemática antes que el desarrollo de un conocimiento de valor universal” (p.10).

La presente investigación fue de tipo aplicada ya que se basó en conceptos teóricos y científicos del uso de mejoramiento de suelos para cimentaciones superficiales aplicados a una realidad problemática que para la presente tesis fue la baja resistencia del suelo. Además, se contó con los estudios de mecánica de suelos en situ de manera que justificaba la necesidad de una mejora de suelos. Para esta investigación se decidió comparar 2 alternativas de mejoramiento de suelos con efectos en el diseño de una cimentación superficial. La primera, utilizando geotextil, y la segunda, utilizando relleno fluido, con el fin de compararlos técnica económicamente acorde con las exigencias de las normas técnicas peruanas.

4.1.2 Nivel de investigación

Hernández, Fernández y Baptista (2014) afirman que el enfoque cuantitativo “utiliza la recolección de datos para probar hipótesis con base en la medición numérica y el análisis estadístico, con el fin de establecer pautas de comportamiento y probar teorías” (p.4).

Hernández *et al.* (2014) afirman que el nivel descriptivo “busca especificar propiedades y características importantes de cualquier fenómeno que se analice describiendo tendencias de un grupo o población” (p.92.).

Hernández *et al.* (2014) afirman que el nivel correlacional “asocia variables mediante un patrón predecible para un grupo o población” (p.93).

La presente investigación tuvo un enfoque cuantitativo y un nivel descriptivo-correlacional ya que los datos y variables se desarrollaron con ligeras

modificaciones describiéndolos y correlacionándolos numéricamente mediante fórmulas, ecuaciones, modelos matemáticos, gráficos, costo y tiempo para así realizar un análisis comparativo entre geotextil y relleno fluido con efectos en el diseño de una cimentación superficial para un edificio multifamiliar de 5 pisos en Surco con el fin de compararlos técnica económicamente y elegir la técnica más conveniente.

4.2 Diseño de investigación

White y Sabarwal (2014) afirman que el diseño cuasi-experimental “implica la creación de un grupo de comparación y se utiliza más a menudo cuando no es posible asignar de manera aleatoria los individuos o grupos a los grupos de tratamiento y los grupos de control” (p.2).

La presente investigación fue cuasi-experimental con diseño transversal ya que se manipuló las variables independientes las cuales fueron el geotextil y el relleno fluido, y se midió la variable dependiente el cual fue la cimentación superficial. Además, se anexó un estudio de mecánica de suelos en situ que justificaba que el suelo del terreno necesitaba una mejora de suelos debido a su baja resistencia y fue por ello que se decidió comparar 2 alternativas de mejoramiento de suelos con efectos en el diseño de una cimentación superficial. La primera, utilizando geotextil, y la segunda, utilizando relleno fluido con el fin de compararlos técnica económicamente acorde con las exigencias de las normas técnicas peruanas.

4.3 Población y muestra

4.3.1 Población

González y Salazar (2008) afirman que la población es “el conjunto de datos de los cuales se ocupa un determinado estudio estadístico y está íntimamente ligado a lo que se pretende estudiar” (p.11).

La población seleccionada para la presente investigación fueron todos los edificios multifamiliares de 5 pisos en Surco que estaban fundados sobre un suelo de baja resistencia ($\leq 1.8 \text{ kg/cm}^2$) y que utilizaron un mejoramiento de suelos para una cimentación superficial.

4.3.2 Muestra

Muñoz (2015) afirma que la muestra “es el segmento de la población que se considera representativa de un universo y se selecciona para obtener información acerca de las variables objetos de estudio” (p.168).

La muestra seleccionada para la presente investigación fue el edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos en Surco fundado sobre un suelo de baja resistencia (SP-SM, arena mal graduada con limos) igual a 1.8kg/cm^2 utilizando geotextil y relleno fluido como mejoramiento de suelos para una cimentación superficial. El edificio multifamiliar Exclusive tiene un sótano y una azotea, también cuenta con un sistema de muros estructurales como sistema estructural y es de concreto armado con cimentaciones superficiales.

a) Tipo de muestreo

Behar (2008) afirma que la muestra no probabilística “es cuando la elección de los elementos no depende la probabilidad, sino con causas relacionadas con las características de la investigación o de quien hace la muestra” (p.52).

Muñoz (2015) afirma que la conveniencia es cuando “los elementos de la muestra se seleccionan con base en el hecho de que son fáciles y económicos para muestrear” (p.171).

El tipo de muestreo para la presente investigación fue no probabilístico por conveniencia ya que fue fácil y económico para muestrear. Además, se hizo uso del estudio de mecánica de suelos en el área de investigación para justificar la necesidad de un mejoramiento de suelos del edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos en Surco utilizando geotextil y relleno fluido.

4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

4.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos

Los tipos de técnicas de recolección de datos para la presente investigación fueron el análisis documental e internet, la observación directa (participante) e indirecta (no participante). Los instrumentos de recolección de datos para la presente investigación fueron los siguientes:

Instrumentos: Libros, tesis de pregrado nacional e internacional, tesis de maestría internacional, artículos científicos, revistas científicas, revista Capeco, revista Costos, documentos en red, expediente técnico del proyecto de investigación, manuales de modelo estructural, informes de reporte, norma técnica peruana de metrados, planilla de metrados, normas técnicas peruanas E.020, E.030, E.050, E.060, estudios de mecánica de suelos, calicatas, fichas técnicas, perfiles de suelos, fotografías, Etabs 2019 v19.1.0, Safe 2016 v16.0.2, Sap2000 v23.2.0, AutoCAD 2020 y Microsoft Excel 2016.

4.4.2 Criterios de validez y confiabilidad de los instrumentos

a) Validez

Los criterios de validez de los instrumentos para la presente investigación fueron las bases teóricas y científicas que sustentan la investigación, el expediente técnico del proyecto de investigación el cual comprendía con una memoria descriptiva y planos de la edificación, también los formatos del informe de los estudios de mecánica de suelos según la norma E.050 de suelos y cimentaciones, y otras normas tales como E.020, E.030 y E.060 vigentes en la actualidad, así como los softwares Sap2000 v23.2.0, Etabs 2019 v19.1.0, Safe 2016 v16.0.2 que son programas estructurales especializados para el análisis de mejoramiento de suelos, análisis sísmico estructural y diseño estructural de la cimentación respectivamente que fueron utilizados en la presente investigación.

b) Confiabilidad

Los criterios de confiabilidad de los instrumentos para la presente investigación fueron los artículos y estudios científicos realizados que sustentan la investigación, la memoria descriptiva y los planos del expediente técnico del proyecto de investigación elaborados por la empresa inmobiliaria SERVIMASTER 21 S.A.C., la cual cuenta con amplia experiencia en proyectos de construcción, también los estudios de mecánica de suelos el cual cuenta con los certificados de los instrumentos del laboratorio de suelos, así como la experiencia de los profesionales técnicos de laboratorio a cargo donde se ensayaron las muestras de suelo de las distintas calicatas que fueron

extraídas a diferentes profundidades y cuyos resultados están en las fichas técnicas aprobadas por las normas técnicas peruanas.

4.4.3 Procedimientos para la recolección de datos

- Procedimiento N°1:

Los procedimientos para la recolección de datos de la presente investigación fueron el expediente técnico del proyecto, el cual comprendía los estudios de mecánica de suelos, los planos de la edificación y memoria descriptiva. Además, se investigó libros de ingeniería de geotextiles, libros de ingeniería de geosintéticos, libros de geotextiles y rellenos fluidos aplicados en cimentaciones superficiales y tesis aplicadas al mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido, así como artículos y revistas científicas usando estas técnicas. Estas técnicas tuvieron como finalidad mejorar las principales variables geotécnicas en el diseño de una cimentación superficial luego de un mejoramiento de suelos tales como la capacidad de carga, esfuerzo máximo, asentamiento, coeficiente de balasto, área y profundidad de mejoramiento. Para ello, se aplicó metodologías de reforzamiento empleando dichas técnicas de mejoramiento de suelos modelándolos en Sap2000 v23.2.0 para su análisis e interpretación de resultados.

- Procedimiento N°2:

Luego, se hizo un modelo estructural del edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos a partir de los planos en AutoCAD 2020 con el software Etabs 2019 v19.1.0 para realizar su respectivo análisis sísmico y posteriormente, modelar la cimentación en el software Safe 2016 v16.0.2 con el fin de obtener las principales variables geotécnicas. Para ello, se usó manuales de modelamientos con el fin de obtener informes de reporte en dichos softwares teniendo como condiciones las normas técnicas peruanas E.020, E.030, E.050 y E.060.

- Procedimiento N°3:

Finalmente, se elaboró los metrados, presupuestos y cronogramas de obra teniendo en cuenta ambos tipos de mejoramiento de suelos considerando como base las planillas de metrados, la norma técnica peruana de metrados en edificaciones, revistas Costos y Capeco apoyados en el software Microsoft

Excel 2016; para así obtener las valoraciones económicas de cada tipo de mejoramiento de suelos y por último, compararlos técnica económicamente con el fin de elegir la técnica más conveniente para la presente investigación.

4.5 Técnicas para el procesamiento y análisis de la información

Las técnicas para el procesamiento y análisis de la información de la presente investigación fueron el uso de la metodología de diseño racional de Binquet y Lee, así como las distintas dosificaciones de mezcla de tipo MBRC, utilizando geotextil y relleno fluido respectivamente. Luego, se modeló el mejoramiento de suelos utilizando geotextil y relleno fluido en el programa de software Sap2000 v23.2.0 con el fin de obtener los bulbos de presiones en los mejoramientos y los estratos de suelos adyacentes. Asimismo, se analizó específicamente una cimentación superficial de zapata aislada para la columna más cargada del edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos modelando toda la estructura incluyendo el sótano y la azotea. Para ello, se usó el programa de software Etabs 2019 v19.1.0 en el modelamiento y análisis sísmico de la edificación, de manera que la reacción en el apoyo pueda modelarse y analizarse en el programa de software Safe v16.0.2 para el diseño estructural en concreto armado de la zapata aislada, teniendo en cuenta la capacidad de carga permisible luego de un mejoramiento de suelos y detallando posteriormente, el acero de refuerzo en la cimentación. Se tuvo en consideración tanto en el modelamiento como en el análisis las presentes normas técnicas peruanas E.020, E.030, E.050 y E.060.

Después, se analizaron los resultados que para la presente investigación fueron las capacidades de cargas, esfuerzos máximos, áreas, profundidades de mejoramiento y asentamientos acordes con las exigencias de las normas técnicas peruanas en un análisis de interacción suelo-mejoramiento a partir de la asignación de los esfuerzos máximos que transmiten las zapatas aisladas a los mejoramientos, según los diseños estructurales de las cimentaciones. También, se realizó la valoración económica para con geotextil y relleno fluido en base a un metrado, y consecuentemente, a un presupuesto de costos directos y un cronograma de ejecución en obra. Luego, se presentaron los resultados en forma de gráficos, figuras, cuadros y tablas resumen de las principales variables técnicas y valoraciones económicas para cada tipo de alternativa de mejoramiento de suelos.

Finalmente, se realizó el análisis comparativo técnico económico con el fin de elegir la técnica más conveniente para la presente investigación. También, se evaluaron la contrastación de las hipótesis inicialmente formuladas para luego realizar un análisis adicional presentando por último las conclusiones y recomendaciones de la presente investigación.

El esquema para el procesamiento y análisis de la información de la presente investigación fue el siguiente (Ver Figura N°76):

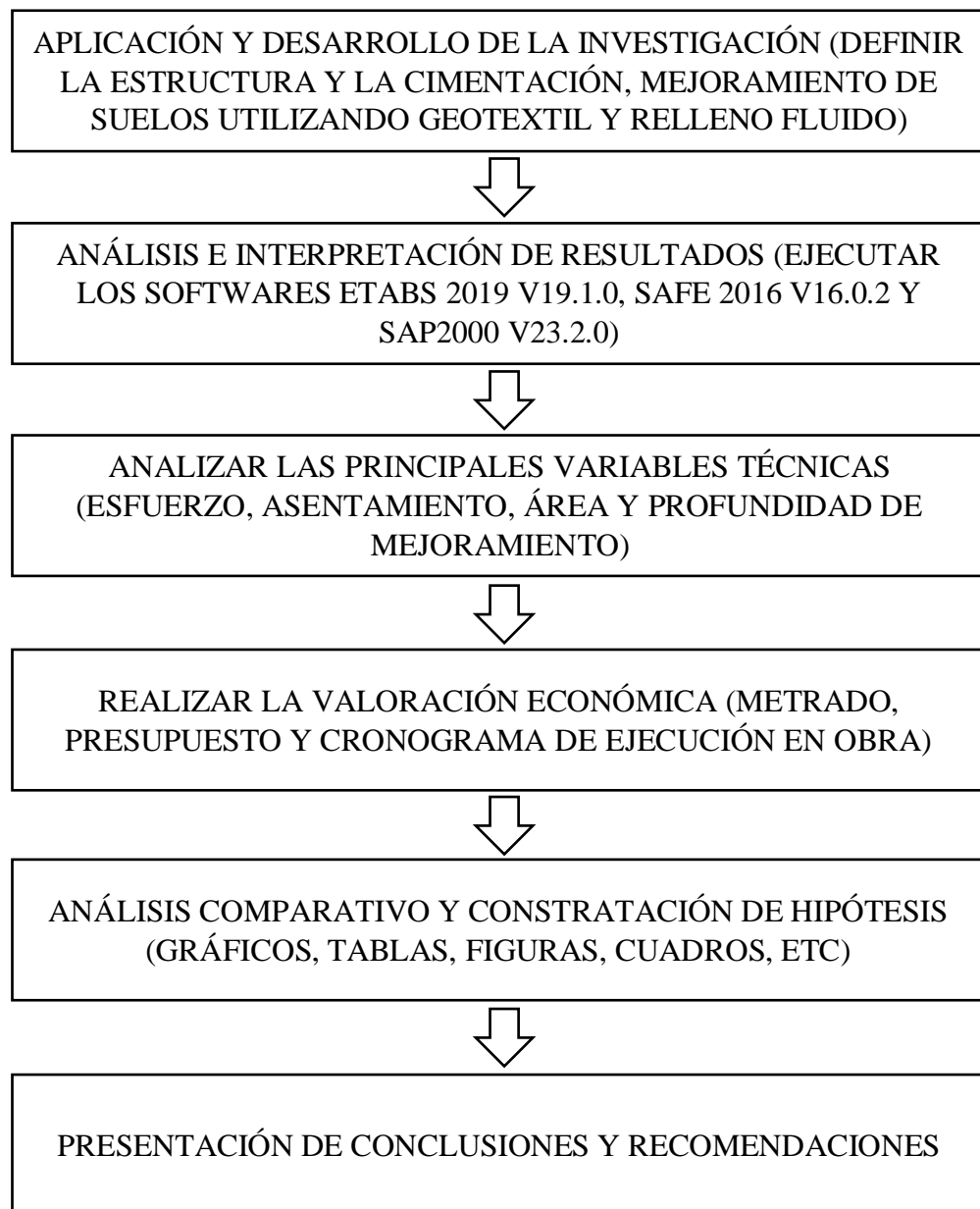


Figura N°76: Esquema para el procesamiento y análisis de la información
Fuente: Elaboración propia

4.6 Matriz de consistencia

Ñaupas *et al.* (2014) afirman que la matriz de consistencia “es un cuadro resumen de una sola entrada presentado en forma horizontal con cinco columnas en la que figura de manera panorámica los cinco elementos básicos del proyecto de investigación: Problemas, objetivos, hipótesis, variables e indicadores y la metodología” (p.320).

a) Matriz de consistencia (Ver Anexo N°2)

CAPÍTULO V: APLICACIÓN Y DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

5.1 Introducción

En este capítulo se aplica y desarrolla la presente investigación el cual consiste en describir generalmente las principales características del proyecto de investigación teniendo en cuenta el objeto de estudio, la ubicación y la secuencia del desarrollo de la ingeniería del proyecto de investigación; este último se basa en la metodología del proceso y desarrollo del mismo. También, se tiene los estudios previos que forman parte del antes del proyecto de investigación como premisa base para el desarrollo y posteriormente para el análisis de los resultados. Entre los estudios previos tenemos el expediente técnico del proyecto y el estudio de mecánica de suelos, de estos estudios se extrae la información y características más relevantes tales como los planos del proyecto, las especificaciones técnicas, así como también los principales resultados del estudio de mecánica de suelos realizado in situ que son datos esenciales que forman parte de la base del desarrollo de la presente investigación.

Luego, se detallan las características más importantes de la estructura y la cimentación tales como los elementos estructurales, las cargas aplicadas y sus combinaciones, etc. mostrando la secuencia y desarrollo en modelos matemáticos. Asimismo, el mejoramiento de suelos utilizando geotextil y relleno fluido basados en un diseño presentado en el capítulo del marco teórico, estimando aproximadamente la capacidad de carga del suelo mostrando de la misma manera la secuencia y desarrollo en modelos matemáticos para posteriormente realizar el análisis e interpretación de resultados.

5.2 Estudios previos

Se tiene estudios previos tales como el expediente técnico del proyecto y el estudio de mecánica de suelos. A continuación, se detallan las características, especificaciones y resultados más relevantes que forman la base del desarrollo de la presente investigación:

5.2.1 Expediente técnico del proyecto

El expediente técnico del proyecto de investigación, la memoria descriptiva y los distintos planos de la edificación fueron elaborados por la empresa inmobiliaria SERVIMASTER 21 S.A.C., la cual cuenta con amplia experiencia en proyectos de construcción y que se encuentra anexado en la presente investigación (Ver Anexo N°8). A continuación, se detalla las principales características y especificaciones técnicas más importantes:

- El edificio multifamiliar Exclusive tiene 5 pisos, una azotea y un sótano en un área total de 325m² de un terreno de 13m x 25m, tiene como sistema estructural principal los muros estructurales de concreto armado con placas en la escalera y el ascensor.
- El tipo de cimentación es superficial con cimentaciones aisladas, conectadas y combinadas. Estas cimentaciones están a distinta profundidad de acuerdo al estudio de mecánica de suelos.
- El diseño de los elementos estructurales es de concreto armado y tienen resistencia a la compresión de 210 kg/cm², así mismo el acero de refuerzo tiene una fluencia de 4200 kg/cm².
- Las sobrecargas están asignadas de acuerdo a la norma E.020 de cargas y los parámetros sísmicos de acuerdo a la norma E.030 de diseño sismorresistente.

5.2.2 Estudio de mecánica de suelos

El estudio de mecánica de suelos del proyecto de investigación fue elaborado por la empresa ROMAIA S.A.C., la cual cuenta con amplia experiencia en proyecto de ingeniería de suelos y que se encuentra anexado en la presente investigación (Ver Anexo N°9). A continuación, se detalla las principales características, especificaciones técnicas y resultados más importantes:

- Se han realizado 3 excavaciones y 1 SPT, con una profundidad de 8.0m y no se ha encontrado nivel freático.
- El estrato de apoyo de la cimentación es un suelo de arena mal graduada con limos (SP-SM). Sin embargo, en el terreno se ha encontrado una intercalación de estratos que va desde arcillas limosas y arcillas de media plasticidad.

- La presión admisible promedio del terreno es 1.80kg/cm^2 , además el factor de seguridad por corte es 3.0 y el asentamiento máximo es 0.99cm.
- Según el estudio de mecánica de suelos el tipo de suelos correspondiente de acuerdo a la norma E.030 de diseño sismorresistente es S_2 .
- No existe agresividad de los sulfatos al concreto ni de los cloruros al acero, por lo que el tipo de cemento es el cemento portland tipo I.

5.3 Estructura

5.3.1 Generalidades

El edificio multifamiliar Exclusive tiene 5 pisos, una azotea y un sótano en un área total de 325m^2 de un terreno de 13m x 25m, además tiene como sistema estructural principal los muros estructurales, es decir los principales elementos resistentes frente a fuerzas sísmicas son los muros estructurales. El material predominante es el concreto armado, también posee placas estructurales en la escalera y el ascensor. Estos elementos mantienen una continuidad vertical en la edificación, así mismo los pisos de la edificación son típicos y para uso exclusivo de viviendas. Por otro lado, tiene una rampa de acceso vehicular, un jardín, una estructura de madera en la azotea y una celosía metálica con perfiles metálicos en la terraza.

A continuación, se detallan las características más importantes y el procedimiento del modelo estructural de la edificación utilizando el programa de software Etabs 2019 v19.1.0. El modelamiento más detallado está en el Anexo N°3 adjuntado en la presente investigación.

5.3.2 Modelo estructural de la edificación

Para la presente investigación se ha utilizado el programa de software Etabs 2019 v19.1.0 donde se creó un nuevo modelo a partir de los ejes de los planos estructurales para así modelar la estructura. Este modelo tiene como unidades el sistema métrico y el código de diseño en concreto ACI 318-19 el cual es la normativa vigente, similarmente para el acero de refuerzo con código del ASTM A706 grado 60.

a) Definición de los ejes en planta y elevación

El modelo se creó a partir de los ejes de los planos estructurales, asimismo los niveles de entepiso están a nivel de falso piso. También se definió planos referenciales ya que la cimentación tenía distintos niveles de profundidad de cimentación, asimismo estos planos referenciales fueron útiles para modelar la rampa de acceso vehicular, la escalera de la edificación, el techo de la azotea y el techo del ascensor. La altura del primer piso con respecto a la cimentación considerando el sótano es de 4.10m y la altura de entepiso típico de los niveles superiores es de 2.60m. La altura total de la edificación sin considerar el techo de la azotea es 13.45m y considerando el techo de la azotea es 15.95m, por otro lado, el techo del ascensor está a un nivel 17.15m.

b) Definición de las propiedades materiales

Para el modelo estructural de la edificación se han definido cinco materiales los cuales son el concreto, acero de refuerzo, tierra saturada, madera y aluminio. Los elementos estructurales como son los muros estructurales, columnas, vigas y losas son de concreto con acero de refuerzo. De acuerdo al plano de arquitectura existe un jardín con tierra saturada y una estructura de madera en la azotea, asimismo existe una celosía de aluminio con perfiles de acero en la terraza, estas no han sido modeladas sin embargo se ha considerado su carga para que el modelo represente mejor la estructura.

A continuación, se detallan las propiedades de los materiales utilizados en el modelamiento. Estas propiedades son de acuerdo a la norma E.020 de cargas y E.060 de concreto armado según las especificaciones propias del proyecto.

b.1) Concreto:

- Resistencia a la compresión (f'_c) = 210 kg/cm²

- Peso específico (γ) = 2400 kgf/m³

- Módulo de elasticidad (E) = $15000\sqrt{f'_c} = 15000\sqrt{210} = 217370.65$ kg/cm²

- Coeficiente de poisson (ν) = 0.15

- Coeficiente térmico de expansión (α) = $1 \cdot 10^{-5}$ C⁻¹

- Módulo de rigidez al corte (G) = $\frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{217370.65}{2 \cdot (1 + 0.15)} = 94508.98$ kg/cm²

b.2) Acero de refuerzo:

- Límite de fluencia (f_y) = 4200 kg/cm²
- Resistencia mínima a la tracción (f_u) = 1.5* F_y = 1.5*4200 = 6300 kg/cm²
- Peso específico (γ) = 7850 kgf/m³
- Módulo de elasticidad (E) = 2*10⁶ kg/cm²
- Coeficiente térmico de expansión (A) = 1.1*10⁻⁵ C⁻¹

b.3) Otros:

- Peso específico de tierra saturada (γ) = 1800 kgf/m³
- Peso específico de madera tipo conífera (γ) = 750 kgf/m³
- Peso específico del aluminio (γ) = 2750 kgf/m³
- Peso específico del mortero de cemento (γ) = 2000 kgf/m³
- Peso específico de arcillas cocidas huecas (γ) = 1350 kgf/m³

c) Definición del tamaño de las varillas de acero de refuerzo

Para el modelo estructural es importante definir el tamaño del acero de refuerzo, tanto en área como en diámetro de varilla para así colocar el acero de refuerzo en los elementos estructurales tales como columnas y vigas (Ver Figura N°77).

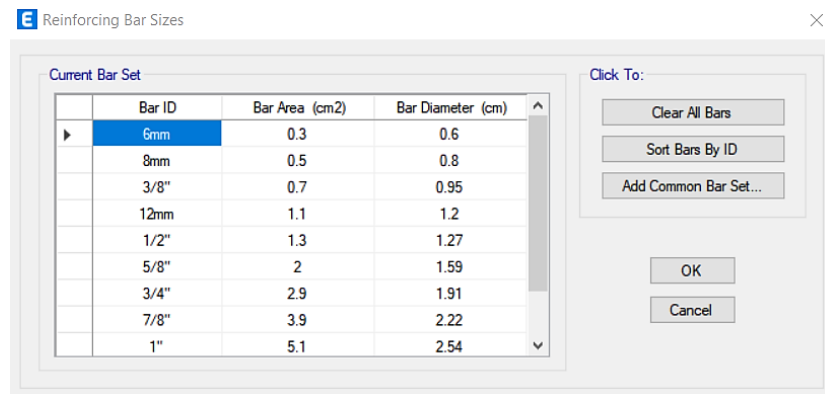


Figura N°77: Definición del área y diámetro de las varillas de refuerzo

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

d) Definición de los elementos estructurales

De acuerdo a los planos de estructuras del edificio multifamiliar Exclusive se tienen columnas, vigas, losas aligeradas, losas macizas, muros o placas estructurales, muros de contención, escalera y rampa.

A continuación, se definen y se mencionan algunas características más importantes para cada elemento estructural tales como dimensiones de la sección transversal, cuantía o acero de refuerzo y espesores.

d.1) Vigas y columnas

De acuerdo a los planos de estructuras del edificio multifamiliar Exclusive, se tiene columnas rectangulares que conservan una geometría vertical manteniendo la sección transversal a largo de la edificación, a excepción de la columna C-03 que tiene un desalineamiento vertical solamente en el sótano. Las vigas son rectangulares, de forma T y L, algunas vigas cambian de sección transversal en el mismo entrepiso. El recubrimiento es de 4 cm para vigas y columnas exceptuando las vigas chatas y algunas columnas que tienen 2 cm. Asimismo, se colocó el acero de refuerzo de acuerdo a la tabla de columnas y vigas, por lo que el modelamiento de estos elementos estructurales ha sido tal cual está en el plano de estructuras para lo cual han sido diseñados.

A continuación, se presentan tablas de vigas y columnas de acuerdo al tipo de sección transversal y cuantía o acero de refuerzo para su modelamiento.

- Sección rectangular

Se presentan las vigas y columnas de sección rectangular del modelo estructural del edificio multifamiliar Exclusive (Ver Figura N°78).

Name	Depth cm	Width cm	Design Type
1V-4 (25X45)	45.0	25.0	Beam
AZ (25X40)	40.0	25.0	Beam
C-01 Pisos (25X60)	25.0	60.0	Column
C-01 Sótano (25X60)	60.0	25.0	Column
C-02 Pisos (30X60)	30.0	60.0	Column
C-02 Sótano (30X60)	30.0	60.0	Column
C-03 Pisos (25X142.5)	25.0	142.5	Column
C-03 Sótano (25X230)	230.0	25.0	Column
C-04 Pisos (25X60)	25.0	60.0	Column
C-04 Sótano (25X60)	25.0	60.0	Column
CA-01 Azotea (25X25)	25.0	25.0	Column
CA-01 Terraza (25X25)	25.0	25.0	Column
CA-02 Azotea (15X75)	15.0	75.0	Column
CA-03 Azotea (15X40)	15.0	40.0	Column
SV-3 (25X45)	45.0	25.0	Beam
SV-6 (25X70)	70.0	25.0	Beam

SV-7 (25X40)	40.0	25.0	Beam
V (25X40)	40.0	25.0	Beam
V (25X45)	45.0	25.0	Beam
VA-1 (25X20)	20.0	25.0	Beam
VA-2 (60X20)	20.0	60.0	Beam
VA-3 (40X20)	20.0	40.0	Beam
VA-4 (50X20)	20.0	50.0	Beam
VA-5 (90X20)	20.0	90.0	Beam
VC (25X40)	40.0	25.0	Beam

Figura N°78: Secciones rectangulares en vigas y columnas

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

- Sección de tipo L

Se presentan las vigas de sección tipo L del modelo estructural del edificio multifamiliar Exclusive (Ver Figura N°79).

Name	Total	Total	Horizontal Leg	Vertical Leg	Vertical Leg	Design Type
	Depth	Width	Thickness	Thickness at Corner	Thickness at Tip	
	cm	cm	cm	cm	cm	
1V-4L (25X45X90X20)	45.0	90.0	20.0	25.0	25.0	Beam
1VL-1 (30X45X95X20)	45.0	95.0	20.0	30.0	30.0	Beam
1VL-2 (25X45X60X20)	45.0	60.0	20.0	25.0	25.0	Beam
1VL-5 (25X45X50X20)	45.0	50.0	20.0	25.0	25.0	Beam
SVL-2 (25X45X60X20)	45.0	60.0	20.0	25.0	25.0	Beam
SVL-4INV (25X45X60X20)	45.0	60.0	20.0	25.0	25.0	Beam
SVL-6 (25X45X50X20)	45.0	50.0	20.0	25.0	25.0	Beam

Figura N°79: Secciones de tipo L en vigas

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

- Sección de tipo T

Se presentan las vigas de sección tipo T del modelo estructural del edificio multifamiliar Exclusive (Ver Figura N°80).

Name	Total	Total	Flange	Web Thickness	Web Thickness	Design Type
	Depth	Width	Thickness	at Flange	at Tip	
	cm	cm	cm	cm	cm	
1VT-3 (25X45X60X20)	45.0	60.0	20.0	25.0	25.0	Beam
SVT-1 (25X45X65X20)	45.0	65.0	20.0	30.0	30.0	Beam
SVT-5 (25X45X60X20)	60.0	45.0	20.0	25.0	25.0	Beam

Figura N°80: Secciones de tipo T en vigas

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

- Cuantía o acero de refuerzo en columnas

Se presentan los aceros de refuerzo en columnas del modelo estructural del edificio multifamiliar Exclusive (Ver Figura N°81).

TABLE: Frame Section Property Definitions - Concrete Column Reinforcing						
Name	Clear Cover to Ties cm	Number Bars 3- Dir	Number Bars 2- Dir	Longitud inal Bar Size	Corner Bar Size	Tie Bar Size
C-01 Pisos (25X60)	4.0	6.0	2.0	5/8"	5/8"	3/8"
C-01 Sótano (25X60)	4.0	2.0	6.0	5/8"	5/8"	3/8"
C-02 Pisos (30X60)	4.0	5.0	2.0	3/4"	3/4"	3/8"
C-02 Sótano (30X60)	4.0	5.0	2.0	3/4"	3/4"	3/8"
C-03 Pisos (25X142.5)	4.0	8.0	2.0	5/8"	5/8"	3/8"
C-03 Sótano (25X230)	4.0	2.0	15.0	5/8"	5/8"	3/8"
C-04 Pisos (25X60)	4.0	6.0	2.0	3/4"	3/4"	3/8"
C-04 Sótano (25X60)	4.0	6.0	2.0	3/4"	3/4"	3/8"
CA-01 Azotea (25X25)	2.0	2.0	2.0	1/2"	1/2"	6mm
CA-01 Terraza (25X25)	4.0	2.0	2.0	1/2"	1/2"	6mm
CA-02 Azotea (15X75)	2.0	6.0	2.0	1/2"	1/2"	6mm
CA-03 Azotea (15X40)	2.0	3.0	2.0	1/2"	1/2"	6mm

Figura N°81: Cuantía o acero de refuerzo en columnas

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

- Cuantía o acero de refuerzo en vigas

Se presentan los aceros de refuerzo en vigas del modelo estructural del edificio multifamiliar Exclusive (Ver Figura N°82).

TABLE: Frame Section Property Definitions - Concrete Beam Reinforcing						
Name	Top Cover cm	Bottom Cover cm	Top I-End Area cm ²	Top J-End Area cm ²	Bottom I- End Area cm ²	Bottom J- End Area cm ²
1V-4 (25X45)	4.0	4.0	59.40	59.40	59.40	59.40
1V-4L (25X45X90X20)	4.0	4.0	161.00	161.00	59.40	59.40
1VL-1 (30X45X95X20)	4.0	4.0	198.00	198.00	39.60	39.60
1VL-2 (25X45X60X20)	4.0	4.0	250.20	250.20	114.00	114.00
1VL-5 (25X45X50X20)	4.0	4.0	130.00	130.00	59.40	59.40
1VT-3 (25X45X60X20)	4.0	4.0	178.20	178.20	59.40	59.40
AZ (25X40)	4.0	4.0	59.40	59.40	59.40	59.40
SV-3 (25X45)	4.0	4.0	59.40	59.40	59.40	59.40
SV-6 (25X70)	4.0	4.0	84.80	84.80	84.80	84.80
SV-7 (25X40)	4.0	4.0	59.40	59.40	59.40	59.40
SVL-2 (25X45X60X20)	4.0	4.0	250.20	250.20	114.00	114.00
SVL-4INV (25X45X60X20)	4.0	4.0	79.20	79.20	149.80	149.80
SVL-6 (25X45X50X20)	4.0	4.0	130.00	130.00	59.40	59.40
SVT-1 (25X45X65X20)	4.0	4.0	158.40	158.40	39.60	39.60
SVT-5 (25X45X60X20)	4.0	4.0	158.40	158.40	39.60	39.60
V (25X40)	4.0	4.0	59.40	59.40	59.40	59.40
V (25X45)	4.0	4.0	59.40	59.40	59.40	59.40
VA-1 (25X20)	2.0	2.0	25.40	25.40	25.40	25.40
VA-2 (60X20)	2.0	2.0	50.80	50.80	50.80	50.80
VA-3 (40X20)	2.0	2.0	38.10	38.10	38.10	38.10
VA-4 (50X20)	2.0	2.0	50.80	50.80	50.80	50.80
VA-5 (90X20)	2.0	2.0	50.80	50.80	50.80	50.80
VC (25X40)	4.0	4.0	39.60	39.60	39.60	39.60

Figura N°82: Cuantía o acero de refuerzo en vigas

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

d.2) Losas aligeradas y macizas

De acuerdo a los planos de estructuras del edificio multifamiliar Exclusive, se tiene losas aligeradas en ambas direcciones x e y, estas losas aligeradas fueron modeladas de tipo membranas con propiedad de tipo ribbed, de manera que las viguetas de estas losas fueron de 10cm de espesor y a ejes cada 40cm paralelas a la dirección correspondiente de acuerdo al plano de estructuras. Las losas macizas fueron modeladas de tipo shell-thin con propiedad de tipo slab y los espesores de ambas losas son de 20cm. En el edificio multifamiliar Exclusive se tiene 6 techos de los cuales el primer techo corresponde al techo del sótano y los demás a los entrepisos, por lo que el modelamiento de estos elementos estructurales ha sido tal cual está en el plano de estructuras para lo cual han sido diseñados.

A continuación, se presentan las losas aligeradas y losas macizas de acuerdo al tipo de espesor para su modelamiento (Ver Figura N°83).

Name	Modeling Type	Property Type	Overall	Slab	Rib Width	Rib Width	Rib	Rib
			Depth	Thickness	at Top	at Bottom	Spacing 1	Spacing 2
			cm	cm	cm	cm	cm	cm
LOSA ALIGERADA X (E=20)	Membrane	Ribbed	20.0	5.0	10.0	10.0	40.0	-
LOSA ALIGERADA Y (E=20)	Membrane	Ribbed	20.0	5.0	10.0	10.0	-	40.0
LOSA MACIZA (E=15)	Shell-Thin	Slab	-	15.0	-	-	-	-
LOSA MACIZA (E=20)	Shell-Thin	Slab	-	20.0	-	-	-	-

Figura N°83: Espesores de losas aligeradas y losas macizas

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

d.3) Muros o placas estructurales y muros de contención

De acuerdo a los planos de estructuras del edificio multifamiliar Exclusive, se tiene muros o placas estructurales en ambas direcciones x e y, estos muros estructurales incluyen a los muros de la escalera y ascensor. Además, mantienen una sección transversal a lo largo de la edificación, sin embargo, existen algunos muros que tienen un desalineamiento vertical de 2.5cm ya que se reduce su espesor en el primer entrepiso con respecto al sótano. Los muros de contención conservan una geometría vertical y una sección transversal en el sótano. Los muros estructurales y muros de contención fueron modelados de tipo shell-thin con espesores de 20, 25 y 30cm de acuerdo al plano de

estructuras, por lo que el modelamiento de estos elementos estructurales ha sido tal cual está en el plano de estructuras para lo cual han sido diseñados.

A continuación, se presentan los muros estructurales y muros de contención de acuerdo al tipo de espesor para su modelamiento (Ver Figura N°84).

TABLE: Wall Property Definitions - Specified		
Name	Modeling Type	Wall
		Thickness cm
MURO Sótano (E=20)	Shell-Thin	20.0
MURO Sótano (E=25)	Shell-Thin	25.0
MURO Sótano (E=30)	Shell-Thin	30.0
PLACA Azotea (E=20)	Shell-Thin	20.0
PLACA Azotea (E=25)	Shell-Thin	25.0
PLACA Azotea (E=30)	Shell-Thin	30.0
PLACA Pisos (E=20)	Shell-Thin	20.0
PLACA Pisos (E=25)	Shell-Thin	25.0
PLACA Pisos (E=30)	Shell-Thin	30.0
PLACA Sótano (E=20)	Shell-Thin	20.0
PLACA Sótano (E=25)	Shell-Thin	25.0
PLACA Sótano (E=30)	Shell-Thin	30.0

Figura N°84: Espesores de muros estructurales y muros de contención

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

d.4) Escaleras y rampas

De acuerdo a los planos de estructuras del edificio multifamiliar Exclusive, se tiene una escalera que se apoya en los muros estructurales y que fue modelada a partir de la definición de planos de referencia. Esta escalera tiene su propia cimentación de manera que los apoyos son de empotramiento, además la escalera está modelada en toda la altura de la edificación, es decir desde el sótano hasta la azotea. Similarmente la rampa de acceso vehicular que se apoya en muros de contención y que también fue modelada a partir de la definición de planos de referencia. Esta rampa no tiene cimentación de manera que solo está simplemente apoyada sobre un muro. La escalera y rampa fueron modelados como losa maciza inclinada de tipo shell-thin con propiedad de tipo slab con espesores de 15 y 20cm respectivamente de acuerdo al plano de estructuras, por lo que el modelamiento de estos elementos estructurales ha sido tal cual está en el plano de estructuras para lo cual han sido diseñados.

A continuación, se presentan las losas macizas de rampa y escalera de acuerdo al tipo de espesor para su modelamiento (Ver Figura N°85).

TABLE: Slab Property Definitions			
Name	Modeling Type	Property Type	Slab Thickness cm
LOSA MACIZA (E=15)	Shell-Thin	Slab	15.0
LOSA MACIZA (E=20)	Shell-Thin	Slab	20.0

Figura N°85: Espesores de losas macizas en escalera y rampa

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

e) Definición de los patrones de carga

En el modelo los patrones de carga son los siguientes: (Ver Figura N°86)

TABLE: Load Pattern Definitions		
Name	Type	Auto Load
Dead	Dead	-
Acabados	Super Dead	-
Dead azotea	Super Dead	-
Dead terraza	Super Dead	-
Ladrillos de techo	Super Dead	-
Tabiquería	Super Dead	-
Live	Live	-
Sismo X	Seismic	User Coefficient
Sismo Y	Seismic	User Coefficient

Figura N°86: Patrones de carga

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

Para la carga lateral por sismo en ambas direcciones x e y, se ha colocado un coeficiente el cual corresponde a un factor por el cual es multiplicado la estimación del peso total de la edificación para la determinación de la cortante basal en el análisis sísmico estático. Para calcular este factor se tuvo en cuenta los parámetros sísmicos de la estructura y del suelo de fundación de acuerdo a la norma E.030 de diseño sismorresistente. Los parámetros sísmicos son los siguientes:

- Z (Factor de zona) = 0.45
- U (Factor de uso) = 1.0
- C (Factor de amplificación sísmica) = 2.5
- S₂ (Factor de suelo) = 1.05
- R₀ (Coeficiente básico de reducción) = 6
- I_a (Irregularidad estructural en altura) = 1.0
- I_p (Irregularidad estructural en planta) = 0.9

$$- R (\text{Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas}) = R_0 * I_a * I_p = 6 * 1 * 0.9 = 5.4$$

$$- V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P = \frac{0.45 * 1.0 * 2.5 * 1.05}{6 * 1.0 * 0.9} * P = 0.21875 * P$$

$$\text{Donde } \frac{C}{R} \geq 0.11, \frac{2.5}{6} = 0.42 \text{ (Cumple)}$$

Estos parámetros sísmicos están más desarrollados en el capítulo N°6 en el procedimiento para la determinación de las acciones sísmicas mediante un análisis sísmico estático y dinámico modal espectral de la estructura debidamente fundamentados. Para efectos de modelamiento asumimos los mencionados parámetros para luego corroborarlos de acuerdo a un análisis sísmico teniendo en cuenta el análisis de irregularidad y el coeficiente básico de reducción validando así la estructura.

Este factor multiplicado por el peso total de la edificación para la determinación de la cortante basal considera una excentricidad accidental de 0.05 para las fuerzas sísmicas en cada entrepiso. Este análisis sísmico estático tiene un rango que va desde el entrepiso N°2 hasta el entrepiso N°6 (Ver Figura N°87).

TABLE: Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient				
Name	Ecc Ratio	Top Story	Bottom Story	Factor
Sismo X	0.05	Story6	Story1	0.21875
Sismo Y	0.05	Story6	Story1	0.21875

Figura N°87: Definición del coeficiente sísmico

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

f) Asignación de cargas

La asignación de cargas para el modelo estructural del edificio multifamiliar Exclusive fue de acuerdo a la presente norma E.020 de cargas. Se han asignado cargas en área, lineal y puntual sobre una losa, viga y punto respectivamente a partir de la definición de los patrones de carga. Estas cargas tienen un metrado que se han incluido en el modelamiento. A continuación, se presenta las cargas asignadas en el modelo estructural del edificio multifamiliar Exclusive:

f.1) Cargas en área (kgf/m²):

- Losas aligeradas y losas macizas

Las cargas vivas y tabiquería fueron asignadas de acuerdo a la norma E.020 de cargas. Para las cargas de acabados y ladrillos de techo se tiene:

i) Acabados

Peso específico del mortero de cemento (γ) = 2000 kgf/m³

Espesor de acabados (e) = 0.05 m

Carga de acabados = $\gamma * e = 2000 * 0.05 = 100$ kgf/m²

ii) Ladrillos de techo

Número de ladrillos de techo (30x30x15) en un 1m² de losa aligerada con viguetas de 10cm de espesor:

$$\text{Número de ladrillos de techo (\#)} = \frac{1}{(A + V)(L)} = \frac{1}{(0.30 + 0.10)(0.30)} = \frac{25}{3} \text{ ladrillos/m}^2$$

Peso aproximado de un ladrillo de techo (P) = 7.8 kgf/ladrillo

$$\text{Carga de ladrillos de techo} = \# * P = \frac{25}{3} * 7.8 = 65 \text{ kgf/m}^2$$

A continuación, se presentan las cargas en área (kgf/m²) de gravedad asignadas sobre las losas aligeradas y losas macizas respectivamente del modelo estructural (Ver Tabla N°21 y N°22).

Tabla N°21: Sobrecargas kgf/m² en losas aligeradas

Nivel	Sobrecargas kgf/m ²			
	Carga viva	Tabiquería	Acabados	Ladrillos de techo
Entrepisos	200 kgf/m ²	100 kgf/m ²	100 kgf/m ²	65 kgf/m ²
Azotea	200 kgf/m ²	50 kgf/m ²	100 kgf/m ²	65 kgf/m ²
Techo	100 kgf/m ²	50 kgf/m ²	100 kgf/m ²	65 kgf/m ²

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°22: Sobrecargas kgf/m² en losas macizas

Nivel	Sobrecargas kgf/m ²		
	Carga viva	Tabiquería	Acabados
Entrepisos	200 kgf/m ²	100 kgf/m ²	100 kgf/m ²
Azotea	200 kgf/m ²	50 kgf/m ²	100 kgf/m ²
Escalera	200 kgf/m ²	-	100 kgf/m ²
Rampa	250 kgf/m ²	-	100 kgf/m ²

Fuente: Elaboración propia

f.2) Cargas lineal (kgf/m):

- Vigas

De acuerdo al plano de estructuras, para las cargas de jardín de azotea y celosía de aluminio en la terraza se tiene:

i) Jardín de azotea

Peso específico de tierra saturada (γ) = 1800 kgf/m³

Área de jardín de azotea (A) = 19.92 m²

Metro lineal de jardín de azotea (L) = 33.20 m

Profundidad de jardín de azotea (e) = 0.50 m

$$\text{Carga de jardín de azotea} = \frac{\gamma * A * e}{L} = \frac{1800 * 19.92 * 0.50}{33.20} = 540 \text{ kgf/m}$$

ii) Celosía de aluminio

Peso específico del aluminio (γ) = 2750 kgf/m³

Área de celosía de aluminio en la terraza (A) = 91.32 m²

Espesor de celosía de aluminio en la terraza (e) = 0.005 m

Metro lineal de celosía de aluminio en la terraza (L) = 14.77 m

$$\text{Carga de celosía de aluminio en la terraza} = \frac{\gamma * A * e}{L} = \frac{2750 * 91.32 * 0.005}{14.77} = 85 \text{ kgf/m}$$

A continuación, se presentan las cargas lineales (kgf/m) de gravedad asignadas sobre las vigas del modelo estructural (Ver Tabla N°23):

Tabla N°23: Sobrecargas kgf/m en vigas

Elemento	Sobrecargas kgf/m	
	Jardín de azotea	Celosía de aluminio
1V-4L (25X45X90X20)	540 kgf/m	-
VC (25X40)	-	85 kgf/m

Fuente: Elaboración propia

f.3) Cargas puntual (kgf):

- Puntos

De acuerdo al plano de estructuras, para las cargas de estructura de madera y perfiles metálicos de acero se tiene:

i) Estructura de madera

Peso específico de madera tipo conífera (γ) = 750 kgf/m³

Volumen de estructura de madera (V) = 2.13 m³

Número de apoyos de estructura de madera (#) = 7

$$\text{Carga de estructura de madera} = \frac{\gamma * V}{\#} = \frac{750 * 2.13}{7} = 230 \text{ kgf}$$

ii) Perfiles metálicos de acero

Peso específico del acero (γ) = 7850 kgf/m³

Volumen de perfiles metálicos de acero (V) = 0.15 m³

Número de apoyos de perfiles metálicos de acero (#) = 8

Carga de perfiles metálicos de acero = $\frac{\gamma \cdot V}{\#} = \frac{7850 \cdot 0.15}{8} = 150 \text{ kgf}$

A continuación, se presentan las cargas puntuales (kgf) de gravedad asignadas sobre los puntos del modelo estructural (Ver Tabla N°24).

Tabla N°24: Sobrecargas kgf en puntos

Punto	Sobrecargas kgf	
	Estructura de madera	Perfiles metálicos de acero
Punto (1-7)	230 kgf	
Punto (1-8)		150 kgf

Fuente: Elaboración propia

g) Definición de la estimación del peso

De acuerdo a la presente norma E.030 de diseño sismorresistente en el artículo 26 para edificaciones de la categoría C, se toma el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva. En el modelo se asignaron los factores multiplicativos para cada patrón de carga considerando el peso propio de la estructura (Ver Figura N°88).

Name	Name	Multiplier
Estimación del peso	Dead	1.00
Estimación del peso	Acabados	1.00
Estimación del peso	Dead azotea	1.00
Estimación del peso	Dead terraza	1.00
Estimación del peso	Ladrillos de techo	1.00
Estimación del peso	Tabiquería	1.00
Estimación del peso	Live	0.25

Figura N°88: Definición de la estimación del peso

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

h) Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga se modelaron de tipo lineal y la envolvente de combinaciones de tipo envelope. De acuerdo a la presente norma E.060 de concreto armado se tiene las siguientes combinaciones de carga:

- $1.4D + 1.7L$
- $1.25D + 1.25L \pm SX$
- $1.25D + 1.25L \pm SY$
- $0.9D \pm SX$
- $0.9D \pm SY$
- Envolvente

Donde:

D: Carga muerta, L: Carga viva, SX: Carga de sismo en dirección X, SY: Carga de sismo en dirección Y

i) Definición del espectro de respuesta

De acuerdo a la presente norma E.030 de diseño sismorresistente se han determinado los parámetros sísmicos de la estructura. Estos parámetros sísmicos definen el espectro de respuesta en base a un periodo y una aceleración. Este espectro de respuesta tiene 0.05 como función de relación de amortiguación (Ver Figura N°89).

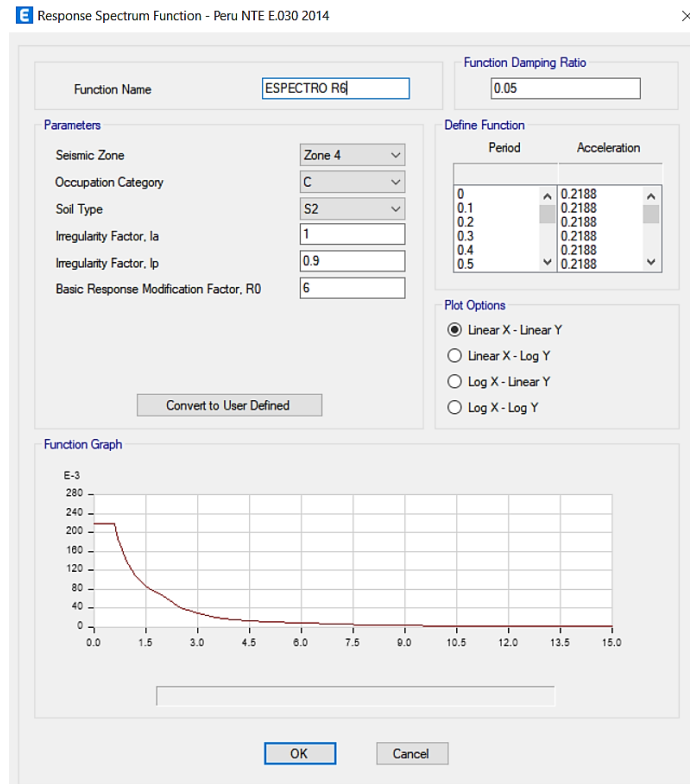


Figura N°89: Definición del espectro de respuesta

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

j) Definición de modal case y load case

Para el modelo estructural se definió un modal case de tipo eigen en correlación con la estimación del peso según el artículo 26 con una masa participativa para un análisis modal. El edificio multifamiliar Exclusive tiene 5 entrepisos y en ellos se ha definido diafragmas rígidos que determinan 3 modos para cada entrepiso, por lo tanto, se tiene 15 modos de respuesta. También se definen 2 load case los cuales corresponden al sismo dinámico x e y, en base al espectro de respuesta teniendo en cuenta igualmente la estimación del peso para un análisis sísmico dinámico modal espectral. Además, estos loads cases están relacionados con el modal case bajo un criterio de método combinación usando la combinación cuadrática completa (CQC) y una combinación direccional de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). Estos loads cases tienen 0.05 como amortiguación modal (Ver Figura N°90). Posteriormente se hará un escalamiento de la fuerza cortante mínima de acuerdo a un análisis de irregularidades para el respectivo análisis dinámico modal espectral determinando los desplazamiento y distorsiones de entrepiso.

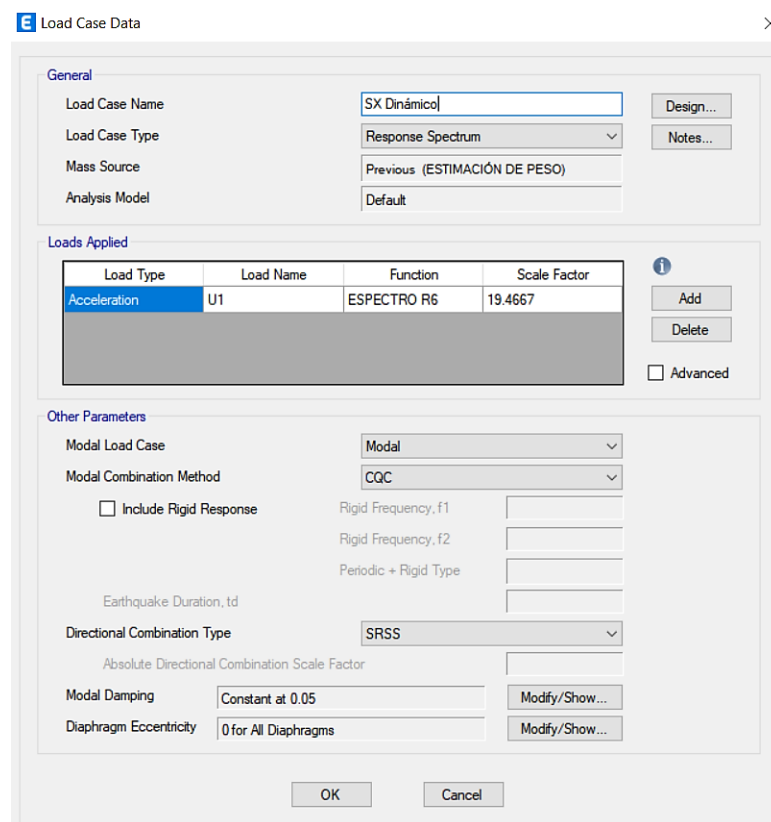


Figura N°90: Definición del load case

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

k) Dibujo del modelo estructural de la edificación

Se dibujó el modelo estructural en base a la definición de los ejes de planta y elevación, modelando los elementos estructurales con sus respectivas secciones y definiciones de materiales. Las vigas fueron modeladas con un insertion point 8 para ubicar el peralte bajo el nivel de entrepiso de análisis y las columnas con un insertion point 10 de forma céntrica. Las losas aligeradas, macizas, muros estructurales y muros de contención incluyendo la escalera y rampa se modelaron de acuerdo a su espesor y con insertion point middle. También, se modelaron los vacíos en las losas de entrepiso porque eran ductos de ventilación de acuerdo a los planos de estructuras. Después, se asignaron las cargas correspondientes ya sea en área, lineal o puntual. Se asignaron las etiquetas en los elementos estructurales y las restricciones en los apoyos de la base de tipo empotramiento exceptuando la rampa de acceso de vehicular que es simplemente apoyada. Similarmente todo el techo de sótano tiene una restricción de desplazamiento vertical y horizontal por lo que también es simplemente apoyado en todos sus puntos para ese primer entrepiso.

Luego, se seleccionó toda la estructura modelada asignando una malla automática (frame auto mesh) en los elementos de vigas y columnas, similarmente se asignó una malla automática (frame floor meshing) en los elementos de losas de los entrepisos que se apoyan en vigas. De la misma manera, se asignó una restricción de borde automática (auto edge constraints) en los elementos de muros y losas. Después, se asignó los brazos rígidos (end length offsets) con un factor de zona rígida 0.5 en los elementos de vigas y columnas. Posteriormente se asignaron los diafragmas rígidos a cada entrepiso.

Finalmente, se hizo una revisión del modelo (check model) para detectar alguna irregularidad en todo el modelo estructural y se definió los grados de libertad para una estructura 3D teniendo los 6 grados de libertad para cualquier elemento estructural restringiendo los apoyos que están en la base y el techo de sótano que son de empotramiento y simplemente apoyado respectivamente. Por último, se hizo correr el programa para su respectivo análisis sísmico y validación estructural. Este análisis sísmico y validación estructural están desarrollados en el capítulo N°6 de análisis e interpretación de resultados.

l) Presentación del modelo estructural de la edificación

A continuación, se presenta el modelo estructural final del edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos (Ver Figura N°91 y N°92).

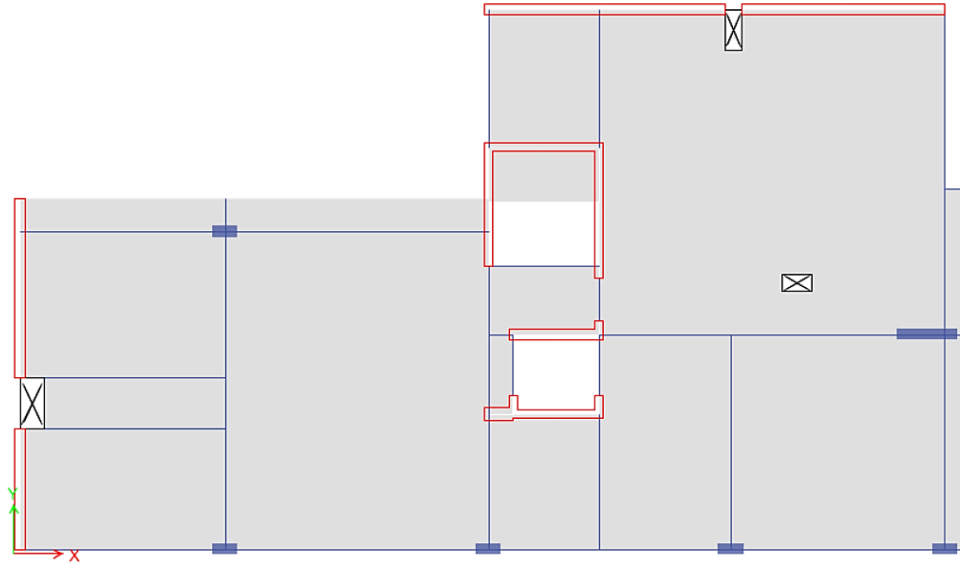


Figura N°91: Modelo estructural vista en planta

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

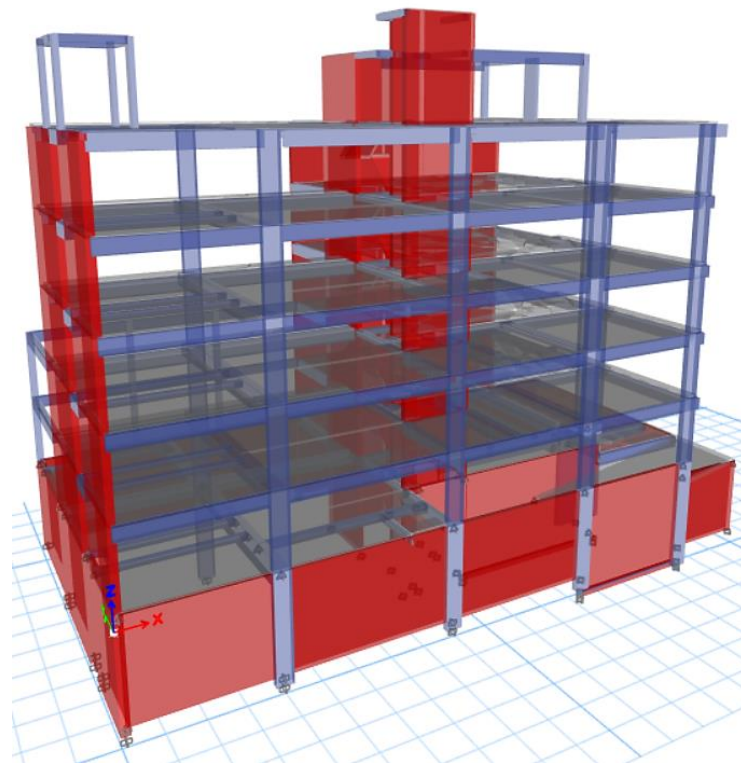


Figura N°92: Modelo estructural vista en 3D

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

5.4 Mejoramiento de suelos

5.4.1 Generalidades

El edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos tiene como estrato de apoyo de cimentación un suelo de arena mal graduada con limos (SP-SM), sin embargo, en el terreno se ha encontrado una intercalación de estratos que va desde arcillas limosas y arcillas de media plasticidad de acuerdo al estudio de mecánica de suelos realizado in situ (Ver Anexo N°9). Según este estudio, no existe presencia del nivel freático ni de agresividad de los sulfatos al concreto ni de los cloruros al acero. Para esta sección del capítulo en correlación al siguiente, que es la cimentación, se tomó en consideración el análisis del mejoramiento de suelos utilizando geotextil y relleno fluido en el suelo de apoyo de una cimentación superficial de zapata aislada para la columna más cargada de toda la estructura, el cual transmite las cargas y momentos actuantes a la cimentación y este al suelo mejorado. También, se tomó en consideración las estimaciones de capacidades de carga expuestas en el capítulo N°2; para así finalmente presentar los modelos estructurales de los mejoramientos de suelos utilizando el software Sap2000 v23.2.0 realizando posteriormente los análisis y resultados para cada tipo de mejoramiento de suelos.

A continuación, se realizan los análisis del mejoramiento de suelos utilizando geotextil y relleno fluido respectivamente.

5.4.2 Mejoramiento de suelos – geotextil

Del estudio de mecánica de suelos se obtienen los parámetros geotécnicos de los distintos estratos de suelos para el cálculo y diseño del refuerzo con geotextil (Ver Figura N°93 y N°94).

Estrato	Tipo de suelo	Profundidad (m)	γ (ton/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	E (kPa)	u
Estrato - 1	CL	2.50 - 4.50	1.70	24.70	25.00	10000.00	0.35
Estrato - 2	SP	4.50 - 5.50	1.60	30.00	0.00	30000.00	0.30
Estrato - 3	SP-SM	5.50 - 9.00	1.70	32.00	0.00	50000.00	0.30

Figura N°93: Parámetros geotécnicos para cada estrato de suelos

Fuente: ROMAIA S.A.C. (2020). Estudio geotécnico de mecánica de suelos con fines de cimentación (Edificio Multifamiliar Exclusive)

Estructura	Tipo de cimentación	Df (m)	Tipo de suelo	Base (m)	Q_{adm} (kg/cm ²)	δ (cm)
Edificación	Cuadrada	1.00	CL	2.00	0.50	0.99
Edificación	Cuadrada	2.00	SP	2.00	1.30	0.90
Edificación	Cuadrada	3.00	SP-SM	2.00	1.80	0.99

Figura N°94: Parámetros geotécnicos para cada tipo de suelos y Df

Fuente: ROMAIA S.A.C. (2020). Estudio geotécnico de mecánica de suelos con fines de cimentación (Edificio Multifamiliar Exclusive)

Según los parámetros geotécnicos de los distintos estratos de suelos para el mejoramiento con geotextil, se determina el peso unitario y ángulo de fricción:

$$\gamma = 1.70 \text{ ton/m}^3 = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 32^\circ$$

Según las propiedades geomecánicas del suelo de apoyo de la cimentación, se determina la capacidad portante promedio admisible del terreno:

$$q_{adm} = 1.80 \text{ kg/cm}^2 = 176.52 \text{ kN/m}^2$$

a) Cálculo y diseño del refuerzo con geotextil (Metodología de Binquet y Lee)

Según el ancho de cimentación B, se estima la profundidad de la primera capa de refuerzo d, y el número de capas N. La ubicación más efectiva del refuerzo con geosintéticos se produce cuando la profundidad de la capa superior cumple que $d < 2/3 * B$. Para la ubicación de la capa más baja del refuerzo se tiene en cuenta el bulbo de presiones que transmite la zapata al mejoramiento de suelos con geotextil y a los estratos adyacentes donde se recomienda que esta debe estar a una distancia menor o igual a 2B.

Ancho de cimentación preestablecido $B = 2.20\text{m}$

$d < 2/3 * (2.20) = 1.47\text{m}$, se considerará $d = 0.50\text{m}$

Se calcula la magnitud de q_R para la cimentación reforzada con el geosintético: Para la zapata de la columna C-02 más cargada de toda la estructura del edificio multifamiliar Exclusive (ubicada entre el eje 2 y el eje D del plano estructural), se tiene:

$$q_R = 4.98 \text{ kg/cm}^2 = 488.37 \text{ kN/m}^2$$

a.1) Diseño de la conformación de la capa de refuerzo

- Profundidad de la primera capa de refuerzo:

$$d = 0.50\text{m}$$

- Profundidad de la capa más baja de refuerzo “u”, en este caso:

$$u < 2*2.20 = 4.40\text{m}$$

- Separación entre capas ΔH

Se recomienda que la separación entre las capas de refuerzo sea uniforme para la conformación de la base de la cimentación y que este a su vez sea un valor constructivamente viable, en este caso:

$$\Delta H = 0.50\text{m}$$

- Número de capas de refuerzo N

Se supone un valor inicial del número de las capas de refuerzo y se verifica con el cálculo de diseño si el valor es aceptable. En general, el número de capas de refuerzo para las bases de cimentaciones no debe ser mayor que 7, en este caso:

$$N = 3$$

- Resistencia a la tensión requerida del refuerzo

En dirección X:

Para el ancho de la cimentación $B = 2.20\text{m}$ (Ver Tabla N°25).

Tabla N°25: Cálculo de la resistencia a tensión del geotextil en dirección X

Capa N°	q_0/N (qR/q_0 -1)	z (m)	z/B	A1	$A1*B$	A2	$A2*\Delta H$	$\frac{A1*B-}{A2*\Delta H}$	$T_{(N)}$ (kN/ m)
1	103.95	0.50	0.23	0.35	0.77	0.31	0.16	0.61	63.41
2	103.95	1.00	0.45	0.34	0.75	0.26	0.13	0.62	64.45
3	103.95	1.50	0.68	0.33	0.73	0.23	0.12	0.61	63.41

Fuente: Elaboración propia

Se observa que en la dirección Y, el ancho del cimientto es $L = 1.90\text{m}$, recalculando se tiene la siguiente tabla, de modo que en los esfuerzos de tensión son menores que en la dirección X (sentido más desfavorable).

En dirección Y:

Para el ancho de la cimentación $L = 1.90\text{m}$ (Ver Tabla N°26).

Tabla N°26: Cálculo de la resistencia a tensión del geotextil en dirección Y

Capa N°	q_0/N ($q_R/q_0 - 1$)	z (m)	z/L	A_1	$A_1 * L$	A_2	$A_2 * \Delta H$	$A_1 * L - A_2 * \Delta H$	$T_{(N)}$ (kN/m)
1	103.95	0.50	0.26	0.35	0.67	0.31	0.16	0.51	53.01
2	103.95	1.00	0.53	0.34	0.65	0.26	0.13	0.52	54.05
3	103.95	1.50	0.79	0.32	0.61	0.22	0.11	0.50	51.98

Fuente: Elaboración propia

a.2) Selección del geosintético de refuerzo

- Refuerzo con geotextil tejido

La resistencia a la tensión última por el método de la tira ancha (ASTM D-4595) del geotextil tejido HR 160 es:

$T_{ult} = 160.0 \text{ kN/m}$ en el sentido longitudinal (Ver Anexo N°6)

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FR_{DF} * FR_{FL} * FR_{DQB}} = \frac{160.0}{1.1 * 2.0 * 1.0} = 72.73 \text{ kN/m}$$

Se observa que T_{adm} es mayor a $T_{(N)}$, por lo tanto, el geotextil HR 160 cumple con la resistencia solicitada para el reforzamiento.

Nota: De no cumplir se aumenta el número de capas o se elige otro tipo de geotextil hasta cumplir la condición con la resistencia solicitada

a.3) Cálculo de la resistencia del geotextil tejido debido a la fricción

Se calcula la resistencia por fricción del refuerzo de cada capa, junto a la longitud total de cada capa de refuerzo, donde la longitud de refuerzo de cada capa debe ser de $2 * L_0$.

Luego, se determina el factor de seguridad por Pullout del refuerzo considerando la siguiente ecuación:

$$F_B = 2 * \tan \delta * (LDR) * [A_3 * B * q_0 * \left(\frac{q_R}{q_0}\right) + \gamma * (L_0 - X_0)(z + D_f)]$$

$$FS_p = \frac{F_B}{T_{(N)}} \geq 1.5$$

En este caso debido a que la resistencia al corte, generada por las capas de refuerzo y el material granular es mucho mayor que la resistencia al corte, requerida por el geotextil, por lo que se puede reducir la longitud de empotramiento en las capas inferiores sin afectar el diseño del refuerzo.

En dirección X:

Para el ancho de la cimentación $B = 2.20\text{m}$ (Ver Tabla N°27).

Tabla N°27: Resistencia al Pullout del material de refuerzo en dirección X

Valor	1	2	3
$2 * \tan \delta * (\text{LDR})$	1.02	1.02	1.02
A_3	0.11	0.12	0.13
$A_3 * B * q_R$	117.95	128.67	134.03
z (m)	0.50	1.00	1.50
z / B	0.23	0.45	0.68
L_0 (m)	2.09	3.52	4.40
X_0 (m)	1.38	1.41	1.53
$L_0 - X_0$	0.72	2.11	2.88
$z + D_f$	2.30	2.80	3.30
$\gamma * (L_0 - X_0) * (z + D_f)$	27.42	98.59	158.17
F_B (kN/m)	148.13	231.59	297.77
$T_{(N)}$ (kN/m)	63.73	64.04	63.16
$FS_{(P)} = F_B / T_{(N)}$	2.32	3.62	4.71
$FS_{(P)} > 1.5$	OK	OK	OK

Fuente: Elaboración propia

En dirección Y:

Para el ancho de la cimentación $L = 1.90\text{m}$ (Ver Tabla N°28).

Tabla N°28: Resistencia al Pullout del material de refuerzo en dirección Y

Valor	1	2	3
$2 * \tan \delta * (\text{LDR})$	1.02	1.02	1.02
A_3	0.11	0.13	0.14
$A_3 * L * q_R$	101.86	115.76	125.02
z (m)	0.50	1.00	1.50

z / L	0.26	0.53	0.79
L_0 (m)	1.62	2.66	4.37
X_0 (m)	1.14	1.24	1.33
$L_0 - X_0$	0.48	1.43	3.04
$z + D_f$	2.30	2.80	3.30
$\gamma^*(L_0 - X_0)(z + D_f)$	18.21	66.52	167.25
F_L (kN/m)	122.37	185.75	297.83
$T_{(N)}$ (kN/m)	52.85	53.47	51.45
$FS_{(P)} = F_L/T_{(N)}$	2.32	3.47	5.79
$FS_{(P)} > 1.5$	OK	OK	OK

Fuente: Elaboración propia

Se observa que en ambas direcciones cumplen con el factor de seguridad (FS), se puede optimizar manteniendo L_0 de la 2 capa en las capas inferiores, verificando que siga cumpliendo la condición.

Del análisis en SAP2000, con respecto a las presiones en el estrato con geotextil y la zapata con dimensiones 2.20m x 1.90m se estima un área de influencia de 3.30m x 2.85m, a partir de un análisis de interacción estructura-cimentación-mejoramiento de suelos. Se realiza la verificación de la resistencia debida a la fricción y los factores de seguridad, con el fin de optimizar la cantidad de material a utilizar para las 3 capas de refuerzo.

En dirección X:

Para el ancho de la cimentación $B = 2.20m$, $2L_0 = 3.30m$ (Ver Tabla N°29).

Tabla N°29: Resistencia al Pullout del material de refuerzo en dirección X

Valor	1	2	3
$2 * \tan \delta * (LDR)$	1.02	1.02	1.02
A_3	0.11	0.12	0.125
$A_3 * B * q_R$	117.95	128.67	134.03
z (m)	0.5	1.0	1.5
z / B	0.23	0.45	0.68
L_0 (m)	1.65	1.65	1.65
X_0 (m)	1.375	1.408	1.525
$L_0 - X_0$	0.275	0.242	0.125

$z + D_f$	2.30	2.80	3.30
$\gamma^*(L_0 - X_0)(z + D_f)$	10.54	11.30	6.88
F_B (kN/m)	130.94	142.63	143.59
$T_{(N)}$ (kN/m)	63.73	64.04	63.16
$FS_{(P)} = F_B/T_{(N)}$	2.05	2.23	2.27
$FS_{(P)} > 1.5$	OK	OK	OK

Fuente: Elaboración propia

En dirección Y:

Para el ancho de la cimentación $L = 1.90\text{m}$, $2L_0 = 2.85\text{m}$ (Ver Tabla N°30).

Tabla N°30: Resistencia al Pullout del material de refuerzo en dirección Y

Valor	1	2	3
$2 * \tan \delta * (LDR)$	1.02	1.02	1.02
A_3	0.11	0.125	0.135
$A_3 * L * q_R$	101.86	115.76	125.02
z (m)	0.5	1.0	1.5
z / L	0.26	0.53	0.79
L_0 (m)	1.425	1.425	1.425
X_0 (m)	1.14	1.235	1.33
$L_0 - X_0$	0.285	0.19	0.095
$z + D_f$	2.30	2.80	3.30
$\gamma^*(L_0 - X_0)(z + D_f)$	10.93	8.87	5.23
F_L (kN/m)	114.94	127.00	132.72
$T_{(N)}$ (kN/m)	52.85	53.47	51.45
$FS_{(P)} = F_L/T_{(N)}$	2.17	2.38	2.58
$FS_{(P)} > 1.5$	OK	OK	OK

Fuente: Elaboración propia

Se observa finalmente que las longitudes de empotramiento estimadas del análisis del estrato en SAP2000 están cumpliendo con el factor de seguridad mayor a 1.5, para ambas direcciones, optimizando con esto dichas longitudes del geotextil tejido HR 160. Entonces el área de refuerzo del suelo con geotextil será de $3.30\text{m} \times 2.85\text{m}$, un total de 3 capas espaciadas a cada 0.50m con una profundidad de 1.50m de mejoramiento.

5.4.3 Mejoramiento de suelos – relleno fluido

El análisis de la cimentación utilizando relleno fluido es similar al de un material de préstamo o afirmado, según los parámetros adoptados para el diseño de mezcla del suelo con relleno fluido detallados en el capítulo N°2. Este mejoramiento de suelos con relleno fluido es una mezcla de tipo MBRC con material propio del proyecto. Como se describió en el capítulo del marco teórico, se tomó la referencia del diseño de mezcla y ensayos realizados por Llerena Mallqui (2018) para aplicarlas en la presente investigación tomando en consideración las características del suelo mostradas en el EMS (Ver Anexo N°9) para así verificar la granulometría de tal forma que cumpla con los estándares de la ASTM-C33 y ACI-229 de la mezcla del relleno fluido.

El diseño de mezcla y ensayos realizados por Llerena Mallqui (2018) planteó una muestra patrón que fue variando los insumos de tal forma de llegar a la resistencia y características requeridas. Estas variaciones en los insumos fueron porque las proporciones para el diseño de mezcla del mortero de baja resistencia no están establecidas y es de acuerdo los requerimientos del diseño y el análisis costo-beneficio de la mezcla del relleno fluido que puede ir variando su resistencia con reajustes en su dosificación. La dosificación del diseño de mezcla por Llerena Mallqui (2018) se ampara en la norma ACI 229 para materiales de baja resistencia controlada.

Para el diseño de mezcla del relleno fluido de tipo MBRC se tiene que tener en cuenta las propiedades del suelo basado en una granulometría de un estudio de mecánica de suelos realizado in situ con el fin de adoptar parámetros para el diseño mezcla del mejoramiento. A continuación, se verifican las propiedades físicas, mecánicas y granulometrías del suelo comparado con los ensayos realizados por Llerena Mallqui (2018) con el fin de utilizar sus resultados en la presente investigación como mejoramiento de suelos utilizando relleno fluido.

Se observa la granulometría del estudio de suelos del proyecto que el agregado en su mayoría se encuentra retenido en el tamiz N°60 y 100, mientras que el de Llerena (2018) tiene cantidades similares retenidos entre el tamiz N°4 y 100, por otro lado en cuanto a los finos el estrato SP-SM del proyecto presenta

6.45% de finos que pasan el tamiz N°200 y la muestra del testista presenta un 13.1% de finos, por ende el suelo del proyecto es ligeramente mejor para usarlo en la dosificación de mezcla para relleno fluido. Cuando el material es utilizado en obra, de todas formas, para la aplicación de este mejoramiento de suelo se toma en consideración el mismo control de calidad que se le da al concreto, sobre todo en el ensayo de las probetas para justificar la resistencia de diseño con el cual la cimentación va a interactuar (Ver Figura N°95 y N°96).

CALICATA:	SPT - 1	MUESTRA:	M - 5	PROF. (m):	5.00 - 5.45	TÉCNICO:	F.R.S
------------------	---------	-----------------	-------	-------------------	-------------	-----------------	-------

CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)		
1	N° tara	T
2	Peso de tara	164.00
3	Peso tara + suelo húmedo	683.00
4	Peso tara + suelo seco	672.00
5	Peso del agua	11.00
6	Peso del suelo seco	508.00
7	Contenido de Humedad (%)	2.17

DATOS PESOS DE MUESTRA	
Peso de la muestra seca (g)	508.00
Peso de muestra lavada y secada (g)	475.25
Peso de finos lavados (g)	32.75
Finos totales (g)	
Finos tomados (g)	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM - D422)					
TAMICES ASTM	DESCRIPCIÓN ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	PESO PARCIAL RETENIDO (%)	RETENIDO (%)	QUE PASA (%)
3"	76.200				
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.050				
3/8"	9.525				
Nro. 4	4.760				100.00
Nro. 10	2.000	11.51	2.27	2.27	97.73
Nro. 20	0.840	12.29	2.42	4.69	95.31
Nro. 40	0.426	9.51	1.87	6.56	93.44
Nro. 60	0.250	154.25	30.36	36.92	63.08
Nro. 100	0.149	219.85	43.28	80.20	19.80
Nro. 200	0.074	67.84	13.35	93.55	6.45

LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM-D4318)	
Límite Líquido (%)	
Límite Plástico (%)	
Índice de Plasticidad (%)	
Límite de Contracción (%)	
RESULTADOS	
COEFICIENTES	
Uniformidad (Cu)	2.58
Curvatura (Cc)	1.31
MATERIAL	
Grava (N° 4 < φ < 3") (%)	0.00
Arena (N° 200 < φ < N° 4) (%)	93.55
Finos (φ < N° 200) (%)	6.45
CLASIFICACIÓN: ASTM - D3282 / D2487	
AASHTO	A-2-4(0)
SUCS	SP-SM
NOMBRE DE GRUPO (SUCS)	
Arena Pobremente Gradada con Limo	

Figura N°95: Granulometría del estrato SP-SM del proyecto de investigación
Fuente: ROMAIA S.A.C. (2020). Estudio geotécnico de mecánica de suelos con fines de cimentación (Edificio Multifamiliar Exclusive)

I. - GRANULOMETRIA (NTP 400.012)				II. - MATERIAL MAS FINO QUE LA MALLA # 200 (NTP 400.018)			
Peso muestra seca Inicial	614.2	Peso material seco sucio aprox. 0,1gr (1)	614.2	Peso muestra seca total	614.2	Peso material seco lavado aprox. 0,1gr (2)	540.3
		Fino por lavado - aprox. 0.1%* (1-2)/1x100	12.0				

Tamiz	Peso Retenido Parcial	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Acumulado que pasa
mm	N°			
9.52	3/8"	0	0.0	100.0
4.76	N°4	61.3	10.0	90.0
2.38	8	75.2	12.2	77.8
1.19	16	87.9	14.3	63.5
0.90	30	99.2	16.2	47.3
0.30	50	86.7	14.1	68.8
0.15	100	67.0	10.9	77.7
0.07	200	56.4	9.2	88.9
Residuo	6.6	1.1	88.0	12.0
Fino eliminado en lavado	73.9	12.0	100.0	
Modulo de Finura				2.7
Tamaño Maximo				3/8"
Tamaño Maximo Nominal				N°4

	Material sucio	Material lavado
Peso humedo	623.4	
Peso seco 1	614.2	
Peso seco 2	614.2	
Peso seco 3	614.2	
Diferencia 1 - 2 (%)	0.00	
Diferencia 2 - 3 (%)	0.00	
Humedad (%)	1.5	
Hora		

Figura N°96: Granulometría del agregado usado para la dosificación del relleno fluido de tipo MBRC

Fuente: Llerena Mallqui, D. (2018). Diseño de mortero de baja resistencia y su influencia en el relleno del colector ampliación Bayóvar, San Juan de Lurigancho

A continuación, se presentan las dos dosificaciones de mezcla final de relleno fluido basados en los resultados de Llerena Mallqui (2018).

a) Dosificación de mezcla de tipo MBRC

En este diseño de mezcla obtuvo que la relación de a/c fue de 2.23 (Ver Tabla N°31). Además, para esta dosificación con slump de 8” realizó el ensayo de resistencia a la probeta bajo las condiciones de curado y edad de 3 días, arrojando un valor de 12.2 kg/cm² y a los 28 días de 14.0 kg/cm², este valor aún no cumplió con la resistencia especificada para su investigación por lo que realizó un nuevo diseño de mezcla variando la relación agua cemento.

Tabla N°31: Dosificación de mezcla N°3

Material	Diseño de mortero x m ³		Tanda de prueba 0.010 m ³	
	Peso (kg/m ³)		Material	
	Seco	Húmedo		
Cemento (kg)	130 kg	130 kg	Cemento (kg)	1.30
Ag. fino seco (kg)	1539 kg	1562 kg	Ag. fino seco (kg)	15.39
Agua (l)	290 l	290 l	Agua (l)	2.90
Aditivo Rheobuild (kg)	5.14 kg	5.14 kg	Rheobuild (gr)	51.40
Aditivo Sika Aer (kg)	0.25 kg	0.25 kg	Sika Aer (gr)	2.50
			Slump	8”
Proporción en volumen (pie ³) (C:A)/Agua			1:11.8 / 94.8Lt	
Aditivo Rheobuild 1201			1680 gr x bolsa de cemento	
Aditivo Sika Aer			82 gr x bolsa de cemento	

Fuente: Llerena Mallqui, D. (2018). Diseño de mortero de baja resistencia y su influencia en el relleno del colector ampliación Bayóvar, San Juan de Lurigancho

De este diseño de mezcla de tipo MBRC elaborado por Llerena (2018), rescatamos que la resistencia a los 28 días fue de 14.0 kg/cm², este valor aún es alto y no cumple con la resistencia especificada para nuestra presente investigación (< 10.0 kg/cm²). Por ello, se recurrió a un nuevo diseño de mezcla manteniendo constante los demás materiales y solo variando ligeramente la relación agua cemento para una menor resistencia.

En este diseño de mezcla definitiva obtuvo que la relación de a/c fue de 2.28 (Ver Tabla N°32). De igual manera, para esta dosificación con slump de 8” realizó el ensayo de resistencia a la probeta en las mismas condiciones de curado y edad de 3 días, arrojando un valor de 7.1 kg/cm² y a los 28 días de 9.20 kg/cm², este valor sí cumplió con la resistencia especificada.

Tabla N°32: Dosificación de mezcla N°4 – Definitiva

Diseño de mortero x m ³			Tanda de prueba 0.010 m ³	
Material	Peso (kg/m ³)		Material	
	Seco	Húmedo		
Cemento (kg)	125 kg	125 kg	Cemento (kg)	1.25
Ag. fino seco (kg)	1539 kg	1562 kg	Ag. fino seco (kg)	15.39
Agua (l)	285 l	285 l	Agua (l)	2.85
Aditivo Rheobuild (kg)	5.14 kg	5.14 kg	Rheobuild (gr)	51.40
Aditivo Sika Aer (kg)	0.25 kg	0.25 kg	Sika Aer (gr)	2.50
			Slump	8''
Proporción en volumen (pie ³) (C:A)/Agua			1:12.3 / 96.9Lt	
Aditivo Rheobuild 1201			1748 gr x bolsa de cemento	
Aditivo Sika Aer			85 gr x bolsa de cemento	

Fuente: Llerena Mallqui, D. (2018). Diseño de mortero de baja resistencia y su influencia en el relleno del colector ampliación Bayóvar, San Juan de Lurigancho

De este diseño de mezcla definitiva de tipo MBRC elaborado por Llerena (2018), rescatamos que la resistencia a los 3 días fue de 7.1 kg/cm², sin embargo, este valor es muy menor. De los diseños de mezclas se tiene que solo ha disminuido la cantidad de agua y cemento, por lo tanto, se estima un promedio de manera que la resistencia de mezcla del relleno fluido para nuestra investigación está en el siguiente rango (Ver Tabla N°33). La resistencia a tomar para la presente investigación a los 28 días será de 9.20 kg/cm².

Tabla N°33: Rangos de resistencias de MBRC en función a la relación a/c

Agua (l)	Cemento (kg)	a/c	f'c (kg/cm ²)
290.0	130.0	2.23	12.20
285.0	125.0	2.28	7.10

Fuente: Elaboración propia – Basado en resultados de Llerena (2018)

b) Estimación de capacidad de carga

Para fines del análisis y diseño de la zapata aislada utilizando relleno fluido como mejoramiento, se le divide la resistencia por un factor de seguridad igual a 3, por lo tanto, se tiene que la capacidad de carga permisible es:

$$q_{perm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{9.20}{3} \cong 3.05 \text{kg/cm}^2$$

Este valor de capacidad de carga permisible es la nueva resistencia del suelo producto del mejoramiento de suelos con relleno fluido con la cual se hará el nuevo diseño de la cimentación superficial.

A continuación, se detallan las características más importantes y el procedimiento de los modelos estructurales de los mejoramientos de suelos utilizando el programa de software Sap2000 v23.2.0. El modelamiento más detallado está en el Anexo N°5.

5.4.4 Modelo estructural del mejoramiento de suelos

Para la presente investigación se ha utilizado el programa de software Sap2000 v23.2.0 donde se crearon dos nuevos modelos del mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido a partir del predimensionamiento de las zapatas aisladas con el fin de analizar los esfuerzos máximos internos, deformaciones y bulbos de presiones máximos para cada tipo de mejoramiento de suelos. Estos modelos tienen como unidades el sistema métrico y las propiedades físicas mecánicas de cada tipo de mejoramiento de suelos y el propio suelo del terreno a distinta profundidad.

a) Definición de los modelos sólidos

Los modelos estructurales para los mejoramientos de suelos son de tipo sólidos en forma de bloques ya que se quiere analizar el comportamiento de los mejoramientos de suelos en las secciones transversales. Estos modelos sólidos de tipo bloque se crearon a partir del predimensionamiento de las zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos, asimismo los bloques tienen las dimensiones adecuadas definidos en los elementos estructurales para así realizar los análisis de los mejoramientos de suelos con geotextil y relleno fluido respectivamente.

b) Definición de las propiedades materiales

Para los modelos estructurales de los mejoramientos de suelos se han definido tres materiales los cuales son suelo terreno, suelo-geotextil y suelo-relleno fluido. Para la definición de las propiedades de estos materiales, no se ha considerado el peso específico ya que se quiere analizar el comportamiento de los esfuerzos máximos internos transmitidos de las zapatas aisladas a los mejoramientos de suelos en forma de deformaciones y bulbos de presiones máximos. Los elementos estructurales los cuales son los sólidos de tipo bloque

tienen asignados, en la parte superior, propiedades físicas mecánicas de los mejoramientos de suelos; y en la parte inferior y lateral, propiedades físicas mecánicas del propio suelo del terreno a distinta profundidad.

A continuación, se detallan las propiedades de los tres materiales utilizados en los modelamientos estructurales de los mejoramientos de suelos. Estas propiedades fueron extraídas según el estudio de mecánica de suelos realizado in situ (Ver Anexo N°9) y las propiedades físicas mecánicas del suelo-geotextil y suelo-relleno fluido.

b.1) Suelo:

Estrato N°1: CL

- Profundidad de estrato (P) = 2.50 - 4.50 m
- Módulo de elasticidad (E) = 10000 KPa \cong 101.97 kg/cm²
- Coeficiente de poisson (n) = 0.35
- Coeficiente térmico de expansión (A) = $6.0 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$
- Módulo de rigidez al corte (G) = $\frac{E}{2 \cdot (1 + n)} = \frac{101.97}{2 \cdot (1 + 0.35)} = 37.77 \text{ kg/cm}^2$

Estrato N°2: SP

- Profundidad de estrato (P) = 4.50 - 5.50 m
- Módulo de elasticidad (E) = 30000 KPa \cong 305.91 kg/cm²
- Coeficiente de poisson (n) = 0.30
- Coeficiente térmico de expansión (A) = $5.5 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$
- Módulo de rigidez al corte (G) = $\frac{E}{2 \cdot (1 + n)} = \frac{305.91}{2 \cdot (1 + 0.30)} = 117.66 \text{ kg/cm}^2$

Estrato N°3: SP-SM

- Profundidad de estrato (P) = 5.50 - 9.00 m
- Módulo de elasticidad (E) = 50000 KPa \cong 509.86 kg/cm²
- Coeficiente de poisson (n) = 0.30
- Coeficiente térmico de expansión (A) = $5.0 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$
- Módulo de rigidez al corte (G) = $\frac{E}{2 \cdot (1 + n)} = \frac{509.86}{2 \cdot (1 + 0.30)} = 196.10 \text{ kg/cm}^2$

b.2) Suelo-geotextil:

- Profundidad de estrato (P) = 4.00 - 5.50 m

- Módulo de elasticidad (E) = $0.4 \cdot 10^6 \text{ psi} \cong 28122.78 \text{ kg/cm}^2$
- Coeficiente de poisson (n) = 0.30
- Coeficiente térmico de expansión (A) = $5 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$
- Módulo de rigidez al corte (G) = $\frac{E}{2 \cdot (1 + n)} = \frac{28122.78}{2 \cdot (1 + 0.30)} = 10816.45 \text{ kg/cm}^2$

b.3) Suelo-relleno fluido:

- Profundidad de estrato (P) = 3.90 - 5.20 m
- Módulo de elasticidad (E) = $10235 \cdot f_c \cong 10235 \cdot 9.20 = 94162.0 \text{ kg/cm}^2$
- Coeficiente de poisson (n) = 0.15
- Coeficiente térmico de expansión (A) = $1.1 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$
- Módulo de rigidez al corte (G) = $\frac{E}{2 \cdot (1 + n)} = \frac{94162}{2 \cdot (1 + 0.15)} = 40940.0 \text{ kg/cm}^2$

c) Definición de los elementos estructurales

Para los modelamientos estructurales de los mejoramientos de suelos se tienen dos sólidos de tipo bloque de diferentes dimensiones y profundidades de acuerdo al predimensionamiento de las zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos. El lugar geométrico de las zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos está ubicada al centro de los modelos sólidos de tipo bloque, además estos sólidos de tipo bloque tienen asignados propiedades físicas mecánicas de los mejoramientos de suelos y propiedades físicas mecánicas del propio suelo del terreno a distinta profundidad de acuerdo a los estratos.

A continuación, se definen y se mencionan algunas características más importantes de estos sólidos de tipo bloque tales como dimensiones y profundidad.

c.1) Modelo sólido tipo bloque

De acuerdo al predimensionamiento de las zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos, se han creado dos modelos sólidos de tipo bloque. Estos modelos sólidos están divididos en 14 secciones en ambas direcciones en planta y divididos en 10 secciones en profundidad. Además, tienen 16 bloques para las zapatas aisladas y 36 bloques para los mejoramientos de suelos.

- Sección paralelepípedo

Se detallan las dimensiones y profundidades de los modelos sólidos de tipo bloque para cada tipo de mejoramiento de suelos (Ver Tabla N°34).

Tabla N°34: Dimensiones y profundidades de los modelos sólidos de tipo bloque

Modelo sólido	L (m)	B (m)	H (m)
S-01 (Geotextil)	7.70	6.65	5.0
S-02 (Relleno fluido)	8.40	7.35	5.1

Fuente: Elaboración propia

d) Definición de los patrones de carga

Los modelos estructurales de los modelos sólidos de tipo bloque para cada tipo de mejoramiento de suelos tienen los siguientes patrones de carga (Ver Figura N°97). Estos patrones de carga corresponden a un análisis de resultados de los esfuerzos máximos de las cimentaciones superficiales de zapatas aisladas a los mejoramientos de suelos con geotextil y relleno fluido respectivamente, basados en una combinación de cargas de servicio con o sin presencia del sismo en ambas direcciones.

TABLE: Load Patterns	
Name	Type
Servicio sin sismo	Other
Servicio + SX	Other
Servicio - SX	Other
Servicio + SY	Other
Servicio - SY	Other

Figura N°97: Patrones de carga

Fuente: Elaboración propia – Sap2000 v23.2.0

e) Dibujo del modelo estructural de los mejoramientos de suelos

Se dibujó los modelos estructurales de los dos mejoramientos de suelos en base a la definición de los modelos sólidos de tipo bloque con las dimensiones y profundidades de acuerdo a un predimensionamiento inicial de las zapatas aisladas, modelando los elementos estructurales como son los sólidos de tipo bloque con sus respectivas definiciones de materiales de acuerdo al perfil de los estratos según el estudio de mecánica de suelos y el lugar geométrico del mejoramiento de suelos. Después, se asignaron las cargas correspondientes que

son los esfuerzos máximos con y sin presencia del sismo, así mismo la envolvente para la combinación de cargas en condición de servicio obtenidos en el análisis de las zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos. Por defecto, el programa asigna apoyos de empotramiento en la superficie inferior, a esto se le agregó los apoyos fijos en los extremos de los modelos sólidos para restringir los desplazamientos laterales del suelo, más no los giros de los extremos del bloque general (Ver Figura N°98). Por último, se hizo correr el programa para su respectivo análisis estructural de los mejoramientos de suelos verificando los esfuerzos máximos internos, deformaciones y bulbos de presiones máximos en los mejoramientos de suelos. Este análisis y verificación de los mejoramientos de suelos están desarrollados en el capítulo N°6 de análisis e interpretación de resultados.

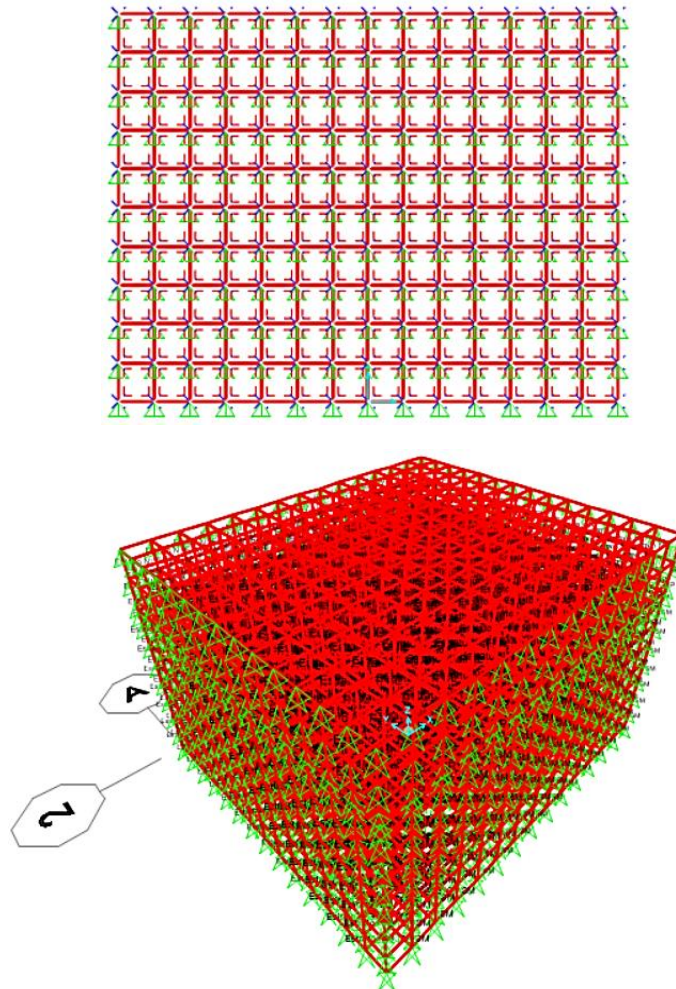


Figura N°98: Asignación de apoyos en los modelos estructurales de los mejoramientos de suelos

Fuente: Elaboración propia – Sap2000 v23.2.0

f) Presentación del modelo estructural de los mejoramientos de suelos
A continuación, se presentan los modelos estructurales finales para cada tipo de mejoramiento de suelos (Ver Figura N°99, N°100, N°101 y N°102).

- Mejoramiento de suelos con geotextil

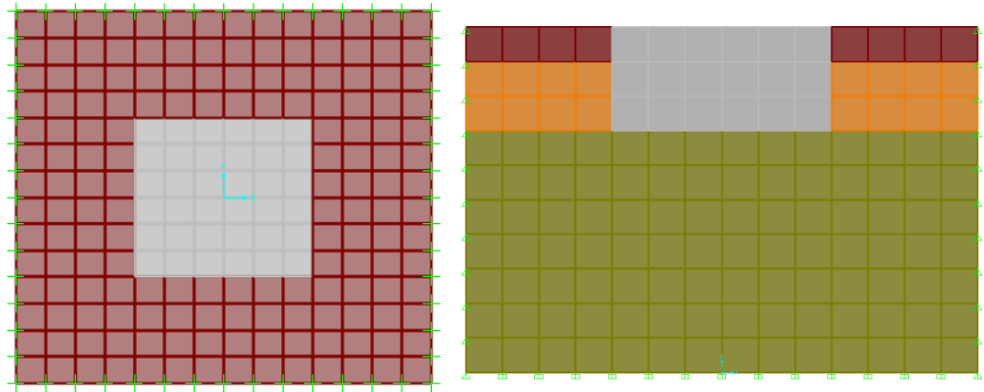


Figura N°99: Modelo estructural del mejoramiento de suelos vista en planta y corte (Suelo-geotextil)

Fuente: Elaboración propia – Sap2000 v23.2.0

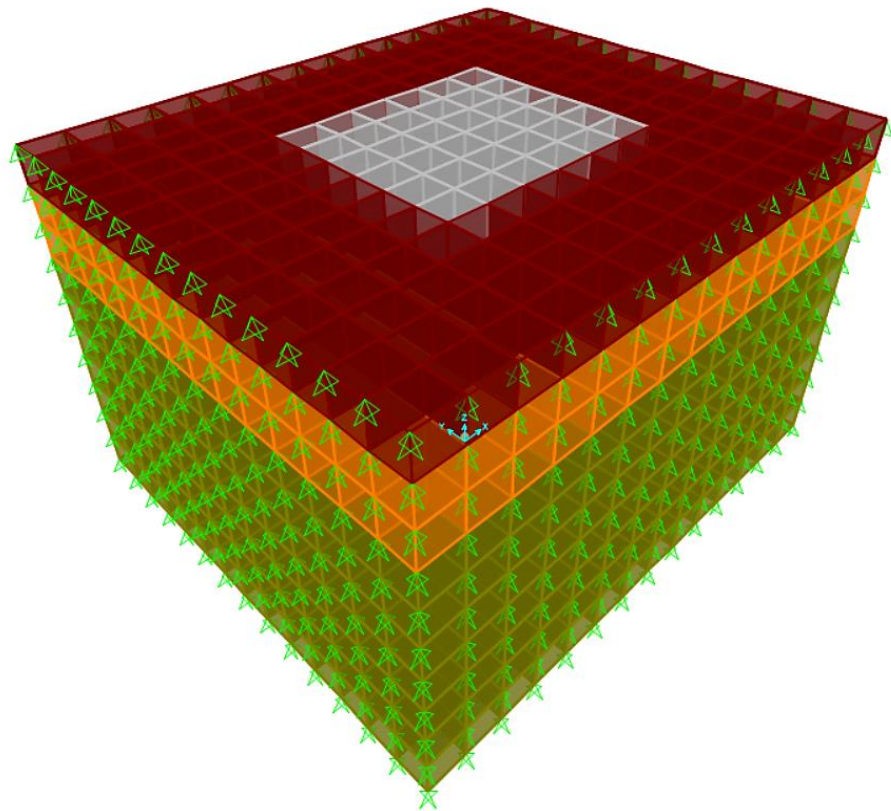


Figura N°100: Modelo estructural del mejoramiento de suelos vista en 3D (Suelo-geotextil)

Fuente: Elaboración propia – Sap2000 v23.2.0

- Mejoramiento de suelos con relleno fluido

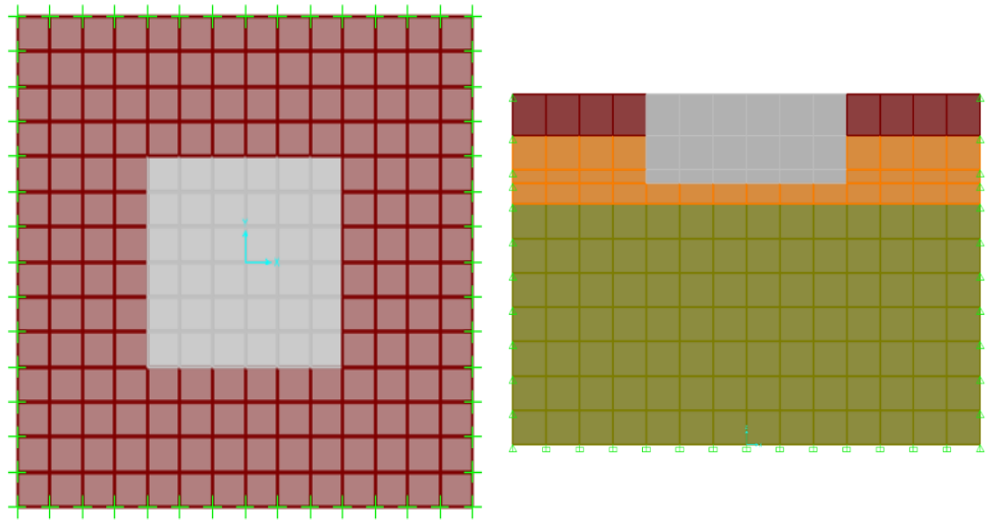


Figura N°101: Modelo estructural del mejoramiento de suelos vista en planta y corte (Suelo-relleno fluido)

Fuente: Elaboración propia – Sap2000 v23.2.0

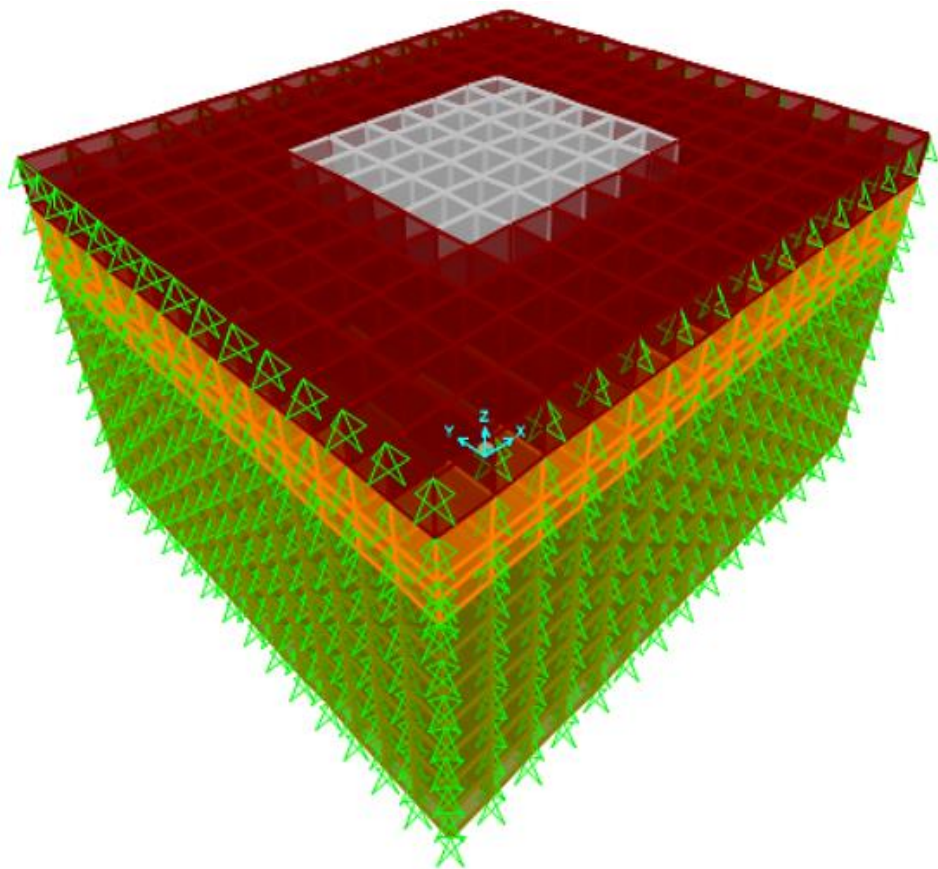


Figura N°102: Modelo estructural del mejoramiento de suelos vista en 3D (Suelo-relleno fluido)

Fuente: Elaboración propia – Sap2000 v23.2.0

5.5 Cimentación

5.5.1 Generalidades

El edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos es de cimentaciones superficiales de concreto armado. Para esta sección del capítulo, se tomó en consideración el análisis de la columna más cargada de toda la estructura con una cimentación superficial de zapata aislada el cual recibirá las cargas y momentos actuantes. Estas cargas y momentos son obtenidos del análisis sísmico en Etabs 2019 v19.1.0 para un predimensionamiento inicial de la zapata aislada mediante el cálculo de combinaciones de fuerzas y momentos de servicio teniendo en cuenta las capacidades de carga permisibles de los mejoramientos de suelos, para así finalmente presentar los modelos estructurales de la cimentación utilizando el software Safe 2016 v16.0.2 realizando posteriormente los análisis y resultados para cada tipo de mejoramiento de suelos.

5.5.2 Metrado de cargas y predimensionamiento

A partir del modelo matemático en Etabs 2019 se tienen las cargas y momentos para la condición de servicio en las columnas del edificio multifamiliar Exclusive. De acuerdo a la presente norma E.030 de diseño sismorresistente para la determinación de las presiones actuantes en el suelo para la verificación por esfuerzos admisibles, se hace con las fuerzas obtenidas del análisis sísmico con un 0.8 de factor multiplicativo. A continuación, se muestran las cargas y momentos actuantes de los patrones de carga en los apoyos de las columnas estructurales (Ver Figura N°103).

TABLE: Joint Reactions										
Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
					tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Base	C-01 N°1	SERVICIO - DEAD SAFE	Combination		-4.846	1.069	56.862	-1.467	-1.929	0.111
Base	C-01 N°1	SERVICIO - LIVE SAFE	Combination		-1.806	0.312	12.079	-0.432	-0.627	0.033
Base	C-01 N°1	SERVICIO - SISMO X SAFE	Combination	Max	-12.765	-0.273	-2.473	0.518	-0.938	-0.045
Base	C-01 N°1	SERVICIO - SISMO Y SAFE	Combination	Max	-19.691	-0.628	-2.697	1.422	-2.290	-0.066
Base	C-01 N°2	SERVICIO - DEAD SAFE	Combination		6.892	0.942	71.188	-2.356	2.591	0.344
Base	C-01 N°2	SERVICIO - LIVE SAFE	Combination		1.885	0.267	15.822	-0.689	0.599	-0.039
Base	C-01 N°2	SERVICIO - SISMO X SAFE	Combination	Max	6.288	0.046	1.404	0.504	-7.060	-0.403
Base	C-01 N°2	SERVICIO - SISMO Y SAFE	Combination	Max	5.678	-0.202	-1.594	1.465	-7.573	-0.129
Base	C-01 N°3	SERVICIO - DEAD SAFE	Combination		-6.555	-2.795	69.443	2.781	-4.856	-2.976
Base	C-01 N°3	SERVICIO - LIVE SAFE	Combination		-1.374	-0.820	14.520	0.870	-2.182	0.714
Base	C-01 N°3	SERVICIO - SISMO X SAFE	Combination	Max	-12.141	-0.366	5.651	0.445	-4.225	2.721
Base	C-01 N°3	SERVICIO - SISMO Y SAFE	Combination	Max	-11.548	-0.895	2.277	1.095	-3.891	6.326

Base	C-02	SERVICIO - DEAD SAFE	Combination		0.438	-0.620	89.713	0.792	0.546	-0.003
Base	C-02	SERVICIO - LIVE SAFE	Combination		0.158	-0.221	28.737	0.283	0.196	-0.001
Base	C-02	SERVICIO - SISMO X SAFE	Combination	Max	0.275	-0.055	-0.524	0.087	0.159	-0.018
Base	C-02	SERVICIO - SISMO Y SAFE	Combination	Max	0.028	-0.057	2.816	0.160	-0.150	-0.013
Base	C-03	SERVICIO - DEAD SAFE	Combination		-1.343	1.894	142.109	-1.600	2.147	-0.013
Base	C-03	SERVICIO - LIVE SAFE	Combination		-0.422	0.551	34.233	-0.508	0.698	-0.006
Base	C-03	SERVICIO - SISMO X SAFE	Combination	Max	0.127	-0.338	5.380	0.114	-3.137	0.003
Base	C-03	SERVICIO - SISMO Y SAFE	Combination	Max	-1.547	-0.911	1.700	0.312	-2.562	-0.014
Base	C-04	SERVICIO - DEAD SAFE	Combination		0.260	3.203	78.260	-3.657	1.367	-0.004
Base	C-04	SERVICIO - LIVE SAFE	Combination		-0.014	1.133	20.372	-1.292	0.410	-0.001
Base	C-04	SERVICIO - SISMO X SAFE	Combination	Max	-21.536	-0.144	10.487	0.248	-3.605	-0.057
Base	C-04	SERVICIO - SISMO Y SAFE	Combination	Max	-20.712	-0.293	-9.934	0.759	-4.723	-0.068

Figura N°103: Cargas y momentos actuantes de los patrones de carga en los apoyos de las columnas estructurales

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

Según el ACI 318SR-14, se define como columna estrictamente a aquellos elementos en los que la relación entre sus lados es mayor a 0.40, de manera que la columna C-03 no es estrictamente una columna. Todas las columnas de la estructura tienen momentos pequeños de manera que el predimensionamiento por cargas de gravedad es la predominante, por lo tanto, se tiene que la columna C-02 es la más cargada de la estructura (Ver Tabla N°35).

Tabla N°35: Sumatoria de las cargas de gravedad en columnas (ΣF_z)

Columnas	a (cm)	b (cm)	a/b >= 0.40	F_{grav} (ton)	Condición
C-01 N°1	25.00	60.00	0.42	63.771	Columna
C-01 N°2	25.00	60.00	0.42	86.820	Columna
C-01 N°3	25.00	60.00	0.42	91.891	Columna
C-02	30.00	60.00	0.50	120.742	Columna
C-03	25.00	230.00	0.11	183.422	Muro
C-04	25.00	60.00	0.42	99.186	Columna

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestran las cargas y momentos actuantes de los patrones de carga en el apoyo de la columna C-02 (Ver Figura N°104).

TABLE: Joint Reactions										
Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
					tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Base	C-02	SERVICIO - DEAD SAFE	Combination		0.438	-0.620	89.713	0.792	0.546	-0.003
Base	C-02	SERVICIO - LIVE SAFE	Combination		0.158	-0.221	28.737	0.283	0.196	-0.001
Base	C-02	SERVICIO - SISMO X SAFE	Combination	Max	0.275	-0.055	-0.524	0.087	0.159	-0.018
Base	C-02	SERVICIO - SISMO Y SAFE	Combination	Max	0.028	-0.057	2.816	0.160	-0.150	-0.013

Figura N°104: Cargas y momentos actuantes de los patrones de carga en el apoyo de la columna C-02

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

Luego de presentar el análisis de la estructura con todas las consideraciones realizadas en la sección anterior, realizado el análisis sísmico y dando cumplimiento a lo estipulado en la presente norma E.030 de diseño sismorresistente, se procede a analizar la cimentación, como ya se mencionó anteriormente solo se tomará en cuenta la zapata aislada de la columna más cargada, en este caso es la C-02 ubicada entre el eje 2 y el eje D del plano estructural (Ver Figura N° 105).

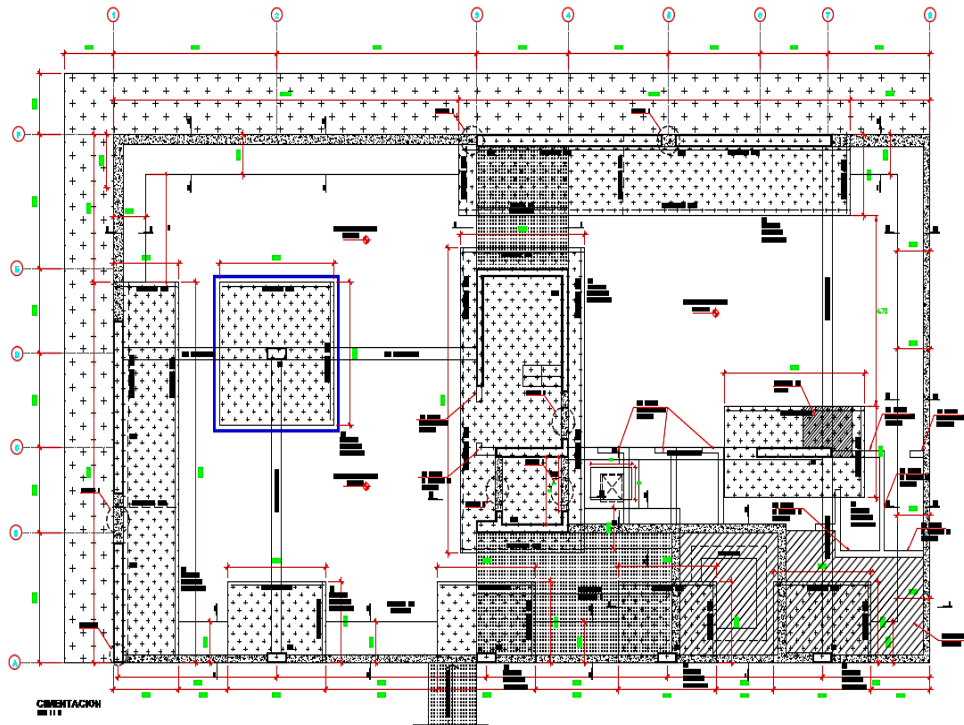


Figura N° 105: Plano de cimentación

Fuente: SERVIMASTER 21 S.A.C. (2021). Expediente técnico y memoria descriptiva (Edificio Multifamiliar Exclusive)

Las cargas sísmicas axiales, no siempre conllevan signos opuestos por reversibilidad de la fuerza sísmica, está dependerá de varios factores como la ubicación de la columna dentro de la estructura, forma estructural, dimensiones, etc. Es importante tomar todos los posibles escenarios de las cargas solicitadas con o sin presencia de sismo y evaluar su impacto en el dimensionamiento de la zapata aislada, además se debe tener en cuenta que el sismo no actúa simultáneamente en las dos direcciones.

De la figura N° 104 se obtienen las cargas y momentos actuantes de los patrones de carga en el apoyo de la columna C-02 con la cual se procede al

predimensionamiento de la zapata aislada para ambos tipos de mejoramiento de suelos.

A continuación, se detallan los parámetros de diseño y sobrecargas que intervienen en el cálculo. Estas sobrecargas fueron extraídas según la norma E.020 de cargas, así como las propiedades del suelo según el estudio de mecánica de suelos que se encuentra anexado en la presente investigación (Ver Anexo N°9) y las estimaciones de las capacidades de carga permisibles para cada tipo de mejoramiento de suelos.

- Sobrecarga de estacionamiento (E) = 250 kgf/m²
- Peso específico del concreto simple de grava (γ) = 2300 kgf/m³
- Peso específico del mortero de cemento (γ) = 2000 kgf/m³
- Peso específico del suelo (γ) = 1700 kgf/m³
- Factor de compactación del suelo (C) = 95% del próctor modificado
- Capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelo utilizando el geotextil (σ_t) = 3.55 kg/cm²
- Capacidad de carga permisible del mejoramiento del suelo utilizando el relleno fluido (σ_t) = 3.05 kg/cm²
- Sección de la columna C-02 (b x h) = 30 cm x 60 cm

a) Predimensionamiento de zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil

Se realiza sin incluir el efecto sísmico

$$P_{\text{grav}} = P_{\text{cm}} + P_{\text{cv}} = 89.713 + 28.737 = 118.45 \text{ ton}$$

$$A_z = \frac{P_{\text{grav}}(\% \text{ppz})}{\sigma_t (\% \text{red})}$$

Donde: %red = 0.90

$$\text{Si: } \frac{3.0\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_t < \frac{5.0\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \% \text{ppz} = 5\%, \quad \text{Si: } \frac{1.0\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_t < \frac{2.0\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \% \text{ppz} = 8\%$$

Cálculo del esfuerzo efectivo (σ'_t):

$$\sigma'_t = \sigma_t - \sum S/C, \quad \sigma_t = 3.55 \text{ kg/cm}^2$$

Sobrecargas:

i) Carga de estacionamiento = 250 kgf/m²

ii) Suelo compactado

$$\text{Peso específico del suelo } (\gamma) = 1700 \text{ kgf/m}^3$$

$$\text{Altura del suelo compactado } (h) = 1.15 \text{ m}$$

Factor de compactación del suelo (95% del próctor modificado)

$$\text{Carga del suelo compactado} = \frac{\gamma \cdot h}{95\%} = \frac{1700 \cdot 1.15}{0.95} = 2057.89 \text{ kgf/m}^2$$

iii) Acabados

$$\text{Peso específico del mortero de cemento } (\gamma) = 2000 \text{ kgf/m}^3$$

$$\text{Espesor de acabados } (e) = 0.025 \text{ m}$$

$$\text{Carga de acabados} = \gamma \cdot e = 2000 \cdot 0.025 = 50 \text{ kgf/m}^2$$

iv) Falso piso

$$\text{Peso específico del mortero de cemento } (\gamma) = 2000 \text{ kgf/m}^3$$

$$\text{Espesor de falso piso } (e) = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Carga de falso piso} = \gamma \cdot e = 2000 \cdot 0.15 = 300 \text{ kgf/m}^2$$

v) Solado

$$\text{Peso específico del concreto simple de grava } (\gamma) = 2300 \text{ kgf/m}^3$$

$$\text{Espesor del solado } (e) = 0.10 \text{ m}$$

$$\text{Carga del solado} = \gamma \cdot e = 2300 \cdot 0.10 = 230 \text{ kgf/m}^2$$

Entonces se tiene que el esfuerzo efectivo es:

$$\sum S/C = 250 + 2057.89 + 50 + 300 + 230 = 2887.89 \text{ kgf/m}^2$$

$$\sigma'_t = \sigma_t - \sum S/C = 3.55 - \frac{2887.89}{100^2} = 3.26 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se tiene la siguiente área de cimentación:

$$A_z = \frac{P_{\text{grav}}(\% \text{ppz})}{\sigma'_t(\% \text{red})} = \frac{118.45 \cdot 1.05}{3.26 \cdot 10 \cdot 0.9} = 4.24 \text{ m}^2$$

Se busca que los volados en ambas direcciones posean longitudes iguales

$$n = \frac{-(b+h) + \sqrt{(b+h)^2 - 4(b \cdot h - A_z)}}{4} = \frac{-(0.3+0.6) + \sqrt{(0.3+0.6)^2 - 4(0.3 \cdot 0.6 - 4.24)}}{4} = 0.80$$

Entonces, se tiene:

$$L = 2n + h = 2 \cdot 0.80 + 0.60 = 2.20 \text{ m}$$

$$B = 2n + b = 2 \cdot 0.80 + 0.30 = 1.90 \text{ m}$$

De acuerdo al predimensionamiento la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil es de 2.20m x 1.90m, este predimensionamiento se modelará en el software Safe 2016 v16.0.2 para realizar el análisis y el diseño en concreto armado de la cimentación.

b) Predimensionamiento de zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido

Cálculo del esfuerzo efectivo (σ'_t):

$$\sigma'_t = \sigma_t - \sum S/C, \sigma_t = 3.05 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces se tiene que el esfuerzo efectivo es: (Sin considerar el solado)

$$\sum S/C = 250 + 2057.89 + 50 + 300 = 2657.89 \text{ kgf/m}^2$$

$$\sigma'_t = \sigma_t - \sum S/C = 3.05 - \frac{2657.89}{100^2} = 2.78 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, se tiene la siguiente área de cimentación:

$$A_z = \frac{P_{\text{grav}}(\% \text{ppz})}{\sigma'_t(\% \text{red})} = \frac{118.45 * 1.05}{2.78 * 10 * 0.9} = 4.97 \text{ m}^2$$

Se busca que los volados en ambas direcciones posean longitudes iguales

$$n = \frac{-(b+h) + \sqrt{(b+h)^2 - 4(b*h - A_z)}}{4} = \frac{-(0.3+0.6) + \sqrt{(0.3+0.6)^2 - 4(0.3*0.6 - 4.97)}}{4} = 0.90$$

Entonces, se tiene:

$$L = 2n + h = 2*0.90 + 0.60 = 2.40\text{m}$$

$$B = 2n + b = 2*0.90 + 0.30 = 2.10\text{m}$$

De acuerdo al predimensionamiento la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido es de 2.40m x 2.10m, este predimensionamiento se modelará en el software Safe 2016 v16.0.2 para realizar el análisis y diseño geotécnico estructural en concreto armado de la cimentación.

A continuación, se detallan las características más importantes y el procedimiento de los modelos estructurales de la cimentación para cada tipo de mejoramiento de suelos utilizando el programa de software Safe 2016 v16.0.2. Los modelamientos más detallados están en el Anexo N°4.

5.5.3 Modelo estructural de la cimentación

Para la presente investigación se ha utilizado el programa de software Safe 2016 v16.0.2 donde se crearon dos nuevos modelos a partir del predimensionamiento para cada tipo de mejoramiento de suelos para así analizar y diseñar en concreto armado las cimentaciones. Estos modelos tienen como unidades el sistema métrico y el código de diseño en concreto ACI 318-14, similarmente para el acero de refuerzo a utilizar con código del ASTM A706 grado 60.

a) Definición de los ejes en planta y elevación

Los modelos se crearon a partir del predimensionamiento de las zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos, asimismo el nivel superior de las zapatas está al mismo nivel del apoyo de la columna C-02 ya que en el plano de cimentación se tiene distintos niveles de profundidad de cimentación para todas las columnas estructurales. La columna C-02 se ubica al centro para cada zapata aislada por lo tanto los ejes de la columna están a la mitad para cada dimensión de las cimentaciones, además las zapatas aisladas tienen una elevación de 50cm por debajo del plano de modelamiento para sus espesores de peraltes iniciales para el mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido respectivamente.

b) Definición de las propiedades materiales

Para los modelos estructurales de la cimentación se han definido dos materiales los cuales son el concreto y el acero de refuerzo. Los elementos estructurales los cuales son las zapatas aisladas y la columna son de concreto con acero de refuerzo. De acuerdo al plano de cimentación existe por encima de las zapatas aisladas sobrecargas tales como el peso del suelo compactado, el peso de la losa del falso piso, una sobrecarga de acabados y de estacionamiento. También existe por debajo de las zapatas aisladas una sobrecarga del solado, estos no han sido modelados sin embargo se ha considerado su carga para que los modelos representen mejor los esfuerzos máximos y últimos que transmiten al suelo para cada tipo de mejoramiento de suelos.

A continuación, se detallan las propiedades de los materiales utilizados en los modelamientos. Estas propiedades son de acuerdo a la norma E.020 de cargas y E.060 de concreto armado según las especificaciones propias del proyecto.

b.1) Concreto:

- Resistencia a la compresión (f'_c) = 210 kg/cm²
- Peso específico (γ) = 2400 kgf/m³
- Módulo de elasticidad (E) = $15000\sqrt{f'_c} = 15000\sqrt{210} = 217370.65$ kg/cm²
- Coeficiente de poisson (n) = 0.15
- Coeficiente térmico de expansión (A) = $1 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$
- Módulo de rigidez al corte (G) = $\frac{E}{2 \cdot (1 + n)} = \frac{217370.65}{2 \cdot (1 + 0.15)} = 94508.98$ kg/cm²

b.2) Acero de refuerzo:

- Límite de fluencia (f_y) = 4200 kg/cm²
- Resistencia mínima a la tracción (f_u) = $1.5 \cdot F_y = 1.5 \cdot 4200 = 6300$ kg/cm²
- Peso específico (γ) = 7850 kgf/m³
- Módulo de elasticidad (E) = $2 \cdot 10^6$ kg/cm²
- Coeficiente térmico de expansión (A) = $1.1 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$

c) Definición del tamaño de las varillas de acero de refuerzo

Para los modelos estructurales es importante definir el tamaño del acero de refuerzo, tanto en área como en diámetro para así colocar el acero de refuerzo en las zapatas aisladas y diseñar en concreto armado (Ver Figura N°106).

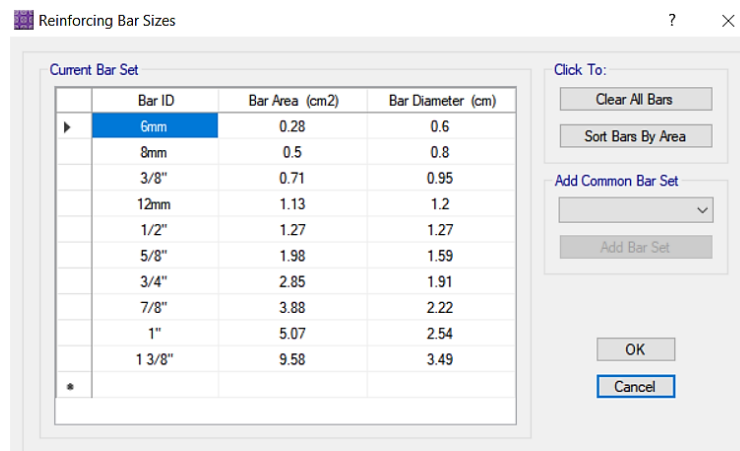


Figura N°106: Definición del área y diámetro de las varillas de refuerzo

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

d) Definición de los elementos estructurales

Para los modelamientos se tiene dos zapatas aisladas de igual espesor de peraltes con un predimensionamiento inicial para cada tipo de mejoramiento de suelos y la columna C-02 con una sección uniforme ubicada al centro de cada zapata aislada.

A continuación, se definen y se mencionan algunas características más importantes para cada elemento estructural tales como dimensiones de la sección transversal y espesores.

d.1) Zapatas

De acuerdo al predimensionamiento se tiene dos zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos, estas zapatas son rectangulares con un volado igual en ambas direcciones y tienen un recubrimiento de 7.5cm. Estas zapatas tienen 50cm de espesor de peralte inicial para un mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido respectivamente.

- Sección rectangular

Se detallan las dimensiones y espesores de los peraltes de las dos zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos (Ver Tabla N°36).

Tabla N°36: Dimensiones y espesores de peraltes de las zapatas aisladas

Zapata aislada	L (m)	B (m)	H _z (m)
Z-01 (Geotextil)	2.20	1.90	0.50
Z-02 (Relleno fluido)	2.40	2.10	0.50

Fuente: Elaboración propia

d.2) Columna

Para los modelamientos de las zapatas aisladas se tiene la columna C-02 con una sección transversal rectangular de 30cm x 60cm. Esta columna mantiene una continuidad en lo alto de la edificación y también es la columna más cargada de toda la estructura. Las reacciones y momentos actuantes en el apoyo de empotramiento de la columna C-02 serán transmitidos a cada zapata aislada para cada tipo de mejoramiento de suelos. Esta columna tiene 4cm de recubrimiento, también tiene como acero de refuerzo principal varillas de 3/4" y estribos de varillas de 3/8".

- Sección rectangular

Se detallan las dimensiones y los aceros de refuerzo de la columna C-02 (Ver Tabla N°37).

Tabla N°37: Dimensiones y acero de refuerzo de la columna C-02

Columna	b (m)	h (m)	Acero longitudinal	Acero de estribos
C-02	0.30	0.60	10 ϕ 3/4"	ϕ 3/8"

Fuente: Elaboración propia

e) Definición de los patrones de carga

Los modelos de las zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos tienen los siguientes patrones de carga: (Ver Figura N°107)

TABLE: Load Patterns	
Name	Type
Dead	Dead
Live	Live
Acabados	Super Dead
Suelo compactado	Super Dead
Solado	Super Dead
Falso piso	Super Dead
Sismo X	Quake
Sismo Y	Quake

Figura N°107: Patrones de carga de las zapatas aisladas

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

f) Asignación de cargas

La asignación de cargas para los modelos estructurales de las zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos fue de acuerdo a la presente norma E.020 de cargas. Se han asignado cargas en área y puntual sobre la superficie superior de las zapatas aisladas y en el punto del apoyo de la columna C-02 respectivamente a partir de la definición de los patrones de carga. Estas cargas tienen un metrado que se han incluido en los modelamientos. A continuación, se presenta las cargas asignadas en los modelos estructurales de la cimentación:

f.1) Cargas en área (kgf/m²):

- Zapatas

Las cargas vivas del estacionamiento fueron asignadas de acuerdo a la norma E.020 de cargas. De acuerdo al plano de cimentación, para las cargas del suelo compactado, acabados, falso piso y solado se tiene:

Sobrecargas:

i) Carga de estacionamiento = 250 kgf/m²

ii) Suelo compactado

Peso específico del suelo (γ) = 1700 kgf/m³

Altura del suelo compactado (h) = 1.15 m

Factor de compactación del suelo (95% del próctor modificado)

Carga del suelo compactado = $\frac{\gamma \cdot h}{95\%} = \frac{1700 \cdot 1.15}{0.95} = 2057.89 \text{ kgf/m}^2$

iii) Acabados

Peso específico del mortero de cemento (γ) = 2000 kgf/m³

Espesor de acabados (e) = 0.025 m

Carga de acabados = $\gamma \cdot e = 2000 \cdot 0.025 = 50 \text{ kgf/m}^2$

iv) Falso piso

Peso específico del mortero de cemento (γ) = 2000 kgf/m³

Espesor de falso piso (e) = 0.15 m

Carga de falso piso = $\gamma \cdot e = 2000 \cdot 0.15 = 300 \text{ kgf/m}^2$

v) Solado (Solo en el mejoramiento de suelos con geotextil)

Peso específico del concreto simple de grava (γ) = 2300 kgf/m³

Espesor del solado (e) = 0.10 m

Carga del solado = $\gamma \cdot e = 2300 \cdot 0.10 = 230 \text{ kgf/m}^2$

A continuación, se presentan las cargas en área (kgf/m²) de gravedad asignadas sobre las zapatas aisladas (Ver Figura N°108).

TABLE: Load Assignments - Surface Loads		
Name	Dir	UnifLoad (kgf/m ²)
Live	Gravity	250.00
Acabados	Gravity	50.00
Solado	Gravity	230.00
Falso piso	Gravity	300.00
Suelo compactado	Gravity	2057.89

Figura N°108: Sobrecargas kgf/m² en zapatas aisladas

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

f.2) Cargas puntual (kgf):

- Columna C-02

Estas cargas son reacciones en el apoyo de empotramiento de la columna C-02 obtenidas de un análisis estructural y sísmico de la estructura en Etabs 2019. Estas cargas se asignan a los modelos estructurales de la columna C-02 sobre las zapatas aisladas con los signos cambiados a excepción de las fuerzas de gravedad.

A continuación, se presentan las cargas puntuales y momentos actuantes asignadas en la columna C-02 sobre las zapatas aisladas (Ver Figura N°109).

Name	Fx	Fy	Fgrav	Mx	My	Mz	XDim	YDim
	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	m	m
Dead	-0.438	0.620	89.713	-0.792	-0.546	0.003	0.60	0.30
Live	-0.158	0.221	28.737	-0.283	-0.196	0.001	0.60	0.30
Sismo X	-0.275	0.055	-0.524	-0.087	-0.159	0.018	0.60	0.30
Sismo Y	-0.028	0.057	2.816	-0.160	0.150	0.013	0.60	0.30

Figura N°109: Cargas puntuales y momentos actuantes en el apoyo de la columna C-02 de las zapatas aisladas

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

g) Definición de la estimación del peso

De acuerdo a la presente norma E.030 de diseño sismorresistente en el artículo 26 para edificaciones de la categoría C, se toma el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva. El programa de software Safe 2016 puede realizar análisis modal de la cimentación, por lo tanto, en los modelos estructurales de las zapatas aisladas se asignó los factores multiplicativos para cada patrón de carga considerando el peso propio de la cimentación (Ver Figura N°110).

Name	Name	Multiplier
Estimación del peso	Dead	1.00
Estimación del peso	Acabados	1.00
Estimación del peso	Falso piso	1.00
Estimación del peso	Solado	1.00
Estimación del peso	Suelo compactado	1.00
Estimación del peso	Live	0.25

Figura N°110: Definición de la estimación del peso

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

h) Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga se modelaron de tipo lineal, la envolvente y servicio de combinaciones de tipo envelope. De acuerdo a la presente norma E.060 de concreto armado se tiene las siguientes combinaciones de carga:

- 1.4D + 1.7L
- 1.25D + 1.25L ± SX
- 1.25D + 1.25L ± SY
- 0.9D ± SX
- 0.9D ± SY
- Envolvente y servicio

Donde:

D: Carga muerta, L: Carga viva, SX: Carga de sismo en dirección X, SY: Carga de sismo en dirección Y

i) Definición del coeficiente de balasto

En los modelos estructurales de las zapatas aisladas se asignó un coeficiente de balasto de acuerdo a la capacidad de carga permisible del suelo estimada para el mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido (Ver Figura N°111).

Las capacidades de cargas permisibles de acuerdo al tipo de mejoramiento son:

- Capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelo utilizando el geotextil (σ_t) = 3.55 kg/cm²
- Capacidad de carga permisible del mejoramiento del suelo utilizando el relleno fluido (σ_t) = 3.05 kg/cm²

Se obtienen los coeficientes de balasto para el mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido de acuerdo a la capacidad carga permisible (Ver Figura N°112).

TABLE: Soil Properties			
Soil	Effort Admissible	Subgrade Modulus	NonlinOpt
	kgf/cm ²	kgf/cm ³	
Suelo - Geotextil	3.55	7.10	Compression Only
Suelo - Relleno fluido	3.05	6.10	Compression Only

Figura N°111: Esfuerzos admisibles y coeficientes de balastos

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

Modulo de Reaccion del Suelo Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Figura N°112: Módulo de reacción del suelo o coeficiente de balasto

Fuente: Morrison, N. (1993). Interacción suelo-estructuras: Semi-espacio de winkler

A continuación, se presenta el coeficiente de balasto de tipo solo en compresión en el programa de software Safe 2016 para cada zapata aislada de acuerdo al tipo de mejoramiento de suelos (Ver Figura N°113 y N°114).

The screenshot shows a dialog box titled "Soil Subgrade Property Data" with the following fields and options:

- General Data:**
 - Property Name: Suelo - Geotextil
 - Display Color: Red (with a "Change..." button)
 - Property Notes: (with a "Modify/Show Notes..." button)
- Property:**
 - Subgrade Modulus (Compression Only): 7.1E+00 kgf/cm3
- Nonlinear Option (Nonlinear Cases Only):**
 - None (Linear)
 - Tension Only
 - Compression Only
 - Elasto-Plastic
 - Compression Stiffness: []
 - Compression Strength: []
 - Tension Stiffness: []
 - Tension Strength: []

Buttons at the bottom: OK, Cancel.

Figura N°113: Definición del coeficiente de balasto suelo-geotextil

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

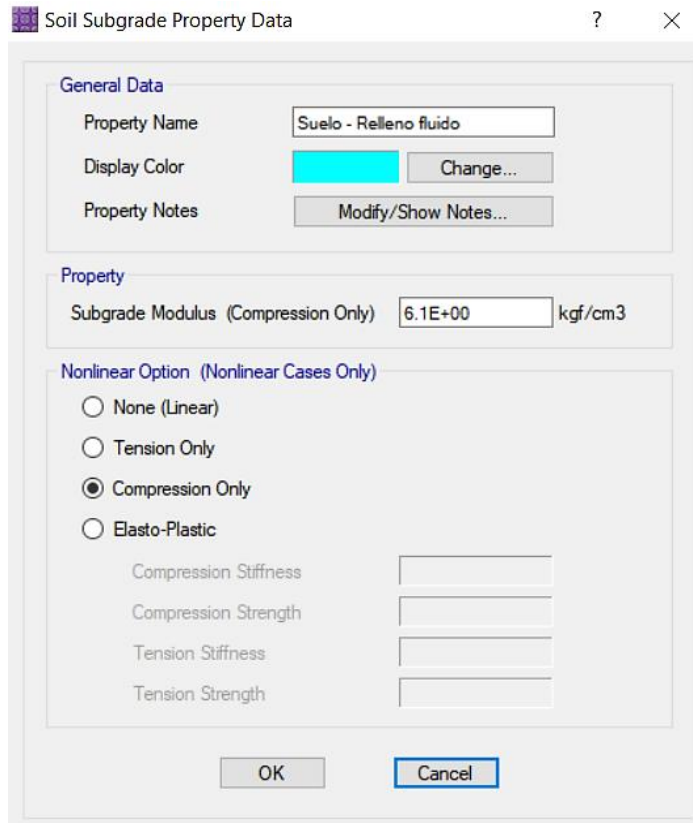


Figura N° 114: Definición del coeficiente de balasto suelo-relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

j) Definición de modal case y load case

Para los modelos estructurales de las zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos se definió un modal case de tipo eigen en correlación con la estimación del peso según el artículo 26 con una masa participativa para un análisis modal. El número de modos está relacionado con los grados de libertad de la cimentación, por lo que para cada zapata aislada determinan 3 modos de respuesta. Estos casos modales determinan los periodos y frecuencias para cada zapata aislada de acuerdo al tipo de mejoramiento de suelos ya sea geotextil o relleno fluido. También se definen los load case de todos los patrones de carga con un factor de escala 1.0 para un tipo de diseño estático bajo un análisis de tipo lineal para condiciones de rigidez iniciales sin esfuerzo.

k) Factores de resistencia

Para los modelos estructurales de las zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos se han definido los factores de resistencia de acuerdo

a la presente norma E.060 de concreto armado en la cual especifica que las resistencias de diseño (ϕR_n) proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia (Ver Figura N° 115).

TABLE: Design Preferences - Resistance Factors		
PhiTen	PhiComp	PhiShear
0.90	0.70	0.85

Figura N° 115: Factores de resistencia

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

l) Dibujo del modelo estructural de la cimentación

Se dibujó los modelos estructurales de las dos zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos en base a la definición de los ejes de planta y elevación, modelando los elementos estructurales como son las zapatas y la columna con sus respectivas secciones y definiciones de materiales. Las zapatas aisladas se modelaron de acuerdo al espesor del peralte que son 50cm para el mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido respectivamente. La columna C-02 se modeló con un insertion point 10 de forma céntrica y con espesor de rigidez de acuerdo al espesor del peralte de la zapata aislada para cada tipo de mejoramiento de suelos. Después, se asignaron las cargas correspondientes ya sea en área o puntual. Se asignaron las secciones correspondientes en los elementos estructurales y se asignó apoyos libres en las bases de las zapatas aisladas porque el programa de software Safe 2016 calculará los asentamientos producidos para las combinaciones de cargas y momentos actuantes, y no se debe restringir sus desplazamientos. Posteriormente, se asignaron los coeficientes de balasto de acuerdo a la capacidad de carga permisible para cada tipo de mejoramiento de suelos. Por último, se hizo correr el programa para su respectivo análisis estructural y diseño en concreto armado verificando el predimensionamiento inicial de las zapatas aisladas, los requisitos de diseño estructural y verificaciones geotécnicas de la cimentación. Este análisis y diseño de las cimentaciones están desarrollados en el capítulo N°6 de análisis e interpretación de resultados.

m) Presentación del modelo estructural de la cimentación

A continuación, se presentan los modelos estructurales finales de las zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos (Ver Figura N°116 y N°117).

- Zapata aislada Z-01 (Mejoramiento de suelos con geotextil)

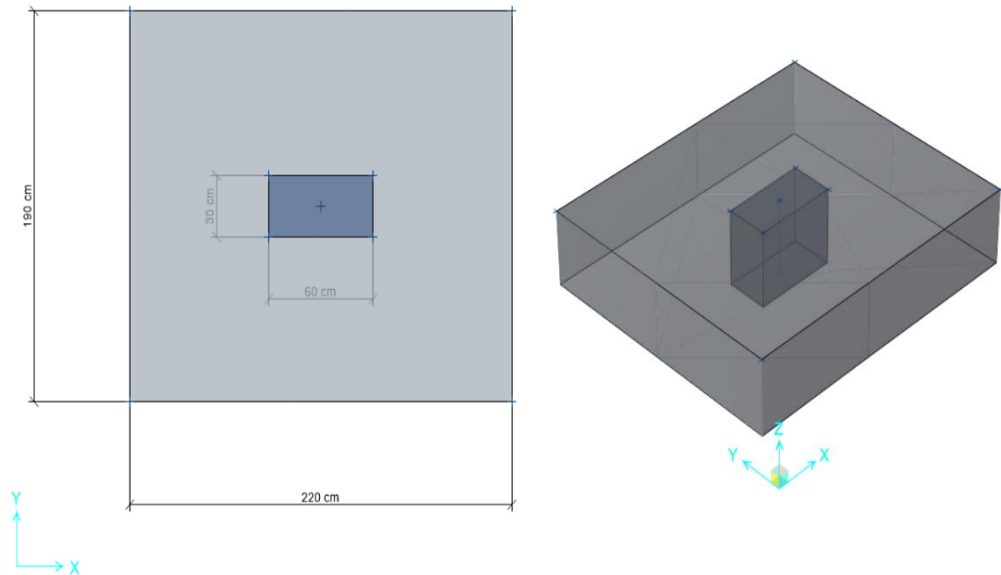


Figura N°116: Modelo estructural de la cimentación vista en planta y en 3D (Zapata-geotextil)

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

- Zapata aislada Z-02 (Mejoramiento de suelos con relleno fluido)

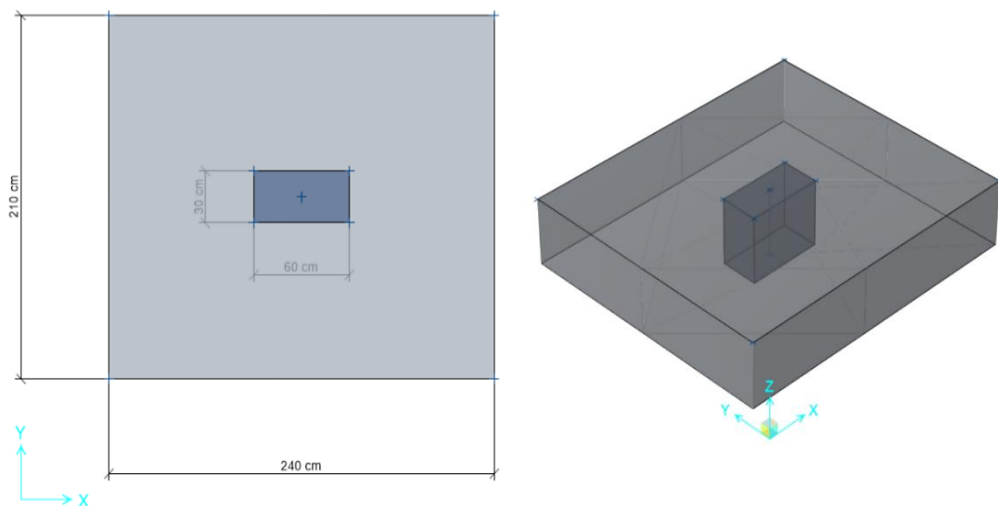


Figura N°117: Modelo estructural de la cimentación vista en planta y en 3D (Zapata-relleno fluido)

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

CAPÍTULO VI: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

6.1 Recapitulación

En el capítulo anterior se llevó a cabo la aplicación y desarrollo de la investigación basados en las características principales de la estructura, el mejoramiento de suelos utilizando tanto geotextil como relleno fluido y la cimentación desarrollados en modelos matemáticos. En este capítulo se presentan el análisis e interpretación de resultados del análisis sísmico estático y dinámico modal espectral de la estructura; el análisis y diseño geotécnico de la cimentación revisando los esfuerzos máximos, asentamientos máximos, punzonamientos máximos y esfuerzos últimos para luego realizar su respectivo análisis y diseño estructural en concreto armado; y por último, el análisis de la interacción del mejoramiento de suelos utilizando geotextil y relleno fluido revisando los esfuerzos máximos internos, deformaciones y bulbos de presiones en los mejoramientos de suelos.

6.2 Estructura

6.2.1 Etapa N°1: Peligro sísmico

Los pasos de esta etapa dependen solamente del lugar y las características del terreno de fundación del proyecto más no de la estructura.

a) Factor de zona (Z)

El proyecto de vivienda multifamiliar Exclusive de 5 pisos se ubica en el departamento de Lima, provincia de Lima, distrito de Santiago de Surco. Según la zonificación sísmica (Ver Figura N°118) y el anexo II de la presente norma E.030 de diseño sismorresistente pertenece a la zona sísmica 4. Para la zona sísmica 4 corresponde un factor Z de 0.45 (Ver Tabla N°38).

Tabla N°38: Factores de zona “Z”

Zona sísmica	Factor Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: MVCS (2019). Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente



Figura N°118: Zonas sísmicas

Fuente: MVCS (2019). Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente

b) Perfil de suelo (S)

Según el estudio de mecánica de suelos (EMS) del proyecto, el estrato de apoyo de la cimentación es una arena mal graduada con limos (SP-SM). Sin embargo, en el terreno se ha encontrado una intercalación de estratos que va desde arcillas limosas, arcillas de media plasticidad y arena uniforme. Por lo tanto, el suelo se clasifica como un perfil de tipo S₂ de suelos intermedios o medianamente rígidos (Ver Tabla N°39).

Tabla N°39: Clasificación de los perfiles del suelo

Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500m/s	> 50	> 100 KPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 KPa a 100 KPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 KPa a 50 KPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: MVCS (2019). Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente

c) Parámetros de sitio (S , T_P y T_L)

Según la zona sísmica y el perfil de suelo se determina el factor de amplificación del suelo S . Para la zona sísmicas 4 y un suelo de perfil de tipo S_2 corresponde un factor S de 1.05 (Ver Tabla N°40).

Tabla N°40: Factor de suelo “S”

Zona / Suelo	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: MVCS (2019). Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente

Según el tipo de perfil de suelo se determinan los factores T_P y T_L . Para un suelo de perfil de tipo S_2 corresponden los factores T_P de 0.6 s y T_L de 2.0 s (Ver Tabla N°41).

Tabla N°41: Periodos T_P y T_L

Periodo	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: MVCS (2019). Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente

d) Factor de amplificación sísmica vs Periodo (C vs T)

Se define el factor de amplificación sísmica C , según el perfil de suelo y el periodo T de la estructura (Ver Figura N°119).

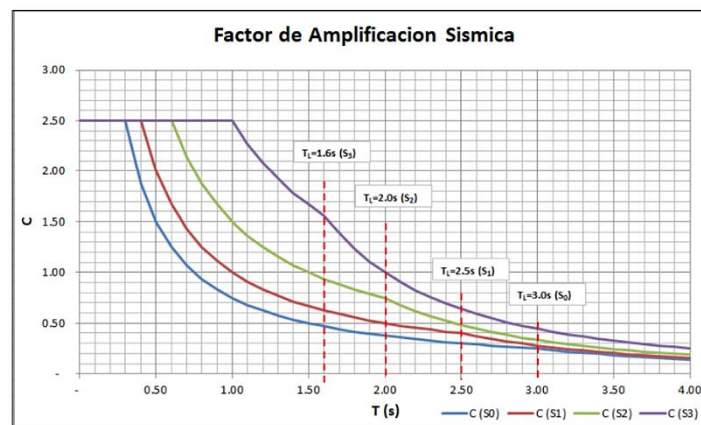


Figura N°119: Factor de amplificación sísmicas para cada perfil de suelo

Fuente: Lugo Chávez, Y. (2016). Norma E-030 Diseño sismorresistente. Seminario N°2 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

El periodo fundamental de vibración T para cada dirección x e y se estima con la siguiente expresión:

$$T_X = T_Y = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$C_T = 60$ (Para edificios de concreto armado de muros estructurales)

$h_n = 13.45\text{m}$ (Nivel del último entrepiso de la edificación)

$$T_X = T_Y = \frac{13.45}{60} = 0.224 \text{ s} < T_p = 0.6 \text{ s}$$

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \frac{T_p}{T}$$

$$T > T_L \rightarrow C = 2.5 \frac{T_p * T_L}{T^2}$$

Entonces, se tiene lo siguiente:

$$T = 0.224 \text{ s} < T_p = 0.6 \text{ s}, \text{ por lo tanto el factor } C = 2.5$$

6.2.2 Etapa N°2: Caracterización del edificio

Los pasos de esta etapa dependen de las características de la edificación, como son su categoría, sistema estructural y configuración regular o irregular.

a) Categoría de la edificación y el factor de uso (U)

La edificación a analizar tiene un uso exclusivo de viviendas multifamiliares, entonces le corresponde una categoría C (edificaciones comunes). Por lo tanto, le corresponde un factor U de 1.0 (Ver Tabla N°42).

Tabla N°42: Categoría de las edificaciones y factor “ U ”

Categoría	Descripción	Factor U
A Edificaciones esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir refugio después de un desastre	1.5

B	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas	1.3
C	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes	1.0
D	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares	Ver nota 2

Fuente: MVCS (2019). Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente

b) Sistema estructural

La edificación a analizar es una estructura de concreto armado y con un sistema estructural de muros estructurales en ambas direcciones x e y. Para la categoría de edificación “C” y zona sísmica 4, el sistema es cualquiera de los citados en la presente norma E.030 de diseño sismorresistente (Ver Tabla N°43).

Tabla N°43: Categoría y sistema estructural de las edificaciones

Categoría de la edificación	Zona	Sistema estructural
A1	4 y 3	Aislamiento sísmico con cualquier sistema estructural
	2 y 1	Estructuras de acero tipo: SCBF y EBF Estructuras de concreto: Sistema dual, muros de concreto armado Albañilería armada o confinada
A2	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo: SCBF y EBF Estructuras de concreto: Sistema dual, muros de concreto armado Albañilería armada o confinada
	1	Cualquier sistema
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo: SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF Estructuras de concreto: Pórticos, sistema dual, muros de concreto armado Albañilería armada o confinada Estructuras de Madera
	1	Cualquier sistema
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema

Fuente: MVCS (2019). Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente

c) Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R_0)

La edificación tiene como sistema estructural los muros estructurales, por lo tanto, para el sistema de muros estructurales se tiene un coeficiente básico de reducción $R_0 = 6$ para ambas direcciones de análisis x e y (Ver Tabla N°44).

Tabla N°44: Sistemas estructurales

Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción R_0
Acero:	
Pórticos especiales resistentes a momentos (SMF)	8
Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF)	5
Pórticos ordinarios resistentes a momentos (OMF)	4
Pórticos especiales concéntricamente arriostrados (SCBF)	7
Pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF)	4
Pórticos excéntricamente arriostrados (EBF)	8
Concreto armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera	7

Fuente: MVCS (2019). Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente

d) Factores de Irregularidad (I_a , I_p)

Estos factores de irregularidad en altura (I_a) y planta (I_p) se determinan en cada dirección de análisis (x e y) de la estructura luego de un análisis sísmico estático y dinámico modal espectral tomando el menor valor para cada uno de ellos.

Irregularidades estructurales en altura:

- Irregularidad de rigidez (piso blando)

Esta irregularidad es cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la rigidez lateral en el entrepiso de análisis es menor que el 70% de la rigidez del entrepiso inmediato superior o es menor que el 80% de la rigidez lateral del promedio de los siguientes tres entrepisos inmediatos superiores. La rigidez lateral del entrepiso se calcula como la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento relativo del centro de masas sobre el mismo entrepiso de análisis, evaluados para una misma condición de carga.

Se muestran las fuerzas cortantes de entrepiso de la estructura para el análisis sísmico estático y dinámico modal espectral en ambas direcciones x e y. Para el análisis dinámico la fuerza cortante mínima es del 90% de la fuerza cortante del análisis sísmico estático para el primer entrepiso (Ver Figura N°120).

TABLE: Story Forces							
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	VX	VY
						tonf	tonf
Story6	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	-98.167	0
Story6	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	-98.167	0
Story6	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	-98.167	0
Story6	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-98.167
Story6	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-98.167
Story6	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-98.167
Story6	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	98.839	93.246
Story6	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	81.651	95.688
Story5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	-150.651	0
Story5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	-150.651	0
Story5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	-150.651	0
Story5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-150.651
Story5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-150.651
Story5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-150.651
Story5	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	143.818	136.439
Story5	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	117.401	141.658
Story4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	-195.798	0
Story4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	-195.798	0
Story4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	-195.798	0
Story4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-195.798
Story4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-195.798
Story4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-195.798
Story4	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	179.759	171.744
Story4	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	146.171	179.174
Story3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	-226.842	0
Story3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	-226.842	0
Story3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	-226.842	0
Story3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-226.842
Story3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-226.842
Story3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-226.842
Story3	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	205.670	196.750
Story3	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	165.451	205.786
Story2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	-242.226	0
Story2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	-242.226	0
Story2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	-242.226	0
Story2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-242.226
Story2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-242.226
Story2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-242.226
Story2	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	218.005	207.971
Story2	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	173.630	218.004

Figura N°120: Fuerzas cortantes de entrepiso

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

Se muestran los desplazamientos relativos del centro de masa en los 5 diafragmas de la estructura para el análisis sísmico estático y dinámico modal espectral en ambas direcciones x e y (Ver Figura N°121).

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements										
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	UX	UY	X	Y	Z
						m	m	m	m	m
Story6	D5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	0.00502	0.00185	12.92	5.68	13.45
Story6	D5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	0.00477	0.00163	12.92	5.68	13.45
Story6	D5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	0.00528	0.00206	12.92	5.68	13.45
Story6	D5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	0.00190	0.00650	12.92	5.68	13.45
Story6	D5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	0.00235	0.00687	12.92	5.68	13.45
Story6	D5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	0.00144	0.00613	12.92	5.68	13.45
Story6	D5	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		0.00539	0.00599	12.92	5.68	13.45
Story6	D5	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		0.00530	0.00636	12.92	5.68	13.45
Story5	D4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	0.00380	0.00138	12.54	5.99	10.85
Story5	D4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	0.00361	0.00122	12.54	5.99	10.85
Story5	D4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	0.00399	0.00154	12.54	5.99	10.85
Story5	D4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	0.00145	0.00509	12.54	5.99	10.85
Story5	D4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	0.00179	0.00537	12.54	5.99	10.85
Story5	D4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	0.00112	0.00481	12.54	5.99	10.85
Story5	D4	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		0.00404	0.00465	12.54	5.99	10.85
Story5	D4	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		0.00397	0.00494	12.54	5.99	10.85
Story4	D3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	0.00262	0.00101	12.58	6.00	8.25
Story4	D3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	0.00249	0.00089	12.58	6.00	8.25
Story4	D3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	0.00276	0.00113	12.58	6.00	8.25
Story4	D3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	0.00105	0.00363	12.58	6.00	8.25
Story4	D3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	0.00129	0.00384	12.58	6.00	8.25
Story4	D3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	0.00082	0.00343	12.58	6.00	8.25
Story4	D3	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		0.00279	0.00332	12.58	6.00	8.25
Story4	D3	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		0.00274	0.00353	12.58	6.00	8.25
Story3	D2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	0.00147	0.00059	12.52	6.03	5.65
Story3	D2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	0.00140	0.00052	12.52	6.03	5.65
Story3	D2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	0.00154	0.00066	12.52	6.03	5.65
Story3	D2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	0.00062	0.00211	12.52	6.03	5.65
Story3	D2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	0.00075	0.00223	12.52	6.03	5.65
Story3	D2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	0.00049	0.00199	12.52	6.03	5.65
Story3	D2	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		0.00156	0.00193	12.52	6.03	5.65
Story3	D2	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		0.00153	0.00205	12.52	6.03	5.65
Story2	D1	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	0.00051	0.00021	12.54	6.02	3.05
Story2	D1	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	0.00049	0.00019	12.54	6.02	3.05
Story2	D1	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	0.00054	0.00024	12.54	6.02	3.05
Story2	D1	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	0.00022	0.00077	12.54	6.02	3.05
Story2	D1	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	0.00027	0.00081	12.54	6.02	3.05
Story2	D1	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	0.00018	0.00072	12.54	6.02	3.05
Story2	D1	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		0.00054	0.00070	12.54	6.02	3.05
Story2	D1	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		0.00053	0.00075	12.54	6.02	3.05

Figura N°121: Desplazamientos relativos del centro masa en diafragmas

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

Se analizan las rigideces laterales de entrepiso para las fuerzas cortantes máximas y desplazamientos relativos del centro de masa máximos para ambas direcciones x e y. Para la irregularidad de rigidez (piso blando) se tienen dos condiciones. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°45 y N°46).

$$\text{Primera condición: } \frac{F_i}{\Delta CM_i} < 0.70 \frac{F_{i+1}}{\Delta CM_{i+1}}$$

Tabla N°45: Irregularidad de rigidez (piso blando) – Condición 1

Análisis	Entrepiso	F _i (Ton)	UCM _i (m)	ΔCM _i (m)	Condición
Sismo Estático X	N°2	242.226	0.00054	0.00054	Regular
	N°3	226.842	0.00154	0.00100	Regular
	N°4	195.798	0.00276	0.00122	Regular
	N°5	150.651	0.00399	0.00123	Regular
	N°6	98.167	0.00528	0.00129	-
	Sismo Estático Y	N°2	242.226	0.00081	0.00081
N°3		226.842	0.00223	0.00142	Regular
N°4		195.798	0.00384	0.00161	Regular
N°5		150.651	0.00537	0.00153	Regular
N°6		98.167	0.00687	0.00150	-
Sismo Dinámico X		N°2	218.005	0.00070	0.00070
	N°3	205.670	0.00193	0.00123	Regular
	N°4	179.759	0.00332	0.00139	Regular
	N°5	143.818	0.00465	0.00133	Regular
	N°6	98.839	0.00599	0.00134	-
	Sismo Dinámico Y	N°2	218.004	0.00075	0.00075
N°3		205.786	0.00205	0.00130	Regular
N°4		179.174	0.00353	0.00148	Regular
N°5		141.658	0.00494	0.00141	Regular
N°6		95.688	0.00636	0.00142	-

Fuente: Elaboración propia

$$\text{Segunda condición: } \frac{F_i}{\Delta CM_i} < \frac{0.80}{3} \left(\frac{F_{i+1}}{\Delta CM_{i+1}} + \frac{F_{i+2}}{\Delta CM_{i+2}} + \frac{F_{i+3}}{\Delta CM_{i+3}} \right)$$

Tabla N°46: Irregularidad de rigidez (piso blando) – Condición 2

Análisis	Entrepiso	F _i (Ton)	UCM _i (m)	ΔCM _i (m)	Condición
Sismo Estático X	N°2	242.226	0.00054	0.00054	Regular
	N°3	226.842	0.00154	0.00100	Regular
	N°4	195.798	0.00276	0.00122	-
	N°5	150.651	0.00399	0.00123	-
	N°6	98.167	0.00528	0.00129	-

Sismo Estático Y	N°2	242.226	0.00081	0.00081	Regular
	N°3	226.842	0.00223	0.00142	Regular
	N°4	195.798	0.00384	0.00161	-
	N°5	150.651	0.00537	0.00153	-
	N°6	98.167	0.00687	0.00150	-
	Sismo Dinámico X	N°2	218.005	0.00070	0.00070
N°3		205.670	0.00193	0.00123	Regular
N°4		179.759	0.00332	0.00139	-
N°5		143.818	0.00465	0.00133	-
N°6		98.839	0.00599	0.00134	-
Sismo Dinámico Y		N°2	218.004	0.00075	0.00075
	N°3	205.786	0.00205	0.00130	Regular
	N°4	179.174	0.00353	0.00148	-
	N°5	141.658	0.00494	0.00141	-
	N°6	95.688	0.00636	0.00142	-

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis presentado anteriormente, ambas condiciones cumplen tanto para el análisis sísmico estático y dinámico modal espectral en ambas direcciones x e y; por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad de rigidez.

- Irregularidad extrema de rigidez (piso blando)

Esta irregularidad es similar a la anterior solo que en ambas condiciones de análisis de rigidez lateral de entrepiso están sujetas al 60% y 70% respectivamente. Para la irregularidad extrema de rigidez se tienen dos condiciones. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°47 y N°48).

Primera condición: $\frac{F_i}{\Delta CM_i} < 0.60 \frac{F_{i+1}}{\Delta CM_{i+1}}$

Tabla N°47: Irregularidad extrema de rigidez (piso blando) – Condición 1

Análisis	Entrepiso	F _i (Ton)	UCM _i (m)	ΔCM _i (m)	Condición
Sismo Estático X	N°2	242.226	0.00054	0.00054	Regular
	N°3	226.842	0.00154	0.00100	Regular
	N°4	195.798	0.00276	0.00122	Regular
	N°5	150.651	0.00399	0.00123	Regular
	N°6	98.167	0.00528	0.00129	-
	Sismo Estático Y	N°2	242.226	0.00081	0.00081
N°3		226.842	0.00223	0.00142	Regular
N°4		195.798	0.00384	0.00161	Regular
N°5		150.651	0.00537	0.00153	Regular
N°6		98.167	0.00687	0.00150	-

Sismo Dinámico X	Nº2	218.005	0.00070	0.00070	Regular
	Nº3	205.670	0.00193	0.00123	Regular
	Nº4	179.759	0.00332	0.00139	Regular
	Nº5	143.818	0.00465	0.00133	Regular
	Nº6	98.839	0.00599	0.00134	-
	Sismo Dinámico Y	Nº2	218.004	0.00075	0.00075
Nº3		205.786	0.00205	0.00130	Regular
Nº4		179.174	0.00353	0.00148	Regular
Nº5		141.658	0.00494	0.00141	Regular
Nº6		95.688	0.00636	0.00142	-

Fuente: Elaboración propia

$$\text{Segunda condición: } \frac{F_i}{\Delta CM_i} < \frac{0.70}{3} \left(\frac{F_{i+1}}{\Delta CM_{i+1}} + \frac{F_{i+2}}{\Delta CM_{i+2}} + \frac{F_{i+3}}{\Delta CM_{i+3}} \right)$$

Tabla N°48: Irregularidad extrema de rigidez (piso blando) – Condición 2

Análisis	Entrepiso	F _i (Ton)	UCM _i (m)	ΔCM _i (m)	Condición
Sismo Estático X	Nº2	242.226	0.00054	0.00054	Regular
	Nº3	226.842	0.00154	0.00100	Regular
	Nº4	195.798	0.00276	0.00122	-
	Nº5	150.651	0.00399	0.00123	-
	Nº6	98.167	0.00528	0.00129	-
	Sismo Estático Y	Nº2	242.226	0.00081	0.00081
Nº3		226.842	0.00223	0.00142	Regular
Nº4		195.798	0.00384	0.00161	-
Nº5		150.651	0.00537	0.00153	-
Nº6		98.167	0.00687	0.00150	-
Sismo Dinámico X		Nº2	218.005	0.00070	0.00070
	Nº3	205.670	0.00193	0.00123	Regular
	Nº4	179.759	0.00332	0.00139	-
	Nº5	143.818	0.00465	0.00133	-
	Nº6	98.839	0.00599	0.00134	-
	Sismo Dinámico Y	Nº2	218.004	0.00075	0.00075
Nº3		205.786	0.00205	0.00130	Regular
Nº4		179.174	0.00353	0.00148	-
Nº5		141.658	0.00494	0.00141	-
Nº6		95.688	0.00636	0.00142	-

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis presentado anteriormente, ambas condiciones cumplen tanto para el análisis sísmico estático y dinámico modal espectral en ambas direcciones x e y; por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad extrema de rigidez.

- Irregularidad de resistencia (piso débil)

Esta irregularidad es cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es menor al 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior. Es decir, será irregular si la fuerza cortante de entrepiso es menor al 80% de la fuerza cortante del entrepiso inmediato superior. A continuación, se realiza su análisis (Ver Tabla N°49).

Primera condición: $F_i < 0.80F_{i+1}$

Tabla N°49: Irregularidad de resistencia (piso débil) – Condición 1

Análisis	Entrepiso	F_i (Ton)	Condición
Sismo Estático X e Y	N°2	242.226	Regular
	N°3	226.842	Regular
	N°4	195.798	Regular
	N°5	150.651	Regular
	N°6	98.167	-
Sismo Dinámico X	N°2	218.005	Regular
	N°3	205.670	Regular
	N°4	179.759	Regular
	N°5	143.818	Regular
	N°6	98.839	-
Sismo Dinámico Y	N°2	218.004	Regular
	N°3	205.786	Regular
	N°4	179.174	Regular
	N°5	141.658	Regular
	N°6	95.688	-

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis de la irregularidad presentado anteriormente, la condición cumple tanto para el análisis sísmico estático y dinámico modal espectral en ambas direcciones x e y; por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad de resistencia.

- Irregularidad extrema de resistencia (piso débil)

Esta irregularidad es similar a la anterior solo que en la condición de análisis de fuerzas cortantes de entrepiso están sujetas al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior. Es decir, será irregular si la fuerza cortante de entrepiso es menor al 65% de la fuerza cortante del entrepiso inmediato superior. A continuación, se realiza su análisis (Ver Tabla N°50).

Primera condición: $F_i < 0.65F_{i+1}$

Tabla N°50: Irregularidad extrema de resistencia (piso débil) – Condición 1

Análisis	Entrepiso	F_i (Ton)	Condición
Sismo Estático X e Y	N°2	242.226	Regular
	N°3	226.842	Regular
	N°4	195.798	Regular
	N°5	150.651	Regular
	N°6	98.167	-
	Sismo Dinámico X	N°2	218.005
N°3		205.670	Regular
N°4		179.759	Regular
N°5		143.818	Regular
N°6		98.839	-
Sismo Dinámico Y		N°2	218.004
	N°3	205.786	Regular
	N°4	179.174	Regular
	N°5	141.658	Regular
	N°6	95.688	-

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis de la irregularidad presentado anteriormente, la condición cumple tanto para el análisis sísmico estático y dinámico modal espectral en ambas direcciones x e y; por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad extrema de resistencia.

- Irregularidad de masa o peso

Esta irregularidad es cuando el peso de un entrepiso es mayor que 1.5 veces el peso de un entrepiso adyacente. Este criterio no aplica en azoteas ni en sótanos. De acuerdo al artículo 26 de la presente norma E.030 de diseño sismorresistente establece que para las edificaciones de categorías C es el 100% de la carga permanente, adicionándoles el 25% de la carga viva. Esto se realizó en la definición del mass source en el programa. A continuación, se muestran los pesos estimados por pisos y su análisis (Ver Figura N°122 y Tabla N°51).

TABLE: Mass Summary by Story						
Weight	Story					
	Story6	Story5	Story4	Story3	Story2	Story1
UX (tonf-s ² /m)	28.166	18.823	21.589	22.267	22.070	44.179
UY (tonf-s ² /m)	28.166	18.823	21.589	22.267	22.070	44.179

Figura N°122: Resumen de masas por piso

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

Primera condición: $W_i > 1.50W_{i+1}$

Segunda condición: $W_i > 1.50W_{i-1}$

Tabla N°51: Irregularidad de masa o peso – Condición 1 y 2

Entrepiso	W_i (Ton-s ² /m)	Condición 1	Condición 2
N°1	44.179	-	-
N°2	22.070	Regular	Regular
N°3	22.267	Regular	Regular
N°4	21.589	Regular	Regular
N°5	18.823	Regular	Regular
N°6	28.166	-	-

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis de la irregularidad presentado anteriormente, ambas condiciones cumplen para un entrepiso adyacente ya sea superior o inferior excluyendo el techo del sótano y el techo de la azotea según el artículo 20 de la presente norma E.030 de diseño sismorresistente; por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad de masa o peso.

- Irregularidad geométrica vertical

Esta irregularidad es cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a carga laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión de un entrepiso adyacente ya sea superior o inferior. Este criterio no aplica en azoteas ni en sótanos. Para la irregularidad geométrica vertical se tienen dos condiciones. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°52).

Primera condición: $B_i > 1.30B_{i+1}$

Segunda condición: $B_i > 1.30B_{i-1}$

Tabla N°52: Irregularidad de masa o peso – Condición 1 y 2

Análisis	Entrepiso	B_i (m)	Condición 1	Condición 2
Dirección X	N°1	21.850	-	-
	N°2	22.350	Regular	Regular
	N°3	22.350	Regular	Regular
	N°4	22.350	Regular	Regular
	N°5	22.350	Regular	Regular
	N°6	22.350	-	-

Dirección Y	N°1	9.850	-	-
	N°2	12.750	Regular	Regular
	N°3	12.750	Regular	Regular
	N°4	12.750	Regular	Regular
	N°5	12.750	Regular	Regular
	N°6	12.750	-	-

Fuente: Elaboración propia

Según los planos de arquitectura y estructuras anexados en la presente investigación (Ver Anexo N°8), la estructura mantiene una regularidad geométrica vertical ya que los pisos son típicos, esto se aprecia claramente en los distintos cortes de arquitectura (Ver Figura N°123).

De acuerdo al análisis de la irregularidad presentado anteriormente, ambas condiciones cumplen para un entrepiso adyacente ya sea superior o inferior en ambas direcciones x e y, excluyendo el techo del sótano y la azotea según el artículo 20 de la presente norma E.030 de diseño sismorresistente; por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad geométrica vertical.



Figura N°123: Cortes de arquitectura en elevación

Fuente: SERVIMASTER 21 S.A.C. (2021). Expediente técnico y memoria descriptiva (Edificio Multifamiliar Exclusive)

- Discontinuidad en los sistemas resistentes

Esta irregularidad es cuando en cualquier elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante total se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento. A continuación, se muestra la fuerza cortante y el desalineamiento vertical para cada elemento resistente (Ver Figura N° 124).

TABLE: Joint Reactions							
Story	Label	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX	FY
						tonf	tonf
Story1	C-01 N°1	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	-1.910	-0.367
Story1	C-01 N°1	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	-1.650	-0.910
Story1	C-01 N°1	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		2.282	0.814
Story1	C-01 N°1	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		2.311	0.862
Story1	C-01 N°2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	-3.733	-0.224
Story1	C-01 N°2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	-2.685	-0.643
Story1	C-01 N°2	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		4.235	0.576
Story1	C-01 N°2	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		4.254	0.610
Story1	C-01 N°3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	-9.220	-1.914
Story1	C-01 N°3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	-7.061	-3.859
Story1	C-01 N°3	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		10.645	3.767
Story1	C-01 N°3	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		10.724	3.935
Story1	C-02	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	-1.341	0.036
Story1	C-02	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	-0.662	-0.359
Story1	C-02	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		1.269	0.313
Story1	C-02	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		1.187	0.320
Story1	C-03	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	4.249	-0.016
Story1	C-03	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	2.136	-0.140
Story1	C-03	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		4.518	0.129
Story1	C-03	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		4.482	0.136
Story1	C-04	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	-2.629	0.088
Story1	C-04	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	-1.970	-0.355
Story1	C-04	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		3.042	0.325
Story1	C-04	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		3.061	0.330
Story1	P-01	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	-65.297	0.335
Story1	P-01	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	15.464	0.691
Story1	P-01	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		68.168	1.895
Story1	P-01	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		50.846	2.234
Story1	P-02	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	-44.146	-1.084
Story1	P-02	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	25.548	-2.196
Story1	P-02	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		52.624	3.443
Story1	P-02	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		40.361	4.084
Base	P-03	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	15.843	-14.643
Base	P-03	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	10.306	-25.982
Base	P-03	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		27.634	50.375
Base	P-03	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		30.353	58.708
Base	P-04	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	16.645	-12.852
Base	P-04	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	10.846	-45.538
Base	P-04	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		20.319	41.928
Base	P-04	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		22.047	48.580
Story1	P-05	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	-0.431	-0.809
Story1	P-05	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	-0.331	-10.309
Story1	P-05	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		1.123	14.865
Story1	P-05	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		1.249	13.660
Story1	P-06	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	-0.624	3.210
Story1	P-06	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	-0.302	25.504
Story1	P-06	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		0.749	31.348
Story1	P-06	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		0.813	30.808
Base	P-07	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	8.923	-10.487
Base	P-07	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	4.250	-40.937
Base	P-07	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		55.265	60.191
Base	P-07	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		62.098	69.571

Figura N° 124: Fuerzas cortantes en los elementos resistentes

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

Se analizan las fuerzas cortantes máximas en cada dirección x e y, tomando el valor absoluto de dicha fuerza. Solo se consideran elementos resistentes las columnas y los muros estructurales, más no los muros de contención de sótano. Para la irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes se tienen dos condiciones. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°53).

Primera condición: $F_{elem} > 0.10F_{total}$

Segunda condición: $e > 0.25b$

Tabla N°53: Irregularidad de discontinuidad – Condición 1 y 2

Análisis	Elemento	F_{elem} (Ton)	% F_{elem}	b (m)	e (m)	Condición 1	Condición 2
Sismo	C-01 N°1	1.910	1.064%	0.600	0	Regular	Regular
Estático	C-01 N°2	3.733	2.079%	0.600	0	Regular	Regular
X	C-01 N°3	9.220	5.136%	0.600	0	Regular	Regular
	C-02	1.341	0.747%	0.600	0	Regular	Regular
	C-03	4.249	2.367%	2.300	0.437	Regular	Regular
	C-04	2.629	1.465%	0.600	0	Regular	Regular
	P-01	65.297	36.373%	5.675	0	Irregular	Regular
	P-02	44.146	24.591%	4.800	0	Irregular	Regular
	P-03	15.843	8.825%	2.800	0	Regular	Regular
	P-04	16.645	9.272%	2.220	0	Regular	Regular
	P-05	0.809	0.451%	0.300	0.025	Regular	Regular
	P-06	3.210	1.788%	0.300	0.025	Regular	Regular
	P-07	10.487	5.842%	2.800	0	Regular	Regular
	F_{total} (Ton)	179.519					
Sismo	C-01 N°1	1.650	0.803%	0.250	0	Regular	Regular
Estático	C-01 N°2	2.685	1.307%	0.250	0	Regular	Regular
Y	C-01 N°3	7.061	3.437%	0.250	0	Regular	Regular
	C-02	0.662	0.322%	0.300	0	Regular	Regular
	C-03	2.136	1.040%	0.250	0	Regular	Regular
	C-04	1.970	0.959%	0.250	0	Regular	Regular
	P-01	15.464	7.527%	0.300	0.025	Regular	Regular
	P-02	25.548	12.435%	0.300	0.025	Irregular	Regular
	P-03	25.982	12.646%	6.100	0	Irregular	Regular
	P-04	45.538	22.166%	0.450	0	Irregular	Regular
	P-05	10.309	5.018%	2.950	0	Regular	Regular
	P-06	25.504	12.414%	4.250	0	Irregular	Regular
	P-07	40.937	19.926%	1.060	0	Irregular	Regular
	F_{total} (Ton)	205.444					

Sismo Dinámico X	C-01 N°1	2.282	0.660%	0.600	0	Regular	Regular
	C-01 N°2	4.235	1.226%	0.600	0	Regular	Regular
	C-01 N°3	10.645	3.081%	0.600	0	Regular	Regular
	C-02	1.269	0.367%	0.600	0	Regular	Regular
	C-03	4.518	1.308%	2.300	0.437	Regular	Regular
	C-04	3.042	0.881%	0.600	0	Regular	Regular
	P-01	68.168	19.731%	5.675	0	Irregular	Regular
	P-02	52.624	15.232%	4.800	0	Irregular	Regular
	P-03	50.375	14.581%	2.800	0	Irregular	Regular
	P-04	41.928	12.136%	2.220	0	Irregular	Regular
	P-05	14.865	4.303%	0.300	0.025	Regular	Regular
	P-06	31.348	9.073%	0.300	0.025	Regular	Regular
	P-07	60.191	17.422%	2.800	0	Irregular	Regular
	F _{total} (Ton)		345.489				
Sismo Dinámico Y	C-01 N°1	2.311	0.683%	0.250	0	Regular	Regular
	C-01 N°2	4.254	1.257%	0.250	0	Regular	Regular
	C-01 N°3	10.724	3.168%	0.250	0	Regular	Regular
	C-02	1.187	0.351%	0.300	0	Regular	Regular
	C-03	4.482	1.324%	0.250	0	Regular	Regular
	C-04	3.061	0.904%	0.250	0	Regular	Regular
	P-01	50.846	15.019%	0.300	0.025	Irregular	Regular
	P-02	40.361	11.921%	0.300	0.025	Irregular	Regular
	P-03	58.708	17.341%	6.100	0	Irregular	Regular
	P-04	48.580	14.349%	0.450	0	Irregular	Regular
	P-05	13.660	4.035%	2.950	0	Regular	Regular
	P-06	30.808	9.100%	4.250	0	Regular	Regular
	P-07	69.571	20.550%	1.060	0	Irregular	Regular
	F _{total} (Ton)		338.554				

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis de la irregularidad presentado anteriormente, se cumple que al menos una condición es regular el cual corresponde al desalineamiento vertical de los elementos resistentes. Este desalineamiento vertical es porque existe un cambio en los espesores de los muros estructurales del sótano con respecto a los del entepiso y similarmente para una columna de manera que existe una excentricidad que está permitida en el análisis de esta irregularidad. Sin embargo, existen algunos elementos que resisten más del 10% de la fuerza cortante total en ambas direcciones x e y, excluyendo los muros de contención del sótano; por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad de discontinuidad en los sistemas resistentes.

- Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes

Esta irregularidad es similar a la anterior solo que los elementos resistentes no deben superar el 25% de la fuerza cortante total. Para la irregularidad de discontinuidad extrema en los sistemas resistentes se tienen dos condiciones. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°54).

Primera condición: $F_{elem} > 0.25F_{total}$

Segunda condición: $e > 0.25b$

Tabla N°54: Irregularidad de discontinuidad extrema – Condición 1 y 2

Análisis	Elemento	F_{elem} (Ton)	% F_{elem}	b (m)	e (m)	Condición 1	Condición 2
Sismo	C-01 N°1	1.910	1.064%	0.600	0	Regular	Regular
Estático	C-01 N°2	3.733	2.079%	0.600	0	Regular	Regular
X	C-01 N°3	9.220	5.136%	0.600	0	Regular	Regular
	C-02	1.341	0.747%	0.600	0	Regular	Regular
	C-03	4.249	2.367%	2.300	0.437	Regular	Regular
	C-04	2.629	1.465%	0.600	0	Regular	Regular
	P-01	65.297	36.373%	5.675	0	Irregular	Regular
	P-02	44.146	24.591%	4.800	0	Regular	Regular
	P-03	15.843	8.825%	2.800	0	Regular	Regular
	P-04	16.645	9.272%	2.220	0	Regular	Regular
	P-05	0.809	0.451%	0.300	0.025	Regular	Regular
	P-06	3.210	1.788%	0.300	0.025	Regular	Regular
	P-07	10.487	5.842%	2.800	0	Regular	Regular
	F_{total} (Ton)	179.519					
Sismo	C-01 N°1	1.650	0.803%	0.250	0	Regular	Regular
Estático	C-01 N°2	2.685	1.307%	0.250	0	Regular	Regular
Y	C-01 N°3	7.061	3.437%	0.250	0	Regular	Regular
	C-02	0.662	0.322%	0.300	0	Regular	Regular
	C-03	2.136	1.040%	0.250	0	Regular	Regular
	C-04	1.970	0.959%	0.250	0	Regular	Regular
	P-01	15.464	7.527%	0.300	0.025	Regular	Regular
	P-02	25.548	12.435%	0.300	0.025	Regular	Regular
	P-03	25.982	12.646%	6.100	0	Regular	Regular
	P-04	45.538	22.166%	0.450	0	Regular	Regular
	P-05	10.309	5.018%	2.950	0	Regular	Regular
	P-06	25.504	12.414%	4.250	0	Regular	Regular
	P-07	40.937	19.926%	1.060	0	Regular	Regular
	F_{total} (Ton)	205.444					

Sismo Dinámico X	C-01 N°1	2.282	0.660%	0.600	0	Regular	Regular
	C-01 N°2	4.235	1.226%	0.600	0	Regular	Regular
	C-01 N°3	10.645	3.081%	0.600	0	Regular	Regular
	C-02	1.269	0.367%	0.600	0	Regular	Regular
	C-03	4.518	1.308%	2.300	0.437	Regular	Regular
	C-04	3.042	0.881%	0.600	0	Regular	Regular
	P-01	68.168	19.731%	5.675	0	Regular	Regular
	P-02	52.624	15.232%	4.800	0	Regular	Regular
	P-03	50.375	14.581%	2.800	0	Regular	Regular
	P-04	41.928	12.136%	2.220	0	Regular	Regular
	P-05	14.865	4.303%	0.300	0.025	Regular	Regular
	P-06	31.348	9.073%	0.300	0.025	Regular	Regular
	P-07	60.191	17.422%	2.800	0	Regular	Regular
	F _{total} (Ton)		345.489				
Sismo Dinámico Y	C-01 N°1	2.311	0.683%	0.250	0	Regular	Regular
	C-01 N°2	4.254	1.257%	0.250	0	Regular	Regular
	C-01 N°3	10.724	3.168%	0.250	0	Regular	Regular
	C-02	1.187	0.351%	0.300	0	Regular	Regular
	C-03	4.482	1.324%	0.250	0	Regular	Regular
	C-04	3.061	0.904%	0.250	0	Regular	Regular
	P-01	50.846	15.019%	0.300	0.025	Regular	Regular
	P-02	40.361	11.921%	0.300	0.025	Regular	Regular
	P-03	58.708	17.341%	6.100	0	Regular	Regular
	P-04	48.580	14.349%	0.450	0	Regular	Regular
	P-05	13.660	4.035%	2.950	0	Regular	Regular
	P-06	30.808	9.100%	4.250	0	Regular	Regular
	P-07	69.571	20.550%	1.060	0	Regular	Regular
	F _{total} (Ton)		338.554				

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis de la irregularidad presentado anteriormente, se cumple que al menos una condición es regular el cual corresponde al desalineamiento vertical del elemento resistente. Este desalineamiento vertical es porque existe un cambio en los espesores de los muros estructurales del sótano con respecto a los del entrepiso y similarmente para una columna de manera que existe una excentricidad que está permitida en el análisis de esta irregularidad. Sin embargo, existe un elemento que resiste más del 25% de la fuerza cortante total en sismo x, excluyendo los muros de contención del sótano; por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad de discontinuidad extrema en los sistemas resistentes.

Irregularidades estructurales en planta:

- Irregularidad torsional

Esta irregularidad es cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga incluyendo una excentricidad accidental. Este criterio solo se aplica en edificios con diafragma rígidos y solo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible indicado en el artículo 32 de la presente norma E.030 de diseño sismorresistente. Se muestran los desplazamientos relativos máximos y promedios de entrepiso (Ver Figura N° 125).

TABLE: Story Max Over Avg Displacements							
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Maximum	Average
						m	m
Story6	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00779	0.00492
Story6	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00614	0.00123
Story5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00606	0.00382
Story5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00487	0.00103
Story4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00420	0.00264
Story4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00343	0.00076
Story3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00235	0.00148
Story3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00195	0.00046
Story2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00081	0.00051
Story2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00068	0.00017
Story6	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00468	0.00202
Story6	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.01066	0.00610
Story5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00378	0.00163
Story5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00857	0.00487
Story4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00273	0.00117
Story4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00614	0.00347
Story3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00160	0.00068
Story3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00360	0.00202
Story2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00058	0.00024
Story2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00132	0.00073
Story6	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00875	0.00544
Story6	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.01096	0.00750
Story5	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00684	0.00424
Story5	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00874	0.00594
Story4	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00475	0.00294
Story4	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00621	0.00418
Story3	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00268	0.00166
Story3	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00360	0.00240
Story2	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00092	0.00058
Story2	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00130	0.00085
Story6	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00874	0.00515
Story6	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.01139	0.00771
Story5	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00684	0.00401
Story5	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00909	0.00611
Story4	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00476	0.00279
Story4	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00646	0.00431
Story3	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00268	0.00158
Story3	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00375	0.00248
Story2	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00093	0.00055
Story2	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00136	0.00088

Figura N° 125: Desplazamientos relativos máximos y promedios de entrepiso

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

Se analizan los desplazamientos relativos máximos y promedios en cada dirección x e y, tomando el mayor valor para la condición más desfavorable. Los entresijos fueron modelados incluyendo una excentricidad accidental, además todos los pisos tienen diafragmas rígidos. De acuerdo con la presente norma E.030 de diseño sismorresistente la distorsión máxima de entresijo para elementos de concreto armado es 0.007, este criterio no aplica en azoteas ni en sótanos. Para la irregularidad torsional se tienen dos condiciones. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°55).

Primera condición: $\Delta_{Máx} > 1.30\Delta_{Prom}$

Segunda condición: $\Delta_{Máx} > 0.50\Delta_{Permisible}$

Tabla N°55: Irregularidad torsional – Condición 1 y 2

Análisis	Entresijo	$\Delta_{Máx}$ (m)	Δ_{Prom} (m)	H (m)	Δ_{Deriva} permisible	Condición 1	Condición 2
Sismo	N°2	0.00081	0.00051	2.600	0.007	Irregular	Regular
Estático	N°3	0.00235	0.00148	2.600	0.007	Irregular	Regular
	X	N°4	0.00420	0.00264	2.600	0.007	Irregular
	N°5	0.00606	0.00382	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°6	0.00779	0.00492	2.600	0.007	-	-
Sismo	N°2	0.00132	0.00073	2.600	0.007	Irregular	Regular
Estático	N°3	0.00360	0.00202	2.600	0.007	Irregular	Regular
	Y	N°4	0.00614	0.00347	2.600	0.007	Irregular
	N°5	0.00857	0.00487	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°6	0.01066	0.00610	2.600	0.007	-	-
Sismo	N°2	0.00130	0.00085	2.600	0.007	Irregular	Regular
Dinámico	N°3	0.00360	0.00240	2.600	0.007	Irregular	Regular
	X	N°4	0.00621	0.00418	2.600	0.007	Irregular
	N°5	0.00874	0.00594	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°6	0.01096	0.00750	2.600	0.007	-	-
Sismo	N°2	0.00136	0.00088	2.600	0.007	Irregular	Regular
Dinámico	N°3	0.00375	0.00248	2.600	0.007	Irregular	Regular
	Y	N°4	0.00646	0.00431	2.600	0.007	Irregular
	N°5	0.00909	0.00611	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°6	0.01139	0.00771	2.600	0.007	-	-

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis de la irregularidad presentado anteriormente, se cumple que al menos una condición es regular el cual corresponde al desplazamiento permisible que es mayor al desplazamiento relativo de entresijo, excluyendo la azotea; por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad torsional.

- Irregularidad torsional extrema

Se analizan los desplazamientos relativos máximos y promedios en cada dirección x e y, tomando el mayor valor para la condición más desfavorable. Esta irregularidad es similar a la anterior solo que el máximo desplazamiento de entrepiso no debe superar el 1.5 veces el desplazamiento promedio del mismo. Para la irregularidad torsional extrema se tienen dos condiciones. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°56).

Primera condición: $\Delta_{M\acute{a}x} > 1.50\Delta_{Prom}$

Segunda condición: $\Delta_{M\acute{a}x} > 0.50\Delta_{Permisible}$

Tabla N°56: Irregularidad torsional extrema – Condición 1 y 2

Análisis	Entrepiso	$\Delta_{M\acute{a}x}$ (m)	Δ_{Prom} (m)	H (m)	Δ_{Deriva} permisible	Condición 1	Condición 2
Sismo Estático X	N°2	0.00081	0.00051	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°3	0.00235	0.00148	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°4	0.00420	0.00264	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°5	0.00606	0.00382	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°6	0.00779	0.00492	2.600	0.007	-	-
Sismo Estático Y	N°2	0.00132	0.00073	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°3	0.00360	0.00202	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°4	0.00614	0.00347	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°5	0.00857	0.00487	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°6	0.01066	0.00610	2.600	0.007	-	-
Sismo Dinámico X	N°2	0.00130	0.00085	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°3	0.00360	0.00240	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°4	0.00621	0.00418	2.600	0.007	Regular	Regular
	N°5	0.00874	0.00594	2.600	0.007	Regular	Regular
	N°6	0.01096	0.00750	2.600	0.007	-	-
Sismo Dinámico Y	N°2	0.00136	0.00088	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°3	0.00375	0.00248	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°4	0.00646	0.00431	2.600	0.007	Irregular	Regular
	N°5	0.00909	0.00611	2.600	0.007	Regular	Regular
	N°6	0.01139	0.00771	2.600	0.007	-	-

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis de la irregularidad presentado anteriormente, se cumple que al menos una condición es regular el cual corresponde al desplazamiento permisible que es mayor al desplazamiento relativo de entrepiso, excluyendo la azotea; por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad torsional extrema.

- Esquinas Entrantes

Esta irregularidad es cuando la estructura tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta. Este criterio no aplica en sótanos. Para la irregularidad de esquinas entrantes se tienen dos condiciones. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°57).

Primera condición: $a > 0.20A$

Segunda condición: $b > 0.20B$

Tabla N°57: Irregularidad de esquinas entrantes – Condición 1 y 2

Análisis	Entrepiso	A (m)	a (m)	Condición
Dirección X	N°1	22.450	10.825	-
	N°2	22.450	10.825	Irregular
	N°3	22.450	10.825	Irregular
	N°4	22.450	10.825	Irregular
	N°5	22.450	10.825	Irregular
	N°6	22.450	10.825	Irregular
Dirección Y	N°1	12.950	4.300	-
	N°2	12.950	4.300	Irregular
	N°3	12.950	4.300	Irregular
	N°4	12.950	4.300	Irregular
	N°5	12.950	4.300	Irregular
	N°6	12.950	4.300	Irregular

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis de la irregularidad presentado anteriormente, ambas condiciones no cumplen ya que la estructura posee una desigualdad mayor al 20% de en sus dimensiones en ambas direcciones x e y con respecto a la dimensión total en planta excluyendo el techo del sótano; por lo tanto, la estructura presenta irregularidad de esquinas entrantes, esta irregularidad tiene como factor 0.9 para ambas direcciones.

- Discontinuidad del diafragma

Esta irregularidad es cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando en cualquiera de los pisos y para cualquier dirección de análisis x e y, se tiene una sección

transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta. Este criterio no aplica en sótanos. Para la irregularidad de discontinuidad del diafragma se tienen dos condiciones. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°58).

Primera condición: $A_{Libre} > 0.50A_{Techada}$

Segunda condición: $A_{Libre} > 0.25A_{Total}$

Tabla N°58: Irregularidad de discontinuidad del diafragma – Condición 1 y 2

Entrepiso	Área techada (m ²)	Área total (m ²)	Área libre (m ²)	Condición 1	Condición 2
N°1	281.400	325.000	10.403	-	-
N°2	238.236	288.629	61.291	Regular	Regular
N°3	238.236	288.629	61.291	Regular	Regular
N°4	238.236	288.629	61.291	Regular	Regular
N°5	238.236	288.629	61.291	Regular	Regular
N°6	238.236	288.629	61.291	Regular	Regular

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis de la irregularidad presentado anteriormente, ambas condiciones cumplen ya que los diafragmas son continuos y tienen aberturas menores al 50% del área bruta del diafragma, excluyendo el techo del sótano; por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad de discontinuidad del diafragma.

- Sistemas no paralelos

Esta irregularidad es cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos del 10% de la fuerza cortante del entrepiso.

Para el caso de esta estructura los sistemas resistentes son paralelos y perpendiculares en ambas direcciones x e y, formado 90° y 0° respectivamente manteniendo una geometría vertical y uniforme; por lo tanto, la estructura no presenta irregularidad de sistemas no paralelos.

Luego de un análisis de irregularidades estructurales tanto en altura (I_a) como en planta (I_p), la estructura no presenta irregularidades extremas y solo presenta irregularidad de esquinas entrantes en ambas direcciones x e y; por lo tanto, los factores de irregularidad en altura es 1.0 y en planta es 0.9 acorde con el artículo 20 de la presente norma E.030 de diseño sismorresistente (Ver Tabla N°59).

Tabla N°59: Factores de irregularidad estructural

Irregularidad	Factor (Dirección X)	Factor (Dirección Y)
I_a (altura)	1.0	1.0
I_p (planta)	0.9	0.9

Fuente: Elaboracion propia

e) Restricciones a la irregularidad

De acuerdo con las restricciones a la irregularidad para la categoría C (edificaciones comunes) y zona sísmica 4, se tiene como restricción que no se permiten irregularidades extremas (Ver Tabla N°60). Luego de un análisis de irregularidades estructurales se ha determinado que la edificación no presenta irregularidades extremas y solo presenta irregularidad de esquinas entrantes en ambas direcciones x e y, por lo tanto, cumple la restricción.

Tabla N°60: Categoría y regularidad de las edificaciones

Categoría de la edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: MVCS (2019). Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente

f) Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R)

Este coeficiente se determina multiplicando el coeficiente básico de reducción (R_0) por las irregularidades estructurales tanto en planta como en altura, entonces se tiene que el coeficiente de reducción de la fuerza sísmica R es igual:

$$R = R_0 * I_a * I_p = 6 * 1.0 * 0.9 = 5.4$$

6.2.3 Etapa N°3: Análisis estructural

En esta etapa se desarrolla el análisis estructural. Se sugieren criterios para la elaboración del modelo matemático de la estructura, se indica cómo se calcula el peso de la edificación y se definen los procedimientos de análisis.

a) Modelo de análisis

Se presenta el modelo matemático usando el software Etabs 2019 v19.1.0, de acuerdo a las características de los materiales y de los elementos estructurales del edificio multifamiliar Exclusive según los planos de estructuras. El paso a paso del desarrollo del modelo matemático de la estructura está en el capítulo N°5, así como en el anexo N°3 de la presente investigación. A continuación, se presenta el modelo estructural final del edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos (Ver Figura N° 126 y N° 127).

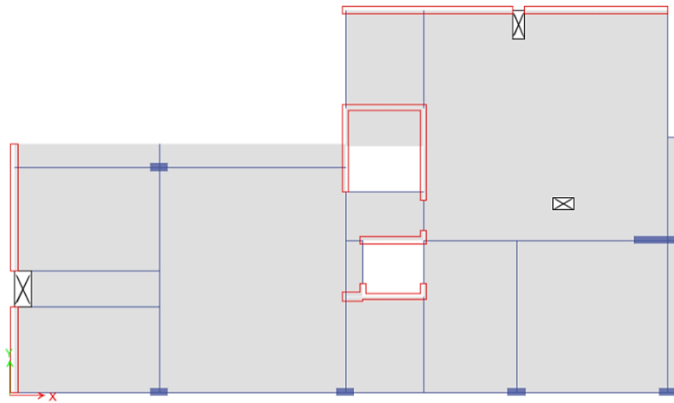


Figura N° 126: Modelo estructural vista en planta

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

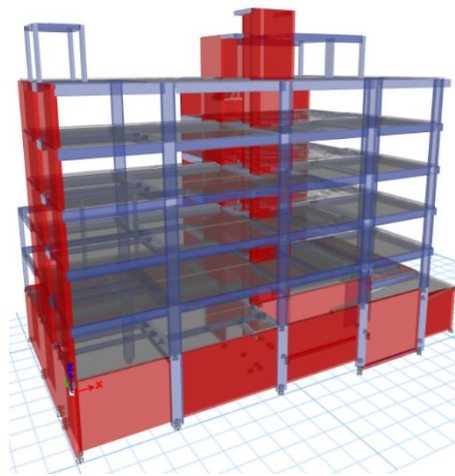


Figura N° 127: Modelo estructural vista en 3D

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

b) Estimación del peso (P)

De acuerdo al artículo 26 de la presente norma E.030 de diseño sismorresistente establece que para las edificaciones de categorías C es el 100% de la carga permanente y total de la edificación, adicionándoles el 25% de la carga viva. Esto se realizó en la definición del mass source en el software Etabs y en el modelo se asignó los factores multiplicativos para cada patrón de carga considerando el peso propio de la estructura (Ver Figura N° 128).

TABLE: Mass Source Definition		
Name	Name	Multiplier
Estimación del peso	Dead	1.00
Estimación del peso	Acabados	1.00
Estimación del peso	Dead azotea	1.00
Estimación del peso	Dead terraza	1.00
Estimación del peso	Ladrillos de techo	1.00
Estimación del peso	Tabiquería	1.00
Estimación del peso	Live	0.25

Figura N° 128: Estimación del peso (P)

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

c) Procedimientos de análisis sísmico

Se definen los procedimientos de análisis considerados los cuales son el análisis estático y análisis dinámico modal espectral. Este análisis sísmico se hace considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. A continuación, se describe cada procedimiento de análisis sísmico estático y dinámico modal espectral de la estructura.

c.1) Análisis estático

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas en cada nivel de la edificación.

- La fuerza cortante en la base para cada dirección de análisis se determina:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P = \frac{0.45 * 1.0 * 2.5 * 1.05}{5.4} * P = 0.21875 * P$$

- El valor de C/R no se considera menor que:

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{5.4} = 0.463 \geq 0.11 \text{ (Cumple)}$$

- La distribución de la fuerza sísmica en altura para cada dirección de análisis se calcula mediante:

$$F_i = \alpha_i V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{i=1}^n P_i(h_i)^k}$$

Donde: n es el número de pisos del edificio, k es el exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

$$\text{Para } T \leq 0.5 \text{ s} \rightarrow k = 1.0$$

$$\text{Para } T > 0.5 \text{ s} \rightarrow k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$$

- El periodo fundamental de vibración T para cada dirección x e y se estima con la siguiente expresión:

$$T_X = T_Y = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$C_T = 60$ (Para edificios de concreto armado de muros estructurales)

$h_n = 13.45\text{m}$ (Nivel del último entrepiso de la edificación)

$$T_X = T_Y = \frac{13.45}{60} = 0.224 \text{ s} < 0.5 \text{ s}$$

Entonces, se tiene lo siguiente:

$$T = 0.224 \text{ s} < 0.5 \text{ s}, \text{ por lo tanto el exponente } k = 1.0$$

- La fuerza cortante en cada nivel (F_i) se supone que actúa en el centro de masas para estructuras con diafragmas rígidos considerando una excentricidad accidental propia de la estructura igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. A continuación, se muestra la distribución de las fuerzas cortantes de entrepiso (Ver Tabla N°61).

Tabla N°61: Distribución de las fuerzas cortantes de entrepiso

Análisis	Entrepiso	F_i (Ton)
Sismo Estático X e Y	N°2	242.226
	N°3	226.842
	N°4	195.798
	N°5	150.651
	N°6	98.167

Fuente: Elaboración propia

- La fuerza sísmica vertical se considera en los elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados y se requiere un análisis dinámico modal espectral. La fuerza sísmica vertical es una fracción del peso igual a:

$$V_z = \frac{2}{3} ZUS * P$$

$$V_z = \frac{2}{3} * 0.45 * 1.0 * 1.05 * P = 0.315 * P$$

c.2) Análisis dinámico modal espectral

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según especifica este análisis.

- Los modos de vibración del análisis del modelo matemático considera las características de rigidez y distribución de las masas. El edificio multifamiliar Exclusive tiene 5 entrepisos y en ellos se ha definido diafragmas rígidos que determinan 3 modos para cada entrepiso, por lo tanto, se tiene 15 modos de respuesta como mínimo cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total tomando en cuenta por lo menos los 3 primeros modos predominantes en la dirección de análisis. A continuación, se muestran las masas participativas de los 15 casos modales para cada dirección de análisis (Ver Figura N°129).

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	0.336	0.200	0.305	0.200	0.305
Modal	2	0.210	0.265	0.397	0.465	0.702
Modal	3	0.197	0.007	0.001	0.472	0.703
Modal	4	0.118	0.234	0.026	0.706	0.729
Modal	5	0.090	0.048	0.075	0.753	0.804
Modal	6	0.086	0.001	0.001	0.754	0.805
Modal	7	0.072	0.000	0.001	0.754	0.806
Modal	8	0.053	0.014	0.015	0.768	0.821
Modal	9	0.053	0.000	0.000	0.768	0.821
Modal	10	0.052	0.074	0.068	0.842	0.889
Modal	11	0.043	0.001	0.000	0.842	0.889
Modal	12	0.043	0.012	0.020	0.854	0.910
Modal	13	0.032	0.052	0.009	0.906	0.919
Modal	14	0.029	0.009	0.009	0.915	0.928
Modal	15	0.026	0.000	0.009	0.915	0.938

Figura N°129: Masas participativas de los casos modales

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

La suma de masas efectivas es del 91.54% y 93.75% para cada dirección en x e y respectivamente, esto verifica que es más del 90% de la masa total de acuerdo al artículo 29 de la presente norma E.030 de diseño sismorresistente (Ver Figura N° 130).

Case	ItemType	Item	Static	Dynamic
			%	%
Modal	Acceleration	UX	99.94	91.54
Modal	Acceleration	UY	99.97	93.75

Figura N° 130: Suma de masas participativas de los casos modales
Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

A continuación, se muestran los periodos y frecuencias de los 15 casos modales para cada dirección de análisis, también los centros de masas y rigideces de los diafragmas rígidos respectivamente (Ver Figura N° 131 y N° 132).

Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.336	2.977	18.706	349.898
Modal	2	0.210	4.754	29.872	892.361
Modal	3	0.197	5.074	31.881	1016.383
Modal	4	0.118	8.482	53.291	2839.921
Modal	5	0.090	11.152	70.069	4909.720
Modal	6	0.086	11.661	73.268	5368.133
Modal	7	0.072	13.828	86.887	7549.341
Modal	8	0.053	18.740	117.746	13864.094
Modal	9	0.053	18.808	118.175	13965.236
Modal	10	0.052	19.382	121.782	14830.802
Modal	11	0.043	23.214	145.855	21273.701
Modal	12	0.043	23.484	147.552	21771.526
Modal	13	0.032	31.386	197.204	38889.483
Modal	14	0.029	34.070	214.067	45824.633
Modal	15	0.026	38.735	243.376	59231.965

Figura N° 131: Periodos y frecuencias de los casos modales
Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m
Story2	D1	20.941	20.941	12.542	6.020
Story3	D2	21.007	21.007	12.520	6.035
Story4	D3	20.844	20.844	12.576	6.000
Story5	D4	18.078	18.078	12.539	5.993
Story6	D5	26.604	26.604	12.917	5.675

Figura N° 132: Centro de masas y rigideces de los diafragmas rígidos
Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

- Para cada una de las direcciones horizontales (x e y) analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g = \frac{0.45 * 1.0 * 2.5 * 1.05}{5.4} * 9.81 = 2.15 \text{m/s}^2$$

- Para el análisis en la dirección vertical puede usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para direcciones horizontales, considerando los valores de C, definidos en el artículo 14, excepto para la zona de periodos muy cortos ($T < 0.2 T_p$) en la que se considera:

$$T < 0.2 T_p \rightarrow C = 1 + 7.5 \left(\frac{T}{T_p} \right)$$

$$T = 0.224 \text{ s} > 0.2 * 0.6 = 0.12 \text{ s (No es periodo muy corto)}$$

Entonces, se tiene lo siguiente:

$$T = 0.224 \text{ s} > 0.12 \text{ s, por lo tanto el factor } C = 2.5$$

- Para el análisis en la dirección vertical se considera un análisis dinámico modal espectral y es una fracción del espectro inelástico de pseudo-aceleraciones en la dirección horizontal:

$$S_v = \frac{2}{3} * \frac{ZUCS}{R} * g = \frac{2}{3} * \frac{0.45 * 1.0 * 2.5 * 1.05}{5.4} * 9.81 = 1.43 \text{m/s}^2$$

- Mediante los criterios de combinación que se indican, se obtuvo la respuesta máxima elástica esperada tanto para las fuerzas de los elementos estructurales como los parámetros globales como fuerzas cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso. Para la respuesta máxima elástica esperada para los diferentes modos de vibración se usó la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Donde: “r” representa las respuestas modales, desplazamiento o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

Donde: β es la fracción de amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0.05 y ω_i , ω_j son las frecuencias angulares de los modos i, j.

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión:

$$r = 0.25 * \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 * \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Los loads cases están relacionados con el modal case bajo un criterio de método de combinación usando la combinación cuadrática completa (CQC) y la combinación direccional de raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). Estos loads cases tienen 0.05 como amortiguación modal (Ver Figura N°133).

Load Case Data

General

Load Case Name: SX Dinámico

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (ESTIMACIÓN DE PESO)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO R6	19.4667

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

Figura N°133: Criterios de combinación para casos modales

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

- La fuerza cortante mínima para el análisis sísmico dinámico modal espectral para cada una de las direcciones de análisis es de acuerdo a la irregularidad estructural. La fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 25 de la presente norma E.030 de diseño sismorresistente para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. Esta fuerza cortante mínima en cada nivel (F_i) se supone que actúa en el centro de masas para estructuras con diafragmas rígidos considerando una excentricidad accidental propia de la estructura igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. A continuación, se muestra la distribución de las fuerzas cortantes de entrepiso para el análisis sísmico (Ver Tabla N°62).

Tabla N°62: Fuerzas cortantes de entrepiso con escalamiento

Análisis	Entrepiso	F_i (Ton)
Sismo Estático X e Y	N°2	242.226
	N°3	226.842
	N°4	195.798
	N°5	150.651
	N°6	98.167
Sismo Dinámico X	N°2	218.005
	N°3	205.670
	N°4	179.759
	N°5	143.818
	N°6	98.839
Sismo Dinámico Y	N°2	218.004
	N°3	205.786
	N°4	179.174
	N°5	141.658
	N°6	95.688

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a las fuerzas cortantes de entrepiso del análisis sísmico estático (FE_i) y dinámico modal espectral (FD_i) para ambas direcciones se tiene:

$$\text{En X: } FE_x = 242.226, FD_x = 218.005 \rightarrow \left(\frac{FD_x}{FE_x}\right) * 100\% = \frac{218.005}{242.226} * 100\% = 90\%$$

$$\text{En Y: } FE_y = 242.226, FD_y = 218.004 \rightarrow \left(\frac{FD_y}{FE_y}\right) * 100\% = \frac{218.004}{242.226} * 100\% = 90\%$$

Para x e y: Entonces, se tiene lo siguiente: $\left(\frac{FD_{xy}}{FE_{xy}}\right) = 90\% \geq 90\%$ (Cumple)

6.2.4 Etapa N°4: Validación de la estructura

De acuerdo a los resultados del análisis, se determina si la estructura planteada es válida, para lo cual cumple con los requisitos de regularidad y rigidez.

a) Revisión de las hipótesis del análisis

Luego del análisis sísmico estático y dinámico modal espectral de la estructura, se analizan nuevamente las irregularidades estructurales tanto en altura como en planta y se verificó que la estructura no presenta irregularidades extremas y solo presenta irregularidad de esquinas entrantes en ambas direcciones. Similarmente se verifica que el sistema estructural es de muros estructurales ya que en ellos actúa más del 70% de la cortante basal (Ver Tabla N°63).

Tabla N°63: Verificación del sistema estructural

Análisis	% $F_{pórticos}$	% F_{muros}
Sismo Estático X	12.86%	87.14%
Sismo Estático Y	7.87%	92.13%
Sismo Dinámico X	7.52%	92.48%
Sismo Dinámico Y	7.69%	92.31%

Fuente: Elaboración propia

El análisis sísmico son métodos que representan las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada entrepiso. Para este análisis se tuvo en cuenta la irregularidad estructural de la edificación con una altura no mayor a 15m para estructuras de concreto armado según el artículo 28.1 de la presente norma E.030 de diseño sismorresistente.

b) Restricciones a la irregularidad

De acuerdo con las restricciones a la irregularidad para la categoría C (edificaciones comunes) y zona sísmica 4, se tiene como restricción que no se permiten irregularidades extremas (Ver Tabla N°60). Por otro lado, la estructura no presenta sistemas de transferencias ya que los elementos estructurales son verticales continuos. Para este caso en particular, luego de un análisis sísmico estático y dinámico modal espectral de la estructura se ha determinado que la edificación no presenta irregularidades extremas y solo presenta irregularidad de esquinas entrantes en ambas direcciones x e y, por lo tanto, cumple la restricción.

c) Determinación de desplazamientos laterales

Según la presente norma E.030 de diseño sismorresistente para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.85R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se consideran los valores mínimos de C/R ni el cortante mínimo en la base para el análisis dinámico, es decir la fuerza cortante no debe tener un escalamiento. A continuación, se muestra la distribución de las fuerzas cortantes de entrepiso sin escalamiento (Ver Tabla N°64 y Figura N°134).

Tabla N°64: Fuerzas cortantes de entrepiso sin escalamiento

Análisis	Entrepiso	F _i (Ton)
Sismo Estático X e Y	N°2	242.226
	N°3	226.842
	N°4	195.798
	N°5	150.651
	N°6	98.167
	Sismo Dinámico X	N°2
N°3		228.521
N°4		199.731
N°5		159.796
N°6		109.821
Sismo Dinámico Y		N°2
	N°3	228.651
	N°4	199.082
	N°5	157.398
	N°6	106.319

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a las fuerzas cortantes de entrepiso del análisis sísmico estático (FE_i) y dinámico modal espectral (FD_i) para ambas direcciones se tiene:

$$\text{En X: } FE_x = 242.226, FD_x = 242.226 \rightarrow \left(\frac{FD_x}{FE_x}\right) * 100\% = \frac{242.226}{242.226} * 100\% = 100\%$$

$$\text{En Y: } FE_y = 242.226, FD_y = 242.226 \rightarrow \left(\frac{FD_y}{FE_y}\right) * 100\% = \frac{242.226}{242.226} * 100\% = 100\%$$

Para x e y: Entonces, se tiene lo siguiente: $\left(\frac{FD_{xy}}{FE_{xy}}\right) = 100\% \geq 100\%$ (Cumple)

Se muestran las fuerzas cortantes de entrepiso de la estructura para el cálculo de los desplazamientos laterales en ambas direcciones x e y. La fuerza cortante mínima para el primer entrepiso no debe tener un escalamiento para así obtener los desplazamientos máximos que alcanzaría el edificio en el sismo de diseño.

TABLE: Story Forces							
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	VX	VY
						tonf	tonf
Story6	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	-98.167	0
Story6	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	-98.167	0
Story6	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	-98.167	0
Story6	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-98.167
Story6	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-98.167
Story6	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-98.167
Story6	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	109.821	103.606
Story6	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	90.723	106.319
Story5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	-150.651	0
Story5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	-150.651	0
Story5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	-150.651	0
Story5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-150.651
Story5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-150.651
Story5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-150.651
Story5	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	159.796	151.597
Story5	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	130.446	157.398
Story4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	-195.798	0
Story4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	-195.798	0
Story4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	-195.798	0
Story4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-195.798
Story4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-195.798
Story4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-195.798
Story4	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	199.731	190.825
Story4	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	162.413	199.082
Story3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	-226.842	0
Story3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	-226.842	0
Story3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	-226.842	0
Story3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-226.842
Story3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-226.842
Story3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-226.842
Story3	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	228.521	218.609
Story3	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	183.835	228.651
Story2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	-242.226	0
Story2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	-242.226	0
Story2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	-242.226	0
Story2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-242.226
Story2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-242.226
Story2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	Bottom	0	-242.226
Story2	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	242.226	231.078
Story2	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Bottom	192.922	242.226

Figura N° 134: Fuerzas cortantes de entrepiso sin escalamiento

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

A continuación, se muestran los desplazamientos laterales máximos y promedios en los entrepisos sin escalamiento para ambas direcciones corregidas (x e y) multiplicando por 0.85R para estructuras irregulares de acuerdo al artículo 31 de la presente norma E.030 de diseño sismorresistente (Ver Figura N°135).

TABLE: Story Max Over Avg Displacements									
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Maximum	Average	Corregido	Corregido
						m	m	m	m
Story6	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00779	0.00492	0.03973	0.02510
Story6	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00614	0.00123	0.03132	0.00626
Story5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00606	0.00382	0.03092	0.01948
Story5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00487	0.00103	0.02483	0.00523
Story4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00420	0.00264	0.02139	0.01346
Story4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00343	0.00076	0.01747	0.00388
Story3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00235	0.00148	0.01201	0.00756
Story3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00195	0.00046	0.00996	0.00235
Story2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00081	0.00051	0.00412	0.00262
Story2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00068	0.00017	0.00345	0.00088
Story6	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00468	0.00202	0.02385	0.01028
Story6	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.01066	0.00610	0.05436	0.03110
Story5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00378	0.00163	0.01928	0.00830
Story5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00857	0.00487	0.04368	0.02485
Story4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00273	0.00117	0.01390	0.00596
Story4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00614	0.00347	0.03131	0.01771
Story3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00160	0.00068	0.00818	0.00347
Story3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00360	0.00202	0.01837	0.01032
Story2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00058	0.00024	0.00298	0.00123
Story2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00132	0.00073	0.00674	0.00374
Story6	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00972	0.00604	0.04958	0.03082
Story6	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.01218	0.00834	0.06210	0.04252
Story5	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00760	0.00471	0.03874	0.02403
Story5	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00972	0.00660	0.04955	0.03364
Story4	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00528	0.00327	0.02690	0.01668
Story4	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00690	0.00465	0.03519	0.02369
Story3	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00297	0.00185	0.01516	0.00942
Story3	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00400	0.00267	0.02041	0.01360
Story2	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00103	0.00065	0.00523	0.00330
Story2	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00144	0.00095	0.00736	0.00483
Story6	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00971	0.00572	0.04954	0.02916
Story6	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.01266	0.00857	0.06455	0.04370
Story5	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00760	0.00446	0.03875	0.02275
Story5	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.01010	0.00679	0.05153	0.03461
Story4	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00528	0.00310	0.02695	0.01579
Story4	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00718	0.00479	0.03662	0.02441
Story3	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00298	0.00175	0.01520	0.00893
Story3	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00417	0.00275	0.02126	0.01404
Story2	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00103	0.00061	0.00526	0.00312
Story2	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00151	0.00098	0.00768	0.00501

Figura N°135: Desplazamientos laterales máximos y promedios de entrepiso sin escalamiento

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

d) Distorsión admisible

Los máximos desplazamientos relativos de entrepiso no deben exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) de acuerdo al material predominante en la estructura (Ver Tabla N°65).

Tabla N°65: Límites para la distorsión de entrepiso

Material Predominante	$(\frac{\Delta_i}{h_{ei}})$
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: MVCS (2019). Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente

A continuación, se muestran los máximos desplazamientos relativos de entrepiso de la estructura para ambas direcciones corregidas (x e y) multiplicando por 0.85R para estructuras irregulares de acuerdo al artículo 31 de la presente norma E.030 de diseño sismorresistente (Ver Figura N° 136).

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Drift			Drift Inelástico	Condición	
						Elástico	X m	Y m			Z m
Story6	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	X	0.00062	22.50	0.10	13.45	0.00318	CUMPLE
Story6	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	Y	0.00046	22.50	0.10	13.45	0.00235	CUMPLE
Story6	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00058	22.50	0.10	13.45	0.00297	CUMPLE
Story6	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00041	22.50	0.10	13.45	0.00210	CUMPLE
Story6	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00067	22.50	0.10	13.45	0.00339	CUMPLE
Story6	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00051	22.50	0.10	13.45	0.00259	CUMPLE
Story6	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	X	0.00027	22.50	0.10	13.45	0.00139	CUMPLE
Story6	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0.00074	22.50	0.10	13.45	0.00375	CUMPLE
Story6	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00034	22.50	0.10	13.45	0.00175	CUMPLE
Story6	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00082	22.50	0.10	13.45	0.00419	CUMPLE
Story6	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00020	22.50	0.10	13.45	0.00102	CUMPLE
Story6	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00065	22.50	0.10	13.45	0.00331	CUMPLE
Story6	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00083	22.50	0.10	13.45	0.00421	CUMPLE
Story6	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00098	22.50	0.10	13.45	0.00501	CUMPLE
Story6	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00082	22.50	0.10	13.45	0.00419	CUMPLE
Story6	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00102	22.50	0.10	13.45	0.00520	CUMPLE
Story5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	X	0.00067	22.50	0.10	10.85	0.00343	CUMPLE
Story5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	Y	0.00052	22.50	0.10	10.85	0.00265	CUMPLE
Story5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00063	22.50	0.10	10.85	0.00320	CUMPLE
Story5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00046	22.50	0.10	10.85	0.00237	CUMPLE
Story5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00072	22.50	0.10	10.85	0.00366	CUMPLE
Story5	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00058	22.50	0.10	10.85	0.00294	CUMPLE
Story5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	X	0.00033	22.50	0.10	10.85	0.00166	CUMPLE
Story5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0.00085	22.50	0.10	10.85	0.00435	CUMPLE
Story5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00041	22.50	0.10	10.85	0.00207	CUMPLE
Story5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00095	22.50	0.10	10.85	0.00485	CUMPLE
Story5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00025	22.50	0.10	10.85	0.00125	CUMPLE
Story5	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00076	22.50	0.10	10.85	0.00385	CUMPLE

Story5	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00090	22.50	0.10	10.85	0.00458	CUMPLE
Story5	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00112	22.50	0.10	10.85	0.00572	CUMPLE
Story5	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00090	22.50	0.10	10.85	0.00457	CUMPLE
Story5	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00116	22.50	0.10	10.85	0.00593	CUMPLE
Story4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	X	0.00066	22.50	0.10	8.25	0.00338	CUMPLE
Story4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	Y	0.00053	22.50	0.10	8.25	0.00270	CUMPLE
Story4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00062	22.50	0.10	8.25	0.00314	CUMPLE
Story4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00047	22.50	0.10	8.25	0.00241	CUMPLE
Story4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00071	22.50	0.10	8.25	0.00361	CUMPLE
Story4	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00059	22.50	0.10	8.25	0.00299	CUMPLE
Story4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	X	0.00035	22.50	0.10	8.25	0.00179	CUMPLE
Story4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0.00089	22.50	0.10	8.25	0.00456	CUMPLE
Story4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00043	22.50	0.10	8.25	0.00220	CUMPLE
Story4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00100	22.50	0.10	8.25	0.00507	CUMPLE
Story4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00027	22.50	0.10	8.25	0.00138	CUMPLE
Story4	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00079	22.50	0.10	8.25	0.00404	CUMPLE
Story4	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00089	22.50	0.10	8.25	0.00453	CUMPLE
Story4	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00115	22.50	0.10	8.25	0.00587	CUMPLE
Story4	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00089	22.50	0.10	8.25	0.00453	CUMPLE
Story4	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00119	22.50	0.10	8.25	0.00609	CUMPLE
Story3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	X	0.00056	22.50	0.10	5.65	0.00283	CUMPLE
Story3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	Y	0.00046	22.50	0.10	5.65	0.00233	CUMPLE
Story3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00052	22.50	0.10	5.65	0.00263	CUMPLE
Story3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00041	22.50	0.10	5.65	0.00207	CUMPLE
Story3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00060	22.50	0.10	5.65	0.00303	CUMPLE
Story3	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00051	22.50	0.10	5.65	0.00259	CUMPLE
Story3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	X	0.00032	22.50	0.10	5.65	0.00165	CUMPLE
Story3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0.00081	22.50	0.10	5.65	0.00411	CUMPLE
Story3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00039	22.50	0.10	5.65	0.00200	CUMPLE
Story3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00090	22.50	0.10	5.65	0.00456	CUMPLE
Story3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00025	22.50	0.10	5.65	0.00130	CUMPLE
Story3	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00072	22.50	0.10	5.65	0.00365	CUMPLE
Story3	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00075	22.50	0.10	5.65	0.00382	CUMPLE
Story3	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00137	3.91	12.85	5.65	0.00699	CUMPLE
Story3	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00075	22.50	0.10	5.65	0.00383	CUMPLE
Story3	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00137	3.91	12.85	5.65	0.00699	CUMPLE
Story2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	X	0.00029	22.00	0.10	3.05	0.00148	CUMPLE
Story2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	1	Y	0.00023	22.00	0.10	3.05	0.00118	CUMPLE
Story2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00027	22.00	0.10	3.05	0.00137	CUMPLE
Story2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00020	22.00	0.10	3.05	0.00104	CUMPLE
Story2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00031	22.00	0.10	3.05	0.00159	CUMPLE
Story2	Sismo X	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00026	22.00	0.10	3.05	0.00133	CUMPLE
Story2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	X	0.00019	22.00	0.10	3.05	0.00096	CUMPLE
Story2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	1	Y	0.00046	22.00	0.10	3.05	0.00234	CUMPLE
Story2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	X	0.00023	22.00	0.10	3.05	0.00115	CUMPLE
Story2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	2	Y	0.00051	22.00	0.10	3.05	0.00259	CUMPLE
Story2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	X	0.00015	22.00	0.10	3.05	0.00078	CUMPLE
Story2	Sismo Y	LinStatic	Step By Step	3	Y	0.00041	22.00	0.10	3.05	0.00209	CUMPLE
Story2	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00040	22.00	0.10	3.05	0.00201	CUMPLE
Story2	SX Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00092	3.91	12.85	3.05	0.00469	CUMPLE
Story2	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		X	0.00040	22.00	0.10	3.05	0.00202	CUMPLE
Story2	SY Dinámico	LinRespSpec	Max		Y	0.00105	3.91	12.85	3.05	0.00536	CUMPLE

Figura N°136: Verificación de los máximos desplazamientos relativos de entrespiso

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

Las distorsiones de entrespiso límites para el edificio multifamiliar Exclusive corresponde al de concreto armado que es el material predominante. Todas las distorsiones de entrespiso son menores a 0.007, por lo tanto, se cumple la distorsión límite de los entrespisos.

e) Separación entre edificios (s)

Según la presente norma E.030 de diseño sismorresistente, toda estructura está separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima “s” para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia no es menor que los $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0.006 * h \geq 0.03 \text{ m}$$

Donde: h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s.

El edificio se retira de los límites de propiedad adyacente a otros lotes o edificaciones, distancias no menores que $2/3$ del desplazamiento máximo calculado ni menores que $s/2$ si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria. De no existir la junta sísmica reglamentaria, el edificio se separa de la edificación existente el valor de $s/2$ que le corresponde más el valor $s/2$ de la estructura vecina.

La estructura está separada de las estructuras vecinas mediante una junta sísmica de 0.05m para ambas direcciones x e y. Las estructuras vecinas tienen 1 y 4 pisos respectivamente, entonces la junta sísmica se calcula de acuerdo a la altura desde el nivel de terreno natural del edificio adyacente de menor altura.

Para una junta sísmica reglamentaria, se tiene lo siguiente:

En X: Vecino de 1 piso (h = 3.05m)

$$s = 0.006 * 3.05 = 0.0183 \text{ m} \leq 0.03 \text{ m (Se toma el mayor)}$$

$$s/2 = 0.015 \text{ m} \leq 0.05 \text{ m (Cumple)}$$

En Y: Vecino de 4 pisos (h = 10.85m)

$$s = 0.006 * 10.85 = 0.0651 \text{ m} \geq 0.03 \text{ m (Se toma el mayor)}$$

$$s/2 = 0.0325 \text{ m} \leq 0.05 \text{ m (Cumple)}$$

La junta sísmica usada en el edificio multifamiliar Exclusive es de 0.05m para los límites de propiedad con las estructuras vecinas. Por lo tanto, para una junta sísmica reglamentaria se cumple la primera condición que el retiro de los límites de propiedad adyacentes es mayor que $s/2$.

A continuación, se muestra la segunda condición que son las verificaciones de las juntas sísmicas de 0.05m entre edificios para ambas direcciones corregidas (x e y) multiplicando por 2/3 los desplazamientos laterales máximos para edificios adyacentes con juntas sísmicas reglamentarias (Ver Figura N° 137).

TABLE: Story Max Over Avg Displacements

Story	Output Case	Direction	Maximum	Average	Corregido	Corregido	Condición	Condición	Condición	Condición
			m	m	m	m				
Story6	Sismo X	X	0.00779	0.00492	0.03973	0.02510	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story6	Sismo X	Y	0.00614	0.00123	0.03132	0.00626	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story5	Sismo X	X	0.00606	0.00382	0.03092	0.01948	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story5	Sismo X	Y	0.00487	0.00103	0.02483	0.00523	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story4	Sismo X	X	0.00420	0.00264	0.02139	0.01346	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story4	Sismo X	Y	0.00343	0.00076	0.01747	0.00388	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story3	Sismo X	X	0.00235	0.00148	0.01201	0.00756	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story3	Sismo X	Y	0.00195	0.00046	0.00996	0.00235	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story2	Sismo X	X	0.00081	0.00051	0.00412	0.00262	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story2	Sismo X	Y	0.00068	0.00017	0.00345	0.00088	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story6	Sismo Y	X	0.00468	0.00202	0.02385	0.01028	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story6	Sismo Y	Y	0.01066	0.00610	0.05436	0.03110	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story5	Sismo Y	X	0.00378	0.00163	0.01928	0.00830	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story5	Sismo Y	Y	0.00857	0.00487	0.04368	0.02485	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story4	Sismo Y	X	0.00273	0.00117	0.01390	0.00596	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story4	Sismo Y	Y	0.00614	0.00347	0.03131	0.01771	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story3	Sismo Y	X	0.00160	0.00068	0.00818	0.00347	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story3	Sismo Y	Y	0.00360	0.00202	0.01837	0.01032	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story2	Sismo Y	X	0.00058	0.00024	0.00298	0.00123	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story2	Sismo Y	Y	0.00132	0.00073	0.00674	0.00374	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story6	SX Dinámico	X	0.00972	0.00604	0.04958	0.03082	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story6	SX Dinámico	Y	0.01218	0.00834	0.06210	0.04252	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story5	SX Dinámico	X	0.00760	0.00471	0.03874	0.02403	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story5	SX Dinámico	Y	0.00972	0.00660	0.04955	0.03364	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story4	SX Dinámico	X	0.00528	0.00327	0.02690	0.01668	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story4	SX Dinámico	Y	0.00690	0.00465	0.03519	0.02369	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story3	SX Dinámico	X	0.00297	0.00185	0.01516	0.00942	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story3	SX Dinámico	Y	0.00400	0.00267	0.02041	0.01360	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story2	SX Dinámico	X	0.00103	0.00065	0.00523	0.00330	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story2	SX Dinámico	Y	0.00144	0.00095	0.00736	0.00483	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story6	SY Dinámico	X	0.00971	0.00572	0.04954	0.02916	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story6	SY Dinámico	Y	0.01266	0.00857	0.06455	0.04370	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story5	SY Dinámico	X	0.00760	0.00446	0.03875	0.02275	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story5	SY Dinámico	Y	0.01010	0.00679	0.05153	0.03461	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story4	SY Dinámico	X	0.00528	0.00310	0.02695	0.01579	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story4	SY Dinámico	Y	0.00718	0.00479	0.03662	0.02441	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story3	SY Dinámico	X	0.00298	0.00175	0.01520	0.00893	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story3	SY Dinámico	Y	0.00417	0.00275	0.02126	0.01404	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story2	SY Dinámico	X	0.00103	0.00061	0.00526	0.00312	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
Story2	SY Dinámico	Y	0.00151	0.00098	0.00768	0.00501	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Figura N° 137: Verificación de las juntas sísmicas para edificios adyacentes

Fuente: Elaboración propia – Etabs 2019

Finalmente se ha realizado satisfactoriamente el análisis sísmico estático y dinámico modal espectral de la estructura, encontrándose los parámetros sísmicos, determinación de irregularidades, máximos desplazamientos laterales y relativos, separación de edificios acorde con la presente norma E.030 de diseño sismorresistente obteniendo lo mismo en los planos de estructuras. Esto comprueba la validez del diseño sísmico del edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos.

6.3 Cimentación

6.3.1 Análisis y diseño geotécnico de la cimentación

En esta sección del capítulo se realizan los análisis y diseños geotécnicos de las zapatas aisladas para el mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido. Estos resultados fueron obtenidos del análisis del modelamiento de las zapatas aisladas en el programa de software Safe 2016. Para el diseño geotécnico de las zapatas aisladas se tomó en cuenta la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones para las verificaciones de esfuerzos máximos, asentamientos máximos, ratio de los punzonamientos y esfuerzos últimos de acuerdo al tipo de mejoramiento de suelos.

a) Zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil

- Cálculo y verificación de esfuerzos máximos

Del modelo estructural de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil en Safe 2016 se obtiene los esfuerzos máximos y mínimos para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección (Ver Figura N° 138 y N° 139). Estos esfuerzos han sido calculados por el programa de software Safe 2016 bajo la asignación de las cargas y momentos actuantes de la columna C-02 extraídos del análisis estructural y sísmico de la edificación en Etabs 2019 según la presente norma E.030 de diseño sismorresistente. El análisis del programa de software Safe 2016 es de elementos finitos y calcula los esfuerzos transmitidos al suelo de acuerdo a las dimensiones iniciales de la zapata aislada.

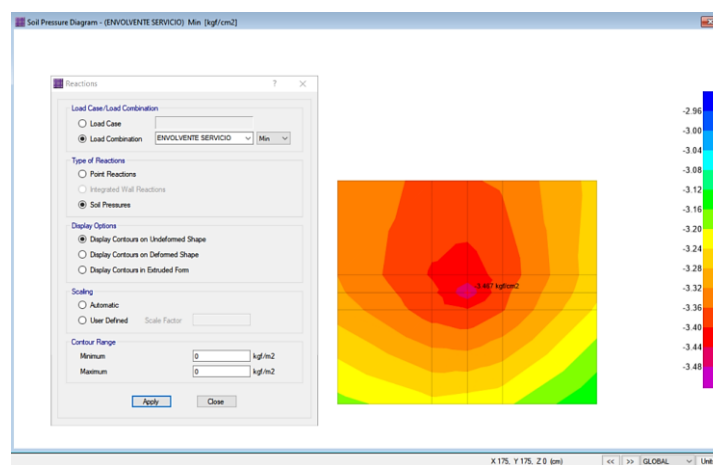


Figura N° 138: Esfuerzos al mejoramiento con geotextil

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

TABLE: Soil Pressures - Summary							
OutputCase	CaseType	MaxPress	MinPress	GlobalXMax	GlobalYMax	GlobalXMin	GlobalYMin
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	cm	cm	cm	cm
Servicio	Combination	-3.138	-3.396	65.0	160.0	145.0	175.0
Servicio	Combination	-3.256	-3.396	65.0	190.0	145.0	190.0
Servicio	Combination	-3.059	-3.396	205.0	160.0	175.0	175.0
Servicio	Combination	-3.175	-3.396	205.0	190.0	175.0	190.0
Servicio + SX	Combination	-3.130	-3.383	65.0	160.0	145.0	175.0
Servicio + SX	Combination	-3.252	-3.383	65.0	190.0	145.0	190.0
Servicio + SX	Combination	-3.033	-3.383	205.0	160.0	175.0	175.0
Servicio + SX	Combination	-3.154	-3.383	205.0	190.0	175.0	190.0
Servicio - SX	Combination	-3.147	-3.409	65.0	160.0	145.0	175.0
Servicio - SX	Combination	-3.259	-3.409	65.0	190.0	145.0	190.0
Servicio - SX	Combination	-3.084	-3.409	205.0	160.0	175.0	175.0
Servicio - SX	Combination	-3.196	-3.409	205.0	190.0	175.0	190.0
Servicio + SY	Combination	-3.186	-3.467	65.0	160.0	145.0	175.0
Servicio + SY	Combination	-3.314	-3.467	65.0	190.0	145.0	190.0
Servicio + SY	Combination	-3.123	-3.467	205.0	160.0	175.0	175.0
Servicio + SY	Combination	-3.250	-3.467	205.0	190.0	175.0	190.0
Servicio - SY	Combination	-3.090	-3.325	65.0	160.0	145.0	175.0
Servicio - SY	Combination	-3.196	-3.325	65.0	270.0	145.0	190.0
Servicio - SY	Combination	-2.994	-3.325	205.0	160.0	175.0	175.0
Servicio - SY	Combination	-3.100	-3.325	205.0	270.0	175.0	190.0
Envolvente servicio	Combination	-3.090	-3.467	65.0	160.0	145.0	175.0
Envolvente servicio	Combination	-3.196	-3.467	65.0	270.0	145.0	190.0
Envolvente servicio	Combination	-2.994	-3.467	205.0	160.0	175.0	175.0
Envolvente servicio	Combination	-3.100	-3.467	205.0	270.0	175.0	190.0

Figura N°139: Esfuerzos máx. y mín. al mejoramiento con geotextil

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

Luego del análisis se procede a verificar los esfuerzos máximos absolutos para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con geotextil. Para la verificación de esfuerzos máximos se tiene dos condiciones según las presentes normas E.050 de suelos y cimentaciones, y E.060 de concreto armado en las que señalan que el esfuerzo máximo debe ser menor que la capacidad de carga permisible ($\sigma_{adm} = 3.55 \text{ kg/cm}^2$) para la condición de servicio sin sismo y que debe ser menor también a la capacidad de carga permisible incrementada en un 30% para la condición de servicio con sismo ya que este es de un efecto eventual y de corta duración. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°66).

Primera condición: $\sigma_{\text{máx sin sismo}} \leq \sigma_{adm}$

Segunda condición: $\sigma_{\text{máx con sismo}} \leq 1.3\sigma_{adm}$

Tabla N°66: Verificación de esfuerzos máx. – Geotextil

Combinación	$\sigma_{\text{máx}}$ (kg/cm ²)	Condición 1	Condición 2
Servicio	-3.396	Cumple	-
Servicio	-3.396	Cumple	-
Servicio	-3.396	Cumple	-
Servicio	-3.396	Cumple	-
Servicio + SX	-3.383	-	Cumple
Servicio + SX	-3.383	-	Cumple
Servicio + SX	-3.383	-	Cumple
Servicio + SX	-3.383	-	Cumple
Servicio - SX	-3.409	-	Cumple
Servicio - SX	-3.409	-	Cumple
Servicio - SX	-3.409	-	Cumple
Servicio - SX	-3.409	-	Cumple
Servicio + SY	-3.467	-	Cumple
Servicio + SY	-3.467	-	Cumple
Servicio + SY	-3.467	-	Cumple
Servicio + SY	-3.467	-	Cumple
Servicio - SY	-3.325	-	Cumple
Servicio - SY	-3.325	-	Cumple
Servicio - SY	-3.325	-	Cumple
Servicio - SY	-3.325	-	Cumple
Envolvente servicio	-3.467	Cumple	Cumple
Envolvente servicio	-3.467	Cumple	Cumple
Envolvente servicio	-3.467	Cumple	Cumple
Envolvente servicio	-3.467	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Sin sismo:

Primera condición: $\sigma_{\text{máx sin sismo}} \leq \sigma_{\text{adm}} = 3.40 \leq 3.55 \text{ kg/cm}^2$ (Cumple)

El esfuerzo máximo en servicio sin sismo es 3.40 kg/cm^2

Con sismo:

Segunda condición: $\sigma_{\text{máx con sismo}} \leq 1.3\sigma_{\text{adm}} = 3.47 \leq 4.62 \text{ kg/cm}^2$ (Cumple)

El esfuerzo máximo en servicio con sismo es 3.47 kg/cm^2

De acuerdo al análisis y verificación de esfuerzos máximos de la zapata aislada presentado antes, se cumplen ambas condiciones al mínimo de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con geotextil; por lo tanto, las dimensiones de la zapata aislada son las óptimas y adecuadas.

- Cálculo y verificación de asentamientos máximos

Del modelo estructural de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil en Safe 2016 se obtiene los asentamientos máximos para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección (Ver Figura N°140 y N°141). Estos asentamientos han sido calculados por el programa de software Safe 2016 bajo la asignación de las cargas y momentos actuantes de la columna C-02 extraídos del análisis estructural y sísmico de la edificación en Etabs 2019 según la presente norma E.030 de diseño sismorresistente. El análisis del programa de software Safe 2016 es de elementos finitos y calcula los asentamientos de acuerdo al tipo de mejoramiento de suelos y a las dimensiones iniciales de la zapata aislada.

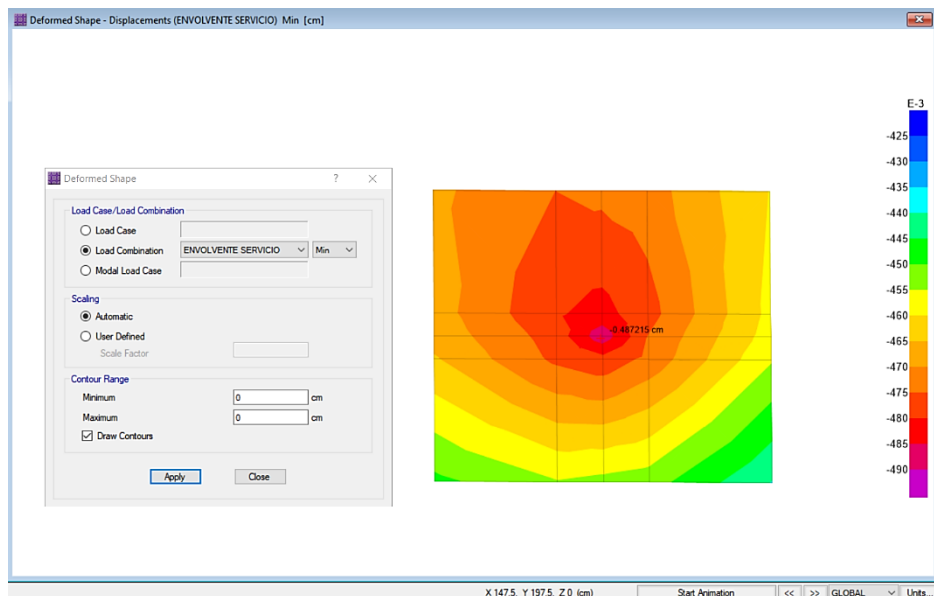


Figura N°140: Asentamientos al mejoramiento con geotextil

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

TABLE: Nodal Displacements - Summary				
OutputCase	CaseType	Uz	GlobalX	GlobalY
		cm	cm	cm
Servicio	Combination	-0.459	65.0	270.0
Servicio	Combination	-0.465	145.0	270.0
Servicio	Combination	-0.478	175.0	175.0
Servicio	Combination	-0.448	285.0	270.0
Servicio + SX	Combination	-0.460	65.0	270.0
Servicio + SX	Combination	-0.464	145.0	270.0
Servicio + SX	Combination	-0.476	175.0	175.0
Servicio + SX	Combination	-0.446	285.0	270.0

Servicio - SX	Combination	-0.460	65.0	190.0
Servicio - SX	Combination	-0.465	145.0	270.0
Servicio - SX	Combination	-0.480	175.0	175.0
Servicio - SX	Combination	-0.451	285.0	190.0
Servicio + SY	Combination	-0.469	65.0	270.0
Servicio + SY	Combination	-0.475	145.0	270.0
Servicio + SY	Combination	-0.488	175.0	175.0
Servicio + SY	Combination	-0.460	285.0	270.0
Servicio - SY	Combination	-0.451	65.0	190.0
Servicio - SY	Combination	-0.454	145.0	270.0
Servicio - SY	Combination	-0.468	175.0	175.0
Servicio - SY	Combination	-0.437	285.0	270.0
Envolvente servicio	Combination	-0.469	65.0	270.0
Envolvente servicio	Combination	-0.488	175.0	175.0
Envolvente servicio	Combination	-0.475	145.0	270.0
Envolvente servicio	Combination	-0.460	285.0	270.0

Figura N°141: Asentamientos máx. al mejoramiento con geotextil

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

Luego del análisis se procede a verificar los asentamientos máximos absolutos para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con geotextil. Para la verificación de asentamientos máximos se tiene una condición según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones, en la que señala que el asentamiento máximo en zapatas es 2.5cm para la condición de servicio con y sin presencia del sismo. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°67).

Primera condición: $S_{m\acute{a}x} \leq S_{m\acute{a}x \text{ norma}}$

Tabla N°67: Verificación de asentamientos máx. – Geotextil

Combinación	$S_{m\acute{a}x}$ (cm)	Condición
Servicio	-0.459	Cumple
Servicio	-0.465	Cumple
Servicio	-0.478	Cumple
Servicio	-0.448	Cumple
Servicio + SX	-0.460	Cumple
Servicio + SX	-0.464	Cumple
Servicio + SX	-0.476	Cumple
Servicio + SX	-0.446	Cumple
Servicio - SX	-0.460	Cumple

Servicio - SX	-0.465	Cumple
Servicio - SX	-0.480	Cumple
Servicio - SX	-0.451	Cumple
Servicio + SY	-0.469	Cumple
Servicio + SY	-0.475	Cumple
Servicio + SY	-0.488	Cumple
Servicio + SY	-0.460	Cumple
Servicio - SY	-0.451	Cumple
Servicio - SY	-0.454	Cumple
Servicio - SY	-0.468	Cumple
Servicio - SY	-0.437	Cumple
Envolvente servicio	-0.469	Cumple
Envolvente servicio	-0.488	Cumple
Envolvente servicio	-0.475	Cumple
Envolvente servicio	-0.460	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Sin sismo:

Primera condición: $S_{\text{máx sin sismo}} \leq S_{\text{máx norma}} = 0.48 \leq 2.5\text{cm}$ (Cumple)

El asentamiento máximo en servicio sin sismo es 0.48 cm

Con sismo:

Primera condición: $S_{\text{máx con sismo}} \leq S_{\text{máx norma}} = 0.49 \leq 2.5\text{cm}$ (Cumple)

El asentamiento máximo en servicio con sismo es 0.49 cm

De acuerdo al análisis y verificación de asentamientos máximos de la zapata aislada presentado antes, se cumple la condición al mínimo en el asentamiento máximo según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones; por lo tanto, las dimensiones de la zapata aislada son las óptimas y adecuadas.

- Cálculo y verificación de la ratio de punzonamiento

Del modelo estructural de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil en Safe 2016 se obtiene la ratio de punzonamiento para la combinación de cargas últimas más desfavorable, para este caso especial es para la combinación de cargas últimas por gravedad calculando también un peralte efectivo y un perímetro para el análisis del punzonamiento (Ver Figura N°142 y N°143). Esta ratio de punzonamiento ha sido calculada por el programa de software Safe 2016 bajo la asignación de las cargas y momentos

actuantes de la columna C-02 extraídos del análisis estructural y sísmico de la edificación en Etabs 2019 según la presente norma E.030 de diseño sismorresistente. El análisis del programa de software Safe 2016 es de elementos finitos y calcula la ratio de punzonamiento de acuerdo al tipo de mejoramiento de suelos y a las dimensiones iniciales de la zapata aislada.

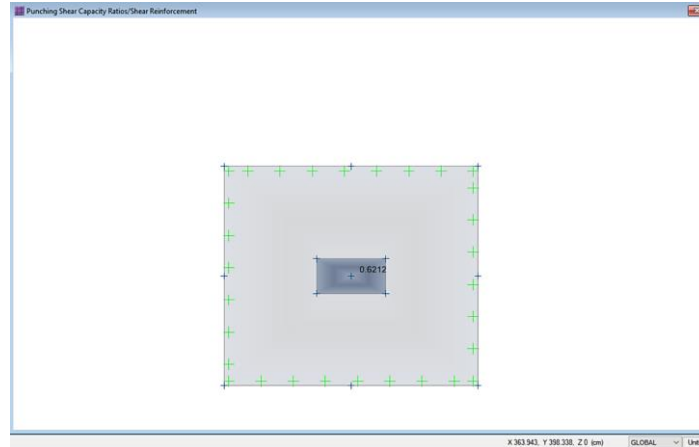


Figura N°142: Ratio de punzonamiento al mejoramiento con geotextil

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

TABLE: Concrete Slab Design 02 - Punching Shear Data						
GlobalX	GlobalY	Ratio	Status	Combo	Depth	Perimeter
cm	cm				cm	cm
175.0	175.0	0.62	OK	1.4D + 1.7L	41.5	346.0

Figura N°143: Ratio de punzonamiento máx. al mejoramiento con geotextil

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

Luego del análisis se procede a verificar la ratio de punzonamiento para la combinación de cargas últimas por gravedad de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con geotextil. Para la verificación de la ratio de punzonamiento se tiene como condición que el valor de ratio como máximo es 1.0 según el diseño por corte de punzonamiento en Safe 2016. A continuación, se realiza su análisis (Ver Tabla N°68).

Primera condición: $P_{m\acute{a}x} \leq P_{Safe}$

Tabla N°68: Verificación de la ratio de punzonamiento – Geotextil

Combo	Ratio	Condición
1.4D + 1.7L	0.62	Cumple

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis y verificación de la ratio de punzonamiento de la zapata aislada presentado antes, se cumple la condición de acuerdo a la ratio de punzonamiento máximo según el diseño por corte de punzonamiento en Safe; por lo tanto, las dimensiones de la zapata aislada son las óptimas y adecuadas.

- Cálculo de esfuerzos últimos del suelo

Del modelo estructural de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil en Safe 2016 se obtiene los esfuerzos últimos del suelo para las combinaciones de cargas últimas con y sin presencia del sismo en una sola dirección (Ver Figura N°144 y N°145). Estos esfuerzos últimos del suelo han sido calculados por el programa de software Safe 2016 bajo la asignación de las cargas y momentos actuantes de la columna C-02 extraídos del análisis estructural y sísmico de la edificación en Etabs 2019 según la presente norma E.030 de diseño sismorresistente. El análisis del programa de software Safe 2016 es de elementos finitos y calcula los esfuerzos últimos transmitidos al suelo de acuerdo al tipo de mejoramiento de suelos y a las dimensiones iniciales de la zapata aislada.

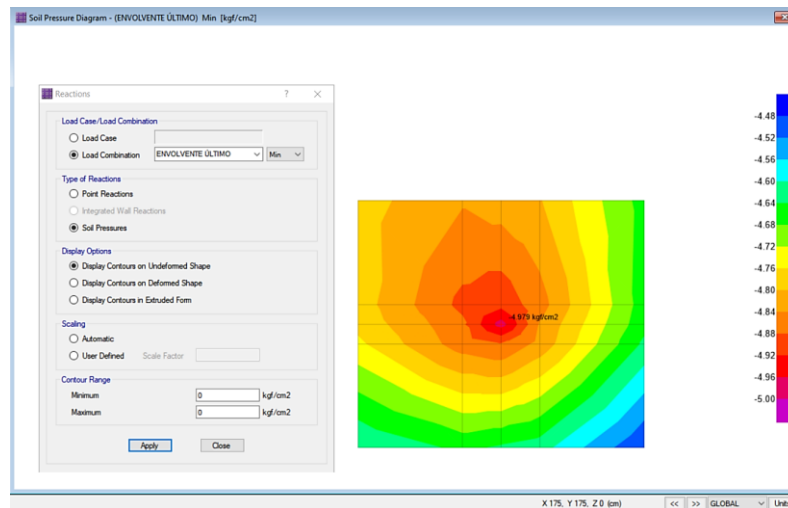


Figura N°144: Esfuerzo último al mejoramiento de suelos con geotextil

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

TABLE: Soil Pressures - Summary							
OutputCase	CaseType	MaxPress	MinPress	GlobalXMax	GlobalYMax	GlobalXMin	GlobalYMin
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	cm	cm	cm	cm
1.4D + 1.7L	Combination	-4.600	-4.979	65.0	160.0	145.0	175.0
1.4D + 1.7L	Combination	-4.772	-4.979	65.0	190.0	145.0	190.0
1.4D + 1.7L	Combination	-4.481	-4.979	205.0	160.0	175.0	175.0
1.4D + 1.7L	Combination	-4.653	-4.979	205.0	190.0	175.0	190.0

1.25D + 1.25L + SX	Combination	-3.914	-4.232	65.0	160.0	145.0	175.0
1.25D + 1.25L + SX	Combination	-4.066	-4.232	65.0	190.0	145.0	190.0
1.25D + 1.25L + SX	Combination	-3.797	-4.232	205.0	160.0	175.0	175.0
1.25D + 1.25L + SX	Combination	-3.947	-4.232	205.0	190.0	175.0	190.0
1.25D + 1.25L - SX	Combination	-3.932	-4.258	65.0	160.0	145.0	175.0
1.25D + 1.25L - SX	Combination	-4.073	-4.258	65.0	190.0	145.0	190.0
1.25D + 1.25L - SX	Combination	-3.849	-4.258	205.0	160.0	175.0	175.0
1.25D + 1.25L - SX	Combination	-3.990	-4.258	205.0	190.0	175.0	190.0
1.25D + 1.25L + SY	Combination	-3.971	-4.316	65.0	160.0	145.0	175.0
1.25D + 1.25L + SY	Combination	-4.128	-4.316	65.0	190.0	145.0	190.0
1.25D + 1.25L + SY	Combination	-3.887	-4.316	205.0	160.0	175.0	175.0
1.25D + 1.25L + SY	Combination	-4.043	-4.316	205.0	190.0	175.0	190.0
1.25D + 1.25L - SY	Combination	-3.875	-4.174	65.0	160.0	145.0	175.0
1.25D + 1.25L - SY	Combination	-4.011	-4.174	65.0	190.0	145.0	190.0
1.25D + 1.25L - SY	Combination	-3.759	-4.174	205.0	160.0	175.0	175.0
1.25D + 1.25L - SY	Combination	-3.894	-4.174	205.0	190.0	175.0	190.0
0.9D + SX	Combination	-2.199	-2.370	65.0	160.0	145.0	175.0
0.9D + SX	Combination	-2.283	-2.370	65.0	190.0	145.0	190.0
0.9D + SX	Combination	-2.129	-2.370	205.0	160.0	175.0	175.0
0.9D + SX	Combination	-2.212	-2.370	205.0	190.0	175.0	190.0
0.9D - SX	Combination	-2.216	-2.396	65.0	160.0	145.0	175.0
0.9D - SX	Combination	-2.288	-2.396	65.0	270.0	145.0	190.0
0.9D - SX	Combination	-2.180	-2.396	205.0	160.0	175.0	175.0
0.9D - SX	Combination	-2.252	-2.396	205.0	270.0	175.0	190.0
0.9D + SY	Combination	-2.256	-2.454	65.0	160.0	145.0	175.0
0.9D + SY	Combination	-2.345	-2.454	65.0	190.0	145.0	190.0
0.9D + SY	Combination	-2.219	-2.454	205.0	160.0	175.0	175.0
0.9D + SY	Combination	-2.308	-2.454	205.0	190.0	175.0	190.0
0.9D - SY	Combination	-2.160	-2.312	65.0	160.0	145.0	175.0
0.9D - SY	Combination	-2.223	-2.312	65.0	270.0	145.0	190.0
0.9D - SY	Combination	-2.090	-2.312	205.0	160.0	175.0	175.0
0.9D - SY	Combination	-2.154	-2.312	205.0	270.0	175.0	190.0
Envolvente último	Combination	-2.160	-4.979	65.0	160.0	145.0	175.0
Envolvente último	Combination	-2.223	-4.979	65.0	270.0	145.0	190.0
Envolvente último	Combination	-2.090	-4.979	205.0	160.0	175.0	175.0
Envolvente último	Combination	-2.154	-4.979	205.0	270.0	175.0	190.0

Figura N°145: Esfuerzos últimos máx. al mejoramiento con geotextil

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

Luego del análisis se procede a determinar el máximo esfuerzo último absoluto del suelo para las combinaciones de cargas últimas con y sin presencia del sismo en una sola dirección de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con geotextil. A continuación, se determina el máximo esfuerzo último.

Sin sismo:

El máximo esfuerzo último absoluto al mejoramiento de suelos con geotextil para las combinaciones de cargas últimas sin sismo es 4.98 kg/cm^2

Con sismo:

El máximo esfuerzo último absoluto al mejoramiento de suelos con geotextil para las combinaciones de cargas últimas con sismo es 4.32 kg/cm^2

De acuerdo al análisis de los máximos esfuerzos últimos absolutos según la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con geotextil para la zapata aislada presentado anteriormente, se tiene que es mayor para una combinación de cargas últimas por gravedad sin considerar el sismo, esto se debe a que las fuerzas y momentos del sismo que actúan en la columna C-02 son pequeñas ya que el sistema estructural de la edificación del edificio multifamiliar Exclusive es de muros estructurales; por lo tanto, para esta zapata aislada 4.98 kg/cm^2 es el máximo esfuerzo último absoluto al mejoramiento de suelos con geotextil.

Luego de un análisis y diseño geotécnico de la cimentación, se han verificado los esfuerzos máximos, asentamientos máximos, ratio de los punzonamientos y esfuerzos últimos de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil según las presentes normas E.050 de suelos y cimentaciones, y E.060 de concreto armado. Todas las verificaciones cumplen con los requisitos geotécnicos de manera que garantiza una mayor estabilidad de la cimentación.

El predimensionamiento de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil es conforme verificando sus dimensiones y espesor del peralte de $2.20\text{m} \times 1.90\text{m} \times 0.50\text{m}$. Este predimensionamiento se diseñará según la norma E.060 de concreto armado y el software Safe 2016 v16.0.2 presentando los detalles del acero de refuerzo en la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil.

b) Zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido

- Cálculo y verificación de esfuerzos máximos

Del modelo estructural de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido en Safe 2016 se obtiene los esfuerzos máximos y mínimos para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección (Ver Figura N°146 y N°147). Estos esfuerzos han sido calculados por el programa de software Safe 2016 bajo la asignación de las cargas y momentos actuantes de la columna C-02 extraídos del análisis estructural y sísmico de la edificación en Etabs 2019 según la presente norma

E.030 de diseño sismorresistente. El análisis del programa de software Safe 2016 es de elementos finitos y calcula los esfuerzos transmitidos al suelo de acuerdo a las dimensiones iniciales de la zapata aislada.

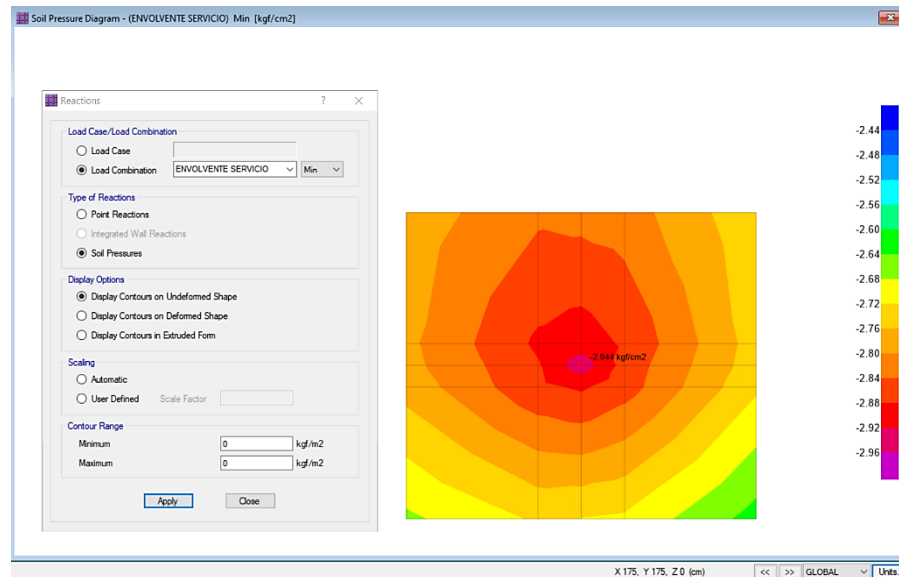


Figura N°146: Esfuerzos al mejoramiento con relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

TABLE: Soil Pressures - Summary

OutputCase	CaseType	MaxPress	MinPress	GlobalXMax	GlobalYMax	GlobalXMin	GlobalYMin
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	cm	cm	cm	cm
Servicio	Combination	-2.631	-2.885	55.0	160.0	145.0	175.0
Servicio	Combination	-2.723	-2.885	55.0	280.0	145.0	190.0
Servicio	Combination	-2.571	-2.885	205.0	160.0	175.0	175.0
Servicio	Combination	-2.663	-2.885	205.0	280.0	175.0	190.0
Servicio + SX	Combination	-2.624	-2.874	55.0	160.0	145.0	175.0
Servicio + SX	Combination	-2.723	-2.874	55.0	280.0	145.0	190.0
Servicio + SX	Combination	-2.551	-2.874	205.0	160.0	175.0	175.0
Servicio + SX	Combination	-2.650	-2.874	205.0	280.0	175.0	190.0
Servicio - SX	Combination	-2.639	-2.896	55.0	160.0	145.0	175.0
Servicio - SX	Combination	-2.723	-2.896	55.0	280.0	145.0	190.0
Servicio - SX	Combination	-2.592	-2.896	205.0	160.0	175.0	175.0
Servicio - SX	Combination	-2.676	-2.896	205.0	280.0	175.0	190.0
Servicio + SY	Combination	-2.672	-2.944	55.0	160.0	145.0	175.0
Servicio + SY	Combination	-2.777	-2.944	55.0	280.0	145.0	190.0
Servicio + SY	Combination	-2.624	-2.944	205.0	160.0	175.0	175.0
Servicio + SY	Combination	-2.730	-2.944	205.0	280.0	175.0	190.0
Servicio - SY	Combination	-2.590	-2.826	55.0	160.0	145.0	175.0
Servicio - SY	Combination	-2.668	-2.826	55.0	280.0	145.0	190.0
Servicio - SY	Combination	-2.519	-2.826	205.0	160.0	175.0	175.0
Servicio - SY	Combination	-2.597	-2.826	205.0	280.0	175.0	190.0
Envolvente servicio	Combination	-2.590	-2.944	55.0	160.0	145.0	175.0
Envolvente servicio	Combination	-2.668	-2.944	55.0	280.0	145.0	190.0
Envolvente servicio	Combination	-2.519	-2.944	205.0	160.0	175.0	175.0
Envolvente servicio	Combination	-2.597	-2.944	205.0	280.0	175.0	190.0

Figura N°147: Esfuerzos máx. y mín. al mejoramiento con relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

Luego del análisis se procede a verificar los esfuerzos máximos absolutos para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con relleno fluido. Para la verificación de esfuerzos máximos se tiene dos condiciones según las presentes normas E.050 de suelos y cimentaciones, y E.060 de concreto armado en las que señalan que el esfuerzo máximo debe ser menor que la capacidad de carga permisible ($\sigma_{adm} = 3.05 \text{ kg/cm}^2$) para la condición de servicio sin sismo y que debe ser menor también a la capacidad de carga permisible incrementada en un 30% para la condición de servicio con sismo ya que este es de un efecto eventual y de corta duración. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°69).

Primera condición: $\sigma_{\text{máx sin sismo}} \leq \sigma_{adm}$

Segunda condición: $\sigma_{\text{máx con sismo}} \leq 1.3\sigma_{adm}$

Tabla N°69: Verificación de esfuerzos máx. – Relleno fluido

Combinación	$\sigma_{\text{máx}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	Condición 1	Condición 2
Servicio	-2.885	Cumple	-
Servicio	-2.885	Cumple	-
Servicio	-2.885	Cumple	-
Servicio	-2.885	Cumple	-
Servicio + SX	-2.874	-	Cumple
Servicio + SX	-2.874	-	Cumple
Servicio + SX	-2.874	-	Cumple
Servicio + SX	-2.874	-	Cumple
Servicio - SX	-2.896	-	Cumple
Servicio - SX	-2.896	-	Cumple
Servicio - SX	-2.896	-	Cumple
Servicio - SX	-2.896	-	Cumple
Servicio + SY	-2.944	-	Cumple
Servicio + SY	-2.944	-	Cumple
Servicio + SY	-2.944	-	Cumple
Servicio + SY	-2.944	-	Cumple
Servicio - SY	-2.826	-	Cumple
Servicio - SY	-2.826	-	Cumple
Servicio - SY	-2.826	-	Cumple
Servicio - SY	-2.826	-	Cumple
Envolvente servicio	-2.944	Cumple	Cumple
Envolvente servicio	-2.944	Cumple	Cumple

Envolvente servicio	-2.944	Cumple	Cumple
Envolvente servicio	-2.944	Cumple	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Sin sismo:

Primera condición: $\sigma_{\text{máx sin sismo}} \leq \sigma_{\text{adm}} = 2.89 \leq 3.05 \text{ kg/cm}^2$ (Cumple)

El esfuerzo máximo en servicio sin sismo es 2.89 kg/cm^2

Con sismo:

Segunda condición: $\sigma_{\text{máx con sismo}} \leq 1.3\sigma_{\text{adm}} = 2.94 \leq 3.97 \text{ kg/cm}^2$ (Cumple)

El esfuerzo máximo en servicio con sismo es 2.94 kg/cm^2

De acuerdo al análisis y verificación de esfuerzos máximos de la zapata aislada presentado antes, se cumplen ambas condiciones al mínimo de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con relleno fluido; por lo tanto, las dimensiones de la zapata aislada son las óptimas y adecuadas.

- Cálculo y verificación de asentamientos máximos

Del modelo estructural de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido en Safe 2016 se obtiene los asentamientos máximos para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección (Ver Figura N° 148 y N° 149). El análisis del software Safe 2016 es de elementos finitos y calcula los asentamientos de acuerdo al tipo de mejoramiento de suelos y a las dimensiones iniciales de la zapata aislada.

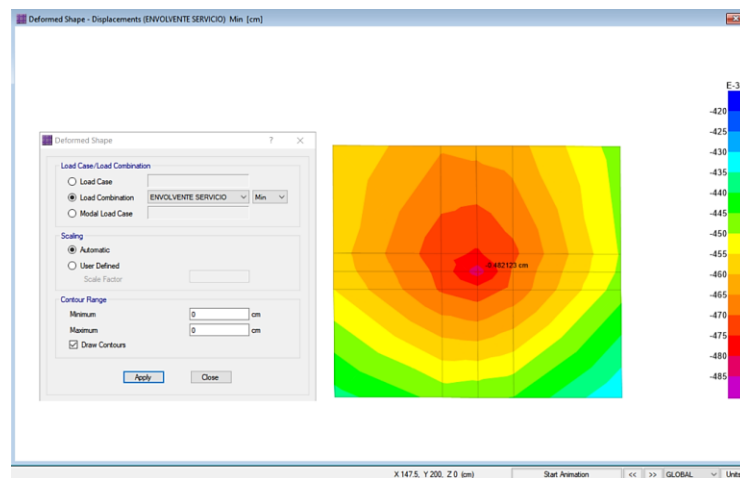


Figura N° 148: Asentamientos al mejoramiento con relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

TABLE: Nodal Displacements - Summary				
OutputCase	CaseType	Uz	GlobalX	GlobalY
		cm	cm	cm
Servicio	Combination	-0.449	55.0	190.0
Servicio	Combination	-0.454	145.0	280.0
Servicio	Combination	-0.473	175.0	175.0
Servicio	Combination	-0.439	295.0	190.0
Servicio + SX	Combination	-0.449	55.0	190.0
Servicio + SX	Combination	-0.454	145.0	280.0
Servicio + SX	Combination	-0.471	175.0	175.0
Servicio + SX	Combination	-0.437	295.0	190.0
Servicio - SX	Combination	-0.450	55.0	190.0
Servicio - SX	Combination	-0.455	145.0	280.0
Servicio - SX	Combination	-0.475	175.0	175.0
Servicio - SX	Combination	-0.442	295.0	190.0
Servicio + SY	Combination	-0.458	55.0	190.0
Servicio + SY	Combination	-0.464	145.0	280.0
Servicio + SY	Combination	-0.483	175.0	175.0
Servicio + SY	Combination	-0.450	295.0	190.0
Servicio - SY	Combination	-0.441	55.0	190.0
Servicio - SY	Combination	-0.444	145.0	280.0
Servicio - SY	Combination	-0.463	175.0	175.0
Servicio - SY	Combination	-0.429	295.0	190.0
Envolvente servicio	Combination	-0.458	55.0	190.0
Envolvente servicio	Combination	-0.464	145.0	280.0
Envolvente servicio	Combination	-0.483	175.0	175.0
Envolvente servicio	Combination	-0.450	295.0	190.0

Figura N°149: Asentamientos máx. al mejoramiento con relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

Luego del análisis se procede a verificar los asentamientos máximos absolutos para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con relleno fluido. Para la verificación de asentamientos máximos se tiene una condición según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones, en la que señala que el asentamiento máximo en zapatas es 2.5cm para la condición de servicio con y sin presencia del sismo. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°70).

Primera condición: $S_{m\acute{a}x} \leq S_{m\acute{a}x \text{ norma}}$

Tabla N°70: Verificación de asentamientos máx. – Relleno fluido

Combinación	$S_{m\acute{a}x}$ (cm)	Condición
Servicio	-0.449	Cumple
Servicio	-0.454	Cumple

Servicio	-0.473	Cumple
Servicio	-0.439	Cumple
Servicio + SX	-0.449	Cumple
Servicio + SX	-0.454	Cumple
Servicio + SX	-0.471	Cumple
Servicio + SX	-0.437	Cumple
Servicio - SX	-0.450	Cumple
Servicio - SX	-0.455	Cumple
Servicio - SX	-0.475	Cumple
Servicio - SX	-0.442	Cumple
Servicio + SY	-0.458	Cumple
Servicio + SY	-0.464	Cumple
Servicio + SY	-0.483	Cumple
Servicio + SY	-0.450	Cumple
Servicio - SY	-0.441	Cumple
Servicio - SY	-0.444	Cumple
Servicio - SY	-0.463	Cumple
Servicio - SY	-0.429	Cumple
Envolvente servicio	-0.458	Cumple
Envolvente servicio	-0.464	Cumple
Envolvente servicio	-0.483	Cumple
Envolvente servicio	-0.450	Cumple

Fuente: Elaboración propia

Sin sismo:

Primera condición: $S_{\text{máx sin sismo}} \leq S_{\text{máx norma}} = 0.47 \leq 2.5\text{cm}$ (Cumple)

El asentamiento máximo en servicio sin sismo es 0.47 cm

Con sismo:

Primera condición: $S_{\text{máx con sismo}} \leq S_{\text{máx norma}} = 0.48 \leq 2.5\text{cm}$ (Cumple)

El asentamiento máximo en servicio con sismo es 0.48 cm

De acuerdo al análisis y verificación de asentamientos máximos de la zapata aislada presentado antes, se cumple la condición al mínimo en el asentamiento máximo según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones; por lo tanto, las dimensiones de la zapata aislada son las óptimas y adecuadas.

- Cálculo y verificación de la ratio de punzonamiento

Del modelo estructural de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido en Safe 2016 se obtiene la ratio de punzonamiento para la

combinación de cargas últimas más desfavorable, para este caso especial es para la combinación de cargas últimas por gravedad calculando también un peralte efectivo y un perímetro para el análisis del punzonamiento (Ver Figura N°150 y N°151). Esta ratio de punzonamiento ha sido calculada por el programa de software Safe 2016 bajo la asignación de las cargas y momentos actuantes de la columna C-02 extraídos del análisis estructural y sísmico de la edificación en Etabs 2019 según la presente norma E.030 de diseño sismorresistente. El análisis del programa de software Safe 2016 es de elementos finitos y calcula la ratio de punzonamiento de acuerdo al tipo de mejoramiento de suelos y a las dimensiones iniciales de la zapata aislada.

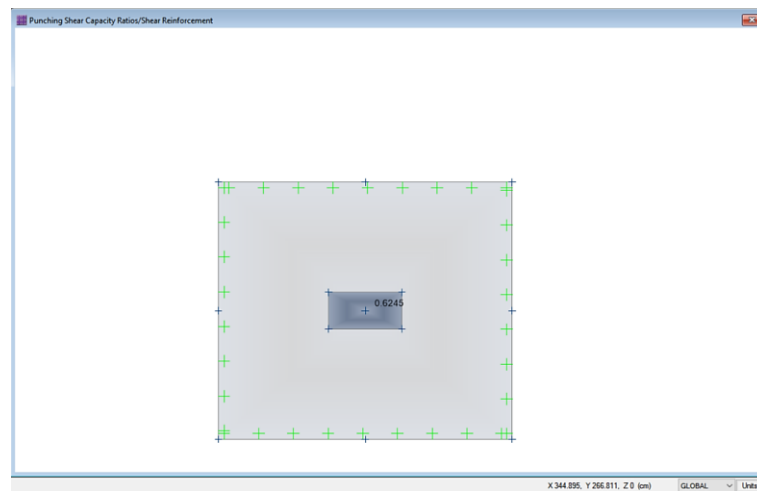


Figura N°150: Ratio de punzonamiento al mejoramiento con relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

TABLE: Concrete Slab Design 02 - Punching Shear Data						
GlobalX	GlobalY	Ratio	Status	Combo	Depth	Perimeter
cm	cm				cm	cm
175.0	175.0	0.62	OK	1.4D + 1.7L	41.5	346.0

Figura N°151: Ratio de punzonamiento máx. al mejoramiento con relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

Luego del análisis se procede a verificar la ratio de punzonamiento para la combinación de cargas últimas por gravedad de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con relleno fluido. Para la verificación de la ratio de punzonamiento se tiene como condición que el valor de ratio como máximo es 1.0 según el diseño por corte de punzonamiento en Safe 2016. A continuación, se realiza su análisis (Ver Tabla N°71).

Primera condición: $P_{\text{máx}} \leq P_{\text{Safe}}$

Tabla N°71: Verificación de la ratio de punzonamiento – Relleno fluido

Combo	Ratio	Condición
1.4D + 1.7L	0.62	Cumple

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis y verificación de la ratio de punzonamiento de la zapata aislada presentado anteriormente, se cumple la condición al mínimo de acuerdo a la ratio de punzonamiento máximo según el diseño por corte de punzonamiento en Safe 2016; por lo tanto, las dimensiones de la zapata aislada son las óptimas y adecuadas.

- Cálculo de esfuerzos últimos del suelo

Del modelo estructural de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido en Safe 2016 se obtiene los esfuerzos últimos del suelo para las combinaciones de cargas últimas con y sin presencia del sismo en una sola dirección (Ver Figura N°152 y N°153). El análisis del programa de software Safe 2016 es de elementos finitos y calcula los esfuerzos últimos transmitidos al suelo de acuerdo al tipo de mejoramiento de suelos y a las dimensiones iniciales de la zapata aislada.

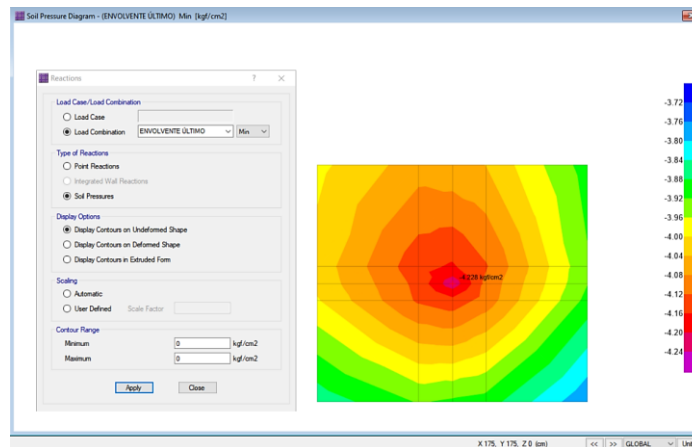


Figura N°152: Esfuerzo último al mejoramiento con relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

TABLE: Soil Pressures - Summary							
OutputCase	CaseType	MaxPress	MinPress	GlobalXMax	GlobalYMax	GlobalXMin	GlobalYMin
		kgf/cm ²	kgf/cm ²	cm	cm	cm	cm
1.4D + 1.7L	Combination	-3.854	-4.228	55.0	160.0	145.0	175.0
1.4D + 1.7L	Combination	-3.990	-4.228	55.0	280.0	145.0	190.0

1.4D + 1.7L	Combination	-3.766	-4.228	205.0	160.0	175.0	175.0
1.4D + 1.7L	Combination	-3.901	-4.228	205.0	280.0	175.0	190.0
1.25D + 1.25L + SX	Combination	-3.282	-3.595	55.0	160.0	145.0	175.0
1.25D + 1.25L + SX	Combination	-3.404	-3.595	55.0	280.0	145.0	190.0
1.25D + 1.25L + SX	Combination	-3.194	-3.595	205.0	160.0	175.0	175.0
1.25D + 1.25L + SX	Combination	-3.316	-3.595	205.0	280.0	175.0	190.0
1.25D + 1.25L - SX	Combination	-3.296	-3.617	55.0	160.0	145.0	175.0
1.25D + 1.25L - SX	Combination	-3.403	-3.617	55.0	280.0	145.0	190.0
1.25D + 1.25L - SX	Combination	-3.234	-3.617	205.0	160.0	175.0	175.0
1.25D + 1.25L - SX	Combination	-3.342	-3.617	205.0	280.0	175.0	190.0
1.25D + 1.25L + SY	Combination	-3.330	-3.666	55.0	160.0	145.0	175.0
1.25D + 1.25L + SY	Combination	-3.458	-3.666	55.0	280.0	145.0	190.0
1.25D + 1.25L + SY	Combination	-3.267	-3.666	205.0	160.0	175.0	175.0
1.25D + 1.25L + SY	Combination	-3.395	-3.666	205.0	280.0	175.0	190.0
1.25D + 1.25L - SY	Combination	-3.248	-3.547	55.0	160.0	145.0	175.0
1.25D + 1.25L - SY	Combination	-3.349	-3.547	55.0	280.0	145.0	190.0
1.25D + 1.25L - SY	Combination	-3.161	-3.547	205.0	160.0	175.0	175.0
1.25D + 1.25L - SY	Combination	-3.262	-3.547	205.0	280.0	175.0	190.0
0.9D + SX	Combination	-1.849	-2.018	55.0	160.0	145.0	175.0
0.9D + SX	Combination	-1.917	-2.018	55.0	280.0	145.0	190.0
0.9D + SX	Combination	-1.797	-2.018	205.0	160.0	175.0	175.0
0.9D + SX	Combination	-1.865	-2.018	205.0	280.0	175.0	190.0
0.9D - SX	Combination	-1.864	-2.040	55.0	160.0	145.0	175.0
0.9D - SX	Combination	-1.917	-2.040	55.0	280.0	145.0	190.0
0.9D - SX	Combination	-1.837	-2.040	205.0	160.0	175.0	175.0
0.9D - SX	Combination	-1.890	-2.040	205.0	280.0	175.0	190.0
0.9D + SY	Combination	-1.897	-2.089	55.0	160.0	145.0	175.0
0.9D + SY	Combination	-1.972	-2.089	55.0	280.0	145.0	190.0
0.9D + SY	Combination	-1.870	-2.089	205.0	160.0	175.0	175.0
0.9D + SY	Combination	-1.944	-2.089	205.0	280.0	175.0	190.0
0.9D - SY	Combination	-1.816	-1.970	55.0	160.0	145.0	175.0
0.9D - SY	Combination	-1.863	-1.970	55.0	280.0	145.0	190.0
0.9D - SY	Combination	-1.764	-1.970	205.0	160.0	175.0	175.0
0.9D - SY	Combination	-1.811	-1.970	205.0	280.0	175.0	190.0
Envolvente último	Combination	-1.816	-4.228	55.0	160.0	145.0	175.0
Envolvente último	Combination	-1.863	-4.228	55.0	280.0	145.0	190.0
Envolvente último	Combination	-1.764	-4.228	205.0	160.0	175.0	175.0
Envolvente último	Combination	-1.811	-4.228	205.0	280.0	175.0	190.0

Figura N°153: Esfuerzos últimos máx. al mejoramiento con relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

Luego del análisis se procede a determinar el máximo esfuerzo último absoluto del suelo para las combinaciones de cargas últimas con y sin presencia del sismo en una sola dirección de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con relleno fluido. A continuación, se determina el máximo esfuerzo último.

Sin sismo:

El máximo esfuerzo último absoluto al mejoramiento de suelos con relleno fluido para las combinaciones de cargas últimas sin sismo es 4.23 kg/cm^2

Con sismo:

El máximo esfuerzo último absoluto al mejoramiento de suelos con relleno fluido para las combinaciones de cargas últimas con sismo es 3.67 kg/cm^2

De acuerdo al análisis de los máximos esfuerzos últimos absolutos según la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con relleno fluido para la zapata aislada presentado anteriormente, se tiene que es mayor para una combinación de cargas últimas por gravedad sin considerar el sismo, esto se debe a que las fuerzas y momentos del sismo que actúan en la columna C-02 son pequeñas ya que el sistema estructural de la edificación del edificio multifamiliar Exclusive es de muros estructurales; por lo tanto, para esta zapata aislada 4.23 kg/cm^2 es el máximo esfuerzo último absoluto al mejoramiento de suelos con relleno fluido.

Luego de un análisis y diseño geotécnico de la cimentación, se han verificado los esfuerzos máximos, asentamientos máximos, ratio de los punzonamientos y esfuerzos últimos de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido según las presentes normas E.050 de suelos y cimentaciones, y E.060 de concreto armado. Todas las verificaciones cumplen con los requisitos geotécnicos de manera que garantiza una mayor estabilidad de la cimentación.

El predimensionamiento de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido es conforme verificando sus dimensiones y espesor del peralte de $2.40\text{m} \times 2.10\text{m} \times 0.50\text{m}$. Este predimensionamiento se diseñará según la norma E.060 de concreto armado y el software Safe 2016 v16.0.2 presentando los detalles del acero de refuerzo en la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido.

6.3.2 Análisis y diseño estructural de la cimentación

En esta sección del capítulo se realizan los análisis y diseños estructurales de las zapatas aisladas para el mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido. Para el diseño estructural de las zapatas aisladas se tomó en cuenta la presente norma E.060 de concreto armado para las verificaciones del predimensionamiento inicial de las zapatas, espesores de los peraltes, punzonamientos, cortantes, anclajes, longitudes de desarrollo, flexiones y cuantías mínimas. Por último, se presentan los detalles del acero de refuerzo en las zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos.

A continuación, se describen los datos estructurales para el análisis y diseño estructural de las zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos. Estos datos estructurales son extraídos del plano de estructuras del edificio multifamiliar Exclusive y de la presente norma E.060 de concreto armado.

- $\phi = 0.90$ (Flexocompresión)
- $\phi = 0.85$ (Cortante y torsión)
- $\phi_{long} = 3/4'' \cong 1.905$ cm (Diámetro de varilla del acero de refuerzo en zapatas)
- $d_b = 3/4'' \cong 1.905$ cm (Diámetro de varilla del acero de refuerzo en columna)
- Rec = 7.5 cm (Recubrimiento en zapatas)
- Largo de la columna C-02 en X, $h = 0.60$ m
- Ancho de la columna C-02 en Y, $b = 0.30$ m
- Resistencia a la compresión del concreto (f'_c) = 210 kg/cm²
- Límite de fluencia del acero (f_y) = 4200 kg/cm²

a) Zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil

El predimensionamiento de la zapata aislada para el mejoramiento con geotextil es conforme al análisis y diseño geotécnico. A continuación, se realiza el análisis y diseño estructural de la zapata aislada presentando por último los detalles del acero de refuerzo para el mejoramiento de suelos con geotextil.

- Largo de la zapata aislada en X, $L = 2.20$ m
- Ancho de la zapata aislada en Y, $B = 1.90$ m
- Espesor del peralte de la zapata aislada, $H_z = 0.50$ m
- Esfuerzo último de la zapata aislada al mejoramiento de suelos con geotextil (σ_u) = 4.98 kg/cm² \cong 49.8 ton/m²

a.1) Verificación por punzonamiento y cortante

$$d = H_z - \left(\text{Rec} + \frac{\phi_{long}}{2} \right) = 0.50 - \left(0.075 + \frac{0.01905}{2} \right) = 0.415 \text{ m} \cong 41.50 \text{ cm}$$

- Perímetro de falla probable por punzonamiento “ b_o ”, a una distancia $d/2$

$$b_o = 2*(b + d) + 2*(h + d) = 3.46 \text{ m}$$

$$A_0 = (b + d)*(h + d) = 0.73 \text{ m}^2$$

$$A_z = B*L = 4.18 \text{ m}^2$$

- Verificación por punzonamiento (cortante en plano bidireccional)

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_z - A_0) = 49.8 \cdot (4.18 - 0.73) = 171.81 \text{ ton}$$

- Cortante que toma el concreto, el menor de:

$$V_{c1} = 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{c2} = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot b_0 \cdot d$$

$$V_{c3} = 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\alpha \cdot \frac{d}{b_0} + 2\right) \cdot b_0 \cdot d$$

Donde:

β : Relación del lado mayor al lado menor de la columna

α : Parámetro relacionado con la ubicación de la columna

40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina

Entonces se tiene: $\beta = 0.60/0.30 = 2$, $\alpha = 40$ (columna interior C-02)

$$V_{c1} = 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d = 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 346 \cdot 41.5 = 220566.58 \text{ kg}$$

$$V_{c2} = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot b_0 \cdot d = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot (2) \cdot 346 \cdot 41.5 = 220566.58 \text{ kg}$$

$$V_{c3} = 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(\frac{\alpha \cdot d}{b_0} + 2\right) \cdot b_0 \cdot d = 0.27 \cdot \sqrt{210} \cdot (7) \cdot 346 \cdot 41.5 = 393274.37 \text{ kg}$$

$$V_c = \min(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 220566.58 \text{ kg} \cong 220.57 \text{ ton}$$

Finalmente se tiene que:

$$\phi V_c > V_u = 0.85 \cdot 220.57 = 187.48 > 171.81 \text{ ton (Cumple)}$$

Por lo tanto, las dimensiones y espesor del peralte de la zapata aislada para el mejoramiento con geotextil cumplen al mínimo para la verificación por punzonamiento y cortante en el plano bidireccional.

- Verificación por punzonamiento (cortante en los planos unidireccionales)

En dirección X:

$$V_u = \sigma_u \cdot B \cdot \left(\frac{L-h}{2} - d\right) = 49.8 \cdot 1.90 \cdot \left(\frac{2.20 - 0.60}{2} - 0.415\right) = 36.43 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 190 \cdot 41.5 = 60560.19 \text{ kg} \cong 60.56 \text{ ton}$$

Entonces se tiene que:

$$\phi V_c > V_u = 0.85 \cdot 60.56 = 51.48 > 36.43 \text{ ton (Cumple)}$$

En dirección Y:

$$V_u = \sigma_u * L * \left(\frac{B-b}{2} - d \right) = 49.8 * 2.20 * \left(\frac{1.90 - 0.30}{2} - 0.415 \right) = 42.18 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * L * d = 0.53 * \sqrt{210} * 220 * 41.5 = 70122.32 \text{ kg} \cong 70.12 \text{ ton}$$

Entonces se tiene que:

$$\phi V_c > V_u = 0.85 * 70.12 = 59.60 > 42.18 \text{ ton (Cumple)}$$

Por lo tanto, las dimensiones y espesor del peralte de la zapata aislada para el mejoramiento con geotextil cumplen al mínimo para la verificación por punzonamiento y cortante en los planos unidireccionales.

a.2) Verificación por anclaje y longitud de desarrollo

$$L_{d1} = \frac{0.075 f_y}{\sqrt{f_c}} * d_b = \frac{0.075 * 4200}{\sqrt{210}} * 1.905 = 41.41 \text{ cm}$$

$$L_{d2} = 0.0043 * f_y * d_b = 0.0043 * 4200 * 1.905 = 34.40 \text{ cm}$$

$$L_d = \max(L_{d1}, L_{d2}, 20 \text{ cm}) = 41.41 \text{ cm} \cong 0.41 \text{ m}$$

Finalmente se tiene que:

$$d > L_d = 0.415 > 0.41 \text{ m (Cumple)}$$

Por lo tanto, las dimensiones y espesor del peralte de la zapata aislada para el mejoramiento con geotextil cumplen al mínimo para la verificación por anclaje y longitud de desarrollo.

a.3) Diseño por flexión

En dirección X:

$$M_{u.vol} = \sigma_u * B * \frac{L_{vol.x}^2}{2}, \text{ donde } L_{vol.x} = \frac{L-h}{2} = \frac{2.20 - 0.60}{2} = 0.80 \text{ m} \cong 80 \text{ cm}$$

Donde:

$$M_{u.vol} = \sigma_u * B * \frac{L_{vol.x}^2}{2} = 4.98 * 1.90 * \frac{80^2}{2} = 30278.40 \text{ kg.m} \cong 30.28 \text{ ton.m}$$

- Factores de resistencia del concreto y acero:

$$\Omega = \min \left(0.85 - 0.05 * \frac{f_c - 280}{70}, 0.85 \right) = \min \left(0.85 - 0.05 * \frac{210 - 280}{70}, 0.85 \right) = 0.85$$

$$C_b = \frac{6000 * d}{6000 + f_y} = \frac{6000 * 41.5}{6000 + 4200} = 24.41 \text{ cm}$$

$$\alpha_b = 0.75$$

β_1 (Depende de la resistencia del concreto)

$$\text{Si: } f'c \leq \frac{280\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\text{Si: } \frac{280\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq \frac{560\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \beta_1 = \Omega$$

$$\text{Si: } f'c \geq \frac{560\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \beta_1 = 0.65$$

Se tiene que: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, entonces: $\beta_1 = 0.85$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{u.vol}}{\phi_t * f'c * 0.85 * B}} = 41.5 - \sqrt{41.5^2 - \frac{2 * 30278.40}{0.9 * 210 * 0.85 * 1.90}} = 2.46 \text{ cm}$$

$$a_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = \beta_1 * \alpha_b * c_b = 0.85 * 0.75 * 24.41 = 15.56 \text{ cm}$$

- Cálculo del área de acero

$$A_s = \frac{M_{u.vol}}{\phi_t * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{30278.40}{0.9 * 4200 * \left(0.415 - \frac{0.0246}{2}\right)} = 19.89 \text{ cm}^2$$

Entonces se tiene que:

$$a < a_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = 2.46 < 15.56 \text{ cm (Falla dúctil - simplemente reforzada)}$$

En dirección Y:

$$M_{u.vol} = \sigma_u * L * \frac{L_{vol,y}^2}{2}, \text{ donde } L_{vol,y} = \frac{B - b}{2} = \frac{1.90 - 0.30}{2} = 0.80 \text{ m} \cong 80 \text{ cm}$$

Donde:

$$M_{u.vol} = \sigma_u * L * \frac{L_{vol,y}^2}{2} = 4.98 * 2.20 * \frac{80^2}{2} = 35059.20 \text{ kg.m} \cong 35.06 \text{ ton.m}$$

- Factores de resistencia del concreto y acero:

$$\Omega = \min\left(0.85 - 0.05 * \frac{f'c - 280}{70}, 0.85\right) = \min\left(0.85 - 0.05 * \frac{210 - 280}{70}, 0.85\right) = 0.85$$

$$C_b = \frac{6000 * d}{6000 + f_y} = \frac{6000 * 41.5}{6000 + 4200} = 24.41 \text{ cm}$$

$$\alpha_b = 0.75$$

β_1 (Depende de la resistencia del concreto)

$$\text{Si: } f'c \leq \frac{280\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\text{Si: } \frac{280\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f'c \leq \frac{560\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \beta_1 = \Omega$$

$$\text{Si: } f'c \geq \frac{560\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \beta_1 = 0.65$$

Se tiene que: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, entonces: $\beta_1 = 0.85$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{u.vol}}{\phi_t * f'c * 0.85 * L}} = 41.5 - \sqrt{41.5^2 - \frac{2 * 35059.20}{0.9 * 210 * 0.85 * 2.20}} = 2.46 \text{ cm}$$

$$a_{\text{máx}} = \beta_1 * \alpha_b * c_b = 0.85 * 0.75 * 24.41 = 15.56 \text{ cm}$$

- Cálculo del área de acero

$$A_s = \frac{M_{u.vol}}{\phi_t * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{35059.20}{0.9 * 4200 * \left(0.415 - \frac{0.0246}{2}\right)} = 23.03 \text{ cm}^2$$

Entonces se tiene que:

$$a < a_{\text{máx}} = 2.46 < 15.56 \text{ cm (Falla dúctil - simplemente reforzada)}$$

Por lo tanto, las dimensiones y peralte de la zapata aislada para el mejoramiento con geotextil cumplen al mínimo para el diseño por flexión en ambas direcciones y presenta falla dúctil en una cimentación simplemente reforzada.

a.4) Verificación por cuantía mínima

En dirección X:

$$A_{s,\text{mín.f}} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} * B * d = 0.70 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 190 * 41.5 = 19.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{temp}} = 0.0018 * B * h_z = 0.0018 * 190 * 50 = 17.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} = \text{máx}(A_{s,\text{mín.f}}, A_{s,\text{temp}}) = 19.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} = \text{Si} \left(\frac{4}{3} * A_s > A_{s,\text{mín}}, A_{s,\text{mín}}, \frac{4}{3} * A_s \right) = \frac{4}{3} * 19.89 > 19.04 = 19.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,x} = \text{Si}(A_s > A_{s,\text{mín}}, A_s, A_{s,\text{mín}}) = 19.89 > 19.04 = 19.89 \text{ cm}^2$$

En dirección Y:

$$A_{s,\text{mín.f}} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} * L * d = 0.70 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 220 * 41.5 = 22.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{temp}} = 0.0018 * L * h_z = 0.0018 * 220 * 50 = 19.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} = \text{máx}(A_{s,\text{mín.f}}, A_{s,\text{temp}}) = 22.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} = \text{Si} \left(\frac{4}{3} * A_s > A_{s,\text{mín}}, A_{s,\text{mín}}, \frac{4}{3} * A_s \right) = \frac{4}{3} * 23.03 > 22.05 = 22.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,y} = \text{Si}(A_s > A_{s,\text{mín}}, A_s, A_{s,\text{mín}}) = 23.03 > 22.05 = 23.03 \text{ cm}^2$$

a.5) Separación y acero de refuerzo

En dirección X:

$$A_{s,var} = \phi 3/4" = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$B_{net,x} = B - 2*Rec = 1.90 - 2*0.075 = 1.75 \text{ m}$$

$$N_{var,x} = \frac{A_{s,x}}{A_{s,var}} + 1 = \frac{19.89}{2.85} + 1 \cong 8.0 \text{ varillas de } 3/4"$$

$$Sep_{var,x} = \frac{B_{net,x}}{N_{var,x} - 1} = \frac{1.75}{8 - 1} = 0.25 \text{ m (Máximo separamiento)}$$

$$Sep_{final,var,x} = 0.25 \leq 0.25 \text{ m (Cumple)}$$

Acero de refuerzo en X: 8 $\phi 3/4"$ @0.25m

En dirección Y:

$$A_{s,var} = \phi 3/4" = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$L_{net,y} = L - 2*Rec = 2.20 - 2*0.075 = 2.05 \text{ m}$$

$$N_{var,y} = \frac{A_{s,y}}{A_{s,var}} + 1 = \frac{23.03}{2.85} + 1 \cong 9.0 \text{ varillas de } 3/4"$$

$$Sep_{var,y} = \frac{L_{net,x}}{N_{var,x} - 1} = \frac{2.05}{9 - 1} = 0.26 \text{ m (Máximo separamiento)}$$

$$Sep_{final,var,y} = 0.25 \leq 0.26 \text{ m (Cumple)}$$

Acero de refuerzo en Y: 9 $\phi 3/4"$ @0.25m

a.6) Verificación del acero de refuerzo en Safe

Para la verificación del acero de refuerzo de la zapata aislada para el mejoramiento con geotextil se tomó en cuenta el análisis y diseño estructural en el programa de software Safe 2016 de acuerdo a su modelamiento asignando tiras de diseño de tipo columna en ambas direcciones (Ver Figura N°154).

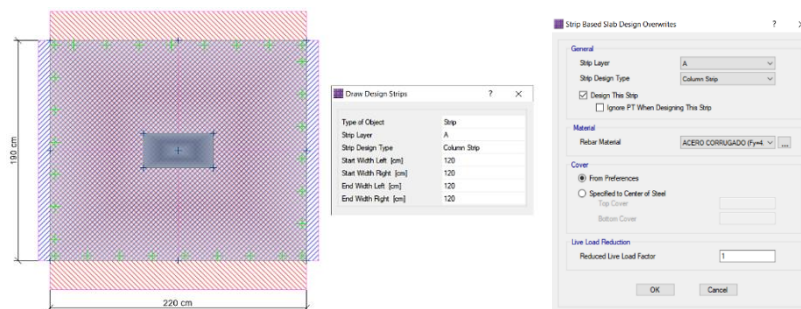


Figura N°154: Dibujo de tiras de diseño (Design Strips) – Geotextil

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

En el software Safe 2016 se diseña la zapata aislada para el mejoramiento con geotextil. Este diseño es de reforzamiento envolvente por flexión en base a la definición de las tiras de diseño (design strips) de tipo columnar en ambas direcciones. A continuación, se muestran los valores de los momentos de flexión en la zapata aislada (Ver Figura N°155) y también la verificación del separamiento del acero de refuerzo (Ver Figura N°156).

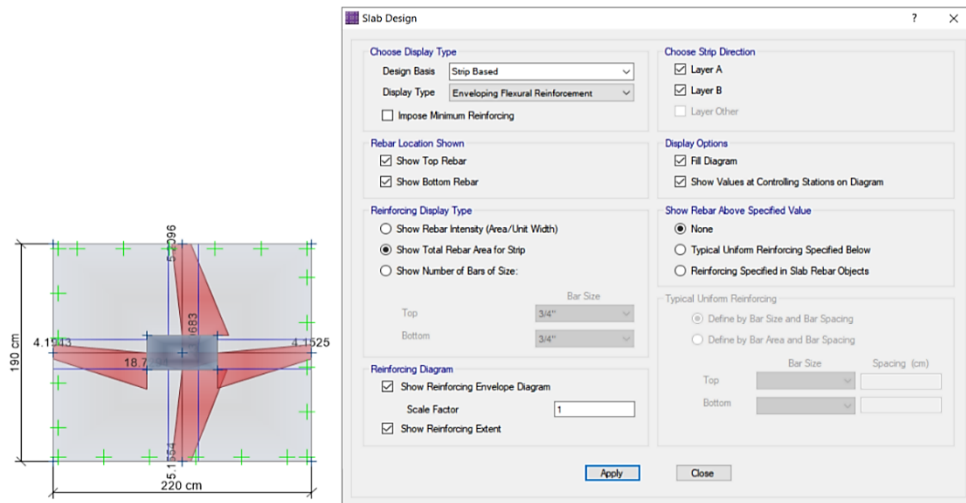


Figura N° 155: Momentos de flexión en la zapata aislada – Geotextil

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

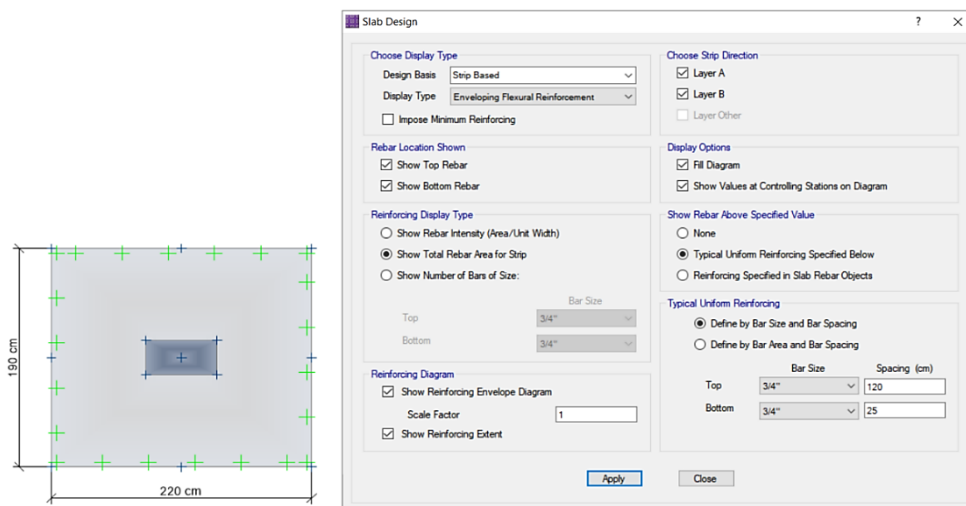


Figura N° 156: Verificación del separamiento del acero de refuerzo – Geotextil

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

De acuerdo al análisis y diseño estructural de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil, se verifica que el separamiento del acero de refuerzo es el adecuado; por lo tanto, el diseño es conforme.

a.7) Detalle estructural de la cimentación

Se presenta el detalle del acero de refuerzo en la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil (Ver Figura N°157 y N°158).

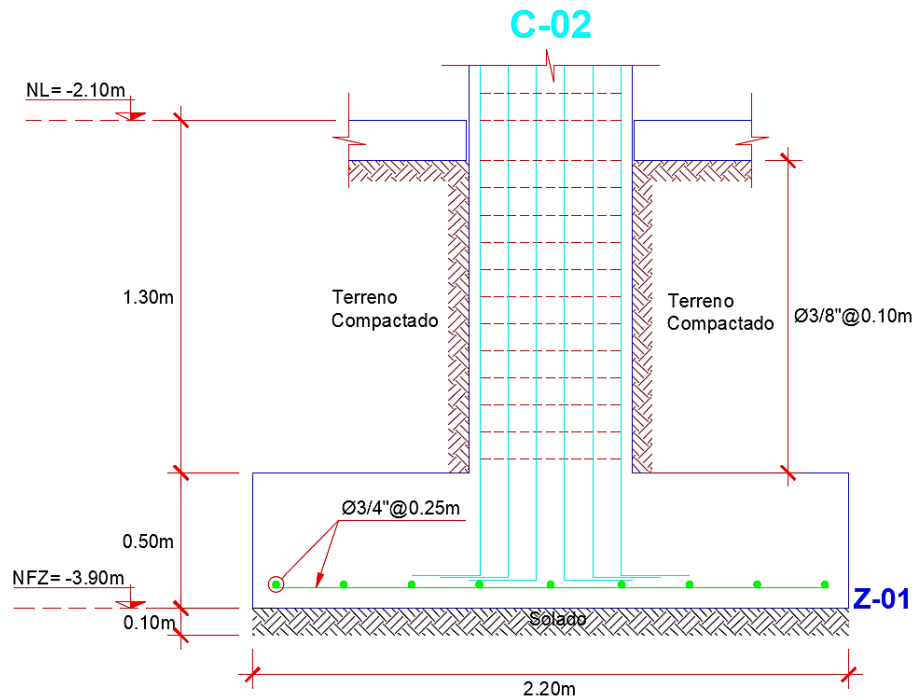


Figura N°157: Detalle del refuerzo en concreto armado vista en elevación (Zapata-Geotextil)

Fuente: Elaboración propia – AutoCAD 2020

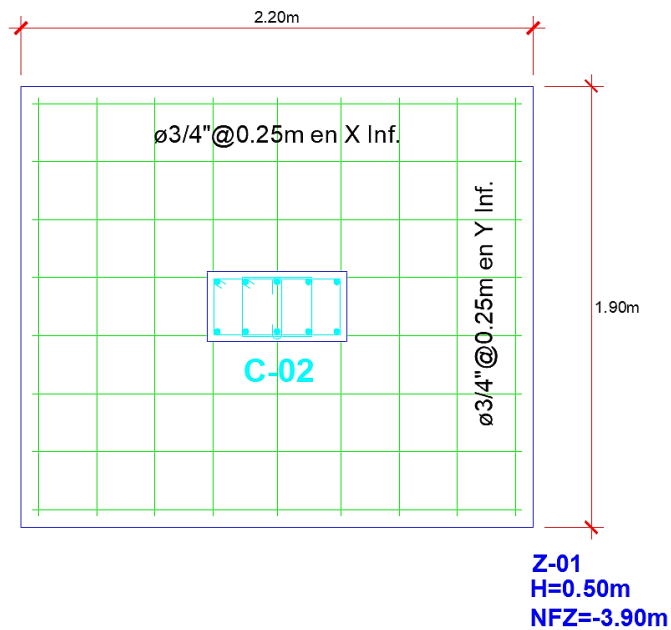


Figura N°158: Detalle del refuerzo en concreto armado vista en planta (Zapata-Geotextil)

Fuente: Elaboración propia – AutoCAD 2020

b) Zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido

El predimensionamiento de la zapata aislada para el mejoramiento con relleno fluido es conforme al análisis y diseño geotécnico. A continuación, se realiza el análisis y diseño estructural de la zapata aislada presentando por último los detalles del acero de refuerzo para el mejoramiento de suelos con relleno fluido.

- Largo de la zapata aislada en X, $L = 2.40 \text{ m}$

- Ancho de la zapata aislada en Y, $B = 2.10 \text{ m}$

- Espesor del peralte de la zapata aislada, $H_z = 0.50 \text{ m}$

- Esfuerzo último de la zapata aislada al mejoramiento de suelos con relleno fluido (σ_u) = $4.23 \text{ kg/cm}^2 \cong 42.3 \text{ ton/m}^2$

b.1) Verificación por punzonamiento y cortante

$$d = H_z - \left(\text{Rec} + \frac{\phi_{\text{long}}}{2} \right) = 0.50 - \left(0.075 + \frac{0.01905}{2} \right) = 0.415 \text{ m} \cong 41.50 \text{ cm}$$

- Perímetro de falla probable por punzonamiento “ b_o ”, a una distancia $d/2$

$$b_o = 2*(b + d) + 2*(h + d) = 3.46 \text{ m}$$

$$A_0 = (b + d)*(h + d) = 0.73 \text{ m}^2$$

$$A_z = B*L = 5.04 \text{ m}^2$$

- Verificación por punzonamiento (cortante en plano bidireccional)

$$V_u = \sigma_u*(A_z - A_0) = 42.3*(5.04 - 0.73) = 182.31 \text{ ton}$$

- Cortante que toma el concreto, el menor de:

$$V_{c1} = 1.06*\sqrt{f_c}*b_o*d$$

$$V_{c2} = 0.53*\sqrt{f_c}*\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)*b_o*d$$

$$V_{c2} = 0.27*\sqrt{f_c}*\left(\alpha*\frac{d}{b_o} + 2\right)*b_o*d$$

Donde:

β : Relación del lado mayor al lado menor de la columna

α : Parámetro relacionado con la ubicación de la columna

40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas en esquina

Entonces se tiene: $\beta = 0.60/0.30 = 2$, $\alpha = 40$ (columna interior C-02)

$$V_{c1} = 1.06 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_0 \cdot d = 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 346 \cdot 41.5 = 220566.58 \text{ kg}$$

$$V_{c2} = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot b_0 \cdot d = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot (2) \cdot 346 \cdot 41.5 = 220566.58 \text{ kg}$$

$$V_{c3} = 0.27 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(\frac{\alpha \cdot d}{b_0} + 2\right) \cdot b_0 \cdot d = 0.27 \cdot \sqrt{210} \cdot (7) \cdot 346 \cdot 41.5 = 393274.37 \text{ kg}$$

$$V_c = \min(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 220566.58 \text{ kg} \cong 220.57 \text{ ton}$$

Finalmente se tiene que:

$$\phi V_c > V_u = 0.85 \cdot 220.57 = 187.48 > 182.31 \text{ ton (Cumple)}$$

Por lo tanto, las dimensiones y espesor del peralte de la zapata aislada para el mejoramiento con relleno fluido cumplen al mínimo para la verificación por punzonamiento y cortante en el plano bidireccional.

- Verificación por punzonamiento (cortante en los planos unidireccionales)

En dirección X:

$$V_u = \sigma_u \cdot B \cdot \left(\frac{L-h}{2} - d\right) = 42.3 \cdot 2.10 \cdot \left(\frac{2.40 - 0.60}{2} - 0.415\right) = 43.08 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot B \cdot d = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 210 \cdot 41.5 = 66934.94 \text{ kg} \cong 66.93 \text{ ton}$$

Entonces se tiene que:

$$\phi V_c > V_u = 0.85 \cdot 66.93 = 56.89 > 43.08 \text{ ton (Cumple)}$$

En dirección Y:

$$V_u = \sigma_u \cdot L \cdot \left(\frac{B-b}{2} - d\right) = 42.3 \cdot 2.40 \cdot \left(\frac{2.10 - 0.30}{2} - 0.415\right) = 49.24 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot L \cdot d = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 240 \cdot 41.5 = 76497.08 \text{ kg} \cong 76.50 \text{ ton}$$

Entonces se tiene que:

$$\phi V_c > V_u = 0.85 \cdot 76.50 = 65.03 > 49.24 \text{ ton (Cumple)}$$

Por lo tanto, las dimensiones y espesor del peralte de la zapata aislada para el mejoramiento con relleno fluido cumplen al mínimo para la verificación por punzonamiento y cortante en los planos unidireccionales.

b.2) Verificación por anclaje y longitud de desarrollo

$$L_{d1} = \frac{0.075 f_y}{\sqrt{f_c}} \cdot d_b = \frac{0.075 \cdot 4200}{\sqrt{210}} \cdot 1.905 = 41.41 \text{ cm}$$

$$L_{d2} = 0.0043 \cdot f_y \cdot d_b = 0.0043 \cdot 4200 \cdot 1.905 = 34.40 \text{ cm}$$

$$L_d = \max(L_{d1}, L_{d2}, 20\text{cm}) = 41.41 \text{ cm} \cong 0.41 \text{ m}$$

Finalmente se tiene que:

$$d > L_d = 0.415 > 0.41 \text{ m (Cumple)}$$

Por lo tanto, las dimensiones y espesor del peralte de la zapata aislada para el mejoramiento con relleno fluido cumplen al mínimo para la verificación por anclaje y longitud de desarrollo.

b.3) Diseño por flexión

En dirección X:

$$M_{u.vol} = \sigma_u * B * \frac{L_{vol.x}^2}{2}, \text{ donde } L_{vol.x} = \frac{L-h}{2} = \frac{2.40-0.60}{2} = 0.90 \text{ m} \cong 90 \text{ cm}$$

Donde:

$$M_{u.vol} = \sigma_u * B * \frac{L_{vol.x}^2}{2} = 4.23 * 2.10 * \frac{90^2}{2} = 35976.15 \text{ kg.m} \cong 35.98 \text{ ton.m}$$

- Factores de resistencia del concreto y acero:

$$\Omega = \min\left(0.85 - 0.05 * \frac{f'_c - 280}{70}, 0.85\right) = \min\left(0.85 - 0.05 * \frac{210 - 280}{70}, 0.85\right) = 0.85$$

$$C_b = \frac{6000 * d}{6000 + f_y} = \frac{6000 * 41.5}{6000 + 4200} = 24.41 \text{ cm}$$

$$\alpha_b = 0.75$$

β_1 (Depende de la resistencia del concreto)

$$\text{Si: } f'_c \leq \frac{280\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\text{Si: } \frac{280\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq \frac{560\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \beta_1 = \Omega$$

$$\text{Si: } f'_c \geq \frac{560\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \beta_1 = 0.65$$

Se tiene que: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, entonces: $\beta_1 = 0.85$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{u.vol}}{\phi_t * f'_c * 0.85 * B}} = 41.5 - \sqrt{41.5^2 - \frac{2 * 35976.15}{0.9 * 210 * 0.85 * 2.10}} = 2.65 \text{ cm}$$

$$a_{\max} = \beta_1 * \alpha_b * c_b = 0.85 * 0.75 * 24.41 = 15.56 \text{ cm}$$

- Cálculo del área de acero

$$A_s = \frac{M_{u.vol}}{\phi_t * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{35976.15}{0.9 * 4200 * \left(0.415 - \frac{0.0265}{2}\right)} = 23.69 \text{ cm}^2$$

Entonces se tiene que:

$$a < a_{\text{máx}} = 2.65 < 15.56 \text{ cm (Falla dúctil - simplemente reforzada)}$$

En dirección Y:

$$M_{u,\text{vol}} = \sigma_u * L * \frac{L_{\text{vol},y}^2}{2}, \text{ donde } L_{\text{vol},y} = \frac{B-b}{2} = \frac{2.10-0.30}{2} = 0.90 \text{ m} \cong 90 \text{ cm}$$

Donde:

$$M_{u,\text{vol}} = \sigma_u * L * \frac{L_{\text{vol},y}^2}{2} = 4.23 * 2.40 * \frac{90^2}{2} = 41115.60 \text{ kg.m} \cong 41.12 \text{ ton.m}$$

- Factores de resistencia del concreto y acero:

$$\Omega = \min\left(0.85 - 0.05 * \frac{f'_c - 280}{70}, 0.85\right) = \min\left(0.85 - 0.05 * \frac{210 - 280}{70}, 0.85\right) = 0.85$$

$$C_b = \frac{6000 * d}{6000 + f_y} = \frac{6000 * 41.5}{6000 + 4200} = 24.41 \text{ cm}$$

$$\alpha_b = 0.75$$

β_1 (Depende de la resistencia del concreto)

$$\text{Si: } f'_c \leq \frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\text{Si: } \frac{280 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq \frac{560 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \beta_1 = \Omega$$

$$\text{Si: } f'_c \geq \frac{560 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \beta_1 = 0.65$$

Se tiene que: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, entonces: $\beta_1 = 0.85$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_{u,\text{vol}}}{\phi_t * f'_c * 0.85 * L}} = 41.5 - \sqrt{41.5^2 - \frac{2 * 41115.60}{0.9 * 210 * 0.85 * 2.40}} = 2.65 \text{ cm}$$

$$a_{\text{máx}} = \beta_1 * \alpha_b * c_b = 0.85 * 0.75 * 24.41 = 15.56 \text{ cm}$$

- Cálculo del área de acero

$$A_s = \frac{M_{u,\text{vol}}}{\phi_t * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{41115.60}{0.9 * 4200 * \left(0.415 - \frac{0.0265}{2}\right)} = 27.07 \text{ cm}^2$$

Entonces se tiene que:

$$a < a_{\text{máx}} = 2.65 < 15.56 \text{ cm (Falla dúctil - simplemente reforzada)}$$

Por lo tanto, las dimensiones y peralte de la zapata aislada para el mejoramiento con relleno fluido cumplen al mínimo para el diseño por flexión en ambas direcciones y presenta falla dúctil en una cimentación simplemente reforzada.

b.4) Verificación por cuantía mínima

En dirección X:

$$A_{s,\text{mín.f}} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} * B * d = 0.70 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 210 * 41.5 = 21.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{temp}} = 0.0018 * B * h_z = 0.0018 * 210 * 50 = 18.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} = \text{máx}(A_{s,\text{mín.f}}, A_{s,\text{temp}}) = 21.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} = \text{Si} \left(\frac{4}{3} * A_s > A_{s,\text{mín}}, A_{s,\text{mín}}, \frac{4}{3} * A_s \right) = \frac{4}{3} * 23.69 > 21.05 = 21.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,x} = \text{Si}(A_s > A_{s,\text{mín}}, A_s, A_{s,\text{mín}}) = 23.69 > 21.05 = 23.69 \text{ cm}^2$$

En dirección Y:

$$A_{s,\text{mín.f}} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} * L * d = 0.70 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 240 * 41.5 = 24.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{temp}} = 0.0018 * L * h_z = 0.0018 * 240 * 50 = 21.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} = \text{máx}(A_{s,\text{mín.f}}, A_{s,\text{temp}}) = 24.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{mín}} = \text{Si} \left(\frac{4}{3} * A_s > A_{s,\text{mín}}, A_{s,\text{mín}}, \frac{4}{3} * A_s \right) = \frac{4}{3} * 27.07 > 24.06 = 24.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,y} = \text{Si}(A_s > A_{s,\text{mín}}, A_s, A_{s,\text{mín}}) = 27.07 > 24.06 = 27.07 \text{ cm}^2$$

b.5) Separación y acero de refuerzo

En dirección X:

$$A_{s,\text{var}} = \phi 3/4" = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$B_{\text{net.x}} = B - 2 * \text{Rec} = 2.10 - 2 * 0.075 = 1.95 \text{ m}$$

$$N_{\text{var.x}} = \frac{A_{s,x}}{A_{s,\text{var}}} + 1 = \frac{23.69}{2.85} + 1 \cong 9.0 \text{ varillas de } 3/4"$$

$$\text{Sep}_{\text{var.x}} = \frac{B_{\text{net.x}}}{N_{\text{var.x}} - 1} = \frac{1.95}{9 - 1} = 0.25 \text{ m (Máximo separamiento)}$$

$$\text{Sep}_{\text{final.var.x}} = 0.25 \leq 0.25 \text{ m (Cumple)}$$

Acero de refuerzo en X: 9 $\phi 3/4"$ @0.25m

En dirección Y:

$$A_{s,\text{var}} = \phi 3/4" = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$L_{\text{net.y}} = L - 2 * \text{Rec} = 2.40 - 2 * 0.075 = 2.25 \text{ m}$$

$$N_{\text{var.y}} = \frac{A_{\text{s.y}}}{A_{\text{s.var}}} + 1 = \frac{27.07}{2.85} + 1 \cong 10.0 \text{ varillas de } 3/4''$$

$$\text{Sep}_{\text{var.y}} = \frac{L_{\text{net.x}}}{N_{\text{var.x}} - 1} = \frac{2.25}{10 - 1} = 0.25 \text{ m (Máximo separamiento)}$$

$$\text{Sep}_{\text{final.var.y}} = 0.25 \leq 0.25 \text{ m (Cumple)}$$

Acero de refuerzo en Y: 10 ϕ 3/4" @0.25m

b.6) Verificación del acero de refuerzo en Safe

Para la verificación del acero de refuerzo de la zapata aislada para el mejoramiento con relleno fluido se tomó en cuenta el análisis y diseño estructural en el programa de software Safe 2016 de acuerdo a su modelamiento asignando tiras de diseño de tipo columna en ambas direcciones (Ver Figura N°159).

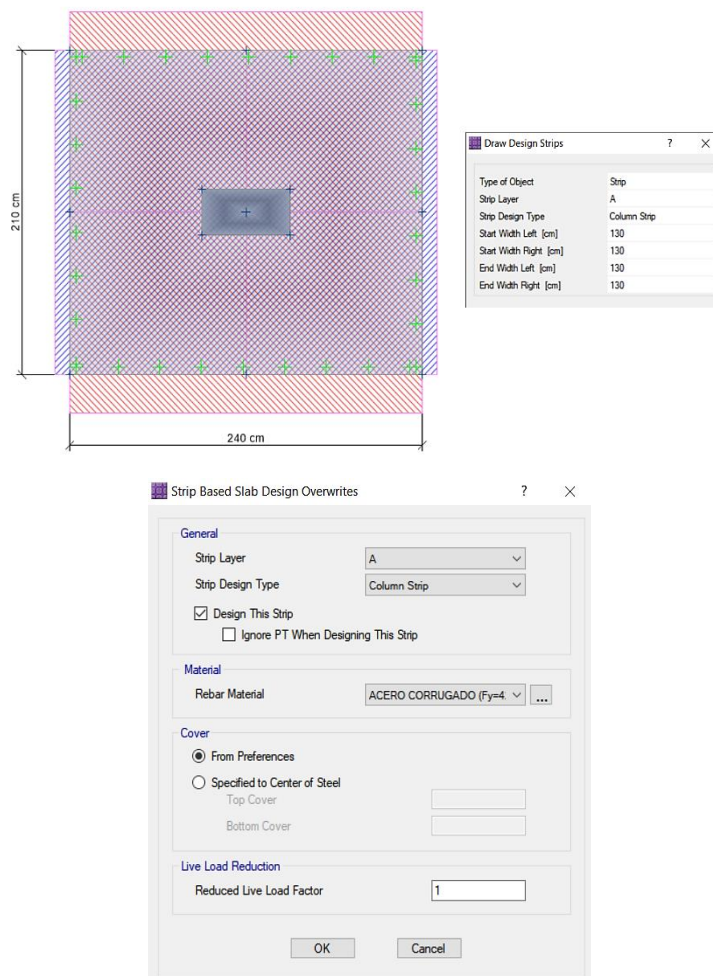


Figura N°159: Dibujo de tiras de diseño (Design Strips) – Relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

En el software Safe 2016 se diseña la zapata aislada para el mejoramiento con relleno fluido. Este diseño es de reforzamiento envolvente por flexión en base a la definición de las tiras de diseño (design strips) de tipo columna en ambas direcciones. A continuación, se muestran los valores de los momentos de flexión en la zapata aislada (Ver Figura N°160) y también la verificación del separamiento del acero de refuerzo (Ver Figura N°161).

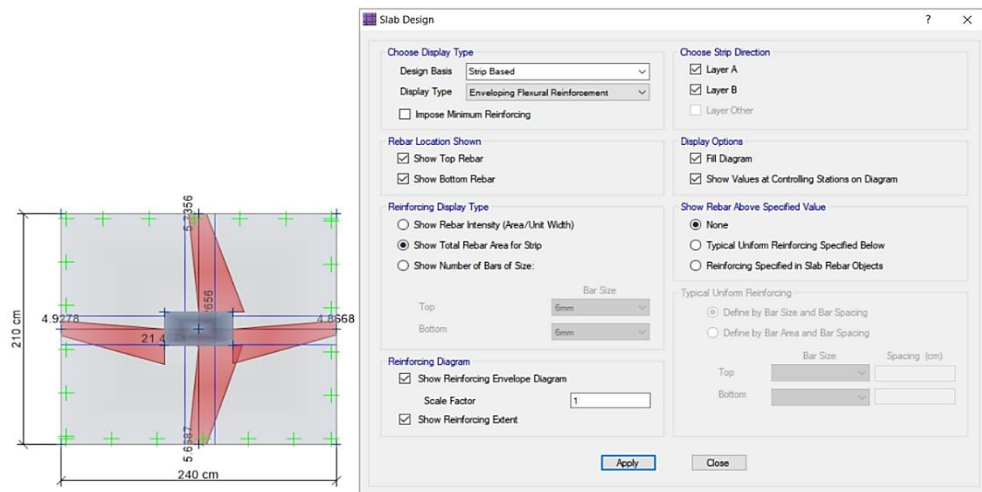


Figura N°160: Momentos de flexión en la zapata aislada – Relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

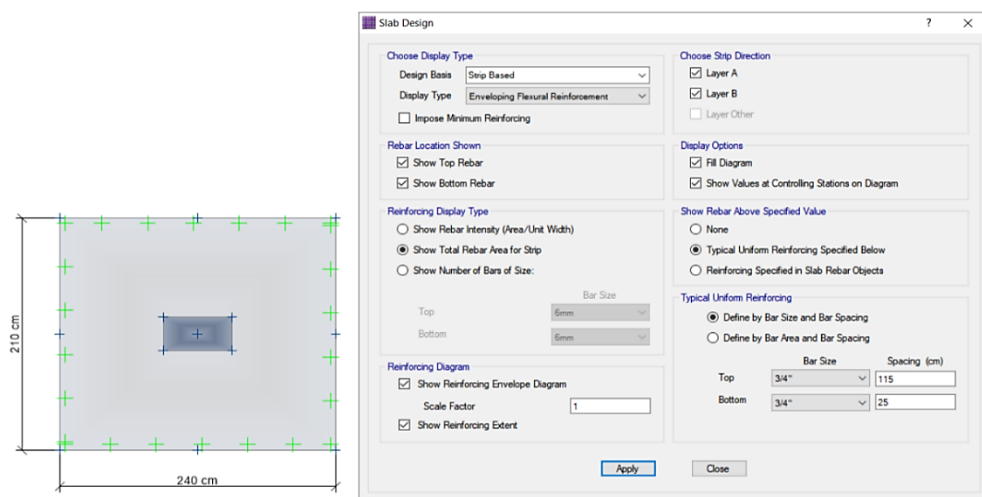


Figura N°161: Verificación del separamiento del acero de refuerzo – Relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – Safe 2016

De acuerdo al análisis y diseño estructural de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido, se verifica que el separamiento del acero de refuerzo es el adecuado; por lo tanto, el diseño es conforme.

b.7) Detalle estructural de la cimentación

Se presenta el detalle del acero de refuerzo en la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido (Ver Figura N°162 y N°163).

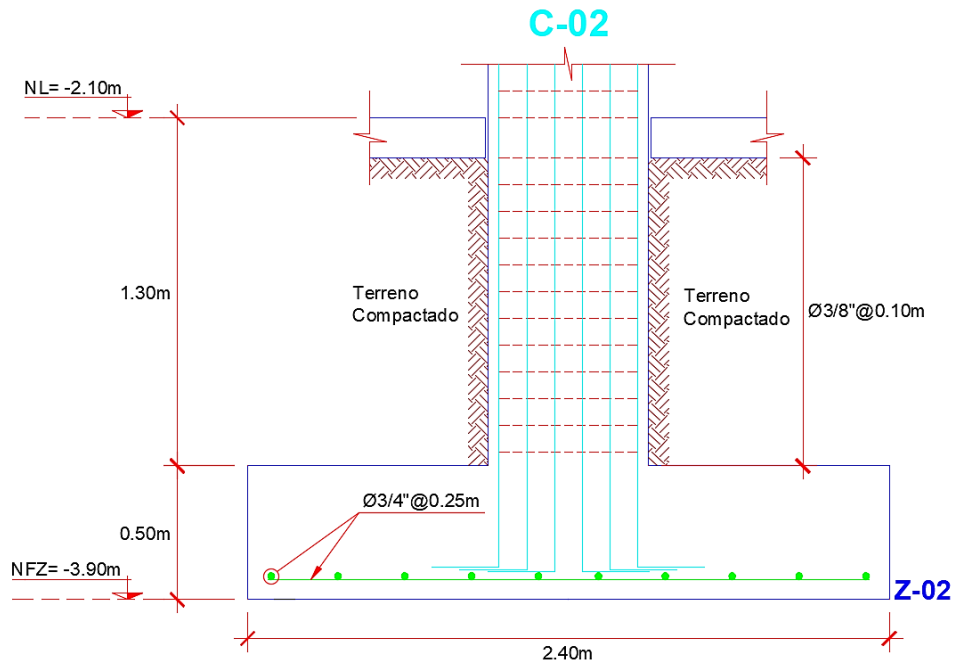


Figura N°162: Detalle del refuerzo en concreto armado vista en elevación (Zapata-Relleno fluido)

Fuente: Elaboración propia – AutoCAD 2020

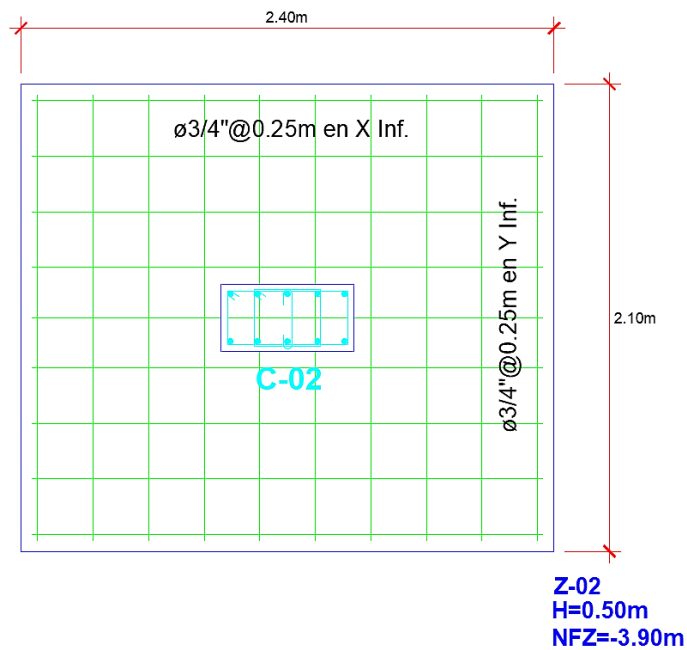


Figura N°163: Detalle del refuerzo en concreto armado vista en planta (Zapata-Relleno fluido)

Fuente: Elaboración propia – AutoCAD 2020

6.4 Mejoramiento de suelos

6.4.1 Análisis de interacción: Estructura-Cimentación-Mejoramiento de suelos

En esta sección del capítulo se realizan los análisis de interacción de la estructura, cimentación y mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido respectivamente. Estos resultados fueron obtenidos del análisis del modelamiento de los mejoramientos de suelos de acuerdo a las cargas y momentos máximos actuantes en la columna C-02 a las zapatas aisladas donde se apoyan y transmiten los esfuerzos máximos sobre los mejoramientos de suelos teniendo en cuenta los distintos estratos del estudio de mecánica de suelos modelados en el programa de software Sap2000. Finalmente, se presentan los detalles finales de las zapatas aisladas para cada tipo de mejoramiento de suelos.

a) Análisis de interacción: Estructura-Cimentación-Geotextil

- Cálculo y verificación de esfuerzos máximos internos

Del modelo estructural del mejoramiento de suelos con geotextil en Sap2000 se obtiene los esfuerzos máximos internos para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección. Estos esfuerzos máximos internos han sido calculados por el programa de software Sap2000 bajo la asignación de los esfuerzos máximos que transmite la zapata aislada al mejoramiento de suelos con geotextil extraídos del análisis geotécnico y estructural de la cimentación en Safe 2016 según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones (Ver Tabla N°72 y Figura N°164). El análisis del programa de software Sap2000 es de elementos finitos y calcula los esfuerzos máximos internos transmitidos al mejoramiento de suelos de acuerdo al diseño final de la zapata aislada, los esfuerzos máximos que transmite y la profundidad del mejoramiento de suelos (Ver Figura N°165, N°166 y N°167).

Tabla N°72: Esfuerzos máx. transmitidos de la zapata aislada – Geotextil

Combinación	σ_{Central} (kg/cm ²)	σ_{Lateral} (kg/cm ²)
Servicio	-3.210	-3.197
Servicio + SX	-3.190	-3.191
Servicio - SX	-3.230	-3.203
Servicio + SY	-3.280	-3.250
Servicio - SY	-3.160	-3.129

Fuente: Elaboración propia

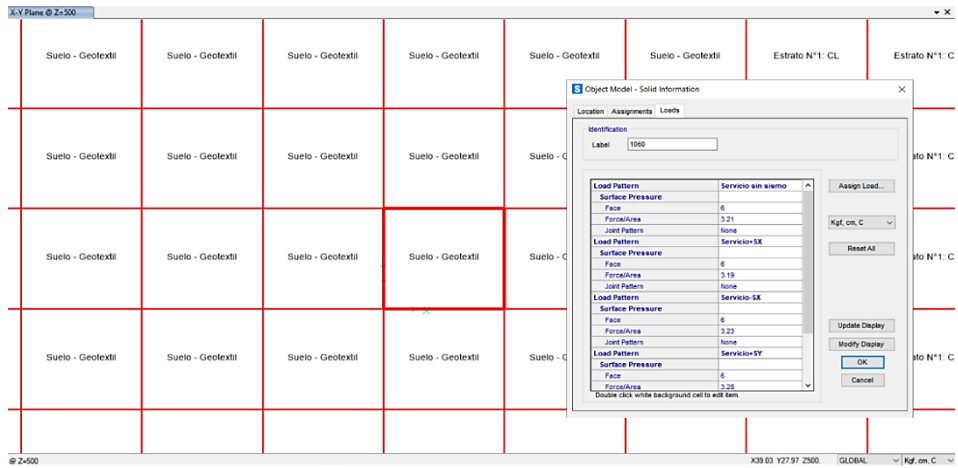


Figura N°164: Asignación de esfuerzos máximos – Geotextil

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

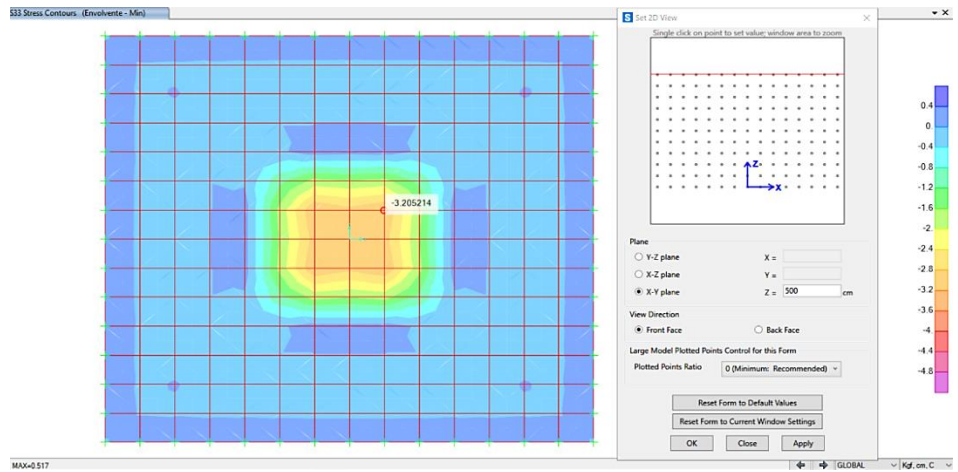


Figura N°165: Esfuerzos máx. internos a NFC – Geotextil

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

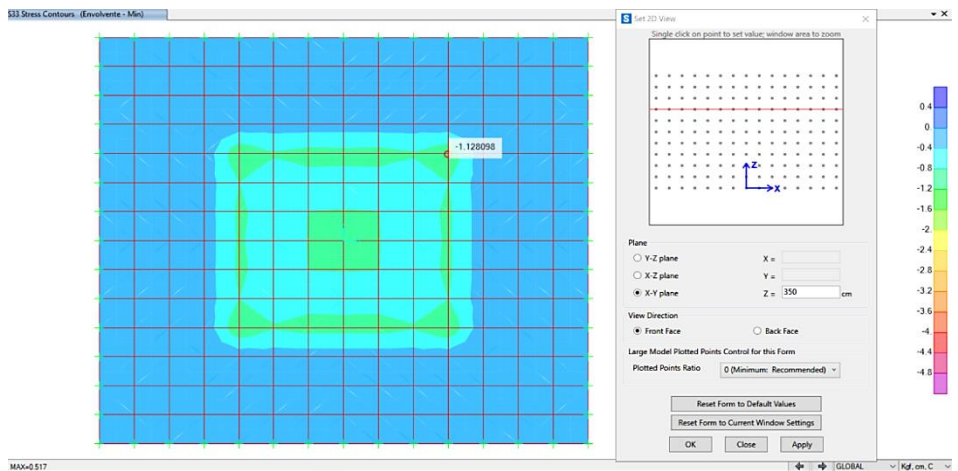


Figura N°166: Esfuerzos máx. internos a NFM – Geotextil

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

TABLE: Element Stresses - Solids				
OutputCase	CaseType	StepType	S33	GlobalZMax
			kgf/cm ²	cm
Envolvente	Combination	Max	-3.210	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-3.069	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-2.929	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-2.788	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-2.647	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-2.507	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-2.366	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-2.225	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-2.085	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-1.944	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-1.803	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-1.663	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-1.522	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-1.381	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-1.241	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-1.100	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-1.130	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-1.088	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-1.046	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-1.004	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.962	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.920	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.878	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.836	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.794	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.752	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.710	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.668	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.626	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.584	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.542	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.500	-550.0

Figura N°167: Esfuerzos máx. internos transmitidos de la zapata aislada al mejoramiento con geotextil

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

Luego del análisis se procede a verificar los esfuerzos máximos internos absolutos para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección de tipo envolvente de servicio para la combinación de carga más desfavorable, que en este caso especial es la combinación de carga en servicio considerando el sismo en dirección +Y, de acuerdo a la capacidad

de carga permisible del mejoramiento de suelos con geotextil y la capacidad portante del suelo por debajo del mejoramiento. Para la verificación de esfuerzos máximos internos se tienen dos condiciones según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones, en las que señala que el esfuerzo máximo interno debe ser menor que la capacidad de carga permisible ($\sigma_{adm} = 3.55 \text{ kg/cm}^2$) a nivel de fondo de cimentación (NFC = -4.00 m), lugar donde el suelo está siendo mejorado con geotextil, por otro lado, el esfuerzo máximo interno debe ser menor que la capacidad portante ($\sigma_{portante} = 1.80 \text{ kg/cm}^2$) a nivel de fondo de mejoramiento (NFM = -5.50 m), lugar donde está el estrato de suelo de arena mal graduada con limos y que es apoyo para el mejoramiento de suelos con geotextil. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°73).

Primera condición (NFC): $\sigma_{m\acute{a}x \text{ interno}} \leq \sigma_{adm}$

Segunda condición (NFM): $\sigma_{m\acute{a}x \text{ interno}} \leq \sigma_{portante}$

Tabla N°73: Verificación de esfuerzos máx. internos – Geotextil

Combinación	$\sigma_{m\acute{a}x \text{ interno}}$ (kg/cm ²)	Profundidad (cm)	Condición 1	Condición 2
Envolvente	-3.210	-400.0	Cumple	-
Envolvente	-3.069	-400.0	Cumple	-
Envolvente	-2.929	-400.0	Cumple	-
Envolvente	-2.788	-400.0	Cumple	-
Envolvente	-2.647	-400.0	Cumple	-
Envolvente	-2.507	-400.0	Cumple	-
Envolvente	-2.366	-400.0	Cumple	-
Envolvente	-2.225	-400.0	Cumple	-
Envolvente	-2.085	-400.0	Cumple	-
Envolvente	-1.944	-400.0	Cumple	-
Envolvente	-1.803	-400.0	Cumple	-
Envolvente	-1.663	-400.0	Cumple	-
Envolvente	-1.522	-400.0	Cumple	-
Envolvente	-1.381	-400.0	Cumple	-
Envolvente	-1.241	-400.0	Cumple	-
Envolvente	-1.100	-400.0	Cumple	-
Envolvente	-1.130	-550.0	-	Cumple
Envolvente	-1.088	-550.0	-	Cumple
Envolvente	-1.046	-550.0	-	Cumple
Envolvente	-1.004	-550.0	-	Cumple
Envolvente	-0.962	-550.0	-	Cumple
Envolvente	-0.920	-550.0	-	Cumple

Envolvente	-0.878	-550.0	-	Cumple
Envolvente	-0.836	-550.0	-	Cumple
Envolvente	-0.794	-550.0	-	Cumple
Envolvente	-0.752	-550.0	-	Cumple
Envolvente	-0.710	-550.0	-	Cumple
Envolvente	-0.668	-550.0	-	Cumple
Envolvente	-0.626	-550.0	-	Cumple
Envolvente	-0.584	-550.0	-	Cumple
Envolvente	-0.542	-550.0	-	Cumple
Envolvente	-0.500	-550.0	-	Cumple

Fuente: Elaboración propia

A nivel de fondo de cimentación (NFC = -4.00 m):

Primera condición: $\sigma_{\text{máx interno}} \leq \sigma_{\text{adm}} = 3.21 \leq 3.55 \text{ kg/cm}^2$ (Cumple)

El esfuerzo máximo interno en servicio de tipo envolvente es 3.21 kg/cm^2

A nivel de fondo de mejoramiento (NFM = -5.50 m):

Segunda condición: $\sigma_{\text{máx interno}} \leq \sigma_{\text{portante}} = 1.13 \leq 1.80 \text{ kg/cm}^2$ (Cumple)

El esfuerzo máximo interno en servicio de tipo envolvente es 1.13 kg/cm^2

De acuerdo al análisis y verificación de esfuerzos máximos internos en el mejoramiento de suelos con geotextil presentado anteriormente, se cumplen ambas condiciones al mínimo de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con geotextil y la capacidad portante del suelo por debajo del mejoramiento; por lo tanto, el diseño final de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil a un nivel de fondo de mejoramiento de -5.50m es la óptima y adecuada.

- Cálculo y verificación de deformaciones máximas

Del modelo estructural del mejoramiento de suelos con geotextil en Sap2000 se obtiene las deformaciones máximas para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección de tipo envolvente de servicio para la combinación de carga más desfavorable, que en este caso especial es la combinación de carga en servicio considerando el sismo en dirección +Y, de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con geotextil y la capacidad portante del suelo por debajo del mejoramiento. Estas deformaciones máximas han sido calculadas por el

programa de software Sap2000 bajo la asignación de los esfuerzos máximos que transmite la zapata aislada al mejoramiento de suelos con geotextil extraídos del análisis geotécnico y estructural de la cimentación en Safe 2016 según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones. El análisis del programa de software Sap2000 es de elementos finitos y calcula las deformaciones máximas en el mejoramiento de suelos de acuerdo al diseño final de la zapata aislada, los esfuerzos máximos que transmite y la profundidad de mejoramiento de suelos (Ver Figura N°168).

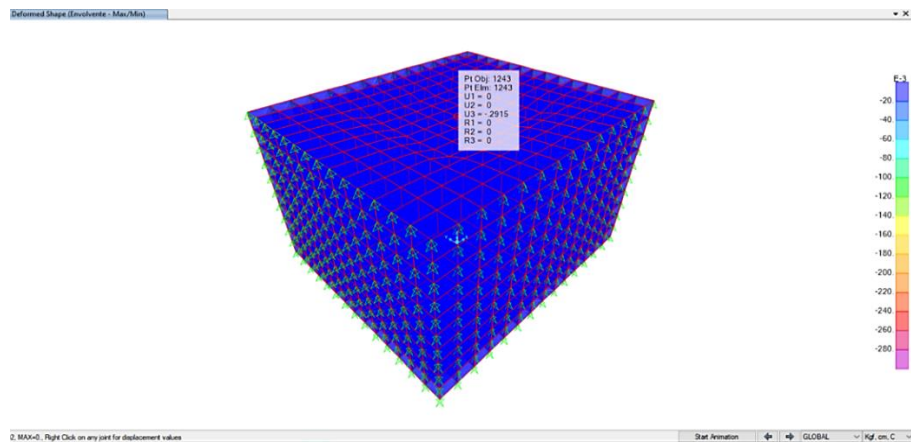


Figura N°168: Deformaciones máximas en el mejoramiento de suelos con geotextil vista en 3D

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

En dirección X:

Este análisis es paralelo a la longitud $L = 2.20\text{m}$ de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil (Ver Figura N°169, N°170 y N°171).

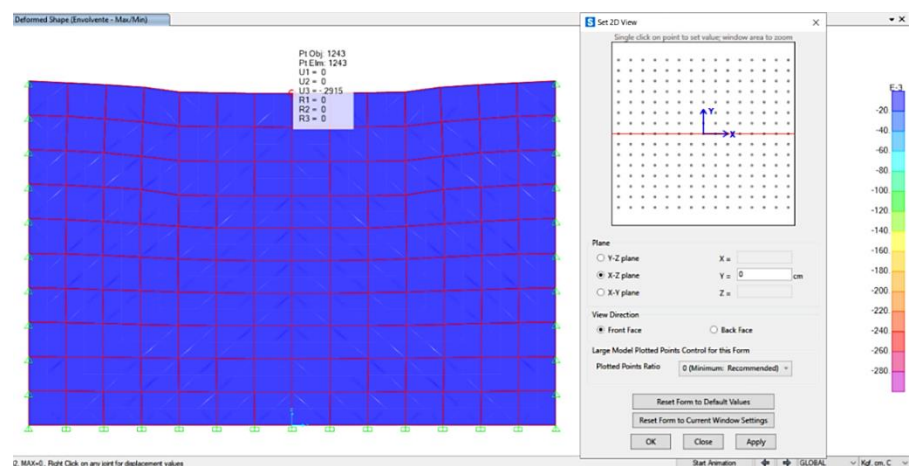


Figura N°169: Deformaciones máx. a NFC en X – Geotextil

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

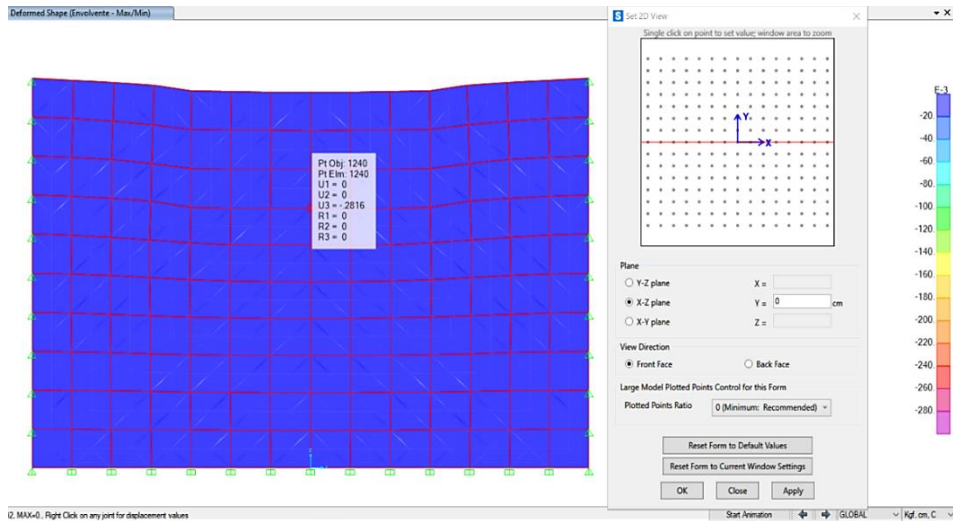


Figura N°170: Deformaciones máx. a NFM en X – Geotextil

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

TABLE: Joint Displacements

OutputCase	CaseType	StepType	U3	GlobalZMax
			cm	cm
Envolvente	Combination	Max	-0.292	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.290	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.288	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.286	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.284	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.282	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.280	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.278	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.276	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.274	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.272	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.270	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.269	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.267	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.282	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.280	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.279	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.277	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.276	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.275	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.273	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.272	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.270	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.269	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.268	-550.0

Envolvente	Combination	Max	-0.266	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.265	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.263	-550.0

Figura N°171: Deformaciones máx. en X al mejoramiento con geotextil

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

Luego del análisis se procede a verificar las deformaciones máximas absolutas para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección de tipo envolvente de servicio para la combinación de carga más desfavorable, que en este caso especial es la combinación de carga en servicio considerando el sismo en dirección +Y, de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con geotextil y la capacidad portante del suelo por debajo del mejoramiento. Para la verificación de deformaciones máximas se tiene una condición según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones, en la que señala que la deformación máxima del suelo asociado a un asentamiento en zapatas es 2.5cm. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°74).

Primera condición: $D_{\text{máx}} \leq S_{\text{máx norma}}$

Tabla N°74: Verificación de deformaciones máx. en X – Geotextil

Combinación	D _{máx} (cm)	Profundidad (cm)	Condición
Envolvente	-0.292	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.290	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.288	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.286	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.284	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.282	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.280	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.278	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.276	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.274	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.272	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.270	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.269	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.267	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.282	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.280	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.279	-550.0	Cumple

Envolvente	-0.277	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.276	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.275	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.273	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.272	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.270	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.269	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.268	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.266	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.265	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.263	-550.0	Cumple

Fuente: Elaboración propia

A nivel de fondo de cimentación (NFC = -4.00 m):

Primera condición: $D_{\text{máx}} \leq S_{\text{máx norma}} = 0.29 \leq 2.5\text{cm}$ (Cumple)

La deformación máxima en servicio de tipo envolvente es 0.29 cm

A nivel de fondo de mejoramiento (NFM = -5.50 m):

Primera condición: $D_{\text{máx}} \leq S_{\text{máx norma}} = 0.28 \leq 2.5\text{cm}$ (Cumple)

La deformación máxima en servicio de tipo envolvente es 0.28 cm

En dirección Y:

Este análisis es paralelo a la longitud $B = 1.90\text{m}$ de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil (Ver Figura N°172, N°173 y N°174).

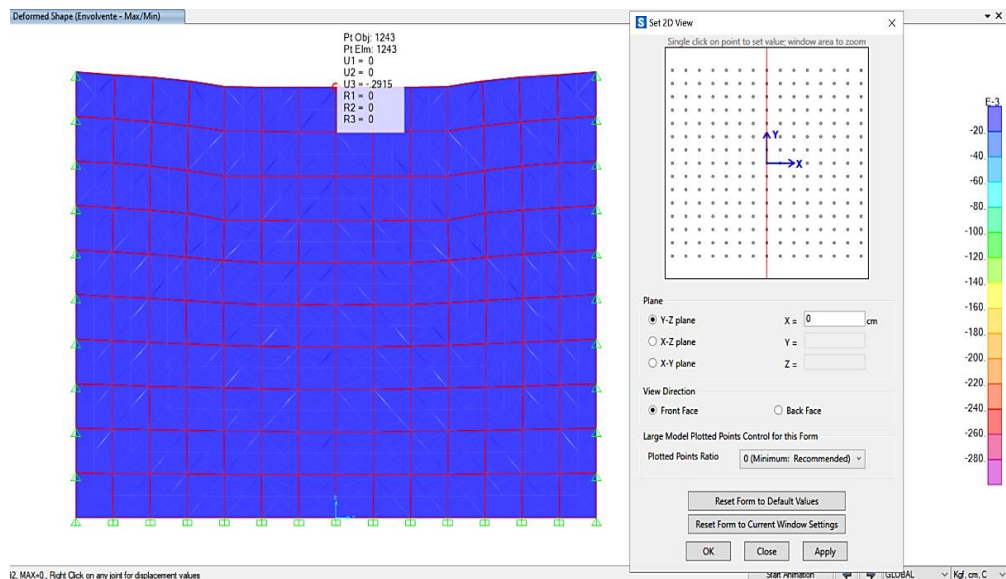


Figura N°172: Deformaciones máx. a NFC en Y – Geotextil

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

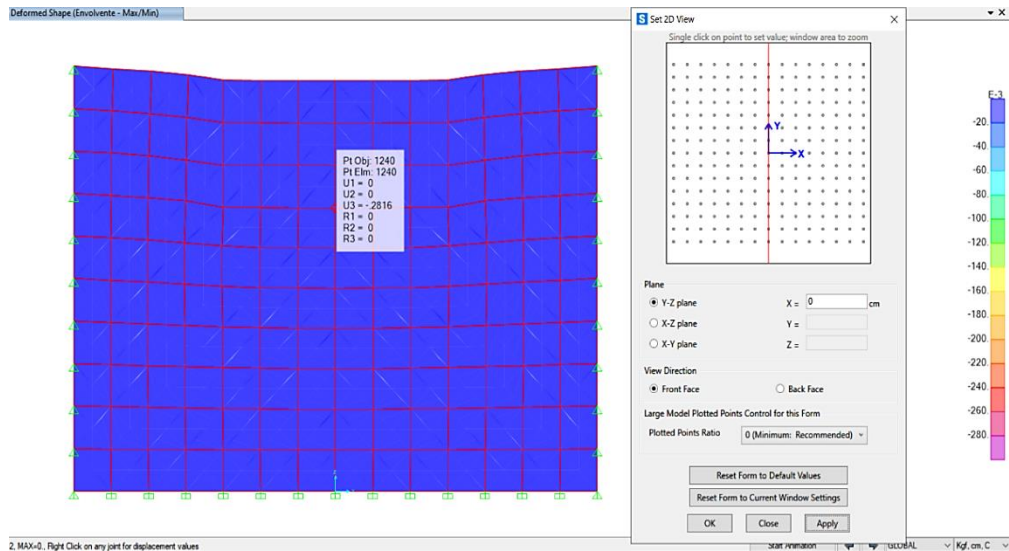


Figura N°173: Deformaciones máx. a NFM en Y – Geotextil

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase	CaseType	StepType	U3	GlobalZMax
			cm	cm
Envolvente	Combination	Max	-0.292	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.290	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.289	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.288	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.286	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.285	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.284	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.282	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.281	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.280	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.278	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.277	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.276	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.274	-400.0
Envolvente	Combination	Max	-0.282	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.281	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.280	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.279	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.278	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.277	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.276	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.275	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.275	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.274	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.273	-550.0

Envolvente	Combination	Max	-0.272	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.271	-550.0
Envolvente	Combination	Max	-0.270	-550.0

Figura N°174: Deformaciones máx. en Y al mejoramiento con geotextil

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

Luego del análisis se procede a verificar las deformaciones máximas absolutas para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección de tipo envolvente de servicio para la combinación de carga más desfavorable, que en este caso especial es la combinación de carga en servicio considerando el sismo en dirección +Y, de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con geotextil y la capacidad portante del suelo por debajo del mejoramiento. Para la verificación de deformaciones máximas se tiene una condición según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones, en la que señala que la deformación máxima del suelo asociado a un asentamiento en zapatas es 2.5cm. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°75).

Primera condición: $D_{m\acute{a}x} \leq S_{m\acute{a}x \text{ norma}}$

Tabla N°75: Verificación de deformaciones máx. en Y – Geotextil

Combinación	D _{máx} (cm)	Profundidad (cm)	Condición
Envolvente	-0.292	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.290	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.289	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.288	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.286	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.285	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.284	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.282	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.281	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.280	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.278	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.277	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.276	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.274	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.273	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.272	-400.0	Cumple
Envolvente	-0.282	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.281	-550.0	Cumple

Envolvente	-0.280	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.279	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.278	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.277	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.276	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.275	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.275	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.274	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.273	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.272	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.271	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.270	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.269	-550.0	Cumple
Envolvente	-0.268	-550.0	Cumple

Fuente: Elaboración propia

A nivel de fondo de cimentación (NFC = -4.00 m):

Primera condición: $D_{\text{máx}} \leq S_{\text{máx norma}} = 0.29 \leq 2.5\text{cm}$ (Cumple)

La deformación máxima en servicio de tipo envolvente es 0.29 cm

A nivel de fondo de mejoramiento (NFM = -5.50 m):

Primera condición: $D_{\text{máx}} \leq S_{\text{máx norma}} = 0.28 \leq 2.5\text{cm}$ (Cumple)

La deformación máxima en servicio de tipo envolvente es 0.28 cm

De acuerdo al análisis y verificación de deformaciones máximas en el mejoramiento de suelos con geotextil presentado antes, se cumple la condición al mínimo de acuerdo a la deformación máxima asociada a un asentamiento máximo según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones; por lo tanto, el diseño final de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil a un nivel de fondo de mejoramiento de -5.50m es la óptima y adecuada.

- Cálculo del bulbo de presiones máximos

Del modelo estructural del mejoramiento de suelos con geotextil en Sap2000 se obtiene los bulbos de presiones máximos para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección de tipo envolvente de servicio para la combinación de carga más desfavorable, que en este caso especial es la combinación de carga en servicio considerando el sismo en dirección +Y, de acuerdo a la capacidad de carga permisible del

mejoramiento de suelos con geotextil y la capacidad portante del suelo por debajo del mejoramiento. Estos bulbos de presiones máximos han sido calculados por el programa de software Sap2000 bajo la asignación de los esfuerzos máximos que transmite la zapata aislada al mejoramiento de suelos con geotextil extraídos del análisis geotécnico y estructural de la cimentación en Safe 2016 según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones. El análisis del programa de software Sap2000 es de elementos finitos y calcula los bulbos de presiones máximos en el mejoramiento de suelos de acuerdo al diseño final de la zapata aislada, los esfuerzos máximos que transmite y la profundidad de mejoramiento de suelos (Ver Figura N°175).

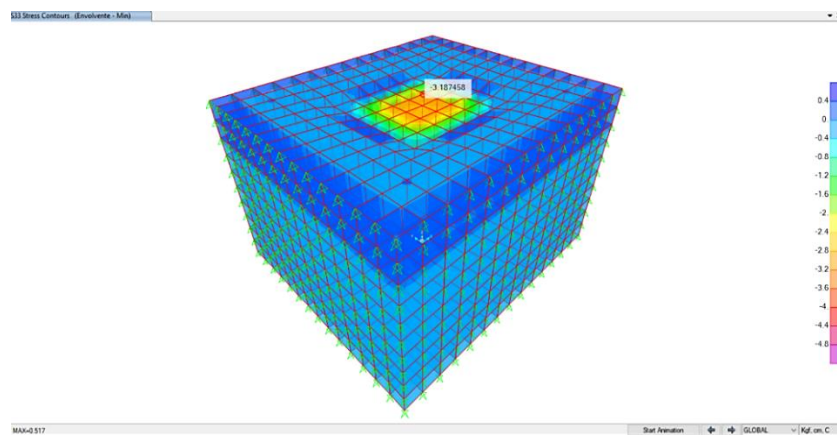


Figura N°175: Bulbo de presiones máximos en el mejoramiento de suelos con geotextil vista en 3D

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

En dirección X:

Este análisis es paralelo a la longitud $L = 2.20\text{m}$ de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil (Ver Figura N°176 y N°177).

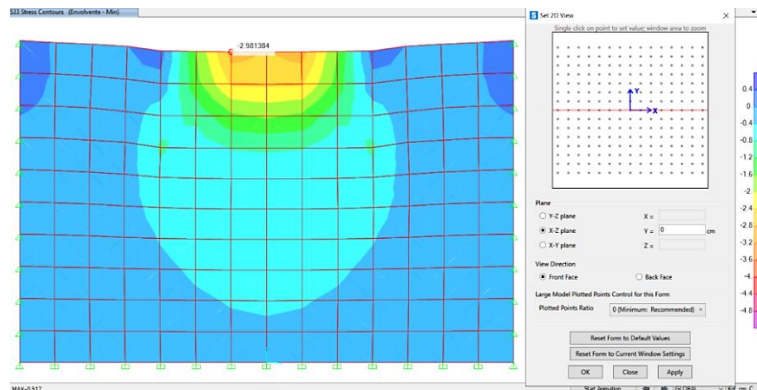


Figura N°176: Bulbo de presiones máx. a NFC en X – Geotextil

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

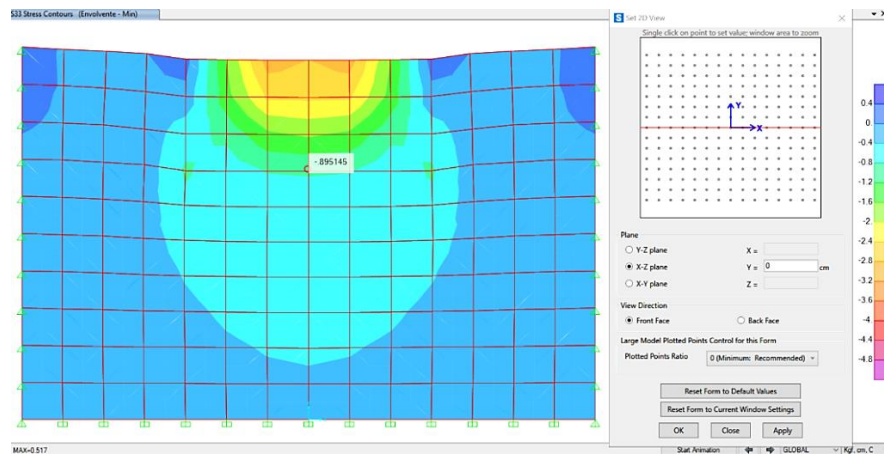


Figura N°177: Bulbo de presiones máx. a NFM en X – Geotextil

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

Luego del análisis se procede a verificar visualmente el bulbo de presiones máximos sobre el mejoramiento con geotextil. El bulbo de presiones máximos está conformado por esfuerzos máximos internos en el mejoramiento de suelos en su profundidad, particularmente se ha analizado en el nivel de fondo de cimentación y en el nivel de fondo de mejoramiento de manera que se pueda determinar aproximadamente un espacio geométrico. Para la determinación del área de mejoramiento de suelos con geotextil se tienen las mismas condiciones que en los esfuerzos máximos internos según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones, en las que señala que el esfuerzo máximo interno debe ser menor que la capacidad de carga permisible ($\sigma_{adm} = 3.55 \text{ kg/cm}^2$) a nivel de fondo de cimentación (NFC = -4.00 m) y a los estratos adyacentes para el mismo nivel de análisis donde el bulbo de presiones transmite los esfuerzos, lugar donde el suelo está siendo mejorado con geotextil, por otro lado, el esfuerzo máximo interno debe ser menor que la capacidad portante ($\sigma_{portante} = 1.80 \text{ kg/cm}^2$) a nivel de fondo de mejoramiento (NFM = -5.50 m) y a los estratos adyacentes para el mismo nivel de análisis donde el bulbo de presiones transmite los esfuerzos, lugar donde está el estrato de suelo de arena mal graduada con limos y que es apoyo para el mejoramiento de suelos con geotextil. A continuación, se determina el espacio geométrico para el mejoramiento de suelos con geotextil (Ver Figura N°178 y Tabla N°76).

Primera condición (NFC): $\sigma_{\text{máx interno}} \leq \sigma_{adm}$

Segunda condición (NFM): $\sigma_{\text{máx interno}} \leq \sigma_{portante}$

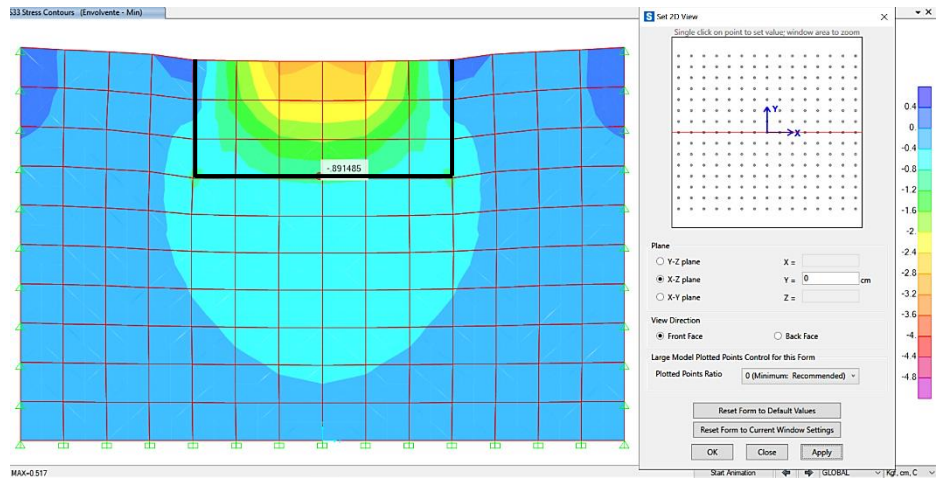


Figura N°178: Espacio geométrico en X del mejoramiento con geotextil
 Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

Tabla N°76: Parámetros del mejoramiento con geotextil en X

Zapata aislada	L (m)	L _{volado} (m)	D _f (m)	$\sigma_{\text{máx}}$ (kg/cm ²)	σ_{adm} (kg/cm ²)
Z-01	2.20	0.55	-4.00	3.21	3.55
Z-01 (Geotextil)	3.30	0.55	-5.50	1.13	1.80

Fuente: Elaboración propia

En dirección Y:

Este análisis es paralelo a la longitud B = 1.90m de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil (Ver Figura N°179 y N°180).

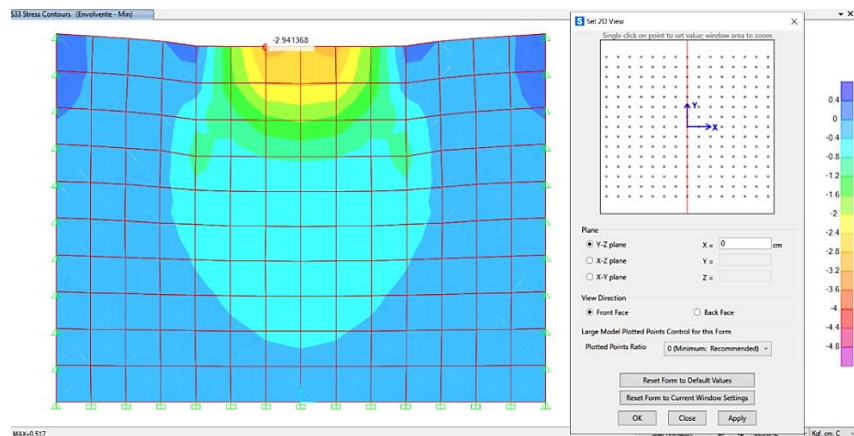


Figura N°179: Bulbo de presiones máx. a NFC en Y – Geotextil

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

Luego del análisis se procede a verificar visualmente el bulbo de presiones máximos sobre el mejoramiento de suelos con geotextil. El bulbo de presiones máximos está conformado por esfuerzos máximos internos en el mejoramiento de suelos en su profundidad, particularmente se ha analizado en el nivel de

fondo de cimentación y en el nivel de fondo de mejoramiento de manera que se pueda determinar aproximadamente un espacio geométrico para el mejoramiento de suelos con geotextil tanto en área como en profundidad.

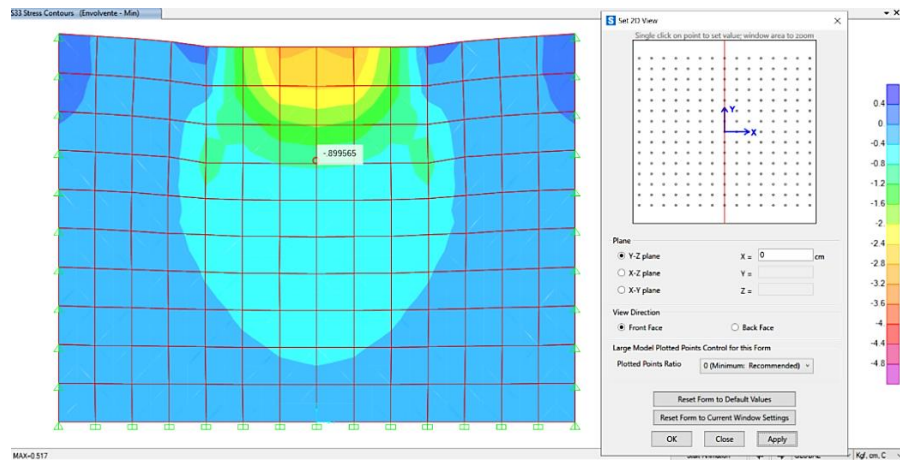


Figura N°180: Bulbo de presiones máx. a NFM en Y – Geotextil

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

Similarmente en la dirección Y para la determinación del área de mejoramiento de suelos con geotextil se tienen las mismas condiciones que en los esfuerzos máximos internos según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones. A continuación, se determina el espacio geométrico tanto en área como en profundidad para el mejoramiento de suelos con geotextil (Ver Figura N°181 y Tabla N°77).

Primera condición (NFC): $\sigma_{\text{máx interno}} \leq \sigma_{\text{adm}}$

Segunda condición (NFM): $\sigma_{\text{máx interno}} \leq \sigma_{\text{portante}}$

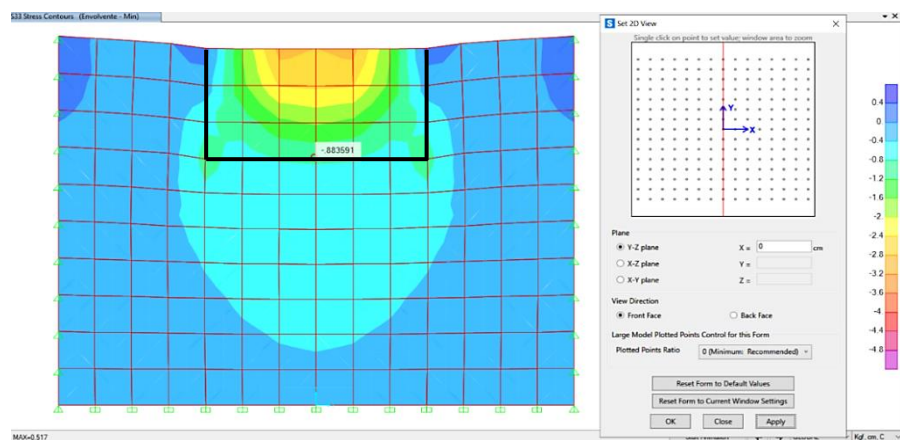


Figura N°181: Espacio geométrico en Y del mejoramiento con geotextil

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

Tabla N°77: Parámetros del mejoramiento con geotextil en Y

Zapata aislada	B (m)	B _{volado} (m)	D _f (m)	$\sigma_{\text{máx}}$ (kg/cm ²)	σ_{adm} (kg/cm ²)
Z-01	1.90	0.475	-4.00	3.21	3.55
Z-01 (Geotextil)	2.85	0.475	-5.50	1.13	1.80

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis del bulbo de presiones máximas que transmite la zapata aislada al mejoramiento de suelos con geotextil presentado antes, se tiene que el espacio geométrico para el mejoramiento con geotextil cumple las condiciones de esfuerzos máximos internos en el mejoramiento a un nivel de fondo de cimentación (NFC = -4.00 m), lugar donde el suelo está siendo mejorado con geotextil, similarmente cumple a un nivel de fondo de mejoramiento (NFM = -5.50 m), lugar donde está el estrato de suelo de arena mal graduada con limos y que es apoyo para el mejoramiento de suelos con geotextil, de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con geotextil y la capacidad portante del suelo por debajo del mejoramiento; por lo tanto, para esta zapata aislada 3.30m x 2.85m x 1.50m es el espacio geométrico para el mejoramiento con geotextil (Ver Tabla N°78).

Tabla N°78: Dimensiones del mejoramiento con geotextil

Zapata aislada	L (m)	B (m)	A (m ²)	Profundidad (m)
Z-01	2.20	1.90	4.18	-4.00
Z-01 (Geotextil)	3.30	2.85	9.41	-5.50

Fuente: Elaboración propia

Luego de un análisis de interacción de la estructura, cimentación y mejoramiento de suelos con geotextil se han verificado los esfuerzos máximos internos, deformaciones máximas, los bulbos de presiones máximas para el mejoramiento de suelos con geotextil con su respectiva zapata aislada según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones. Todas las verificaciones cumplen con los requisitos geotécnicos estructurales sísmicos de manera que garantiza una mayor estabilidad de la estructura, su cimentación, el suelo donde se apoya esta última para un mejoramiento con geotextil y los estratos de suelos adyacentes optimizando esencialmente el diseño de la cimentación; por lo tanto, el diseño final de la zapata aislada y el espacio geométrico del mejoramiento de suelos con geotextil es la óptima y adecuada para la presente investigación.

- Presentación del detalle final del mejoramiento de suelos

Se presenta el detalle de la zapata aislada, el mejoramiento de suelos con geotextil y los estratos de suelos adyacentes (Ver Figura N°182 y N°183).

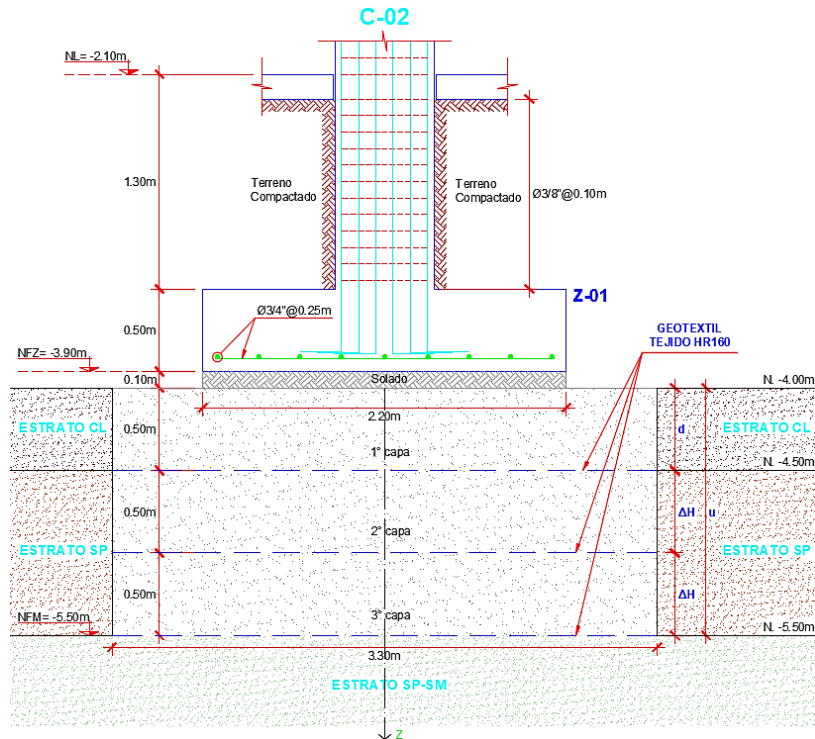


Figura N°182: Detalle del mejoramiento de suelos con geotextil de la zapata aislada vista en elevación

Fuente: Elaboración propia – AutoCAD 2020

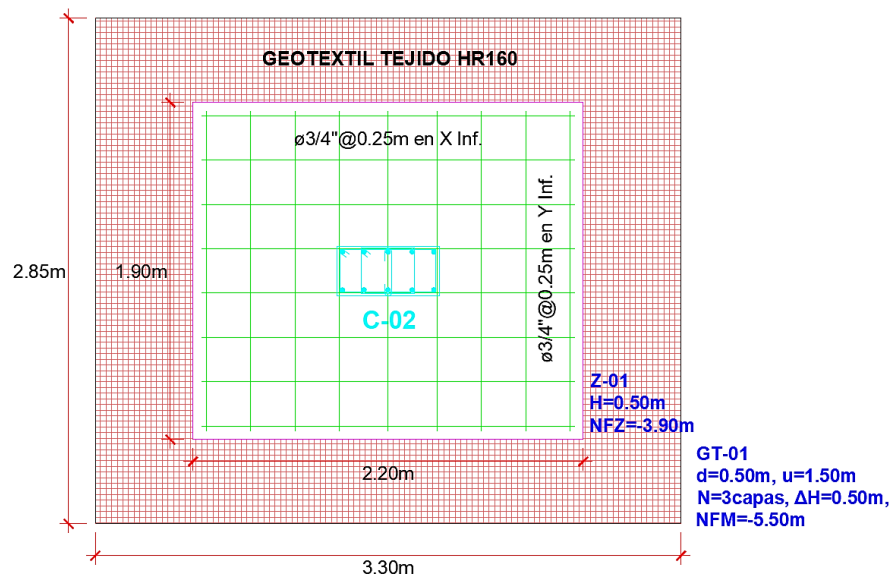


Figura N°183: Detalle del mejoramiento de suelos con geotextil de la zapata aislada vista en planta

Fuente: Elaboración propia – AutoCAD 2020

b) Análisis de interacción: Estructura-Cimentación-Relleno fluido

- Cálculo y verificación de esfuerzos máximos internos

Del modelo estructural del mejoramiento de suelos con relleno fluido en Sap2000 se obtiene los esfuerzos máximos internos para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección. Estos esfuerzos máximos internos han sido calculados por el programa de software Sap2000 bajo la asignación de los esfuerzos máximos que transmite la zapata aislada al mejoramiento de suelos con relleno fluido extraídos del análisis geotécnico y estructural de la cimentación en Safe 2016 según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones (Ver Tabla N°79 y Figura N°184). El análisis del programa de software Sap2000 es de elementos finitos y calcula los esfuerzos máximos internos transmitidos al mejoramiento de suelos de acuerdo al diseño final de la zapata aislada, los esfuerzos máximos que transmite y la profundidad del mejoramiento de suelos (Ver Figura N°185, N°186 y N°187).

Tabla N°79: Esfuerzos máx. transmitidos de la zapata aislada – Relleno fluido

Combinación	$\sigma_{\text{Central}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$\sigma_{\text{Lateral}} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
Servicio	-2.728	-2.672
Servicio + SX	-2.713	-2.666
Servicio - SX	-2.744	-2.679
Servicio + SY	-2.784	-2.726
Servicio - SY	-2.673	-2.618

Fuente: Elaboración propia

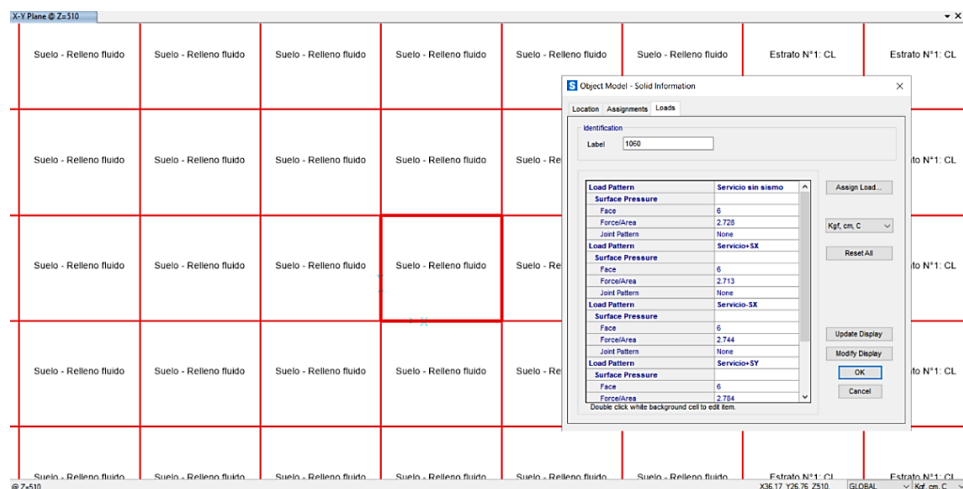


Figura N°184: Asignación de esfuerzos máximos – Relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

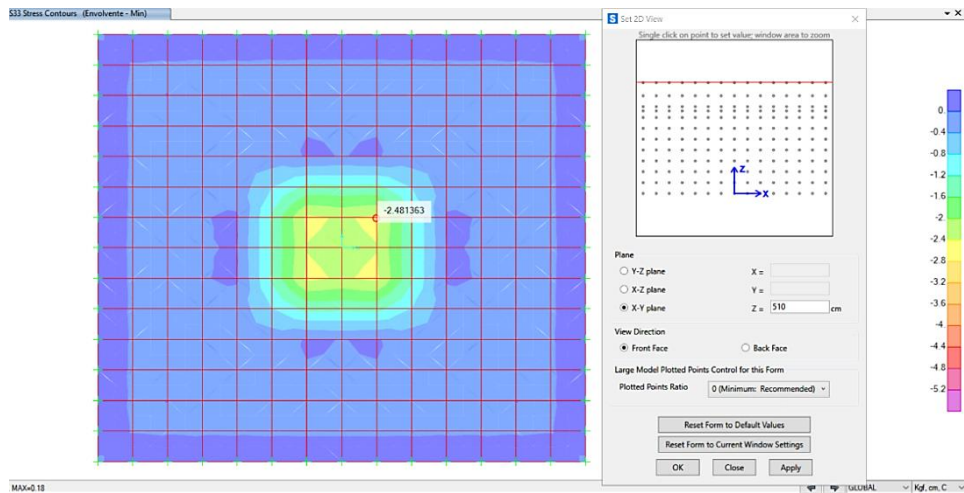


Figura N°185: Esfuerzos máx. internos a NFC – Relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

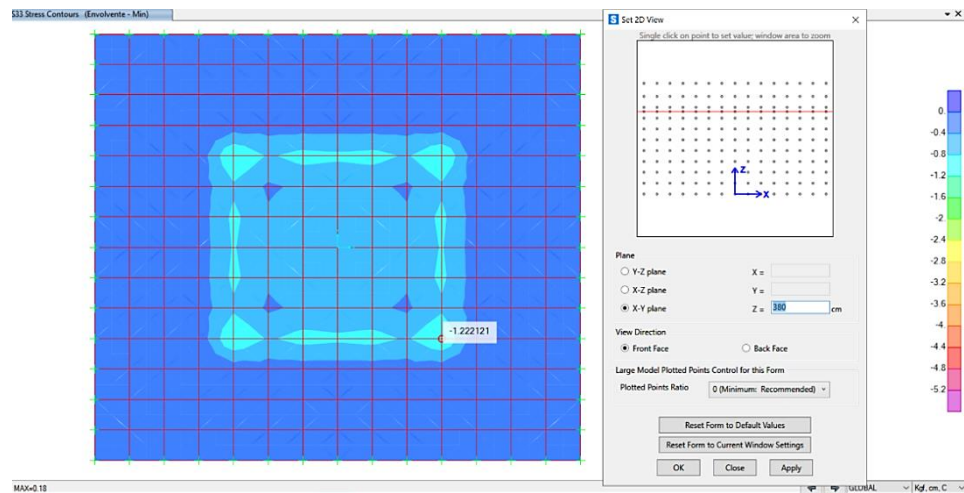


Figura N°186: Esfuerzos máx. internos a NFM – Relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

TABLE: Element Stresses - Solids				
OutputCase	CaseType	StepType	S33	GlobalZMax
			kgf/cm ²	cm
Envolvente	Combination	Max	-2.480	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-2.368	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-2.256	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-2.144	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-2.032	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-1.920	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-1.808	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-1.696	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-1.584	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-1.472	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-1.360	-390.0

Envolvente	Combination	Max	-1.248	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-1.136	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-1.024	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.912	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.800	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-1.220	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-1.161	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-1.103	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-1.044	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.985	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.927	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.868	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.809	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.751	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.692	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.633	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.575	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.516	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.457	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.399	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.340	-520.0

Figura N°187: Esfuerzos máx. internos transmitidos de la zapata aislada al mejoramiento con relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

Luego del análisis se procede a verificar los esfuerzos máximos internos absolutos para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección de tipo envolvente de servicio para la combinación de carga más desfavorable, que en este caso especial es la combinación de carga en servicio considerando el sismo en dirección +Y, de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento con relleno fluido y la capacidad portante del suelo por debajo del mejoramiento. Para la verificación de esfuerzos máximos internos se tienen dos condiciones según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones, en las que señala que el esfuerzo máximo interno debe ser menor que la capacidad de carga permisible ($\sigma_{adm} = 3.05 \text{ kg/cm}^2$) a nivel de fondo de cimentación (NFC = -3.90 m), lugar donde el suelo está siendo mejorado con relleno fluido, por otro lado, el esfuerzo máximo interno debe ser menor que la capacidad portante ($\sigma_{portante} = 1.30 \text{ kg/cm}^2$) a nivel de fondo de mejoramiento (NFM = -5.20 m), lugar donde está el estrato de suelo de arena mal graduada y que es apoyo para el mejoramiento de suelos con relleno fluido. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°80).

Primera condición (NFC): $\sigma_{\text{máx interno}} \leq \sigma_{\text{adm}}$

Segunda condición (NFM): $\sigma_{\text{máx interno}} \leq \sigma_{\text{portante}}$

Tabla N°80: Verificación de esfuerzos máx. internos – Relleno fluido

Combinación	$\sigma_{\text{máx interno}}$ (kg/cm ²)	Profundidad (cm)	Condición 1	Condición 2
Envolvente	-2.480	-390.0	Cumple	-
Envolvente	-2.368	-390.0	Cumple	-
Envolvente	-2.256	-390.0	Cumple	-
Envolvente	-2.144	-390.0	Cumple	-
Envolvente	-2.032	-390.0	Cumple	-
Envolvente	-1.920	-390.0	Cumple	-
Envolvente	-1.808	-390.0	Cumple	-
Envolvente	-1.696	-390.0	Cumple	-
Envolvente	-1.584	-390.0	Cumple	-
Envolvente	-1.472	-390.0	Cumple	-
Envolvente	-1.360	-390.0	Cumple	-
Envolvente	-1.248	-390.0	Cumple	-
Envolvente	-1.136	-390.0	Cumple	-
Envolvente	-1.024	-390.0	Cumple	-
Envolvente	-0.912	-390.0	Cumple	-
Envolvente	-0.800	-390.0	Cumple	-
Envolvente	-1.220	-520.0	-	Cumple
Envolvente	-1.161	-520.0	-	Cumple
Envolvente	-1.103	-520.0	-	Cumple
Envolvente	-1.044	-520.0	-	Cumple
Envolvente	-0.985	-520.0	-	Cumple
Envolvente	-0.927	-520.0	-	Cumple
Envolvente	-0.868	-520.0	-	Cumple
Envolvente	-0.809	-520.0	-	Cumple
Envolvente	-0.751	-520.0	-	Cumple
Envolvente	-0.692	-520.0	-	Cumple
Envolvente	-0.633	-520.0	-	Cumple
Envolvente	-0.575	-520.0	-	Cumple
Envolvente	-0.516	-520.0	-	Cumple
Envolvente	-0.457	-520.0	-	Cumple
Envolvente	-0.399	-520.0	-	Cumple
Envolvente	-0.340	-520.0	-	Cumple

Fuente: Elaboración propia

A nivel de fondo de cimentación (NFC = -3.90 m):

Primera condición: $\sigma_{\text{máx interno}} \leq \sigma_{\text{adm}} = 2.48 \leq 3.05 \text{ kg/cm}^2$ (Cumple)

El esfuerzo máximo interno en servicio de tipo envolvente es 2.48 kg/cm^2

A nivel de fondo de mejoramiento (NFM = -5.20 m):

Segunda condición: $\sigma_{\text{máx interno}} \leq \sigma_{\text{portante}} = 1.22 \leq 1.30 \text{ kg/cm}^2$ (Cumple)

El esfuerzo máximo interno en servicio de tipo envolvente es 1.22 kg/cm^2

De acuerdo al análisis y verificación de esfuerzos máximos internos en el mejoramiento de suelos con relleno fluido presentado anteriormente, se cumplen ambas condiciones al mínimo de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con relleno fluido y la capacidad portante del suelo por debajo del mejoramiento; por lo tanto, el diseño final de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido a un nivel de fondo de mejoramiento de -5.20m es la óptima y adecuada.

- Cálculo y verificación de deformaciones máximas

Del modelo estructural del mejoramiento de suelos con relleno fluido en Sap2000 se obtiene las deformaciones máximas para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección de tipo envolvente de servicio para la combinación de carga más desfavorable, de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con relleno fluido y la capacidad portante del suelo por debajo del mejoramiento. Estas deformaciones máximas han sido calculadas por el programa de software Sap2000 bajo la asignación de los esfuerzos máximos que transmite la zapata aislada al mejoramiento con relleno fluido extraídos del análisis geotécnico y estructural de la cimentación en Safe 2016 según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones. El análisis del programa de software Sap2000 es de elementos finitos y calcula las deformaciones máximas en el mejoramiento de acuerdo al diseño final de la zapata aislada, los esfuerzos máximos que transmite y la profundidad de mejoramiento de suelos (Ver Figura N°188).

En dirección X:

Este análisis es paralelo a la longitud $L = 2.40\text{m}$ de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido (Ver Figura N°189, N°190 y N°191).

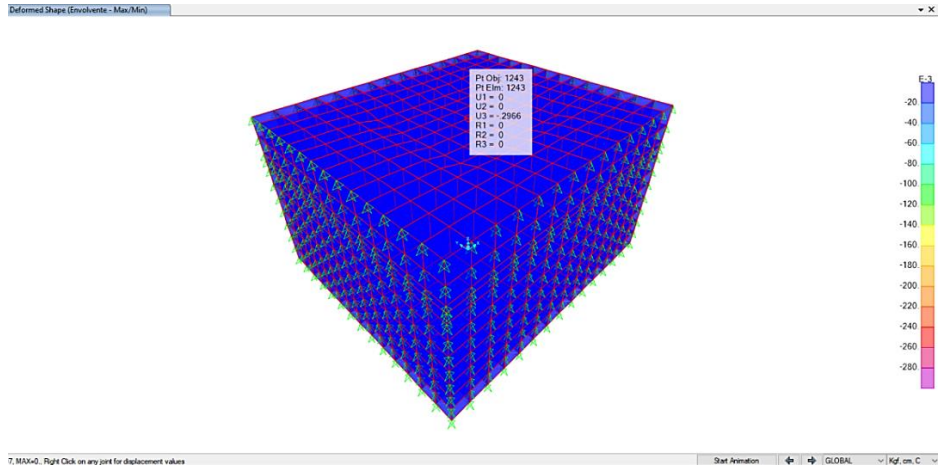


Figura N°188: Deformaciones máximas en el mejoramiento de suelos con relleno fluido vista en 3D

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

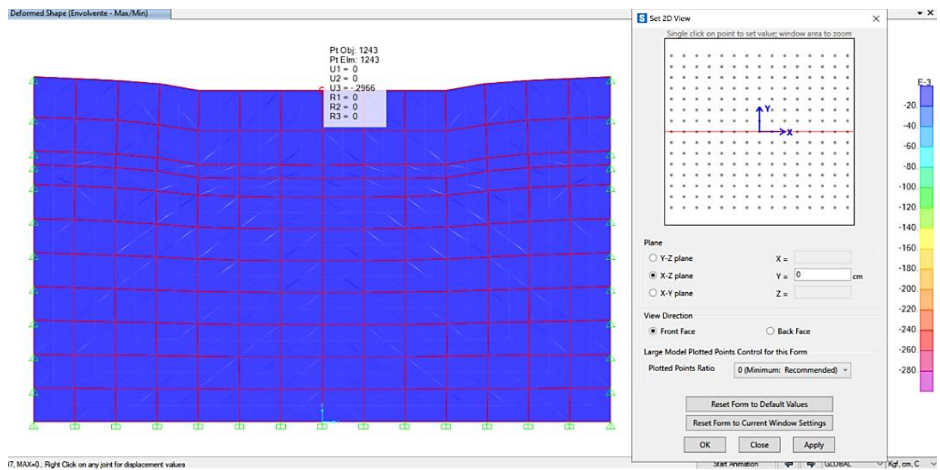


Figura N°189: Deformaciones máx. a NFC en X – Relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

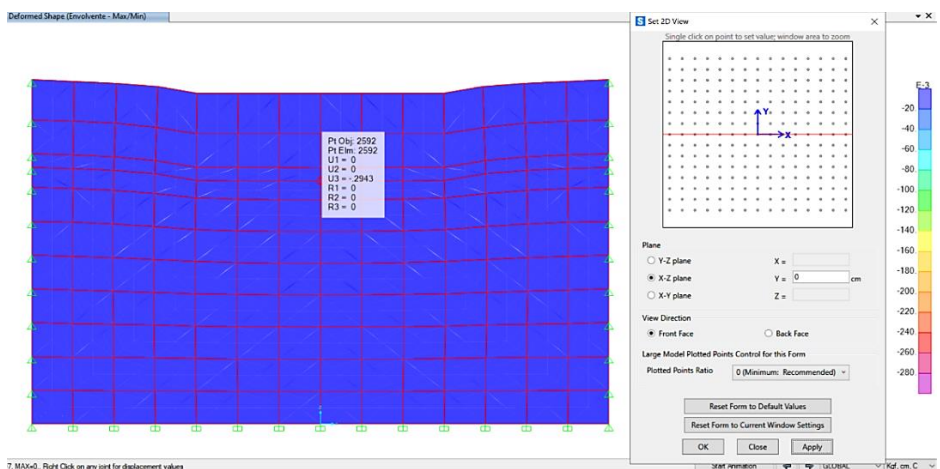


Figura N°190: Deformaciones máx. a NFM en X – Relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase	CaseType	StepType	U3	GlobalZMax
			cm	cm
Envolvente	Combination	Max	-0.297	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.296	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.295	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.294	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.293	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.292	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.291	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.290	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.289	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.289	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.288	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.287	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.286	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.285	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.294	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.294	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.293	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.292	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.291	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.290	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.290	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.289	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.288	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.287	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.286	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.286	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.285	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.284	-520.0

Figura N°191: Deformaciones máx. en X al mejoramiento con relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

Luego del análisis se procede a verificar las deformaciones máximas absolutas para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección de tipo envolvente de servicio para la combinación de carga más desfavorable, que en este caso especial es la combinación de carga en servicio considerando el sismo en dirección +Y, de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con relleno fluido y la capacidad portante del suelo por debajo del mejoramiento. Para la verificación de deformaciones máximas se tiene una condición según la presente norma E.050

de suelos y cimentaciones, en la que señala que la deformación máxima del suelo asociado a un asentamiento en zapatas es 2.5cm. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°81).

Primera condición: $D_{\text{máx}} \leq S_{\text{máx norma}}$

Tabla N°81: Verificación de deformaciones máx. en X – Relleno fluido

Combinación	$D_{\text{máx}}$ (cm)	Profundidad (cm)	Condición
Envolvente	-0.297	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.296	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.295	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.294	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.293	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.292	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.291	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.290	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.289	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.289	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.288	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.287	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.286	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.285	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.294	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.294	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.293	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.292	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.291	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.290	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.290	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.289	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.288	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.287	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.286	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.286	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.285	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.284	-520.0	Cumple

Fuente: Elaboración propia

A nivel de fondo de cimentación (NFC = -3.90 m):

Primera condición: $D_{\text{máx}} \leq S_{\text{máx norma}} = 0.30 \leq 2.5\text{cm}$ (Cumple)

La deformación máxima en servicio de tipo envolvente es 0.30 cm

A nivel de fondo de mejoramiento (NFM = -5.20 m):

Primera condición: $D_{\text{máx}} \leq S_{\text{máx norma}} = 0.29 \leq 2.5\text{cm}$ (Cumple)

La deformación máxima en servicio de tipo envolvente es 0.29 cm

En dirección Y:

Este análisis es paralelo a la longitud $B = 2.10\text{m}$ de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido (Ver Figura N°192, N°193 y N°194).

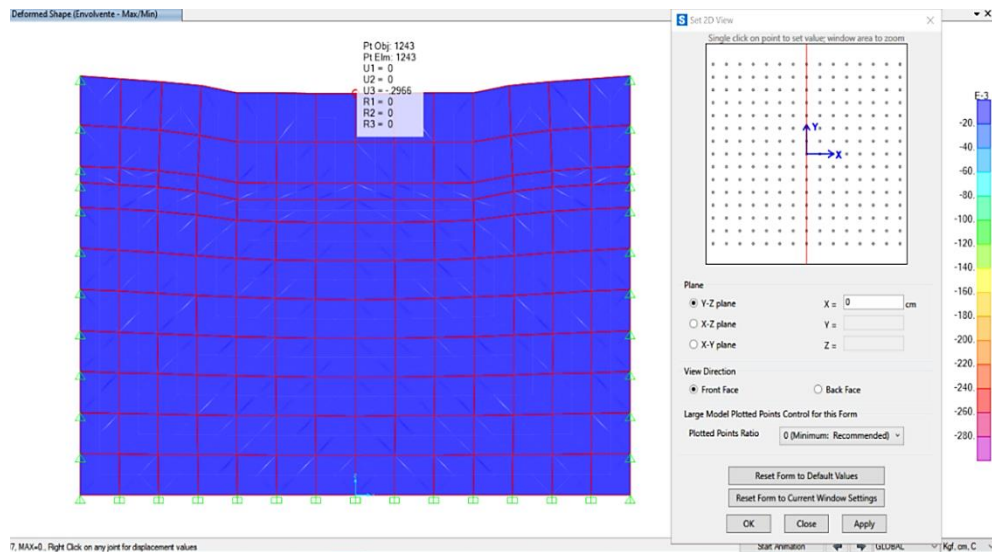


Figura N°192: Deformaciones máx. a NFC en Y – Relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

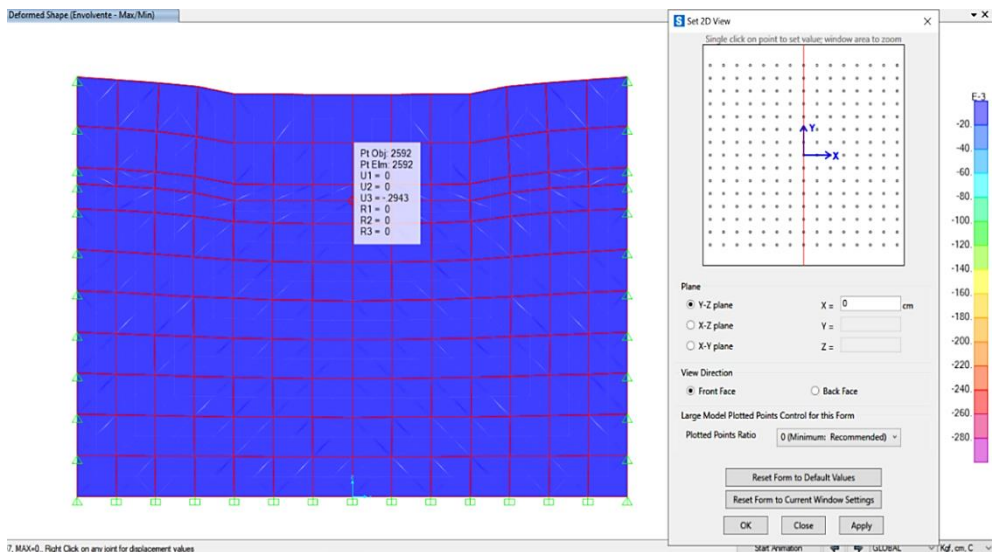


Figura N°193: Deformaciones máx. a NFM en Y – Relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

TABLE: Joint Displacements				
OutputCase	CaseType	StepType	U3	GlobalZMax
			cm	cm
Envolvente	Combination	Max	-0.297	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.296	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.295	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.295	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.294	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.294	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.293	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.292	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.292	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.291	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.291	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.290	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.289	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.289	-390.0
Envolvente	Combination	Max	-0.294	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.294	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.293	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.293	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.292	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.292	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.291	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.291	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.290	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.290	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.289	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.289	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.288	-520.0
Envolvente	Combination	Max	-0.288	-520.0

Figura N°194: Deformaciones máx. en Y al mejoramiento con relleno fluido
Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

Luego del análisis se procede a verificar las deformaciones máximas absolutas para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección de tipo envolvente de servicio para la combinación de carga más desfavorable, que en este caso especial es la combinación de carga en servicio considerando el sismo en dirección +Y, de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con relleno fluido y la capacidad portante del suelo por debajo del mejoramiento. Para la verificación de deformaciones máximas se tiene una condición según la presente norma E.050

de suelos y cimentaciones, en la que señala que la deformación máxima del suelo asociado a un asentamiento en zapatas es 2.5cm. A continuación, se realizan sus análisis (Ver Tabla N°82).

Primera condición: $D_{\text{máx}} \leq S_{\text{máx norma}}$

Tabla N°82: Verificación de deformaciones máx. en Y – Relleno fluido

Combinación	$D_{\text{máx}}$ (cm)	Profundidad (cm)	Condición
Envolvente	-0.297	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.296	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.295	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.295	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.294	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.294	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.293	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.292	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.292	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.291	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.291	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.290	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.289	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.289	-390.0	Cumple
Envolvente	-0.294	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.294	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.293	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.293	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.292	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.292	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.291	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.291	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.290	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.290	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.289	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.289	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.288	-520.0	Cumple
Envolvente	-0.288	-520.0	Cumple

Fuente: Elaboración propia

A nivel de fondo de cimentación (NFC = -3.90 m):

Primera condición: $D_{\text{máx}} \leq S_{\text{máx norma}} = 0.30 \leq 2.5\text{cm}$ (Cumple)

La deformación máxima en servicio de tipo envolvente es 0.30 cm

A nivel de fondo de mejoramiento (NFM = -5.20 m):

Primera condición: $D_{\text{máx}} \leq S_{\text{máx norma}} = 0.29 \leq 2.5\text{cm}$ (Cumple)

La deformación máxima en servicio de tipo envolvente es 0.29 cm

De acuerdo al análisis y verificación de deformaciones máximas en el mejoramiento de suelos con relleno fluido presentado anteriormente, se cumple la condición al mínimo de acuerdo a la deformación máxima asociada a un asentamiento máximo según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones; por lo tanto, el diseño final de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido a un nivel de fondo de mejoramiento de -5.20m es la óptima y adecuada.

- Cálculo del bulbo de presiones máximos

Del modelo estructural del mejoramiento de suelos con relleno fluido en Sap2000 se obtiene los bulbos de presiones máximos para las combinaciones de carga en servicio con y sin presencia del sismo en una sola dirección de tipo envolvente de servicio para la combinación de carga más desfavorable, que en este caso especial es la combinación de carga en servicio considerando el sismo en dirección +Y, de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con relleno fluido y la capacidad portante del suelo por debajo del mejoramiento. Estos bulbos de presiones máximos han sido calculados por el programa de software Sap2000 bajo la asignación de los esfuerzos máximos que transmite la zapata aislada al mejoramiento de suelos con relleno fluido extraídos del análisis geotécnico y estructural de la cimentación en Safe 2016 según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones. El análisis del programa de software Sap2000 es de elementos finitos y calcula los bulbos de presiones máximos en el mejoramiento de suelos de acuerdo al diseño final de la zapata aislada, los esfuerzos máximos que transmite y la profundidad de mejoramiento de suelos (Ver Figura N°195).

En dirección X:

Este análisis es paralelo a la longitud $L = 2.40\text{m}$ de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido (Ver Figura N°196 y N°197).

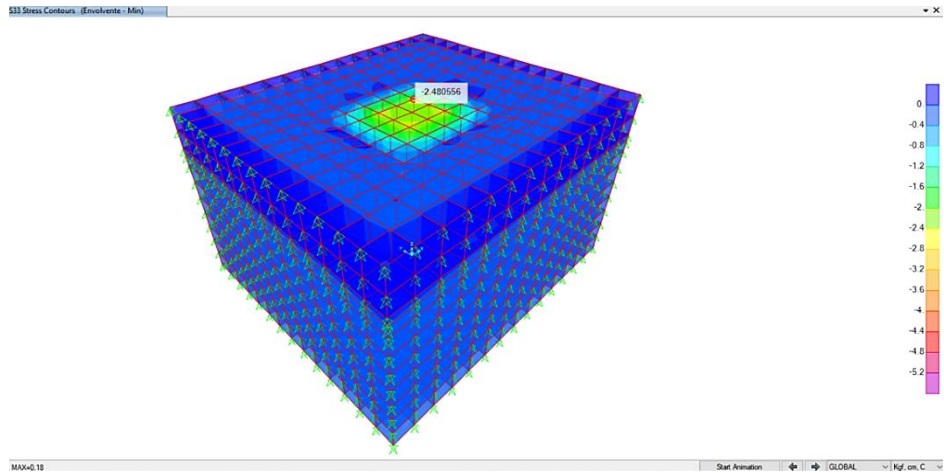


Figura N° 195: Bulbo de presiones máximas en el mejoramiento de suelos con relleno fluido vista en 3D

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

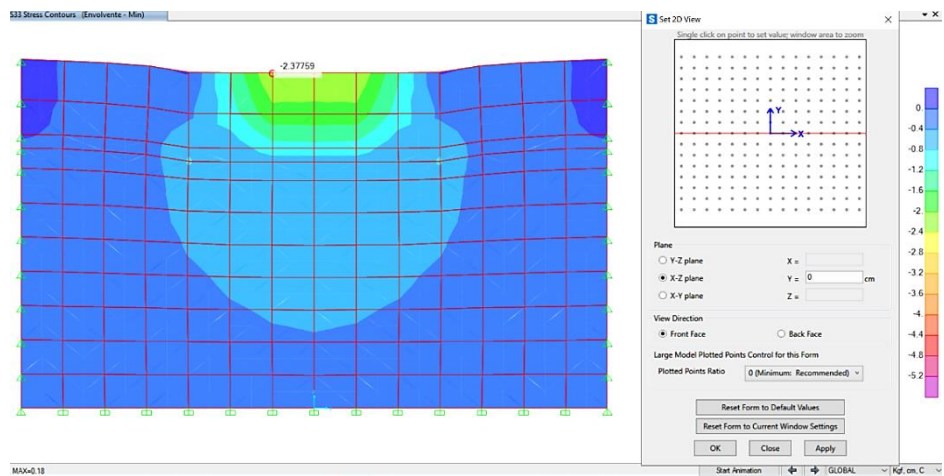


Figura N° 196: Bulbo de presiones máx. a NFC en X – Relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

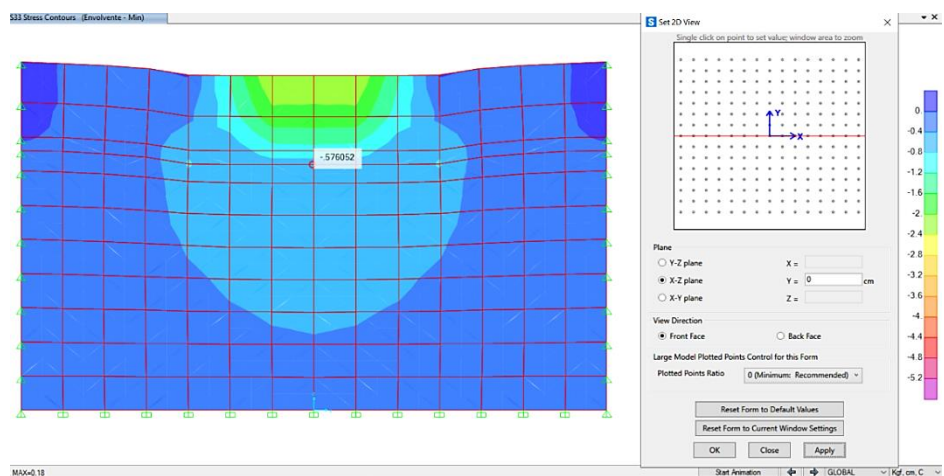


Figura N° 197: Bulbo de presiones máx. a NFM en X – Relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

Luego del análisis se procede a verificar visualmente el bulbo de presiones máximos sobre el mejoramiento de suelos con relleno fluido. El bulbo de presiones máximos está conformado por esfuerzos máximos internos en el mejoramiento de suelos en su profundidad, particularmente se ha analizado en el nivel de fondo de cimentación y en el nivel de fondo de mejoramiento de manera que se pueda determinar aproximadamente un espacio geométrico. Para la determinación del área de mejoramiento de suelos con relleno fluido se tienen las mismas condiciones que en los esfuerzos máximos internos según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones, en las que señala que el esfuerzo máximo interno debe ser menor que la capacidad de carga permisible ($\sigma_{adm} = 3.05 \text{ kg/cm}^2$) a nivel de fondo de cimentación (NFC = -3.90 m) y a los estratos adyacentes para el mismo nivel de análisis donde el bulbo de presiones transmite los esfuerzos, lugar donde el suelo está siendo mejorado con relleno fluido, por otro lado, el esfuerzo máximo interno debe ser menor que la capacidad portante ($\sigma_{portante} = 1.30 \text{ kg/cm}^2$) a nivel de fondo de mejoramiento (NFM = -5.20 m) y a los estratos adyacentes para el mismo nivel de análisis donde el bulbo de presiones transmite los esfuerzos, lugar donde está el estrato de suelo de arena mal graduada y que es apoyo para el mejoramiento de suelos con relleno fluido. A continuación, se determina el espacio geométrico para el mejoramiento de suelos con relleno fluido (Ver Figura N°198 y Tabla N°83).

Primera condición (NFC): $\sigma_{\text{máx interno}} \leq \sigma_{adm}$

Segunda condición (NFM): $\sigma_{\text{máx interno}} \leq \sigma_{portante}$

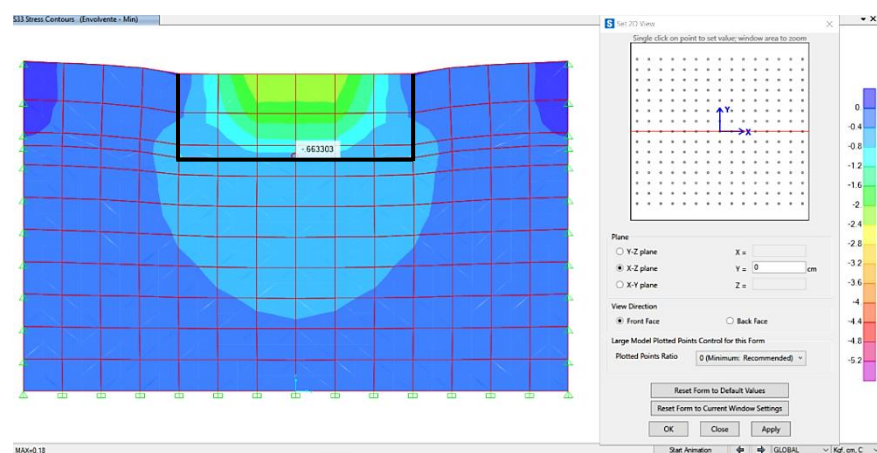


Figura N°198: Espacio geométrico en X del mejoramiento con relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

Tabla N°83: Parámetros del mejoramiento con relleno fluido en X

Zapata aislada	L (m)	L _{volado} (m)	D _f (m)	$\sigma_{\text{máx}}$ (kg/cm ²)	σ_{adm} (kg/cm ²)
Z-02	2.40	0.60	-3.90	2.48	3.05
Z-02 (Relleno fluido)	3.60	0.60	-5.20	1.22	1.30

Fuente: Elaboración propia

En dirección Y:

Este análisis es paralelo a la longitud B = 2.10m de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido (Ver Figura N°199, N°200).

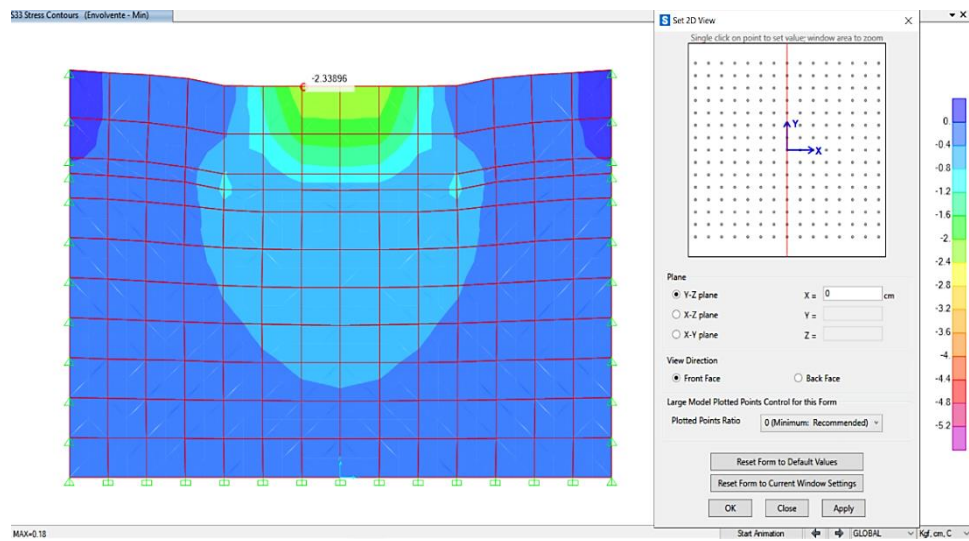


Figura N°199: Bulbo de presiones máx. a NFC en Y – Relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

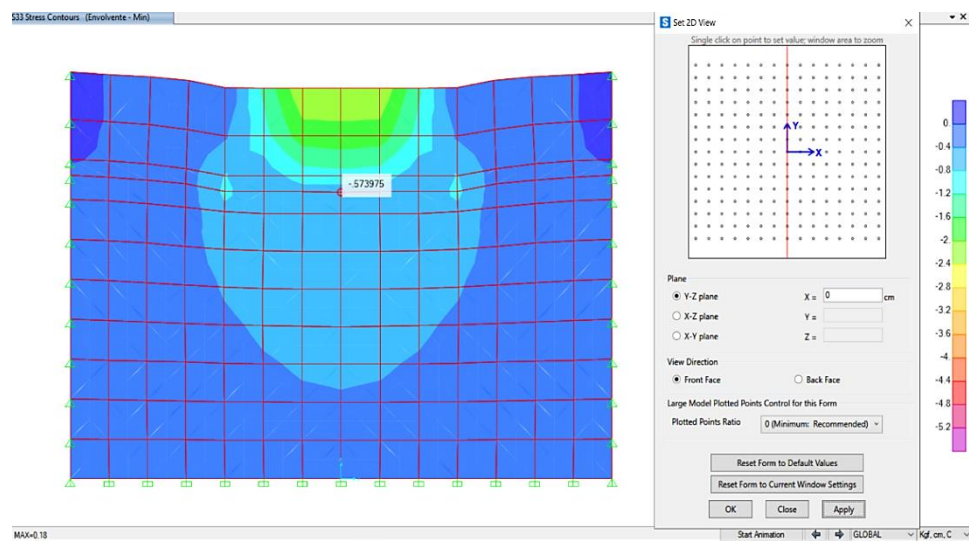


Figura N°200: Bulbo de presiones máx. a NFM en Y – Relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

Luego del análisis se procede a verificar visualmente el bulbo de presiones máximas sobre el mejoramiento de suelos con relleno fluido. El bulbo de presiones máximas está conformado por esfuerzos máximos internos en el mejoramiento de suelos en su profundidad, particularmente se ha analizado en el nivel de fondo de cimentación y en el nivel de fondo de mejoramiento de manera que se pueda determinar aproximadamente un espacio geométrico para el mejoramiento de suelos con relleno fluido.

Similarmente en la dirección Y para la determinación del área de mejoramiento de suelos con relleno fluido se tienen las mismas condiciones que en los esfuerzos máximos internos según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones. A continuación, se determina el espacio geométrico tanto en área como en profundidad para el mejoramiento de suelos con relleno fluido (Ver Figura N°201 y Tabla N°84).

Primera condición (NFC): $\sigma_{\text{máx interno}} \leq \sigma_{\text{adm}}$

Segunda condición (NFM): $\sigma_{\text{máx interno}} \leq \sigma_{\text{portante}}$

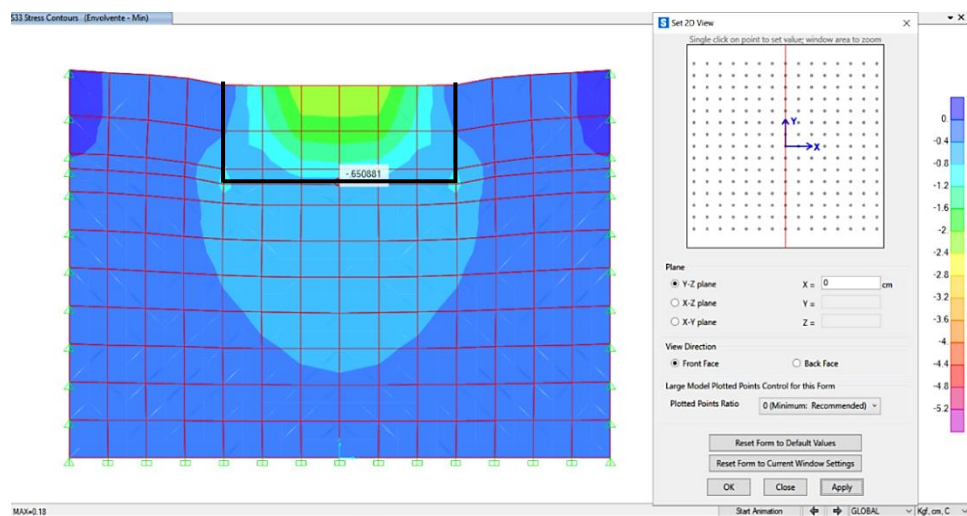


Figura N°201: Espacio geométrico en Y del mejoramiento con relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – SAP2000 v23.2.0

Tabla N°84: Parámetros del mejoramiento con relleno fluido en Y

Zapata aislada	B (m)	B _{volado} (m)	D _f (m)	$\sigma_{\text{máx}}$ (kg/cm ²)	σ_{adm} (kg/cm ²)
Z-02	2.10	0.525	-3.90	2.48	3.05
Z-02 (Relleno fluido)	3.15	0.525	-5.20	1.22	1.30

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis del bulbo de presiones máximas que transmite la zapata aislada al mejoramiento de suelos con relleno fluido presentado anteriormente, se tiene que el espacio geométrico para el mejoramiento de suelos con relleno fluido cumple las condiciones de esfuerzos máximos internos en el mejoramiento de suelos a un nivel de fondo de cimentación (NFC = -3.90 m), lugar donde el suelo está siendo mejorado con relleno fluido, similarmente cumple a un nivel de fondo de mejoramiento (NFM = -5.20 m), lugar donde está el estrato de suelo de arena mal graduada y que es apoyo para el mejoramiento de suelos con relleno fluido para una combinación de cargas en servicio de tipo envolvente con y sin presencia del sismo en una sola dirección, de acuerdo a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con relleno fluido y la capacidad portante del suelo por debajo del mejoramiento; por lo tanto, para esta zapata aislada 3.60m x 3.15m x 1.30m es el espacio geométrico para el mejoramiento de suelos con relleno fluido (Ver Tabla N°85).

Tabla N°85: Dimensiones del mejoramiento con relleno fluido

Zapata aislada	L (m)	B (m)	A (m ²)	Profundidad (m)
Z-02	2.40	2.10	5.04	-3.90
Z-02 (Relleno fluido)	3.60	3.15	11.34	-5.20

Fuente: Elaboración propia

Luego de un análisis de interacción de la estructura, cimentación y mejoramiento de suelos con relleno fluido se han verificado los esfuerzos máximos internos, deformaciones máximas, los bulbos de presiones máximas para el mejoramiento de suelos con relleno fluido con su respectiva zapata aislada según la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones. Todas las verificaciones cumplen con los requisitos geotécnicos estructurales sísmicos de manera que garantiza una mayor estabilidad de la estructura, su cimentación, el suelo donde se apoya esta última para un mejoramiento con relleno fluido y los estratos de suelos adyacentes optimizando esencialmente el diseño de la cimentación; por lo tanto, el diseño final de la zapata aislada y el espacio geométrico del mejoramiento de suelos con relleno fluido es la óptima y adecuada para la presente investigación.

- Presentación del detalle final del mejoramiento de suelos

Se presenta el detalle de la zapata aislada, el mejoramiento de suelos con relleno fluido y los estratos de suelos adyacentes (Ver Figura N°202 y N°203).

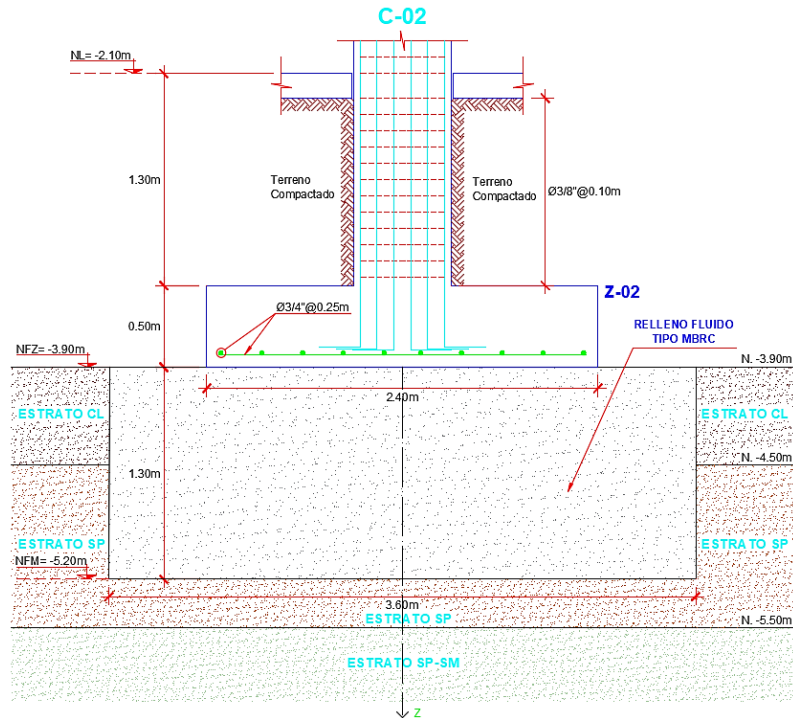


Figura N°202: Detalle del mejoramiento de suelos con relleno fluido de la zapata aislada vista en elevación

Fuente: Elaboración propia – AutoCAD 2020

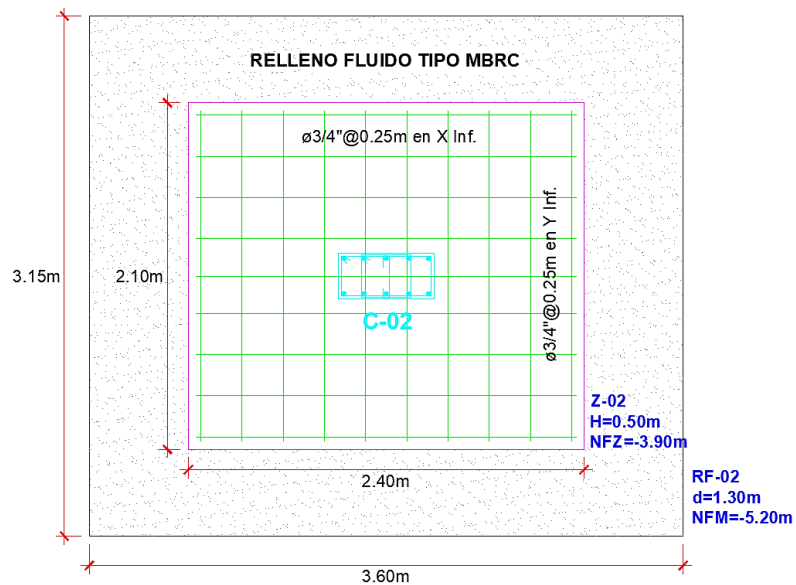


Figura N°203: Detalle del mejoramiento de suelos con relleno fluido de la zapata aislada vista en planta

Fuente: Elaboración propia – AutoCAD 2020

CAPÍTULO VII: ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE GEOTEXTIL Y RELLENO FLUIDO

7.1 Generalidades

En el capítulo anterior se llevó a cabo el análisis e interpretación de resultados de la estructura, cimentación y mejoramiento de suelos. En este capítulo se presentan los resultados de la investigación y se realiza el análisis comparativo entre geotextil y relleno fluido tanto técnica como económicamente. La primera es con respecto a las principales variables técnicas luego del análisis y resultados en los modelos matemáticos. Estas principales variables técnicas están relacionadas con el diseño geotécnico estructural de la cimentación y su interacción luego de un mejoramiento de suelos, y entre ellas se tiene a las capacidades de cargas permisibles, los esfuerzos máximos y últimos, los asentamientos máximos, las ratios de punzonamientos máximos, los diseños estructurales de las cimentaciones superficiales de zapatas aisladas, dimensiones, áreas, profundidades, esfuerzos máximos internos y deformaciones en los mejoramientos de suelos. La segunda es con respecto a una valoración económica, esta valoración económica está relacionado con el costo y tiempo de la ejecución en obra del mejoramiento de suelos con la cimentación correspondiente, y entre ellas se tiene a los metrados, los presupuestos y los cronogramas de obra para cada tipo de alternativa de mejoramiento de suelos.

Finalmente se realiza el análisis comparativo técnico económico con el fin de elegir la técnica más conveniente luego de un mejoramiento de suelos para una cimentación superficial de zapata aislada. También se evalúan la contrastación de las hipótesis inicialmente formuladas para luego realizar análisis adicionales presentando por último las conclusiones y recomendaciones de la presente investigación.

7.2 Presentación y análisis de resultados de la investigación

7.2.1 Análisis comparativo: Evaluación técnica

a) Diseño del mejoramiento de suelos

Luego de un mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido como estrato de apoyo para las cimentaciones superficiales de zapatas aisladas se obtuvo lo siguiente con respecto al diseño de los mejoramientos.

- Diseño del mejoramiento con geotextil

Se obtuvieron los esfuerzos a tensión requerida, mayores en la dirección X, los cuales fueron 63.41 kN/m, 64.45 kN/m y 63.41 kN/m. También, se obtuvieron los esfuerzos por fricción entre el geotextil y el suelo con valores de 148.13 kN/m, 231.59 kN/m y 297.77 kN/m para las profundidades de la 1°, 2° y 3° capa respectivamente. El geotextil tejido que resistió a estos esfuerzos producidos por la estructura fue del tipo HR 160 con un T_{adm} de 72.73 kN/m. Se observó que estos valores presentaban mucha diferencia desde la 2° capa por lo que se optimizó la longitud de empotramiento L_0 de 2.10m a 1.65m, sin afectar al diseño, esto considerando una base $B = 2.20m$. Se estimó una capacidad de carga permisible de 3.55 kg/cm^2 para el diseño de la zapata con geotextil, al igual que un $q_R = 488.37 \text{ kN/m}$ (Ver Tabla N°86).

Tabla N°86: Parámetros del mejoramiento de suelos con geotextil

Mejoramiento	Parámetros	Dirección X	Dirección Y
Geotextil HR 160	T_1 (kN/m)	63.41	53.01
	T_2 (kN/m)	64.45	54.05
	T_3 (kN/m)	63.41	51.98
	T_{adm} (kN/m)	72.73	72.73
	q_R (kN/m)	488.37	488.37

Fuente: Elaboración propia

- Diseño del mejoramiento con relleno fluido

De los diseños de mezclas de tipo MBRC elaborados por Llerena (2018), rescatamos que la resistencia del relleno fluido a los 3 días fue de 12.2 kg/cm^2 y 7.1 kg/cm^2 . Además, se analizó que solo ha disminuido la cantidad de agua y cemento, por lo tanto, se estimó un promedio de manera que la resistencia de mezcla del relleno fluido para nuestra investigación estuvo en el siguiente rango (Ver Tabla N°87). La resistencia que se tomó para la presente investigación a los 28 días fue de 9.20 kg/cm^2 .

Tabla N°87: Rangos de resistencias de MBRC en función a la relación a/c

Agua (l)	Cemento (kg)	a/c	f^c (kg/cm^2)
290.0	130.0	2.23	12.20
285.0	125.0	2.28	7.10

Fuente: Elaboración propia – Basado en resultados de Llerena (2018)

Para la estimación de capacidad de carga, el análisis y diseño de la zapata aislada utilizando relleno fluido como mejoramiento de suelos, se tomó en cuenta la resistencia del relleno fluido a los 28 días dividiéndolo por un factor de seguridad igual a 3, por lo tanto, se tuvo que la capacidad de carga permisible fue:

$$q_{perm} = \frac{q_u}{FS} = \frac{9.20}{3} \cong 3.05 \text{kg/cm}^2$$

Este valor de capacidad de carga permisible fue la nueva resistencia del suelo producto del mejoramiento de suelos con relleno fluido con la cual se hizo el nuevo diseño de la cimentación superficial.

Ambos mejoramientos de suelos para una cimentación superficial de zapata aislada incrementaron la capacidad de carga permisible del suelo ya que según el estudio de mecánica de suelos para el estrato de arena mal graduada con limos se tenía una capacidad de carga permisible de 1.80kg/cm^2 y con el mejoramiento de suelos utilizando geotextil basado en la metodología de Binquet y Lee se tuvo 3.55kg/cm^2 ; por otro lado, para el estrato de arena mal graduada se tenía una capacidad de carga permisible de 1.30kg/cm^2 y con el mejoramiento de suelos utilizando relleno fluido basado en una dosificación de mezcla de tipo MBRC se tuvo 3.05kg/cm^2 . En este caso el mejoramiento de suelos con geotextil ha determinado una mayor capacidad de carga permisible del suelo y por ende la zapata aislada podrá transmitir un mayor esfuerzo en menor área comparado al mejoramiento de suelos con relleno fluido.

b) Diseño geotécnico de la cimentación

Luego de un análisis y diseño geotécnico de las cimentaciones superficiales de zapatas aisladas para el mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido se obtuvo lo siguiente (Ver Tabla N°88 y N°89).

Tabla N°88: Esfuerzos del diseño geotécnico de la cimentación

Zapata aislada	σ_{perm} (kg/cm^2)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ sin sismo (kg/cm^2)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ con sismo (kg/cm^2)	σ_u sin sismo (kg/cm^2)	σ_u con sismo (kg/cm^2)
Z-01 (Geotextil)	3.55	3.40	3.47	4.98	4.32
Z-02 (Relleno fluido)	3.05	2.89	2.94	4.23	3.67

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°89: Asentamientos del diseño geotécnico de la cimentación

Zapata aislada	$S_{\text{máx norma}}$ (cm)	$S_{\text{máx sin}}$ sismo (cm)	$S_{\text{máx con}}$ sismo (cm)	P_{safe}	$P_{\text{máx}}$
Z-01 (Geotextil)	2.50	0.48	0.49	1.00	0.62
Z-02 (Relleno fluido)	2.50	0.47	0.48	1.00	0.62

Fuente: Elaboración propia

Como la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelos con geotextil fue mayor que la del relleno fluido, se determinó mayores esfuerzos para una combinación de cargas en servicio siendo mayor cuando hay presencia de sismo para la columna C-02 que fue la más cargada del edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos; sin embargo, para una combinación de cargas últimas fue mayor para la combinación de gravedad (sin sismo) y esto se debió a que el sistema estructural de la edificación es de muros estructurales y gran porcentaje de la cortante basal actúa en estos muros estructurales más no en los pórticos. En este caso el mejoramiento de suelos con geotextil nuevamente ha determinado un mayor esfuerzo debido a la capacidad de carga permisible del mejoramiento de suelo y por ende se comprobó que la zapata aislada pudo transmitir un mayor esfuerzo en menor área comparado al mejoramiento de suelos con relleno fluido.

Como el esfuerzo que transmite la zapata aislada al mejoramiento de suelos con geotextil fue mayor que la del relleno fluido, se determinó un mayor asentamiento para una combinación de cargas en servicio siendo mayor cuando hay presencia de sismo para la columna C-02 que fue la más cargada del edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos. Estos asentamientos fueron menores al 2.5cm que establece la presente norma E.050 de suelos y cimentaciones. Por otro lado, para ambos mejoramientos de suelos se obtuvo igual ratio de punzonamiento, debido a que ambas zapatas aisladas tienen el mismo peralte. Estas ratios de punzonamiento fueron menores al 1.0 que establece el software Safe 2016 v16.0.2. Además, esta ratio de punzonamiento es máximo para una combinación de cargas últimas siendo la combinación de gravedad (sin sismo) la más crítica generando un cortante por punzonamiento que el concreto deberá tomar. En este caso el mejoramiento de suelos con

relleno fluido ha determinado un menor asentamiento debido a que el esfuerzo máximo es menor para este mejoramiento de suelos y por ende la zapata aislada pudo transmitir un menor esfuerzo en mayor área comparado con el mejoramiento de suelos con geotextil.

c) Diseño estructural de la cimentación

Luego de un análisis y diseño estructural en concreto armado de las cimentaciones superficiales de zapatas aisladas para el mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido se obtuvo lo siguiente (Ver Tabla N°90 y N°91).

Tabla N°90: Parámetros generales del diseño estructural de la cimentación

Zapata aislada	L (m)	B (m)	H _z (m)	A (m ²)	φV _c (ton)	V _u (ton)	L _d (m)
Z-01 (Geotextil)	2.20	1.90	0.50	4.18	187.48	171.81	0.41
Z-02 (Relleno fluido)	2.40	2.10	0.50	5.04	187.48	182.31	0.41

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°91: Parámetros en X e Y del diseño estructural de la cimentación

Zapata aislada	Parámetros	Dirección X	Dirección Y
Z-01 (Geotextil)	φV _c (ton)	51.48	59.60
	V _u (ton)	36.43	42.18
	M _u (ton.m)	30.28	35.06
	A _s (cm ²)	19.89	23.03
	Refuerzo	8 φ 3/4" @0.25m	9 φ 3/4" @0.25m
Z-02 (Relleno fluido)	φV _c (ton)	56.89	65.03
	V _u (ton)	43.08	49.24
	M _u (ton.m)	35.98	41.12
	A _s (cm ²)	23.69	27.07
	Refuerzo	9 φ 3/4" @0.25m	10 φ 3/4" @0.25m

Fuente: Elaboración propia

Como la capacidad de carga permisible en el mejoramiento de suelos con geotextil fue mayor al del relleno fluido, se determinó una menor dimensión en la zapata aislada y por lo tanto una menor área. Además, las zapatas aisladas tuvieron el mismo peralte y por ende la misma longitud de desarrollo para la columna C-02 que fue la más cargada del edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos. Por otro lado, para el diseño en concreto armado de las zapatas aisladas

según la presente norma E.060 de concreto armado, se obtuvo un mayor esfuerzo último en el mejoramiento de suelos con geotextil para una combinación de cargas últimas donde fue mayor para la combinación de gravedad (sin sismo); sin embargo, el diseño estructural de la cimentación para el mejoramiento de suelos con relleno fluido fue mayor tanto en cortante, momento, área de acero y refuerzo. Esto se debió a que la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido fue de mayor dimensión porque su capacidad de carga fue menor que la del geotextil, generando una mayor área en la cimentación para que pueda transmitir menores esfuerzos al mejoramiento de suelos. En este caso el mejoramiento de suelos con geotextil ha determinado un menor dimensionamiento en la zapata aislada debido al incremento de su capacidad de carga de manera que en el diseño estructural de la cimentación se tuvo un menor refuerzo en acero comparado al mejoramiento de suelos con relleno fluido.

d) Interacción de la cimentación y mejoramiento de suelos

Luego de un análisis de interacción estructura-cimentación-mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido de las cimentaciones superficiales de zapatas aisladas se obtuvo lo siguiente (Ver Tabla N°92 y N°93).

Tabla N°92: Parámetros generales de la interacción cimentación – mejoramiento

Mejoramiento de suelos	L (m)	L _{volado} (m)	B (m)	B _{volado} (m)	A (m ²)	Z (m)
Z-01 (Geotextil)	3.30	0.55	2.85	0.475	9.405	1.50
Z-02 (Relleno fluido)	3.60	0.60	3.15	0.525	11.340	1.30

Fuente: Elaboración propia

Tabla N°93: Parámetros en X e Y de la interacción cimentación – mejoramiento

Mejoramiento de suelos	Profundidad (m)	Parámetros			
		σ_{adm} (kg/cm ²)	$\sigma_{m\acute{a}x\ interno}$ (kg/cm ²)	S _{máx} (cm)	D _{máx} (cm)
Z-01 (Geotextil)	-4.00	3.55	3.21	2.50	0.29
	-5.50	1.80	1.13	2.50	0.28
Z-02 (Relleno fluido)	-3.90	3.05	2.48	2.50	0.30
	-5.20	1.30	1.22	2.50	0.29

Fuente: Elaboración propia

Como el esfuerzo que transmite la zapata aislada al mejoramiento de suelos con geotextil fue mayor que la del relleno fluido, se determinó una mayor profundidad del mejoramiento de suelos y una menor deformación para una combinación de cargas en servicio de tipo envolvente siendo mayor cuando hay presencia de sismo. Esta profundidad y deformación se obtuvo a partir de un modelamiento del mejoramiento de suelos en Sap2000 v23.2.0, donde se analizó el bulbo de presiones y las deformaciones que transmite la zapata aislada al mejoramiento de suelos. De la misma manera se ha determinado el área aproximada para un mejoramiento de suelos teniendo en cuenta las características físicas y mecánicas de los estratos de suelos con el cual interactúan los mejoramientos de suelos. En este caso el mejoramiento de suelos con geotextil ha determinado una menor área y deformación para el mejoramiento de suelos debido al incremento de su capacidad de carga y a las propiedades elásticas que controlan las deformaciones; sin embargo, se tuvo también una mayor profundidad para el mejoramiento ya que los esfuerzos son mayores en menor área para esta zapata aislada comparado al mejoramiento de suelos con relleno fluido.

7.2.2 Análisis comparativo: Evaluación económica

a) Metrado, presupuesto y cronograma de ejecución en obra

En cuanto al metrado y presupuesto, se obtuvo que la zapata con relleno fluido fue mayor en costo que el geotextil tejido, esto debido a que el primero tuvo un precio unitario que consideró materiales como el cemento y aditivos, equipos como la mezcladora de 1 l p³ y vaceado manual, usando el material propio como agregado fino para la mezcla; por otro lado, el geotextil tejido fue del tipo HR 160 de alto módulo cuyo precio unitario fue más económico comparado al relleno fluido y su relleno compactado a pesar que fue el propio material de arena mal graduado con limos (SP-SM), se debió llegar a un nivel de compactación óptimo con equipo (compactadora plana) el cual llevó un mayor tiempo de ejecución por el número de pasadas entre capas.

Asimismo, en el movimiento de tierras, las excavaciones para el geotextil fueron masiva hasta el nivel -4.00m y luego localizada hasta el nivel -5.50m,

siendo la eliminación la diferencia con el relleno compactado sobre la zapata y el relleno usado el geotextil, luego de haber considerado un factor de esponjamiento 1.40 para las excavaciones y reducción 1.25 para el relleno compactado. En cambio, para el relleno fluido la excavación masiva fue hasta el nivel -3.90m, luego de ello una excavación localizada hasta el nivel -5.20m. Parte de ese material propio SP-SM fue usado para el relleno fluido, y luego el relleno compactado sobre la zapata, lo cual conllevó un saldo mayor en la eliminación del material excedente con respecto al geotextil.

Finalmente, en cuanto a la zapata, el relleno fluido presentó un costo ligeramente mayor al dimensionamiento, el cual se reflejó en las cantidades de concreto, acero, encofrado, excavación y relleno compactado (Ver Figura N°204, N°205, N°206 y N°207).

Para el geotextil:

RESUMEN - PLANILLA DE METRADOS					
ESTRUCTURAS					
VIVIENDA MULTIFAMILIAR					
FECHA :	Mar-21				
UBICACIÓN:	Jr. Cerro Colorado, esquina con pasaje Cerro Claro, Urb. San Ignacio de Monterrico - Loyola Manzana "T", Lote 09, Distrito de Santiago de Surco.				
ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	METRADO	PRECIO UNITARIO	TOTAL 1
02.00.00	ESTRUCTURAS				
02.01.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
02.01.01	EXCAVACION MASIVA CON EQUIPO	m3	37.62	S/15.64	S/588.38
02.01.02	EXCAVACION LOCALIZADA	m3	14.11	S/40.78	S/575.30
02.01.03	RELLENO COMPACTADO - MATERIAL PROPIO	m3	13.22	S/28.85	S/381.43
02.01.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	38.26	S/9.51	S/363.83
02.02.00	MEJORAMIENTOS DEL SUELO				
0.2.02.02	GEOSINTÉTICOS				
02.02.02.01	GEOTEXTIL TEJIDO HR160	m2	28.22	S/35.76	S/1,008.97
02.02.02.03	RELLENO COMPACTADO - SP/SM	m3	14.11	S/28.85	S/407.00
02.02.00	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				
02.02.05	SOLADO H=0.10m				
02.02.05.01	CONCRETO Fc= 100 Kg/cm2	m2	4.18	S/35.67	S/149.10
02.03.00	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
02.03.01	ZAPATAS				
02.03.01.01	CONCRETO f'c= 210kg/cm2	m3	2.09	S/326.24	S/681.84
02.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	4.10	S/57.39	S/235.30
02.03.01.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200kg/cm2	kg	71.86	S/4.90	S/352.09
02.03.01.04	CURADO	m2	8.10	S/1.80	S/14.58
					S/. 4,757.82

COSTO DIRECTO

S/. 4,757.82

Figura N°204: Metrado y presupuesto de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil

Fuente: Elaboración propia – Microsoft Excel 2016

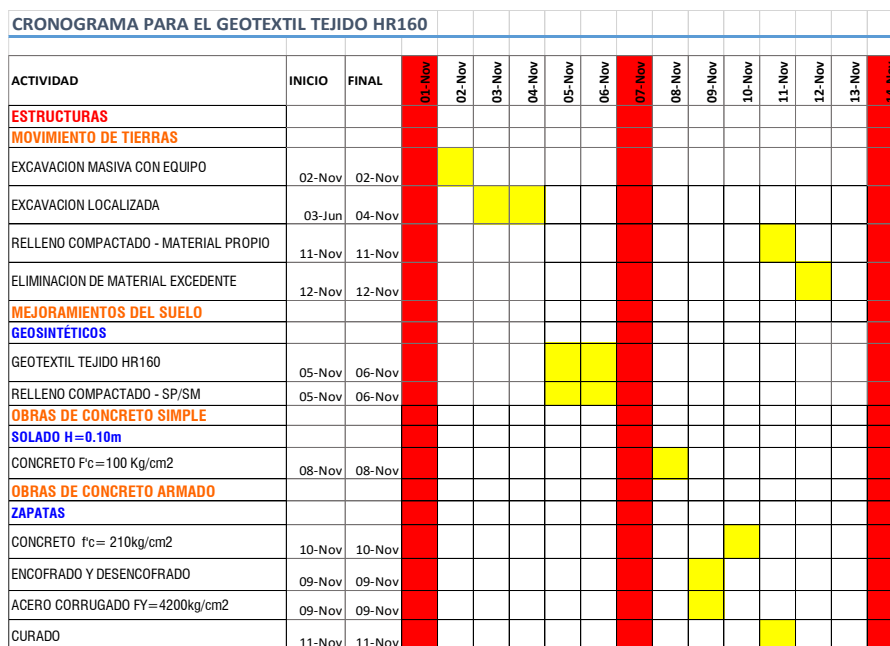


Figura N°205: Cronograma de ejecución en obra de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil

Fuente: Elaboración propia – Microsoft Excel 2016

Para el relleno fluido:

RESUMEN - PLANILLA DE METRADOS						
ESTRUCTURAS						
VIVIENDA MULTIFAMILIAR						
FECHA : Mar-21						
UBICACIÓN: Jr. Cerro Colorado, esquina con pasaje Cerro Claro, Urb. San Ignacio de Monterrico - Loyola Manzana "T", Lote 09, Distrito de Santiago de Surco.						
ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	METRADO	PRECIO UNITARIO	TOTAL 1	
02.00.00 ESTRUCTURAS						
02.01.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS						
02.01.01	EXCAVACION MASIVA CON EQUIPO + ELIMINACION	m3	44.23	S/15.64	S/691.69	
02.01.02	EXCAVACION LOCALIZADA PARA MEJORAMIENTO DE SUELO	m3	14.74	S/40.78	S/601.18	
02.01.03	RELLENO COMPACTADO - MATERIAL PROPIO	m3	15.98	S/28.85	S/461.14	
02.01.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	41.30	S/9.51	S/392.72	
02.02.00 MEJORAMIENTO DEL SUELO						
0.2.02.02 RELLENO FLUIDO						
02.02.02.01	RELLENO FLUIDO CON MEZCLADORA 11P3	m3	15.88	S/130.76	S/2,075.95	
02.03.00 OBRAS DE CONCRETO ARMADO						
02.03.01 ZAPATAS						
02.03.01.01	CONCRETO f'c= 210kg/cm2	m3	2.52	S/326.24	S/822.12	
02.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	4.50	S/57.39	S/258.26	
02.03.01.03	ACERO CORRUGADO FY=4200kg/cm2	kg	88.84	S/4.90	S/435.32	
02.03.01.04	CURADO	m2	9.36	S/1.80	S/16.85	
					S/. 5,755.22	

COSTO DIRECTO

S/. 5,755.22

Figura N°206: Metrado y presupuesto de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – Microsoft Excel 2016

CRONOGRAMA PARA EL RELLENO FLUIDO																
ACTIVIDAD	INICIO	FINAL	01-Nov	02-Nov	03-Nov	04-Nov	05-Nov	06-Nov	07-Nov	08-Nov	09-Nov	10-Nov	11-Nov	12-Nov	13-Nov	14-Nov
ESTRUCTURAS																
MOVIMIENTO DE TIERRAS																
EXCAVACION MASIVA CON EQUIPO + ELIMINACION	02-Nov	02-Nov														
EXCAVACION LOCALIZADA PARA MEJORAMIENTO DE SUELO	03-Jun	04-Nov														
RELLENO COMPACTADO - MATERIAL PROPIO	09-Nov	10-Nov														
ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	10-Nov	10-Nov														
MEJORAMIENTO DEL SUELO																
RELLENO FLUIDO																
RELLENO FLUIDO CON MEZCLADORA 11P3	05-Nov	05-Nov														
OBRAS DE CONCRETO ARMADO																
ZAPATAS																
CONCRETO $f_c = 210\text{kg/cm}^2$	08-Nov	08-Nov														
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	06-Nov	06-Nov														
ACERO CORRUGADO $FY = 4200\text{kg/cm}^2$	06-Nov	06-Nov														
CURADO	09-Nov	09-Nov														

Figura N°207: Cronograma de ejecución en obra de la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con relleno fluido

Fuente: Elaboración propia – Microsoft Excel 2016

7.2.3 Discusión de evaluación técnica-económica

Luego de un análisis comparativo técnico-económico, ambos mejoramientos de suelos para una cimentación superficial de zapata aislada incrementaron la capacidad de carga permisible del suelo. El mejoramiento de suelos con geotextil ha determinado un mayor incremento en la capacidad de carga permisible del suelo de manera que presentó mayores esfuerzos y por lo tanto una menor área de cimentación. Esto hizo posible una mejor optimización en el diseño estructural de la cimentación y el mejoramiento de suelos teniendo así, menores cantidades en los materiales de construcción y menores deformaciones asegurando una mayor estabilidad de la cimentación. Por otro lado, el tiempo de ejecución en obra fue ligeramente mayor en la zapata aislada para el mejoramiento de suelos con geotextil comparado al mejoramiento de suelos con relleno fluido, sin embargo, el costo de este último fue mayor y que en cifras económicas fue significativo. Por lo tanto, el mejoramiento de suelos con geotextil para una cimentación superficial de zapata aislada fue mejor técnica económicamente para la presente investigación.

7.3 Contratación de hipótesis

7.3.1 Contratación de hipótesis general

El análisis comparativo entre geotextil y relleno fluido determinará una evaluación técnica económica para una cimentación superficial de un edificio multifamiliar de 5 pisos en Surco.

El análisis comparativo entre geotextil y relleno fluido ha determinado una evaluación técnica económica para la zapata aislada de la columna C-02 más cargada del edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos en Surco, verificándose el cumplimiento de la hipótesis general planteada.

7.3.2 Contratación de hipótesis específicas

a) Contratación de hipótesis específica N°1

Las principales variables técnicas del mejoramiento de suelos con geotextil determinarán un 20% más en el esfuerzo máximo y un 20% menos en el área de mejoramiento; en cambio, en el mejoramiento de suelos con relleno fluido determinarán un 5% menos en el asentamiento máximo y un 5% menos en la profundidad de mejoramiento para una cimentación superficial.

Luego de un análisis comparativo técnico de la interacción de la estructura, cimentación y los mejoramientos de suelos con geotextil y relleno fluido, las principales variables técnicas del mejoramiento de suelos con geotextil determinaron un 18.03% más en el esfuerzo máximo y un 20.57% menos en el área de mejoramiento; en cambio, en el mejoramiento de suelos con relleno fluido determinaron un 2.08% menos en el asentamiento máximo y un 5.77% menos en la profundidad de mejoramiento de suelos para una cimentación superficial de zapatas aisladas. Los resultados obtenidos para esta primera hipótesis específica guardan relación con los porcentajes previamente estimados; por lo tanto, se afirma que, si el esfuerzo máximo es mayor, el área de mejoramiento es menor. En cambio, si el esfuerzo máximo es menor, el asentamiento es menor y por ende también la profundidad de mejoramiento en una zapata aislada para los mejoramientos de suelos con geotextil y relleno fluido respectivamente, verificándose aproximadamente el cumplimiento de la hipótesis específica planteada.

b) Contratación de hipótesis específica N°2

La valoración económica del mejoramiento de suelos con geotextil será un 10% más en costo; en cambio, en el mejoramiento de suelos con relleno fluido será un 25% menos en tiempo para una cimentación superficial.

Luego de un análisis comparativo económico, la valoración económica del mejoramiento de suelos con geotextil fue un 20.96% menos en costo; por otro lado, en el mejoramiento de suelos con relleno fluido fue un 25.0% menos en tiempo para una cimentación superficial de zapatas aisladas. Los resultados obtenidos para esta segunda hipótesis específica no guardan relación con los porcentajes previamente estimados, se puede deducir entonces que la hipótesis es alternativa, puesto que se afirma un menor costo para el mejoramiento de suelos con geotextil, mientras que el tiempo de ejecución en obra es menor para el mejoramiento de suelos con relleno fluido, contrastando la hipótesis específica planteada.

c) Contratación de hipótesis específica N°3

La técnica más conveniente será el uso del mejoramiento de suelos con geotextil para una cimentación superficial.

Luego de un análisis comparativo técnico económico, la técnica más conveniente fue el uso del mejoramiento de suelos con geotextil para una cimentación superficial de zapatas aisladas, verificándose el cumplimiento de la hipótesis específica planteada.

CONCLUSIONES

1. Las principales variables técnicas del mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido determinaron 3.47kg/cm^2 y 2.94kg/cm^2 para los esfuerzos máximos respectivamente, lo que significó un 18.03% más en el esfuerzo máximo para el mejoramiento de suelos con geotextil siendo mejor esta última. Además, determinaron 9.405m^2 y 11.340m^2 para las áreas de mejoramiento de las zapatas aisladas respectivamente, lo que significó un 20.57% menos en el área de mejoramiento de suelos en la zapata aislada para con geotextil.

Las principales variables técnicas del mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido determinaron 0.49cm y 0.48cm para los asentamientos máximos respectivamente, lo que significó un 2.08% menos en el asentamiento máximo para el mejoramiento de suelos con relleno fluido siendo mejor esta última. También, determinaron niveles de fondo de mejoramiento de -5.50m y -5.20m respectivamente, lo que significó un 5.77% menos en la profundidad de mejoramiento de suelos en la zapata aislada para con relleno fluido.

2. La valoración económica del mejoramiento de suelos con geotextil y relleno fluido fue S/. 4,757.82 y S/. 5,755.22, respectivamente, lo que significó un 20.96% menos en costo para el mejoramiento de suelos con geotextil. Asimismo, determinó 10 días y 8 días para el tiempo de ejecución en obra de los mejoramientos de suelos con sus zapatas aisladas respectivamente, lo que significó un 25.0% menos en tiempo en la zapata aislada para con relleno fluido.
3. El análisis comparativo en el mejoramiento de suelos con geotextil fue más adecuado tanto técnica como económicamente frente al relleno fluido, por lo que la técnica más conveniente fue el uso del mejoramiento de suelos con geotextil para una zapata aislada.
4. En el análisis de interacción de la cimentación y los mejoramientos de suelos, si el esfuerzo máximo es mayor, el área de mejoramiento será menor, por lo tanto, será mayor también el asentamiento y la profundidad del mejoramiento de suelos para una cimentación superficial de zapatas aisladas.

5. En el mejoramiento de suelos con geotextil tejido mediante la metodología de diseño racional de Binquet y Lee, presentó un mayor esfuerzo de tensión requerida por la estructura en la segunda capa con un valor de 64.04 kN/m para un geotextil tejido HR 160 con una resistencia última y admisible de 160.0 kN/m y 72.73 kN/m respectivamente. Por otro lado, en el relleno fluido se tuvo una resistencia a los 28 días de 9.20 kg/cm² basado en un diseño de mezcla de investigaciones previas de manera que este resultado solo fue representativo.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda previamente un estudio de mecánica de suelos para así conocer las propiedades físicas y mecánicas de los distintos estratos, además se recomienda realizar ensayos de laboratorio para determinar las nuevas propiedades físicas y mecánicas de un suelo luego de un mejoramiento, así como realizar un modelo matemático en un software de un mejoramiento de suelos.
2. Se recomienda elegir adecuadamente un mejoramiento de suelos de acuerdo al tipo de estructura, al tipo de cimentación y a las propiedades físicas-mecánicas de suelo, igualmente de realizar cotizaciones con diferentes proveedores y así tomar mejores decisiones desde el punto de vista costo beneficio mediante un análisis comparativo entre las técnicas de mejoramiento de suelos.
3. Se recomienda no solo elegir soluciones desde un punto de vista estructural tales como diseñar una mayor dimensión en la cimentación, emplear falsas zapatas, usar zapatas combinadas o losas de cimentación, incluso el uso de vigas de cimentación, sino también elegir soluciones desde un punto vista geotécnico como son la aplicación de técnicas de mejoramiento de suelos.
4. Se recomienda para un análisis de interacción estructura-cimentación-mejoramiento de suelos, modelar los estratos de suelos con modelos sólidos de tipo bloque en Sap2000. A estos bloques se les asigna los esfuerzos que transmite una cimentación de manera que se puede apreciar el bulbo de presiones en los estratos de suelos luego de un mejoramiento en este modelo matemático.
5. Se recomienda para futuras investigaciones emplear métodos no convencionales tales como mejoramiento de suelos en base a fibras sintéticas, cauchos, rellenos fluidos con materiales sobrantes de procesos industriales con cenizas, cascajos y ripios, mezclas asfálticas, estabilización con cal y geosintéticos mixtos. De manera que el emplear estos métodos no convencionales innovan un material más ecológico utilizando estos residuos sólidos que contaminan al medio ambiente para un mejoramiento de suelos de una cimentación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agudelo Zapata, J. (2015). Breve resumen del coeficiente de balasto. *Estructurando*, pp. 1-8. Obtenido de <https://estructurando.net/2015/10/26/breve-resumen-del-coeficiente-de-balasto/>
- Alicaresp. (9 de Febrero de 2019). *Conceptos básicos de cimiento y sobrecimiento*. [Fotografía] Recuperado de <http://alicaresp.com/2019/02/09/onceptos-basicos-de-cimiento-y-sobrecimiento/>
- Alva Hurtado, J. E. (2012). *Diseño de cimentaciones* (Segunda ed.). Lima, Perú: Editorial ICG S.A.C. Obtenido de <http://www.jorgealvahurtado.com/files/DisenoCimentacionesAlva.pdf>
- American Concrete Institute, ACI 229R. (1999). *Materiales de baja resistencia controlada (MBRC)*. Comité ACI 229R. Farmington Hills, Michigan, USA: American Concrete Institute (ACI). Obtenido de <https://pdfcoffee.com/330308883-norma-aci-229r-finaldocx-5-pdf-free.html>
- American Concrete Institute, ACI 318. (2015). *Comentario a requisitos de reglamento para concreto estructural*. Comité ACI 318. Farmington Hills, Michigan, USA: American Concrete Institute (ACI). doi:978-0-87031-964-8
- Avaria R., P. (2018). Recomendaciones técnicas: Mejoramiento de suelo. *Revista BIT*, pp. 36-42. Obtenido de <https://extension.cchc.cl/datafiles/40954-2.pdf>
- Bayancela Espinel, C. F. (2016). Análisis comparativo entre suelo cemento y hormigón pobre, como material de sustento para diferentes tipos de cimentación superficial, que requieren estas alternativas. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, Ciudad de Guayaquil, Ecuador. Obtenido de <http://repositorio.ucsg.edu.ec/bitstream/3317/6632/1/T-UCSG-PRE-ING-IC-167.pdf>
- Behar Rivero, D. S. (2008). *Metodología de la Investigación* (Primera ed.). Santiago de Cuba, Cuba: Ediciones Shalom. doi:978-959-212-783-7

- Bernal, I. (22 de Octubre de 2020). Los efectos de los sismos en los tipos de suelos. *Diario Correo*. Obtenido de <https://www.gob.pe/institucion/igp/noticias/309366-los-efectos-de-los-sismos-en-los-tipos-de-suelo>
- Borja S, M. (2012). *Metodología de la investigación científica para ingenieros*. Chiclayo, Perú. Obtenido de https://libreriafavorita.blogspot.com/2017/09/metodologia-de-la-investigacion_20.html
- Botello Izquierdo, E. (2018). *Lectura de planos de estructuras - separatas (El sistema estructural)*. Obtenido de <https://www.studocu.com/pe/document/universidad-tecnologica-del-peru/analisis-y-diseno-de-sistemas-de-informacion/12-conceptos-el-sistema-estructural/9102172>.
- Bowles, J. (1982). *Propiedades geofísicas de los suelos* (Segunda ed.). (E. Retamal, y H. Cosme, Trad.) Bogotá, Colombia: McGraw-Hill. doi:968-451-1183
- Braja M., D. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* (Séptima ed.). (J. León Cárdenas, Trad.) Ciudad de México, México: Cengage Learning Editores S.A. de C.V. doi:987-607-481-823-9
- Braja M., D. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (Cuarta ed.). (J. León Cárdenas, Trad.) Ciudad de México, México: Cengage Learning Editores S.A de C.V. doi:978-607-519-373-1
- Bustamante Noboa, A. S. (2016). Evaluación en el nivel de resistencia de una subrasante con el uso combinado de una geomalla y un geotextil. (*Tesis de Postgrado*). Universidad de Cuenca, Ciudad de Cuenca, Ecuador. Obtenido de <https://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/25429/1/tesis.pdf.pdf>.
- Carrillo Gil, A. (2001). Casos de cimentaciones especiales en el Perú. En *Geotecnia de los suelos peruanos* (págs. 1-17). Lima, Perú: Instituto Peruano de Ingeniería Geotécnica y Geoambiental. Obtenido de http://www.acingenieros.com/descargas/pdfs/Articulo_02_Parte_02.pdf
- Cartwright, M. (2012). Partenón. *Enciclopedia de Historia Mundial*, pp. 1-5. Obtenido de <https://www.worldhistory.org/parthenon/>

- Ceballos, A. (24 de Junio de 2019). *Introducción a los sistemas estructurales*. [Fotografía] Recuperado de <https://andresceballos2019.wixsite.com/inicio/post/sistemas-estructurales>
- Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres, CISMID. (4 de Junio de 2012). Mapa de suelos en los distritos de Lima. Lima, Perú. Obtenido de <https://sinia.minam.gob.pe/mapas/mapa-suelos-districtos-lima>: <https://sinia.minam.gob.pe/mapas/mapa-suelos-districtos-lima>
- Cervantes, G. (2005). Ventajas, propiedades y aplicaciones relleno fluido, un suelo líquido. *Construcción y Tecnología en Concreto*, pp. 1-10. Obtenido de <http://www.imcyc.com/cyt/septiembre05/ARTPORTADA.pdf>
- Chávez Pejerrey, D. E., y Ruíz Chávez, F. (2019). Evaluación técnico económica utilizando geomallas y afirmado en cimentaciones superficiales, caso: lote 37 de la Urb. Brisas de Oquendo - Callao. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú. Obtenido de http://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/URP/3084/CIV-T030_46567714_T%20%20%20CH%c3%81VEZ%20PEJERREY%20DANIEL%20ERNESTO.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Chorres Severino, M. Á. (2017). Uso de geotextiles para la mejora del suelo de las cimentaciones superficiales en suelos arenosos del Asentamiento Humano Pachacútec Distrito de Ventanilla - 2017. (*Tesis de Pregrado*). Universidad César Vallejo, Lima, Perú. Obtenido de <https://studylib.es/doc/8837538/tesis-para-reforzamiento-de-suelos-arenosos>.
- Concretos CAGSA. (20 de Noviembre de 2018). *Características del relleno fluido*. [Fotografía] Recuperado de <https://www.concretoscagsa.com/blog/articles/caracteristicas-del-relleno-fluido>
- Constructora e Inmobiliaria Home Golden S.A.C. (7 de Octubre de 2021). *Afirmado*. [Fotografía] Recuperado de <https://www.homegolden.com/afirmado/>
- Egoavil Perea, H. (2012). Refuerzo de cimentaciones superficiales con geosintéticos. (*Tesis de Postgrado*). Universidad Nacional de Educación a Distancia, Madrid, España. Obtenido de

https://geoapuntes.files.wordpress.com/2012/10/tesis_refuerzo-de-cimentaciones-superficiales-con-geosinteticos_hugo-egoavil-perea_final.pdf

Espinoza Rodriguez, C. E., y Torres Delgado, C. M. (2019). Evaluación técnica y económica para el mejoramiento de suelos finos con fines de cimentación, por medio de compactación dinámica e inclusiones rígidas. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú. Obtenido de https://repositorio.urp.edu.pe/bitstream/handle/URP/2928/CIV_T030_46118416T%20%20%20TORRES%20DELGADO%20CHRISTIAN%20MARTIN.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Geosai - Soluciones Ambientales Integrales. (2021). *Geotextil*. Obtenido de <https://www.geosai.com/geotextil/>.

Geosistemas PAVCO, Mexichem. (2012). *Manual de diseño con geosintéticos* (Novena ed.). (Autor, Ed.) Bogotá, Colombia. Obtenido de <http://www.geosoftpavco.com/manualvirtual/document.pdf>

Geotexan S.A. (2014). *Geotexan - geosintéticos de alta calidad*. Obtenido de <https://geotexan.com/propiedades-de-los-geotextiles/#>.

González, R., y Salazar, F. (2008). Aspectos básicos del estudio de muestra y población para la elaboración de los proyectos de investigación. (*Tesis de Pregrado*). Universidad de Oriente, Cumaná, Venezuela. Obtenido de <https://recursos.salonesvirtuales.com/assets/bloques/Raisirys-Gonz%C3%A1lez.pdf>

Harmsen, T. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado* (Tercera ed.). Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP. Obtenido de <https://stehven.files.wordpress.com/2015/06/disenio-de-estructuras-de-concreto-harmsen.pdf>

Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., y Baptista Lucio, P. (2014). *Metodología de la Investigación* (Sexta ed.). Ciudad de México, México: McGraw-Hill / Interamericana Editores S.A. de C.V. doi:978-1-4562-2396-0

- Ibañez Udaondo, I., y Moreno Banda, S. (17 de Junio de 2021). *El módulo de balasto*. (Isostatika, Editor) [Fotografía] Recuperado de <https://isostatika.com/blog/calculo-modulo-balasto/>
- Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones, IECA. (2013). *Guías técnicas: Materiales fluidos de baja resistencia controlada para rellenos*. Obtenido de <https://docplayer.es/25139268-Guias-tecnicas-materiales-fluidos-de-baja-resistencia-controlada-para-rellenos.html>.
- Instituto Geofísico del Perú, IGP. (6 de Mayo de 2021). IGP insta a municipios realizar estudios de suelos como prevención ante desastres. *ANDINA: Agencia Peruana de Noticias*. Obtenido de <https://andina.pe/agencia/noticia-igp-invoca-a-municipios-realizar-estudios-suelos-como-prevencion-ante-desastres-844142.aspx>
- Instituto Geofísico del Perú, IGP. (5 de Agosto de 2021). La mala calidad del suelo o de la construcción puede hacer más daño que un sismo. *El Peruano*. Obtenido de <https://elperuano.pe/noticia/126067-igp-la-mala-calidad-del-suelo-o-de-la-construccion-puede-hacer-mas-dano-que-un-sismo>
- Jimenez Varón, M. C., y Otálvaro Gaviria, G. A. (2020). Estudio comparativo del comportamiento de cimentaciones superficiales en suelos blandos, al implementar rellenos granulares como técnica de mejoramiento. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Católica de Colombia, Bogotá, Colombia. Obtenido de <https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/24797/1/TRABAJO.pdf>
- Llerena Mallqui, D. C. (2018). Diseño de mortero de baja resistencia y su influencia en el relleno del colector ampliación Bayóvar, San Juan de Lurigancho, 2018. (*Tesis de Pregrado*). Universidad César Vallejo, Lima, Perú. Obtenido de https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/31479/Llerena_M_D.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- López Ruiz, A. (1983). Mejora geotécnica del suelo. *Informes de la Construcción*, vol. 35(núm. 354), pp. 37-49. doi:<https://doi.org/10.3989/ic.1983.v35.i354.2001>
- Lugo Chávez, Y. (2016). Norma E-030 Diseño sismorresistente. *Seminario N°2 del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS)* (págs. 1-79). Lima,

Perú: Editorial (MVCS). Obtenido de <http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/SeminarioN/2.%20Norma%20E.030%20Dise%C3%B1o%20Sismorresistente.pdf>

Ministerio de Transportes y Comunicaciones, MTC. (2008). *Manual de diseño de carreteras no pavimentadas de bajo volumen de tránsito*. Lima, Perú: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles. Obtenido de <http://www.sutran.gob.pe/wp-content/uploads/2015/08/manualdedisenodecarreterasnopavimentadasdebajovolumentetransito.pdf>

Ministerio de Transportes y Comunicaciones, MTC. (2015). *Manual de Carreteras: Especificaciones Técnicas Generales para Construcción*. Lima, Perú: Dirección de Normatividad Vial. Obtenido de https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/MTC%20NORMAS/ARCH_PDF/MAN_10%20EG%202013.pdf

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, MVCS. (2006). *Norma técnica E.020 Cargas*. Lima, Perú: El Peruano. Obtenido de https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/RNE2006_E_020.pdf

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, MVCS. (2009). *Norma técnica de edificación E.060 Concreto armado*. Lima, Perú: El Peruano. Obtenido de http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios_Normalizacion/Normalizacion/normas/E060_CONCRETO_ARMADO.pdf

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, MVCS. (2018). *Norma técnica E.050 Suelos y cimentaciones*. Lima, Perú: El Peruano. Obtenido de https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/2018_E050_RM-406-2018-VIVIENDA.pdf

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, MVCS. (2019). *Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente*. Lima, Perú: El Peruano. Obtenido de https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/299950/d289856_opt.pdf

ML Ingeniería, Soluciones con materiales geosintéticos. (2016). *Procedimiento de instalación de geotextiles filtro y separación de estratos*. Obtenido de

<https://mlingenieria.com/wp-content/uploads/2016/04/PROCEDIMIENTO-INSTALACION%CC%81N-GEOTEXTILES.pdf>.

- Morrison, N. (1993). *Interacción suelo-estructuras: Semi-espacio de winkler*. (M. & Ingenieros, y C. C. Latinoamérica, Edits.) Obtenido de https://www.academia.edu/7339456/Modulo_de_Reaccion_del_Suelo_Datos_para_SAFE.
- Muñoz Rocha, C. I. (2015). *Metodología de la investigación* (Primera ed.). Ciudad de México, México: Oxford University Press México S.A. de C.V. doi:9786074265422
- National Ready Mixed Concrete Association, NRMCA. (2020). *CIP 17 - Relleno fluido*. Obtenido de <https://www.nrmca.org/wp-content/uploads/2020/04/CIP17es.pdf>.
- Nilson, A. H. (1999). *Diseño de estructuras de concreto* (Duodécima ed.). (H. Emma Ariza, Ed., y L. E. Yamín L., Trad.) Bogotá, Colombia: McGraw-Hill / Interamericana Editores S.A. de C.V. doi:958-600-953-X
- Ñaupas Paitán, H., Mejía Mejía, E., Novoa Ramírez, E., y Villagómez Paucar, A. (2014). *Metodología de la investigación Cuantitativa - Cualitativa y Redacción de la Tesis* (Cuarta ed.). Bogotá, Colombia: Ediciones de la U. doi:978-958-762-188-4
- Peck, R. B., Hanson, W. E., y Thornburn, T. H. (1974). *Ingeniería de cimentaciones* (Actualizado en el 2004, Segunda ed.). (N. Editores, Trad.) Madrid, España: Editorial Limusa S.A. de C.V. doi:978-968-18-1414-4
- Pérez González, A. (9 de Marzo de 2018). *Coefficiente de Poisson*. [Fotografía] Recuperado de http://www.mecapedia.uji.es/coeficiente_de_Poisson.htm
- Pilotes Terratest. (28 de Noviembre de 2017). *Compactación dinámica*. (M. d. Mohr, Editor) [Fotografía] Recuperado de <https://momentosdemohr.blogspot.com/2017/11/compactacion-dinamica.html>
- Project Management Institute, PMI. (2013). *Guía de los fundamentos para la dirección de proyectos (guía del PMBOK)* (Quinta ed.). Newtown Square, Pensilvania, USA: Project Management Institute Inc. doi:978-1-62825-009-1

- Ramos Salazar, J. (2003). *Costos y Presupuestos en Edificación* (Octava ed.). Lima, Perú: Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO). Obtenido de https://www.academia.edu/19650966/CAPECO_Costos_Y_Presupuestos_En_Edificacion_Peru
- Rivera Pérez, E. M. (2008). Uso de rellenos fluidos en la construcción. (*Tesis de Pregrado*). Universidad de San Carlos de Guatemala, Ciudad de Guatemala, Guatemala. Obtenido de http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_2904_C.pdf
- Rodríguez Ortiz, J. M., Serra Gesta, J., y Oteo Mazo, C. (1989). *Curso aplicado de cimentaciones* (Cuarta ed.). Madrid, España: Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid (COAM). doi:84-85572-37-8
- Rodríguez Suesca, Á. E. (2007). Modelación estructural para cargas sísmicas. *Facultad de Ingeniería*, vol. 16(núm. 23), pp. 25-38. Obtenido de <https://www.redalyc.org/pdf/4139/413940756003.pdf>
- Rosales y Martel Ingeniería Andina, ROMAIA S.A.C. (2020). *Estudio geotécnico de mecánica de suelos con fines de cimentación (Edificio Multifamiliar Exclusive)*. Lima, Perú: Autor.
- San Bartolomé Ramos, Á. F. (2013). *Blog de Ángel San Bartolomé: Edificios de concreto armado con muros delgados de ductilidad limitada*. Obtenido de <http://blog.pucp.edu.pe/blog/concretoarmado/>.
- Santaella Valencia, L. E., y Salamanca Correa, R. (2002). Estado del arte del relleno fluido para subbases y bases granulares (Primera parte). *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*(núm. 12), pp. 9-22. Obtenido de <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=91101201>
- Santiago, N. (2018). *Formulación de presupuestos* (Primera ed.). Ambato, Ecuador: Editorial UTA. doi:978-9978-978-48-1
- Sedano Jara, D. M., y Sedano Jara, J. F. (2019). Propuesta técnica - económica para el diseño de la cimentación en el lote O10 del condominio Playa Azul distrito de Cerro Azul. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Ricardo Palma, Lima, Perú. Obtenido de <https://repositorio.urp.edu.pe/handle/URP/2722>

- SERVIMASTER 21 S.A.C. (2021). *Expediente técnico y memoria descriptiva (Edificio Multifamiliar Exclusive)*. Lima, Perú: Autor.
- Shukla, S. K., & Yin, J.-H. (2006). *Fundamentals of Geosynthetic Engineering* (Primera ed.). Leiden, The Netherlands: Taylor & Francis/Balkema. doi:978-0-415-39444-4
- Soletanche Bachy. (2007). *Mejoramiento de suelos*. Obtenido de http://www.soletanche-bachy.com.ar/PDF/Amelioration_des_sols_vf.pdf.
- Souto Soubrier, J., y Losada Pinedo, A. (2016). Selección de técnicas de mejora de suelos en proyectos de obra civil. *Canales sectoriales Interempresas*, pp. 1-16. Obtenido de <https://www.interempresas.net/ObrasPublicas/Articulos/163095-Seleccion-de-tecnicas-de-mejora-de-suelos-en-proyectos-de-obra-civil.html>
- Taylor, D. W. (1961). *Principios fundamentales de Mecánica de Suelos* (Primera ed.). (R. F. Alcaraz, y E. Patiño Berra, Trads.) Ciudad de México, México: Compañía Editorial Continental S.A. Obtenido de <https://doku.pub/download/principios-fundamentales-de-mecanica-de-suelos-donald-w-taylor-mqejokz9xxl5>
- Vargas Jiménez, J., Moncayo Theurer, M., Córdova Rizo, J., Maza, C., Barzola Zambrano, I., Velasco Cevallos, G., . . . Lucio, S. (2017). La geomalla como elemento de refuerzo en pavimentos flexibles. *Ingeniería Revista Académica*, vol. 21(núm. 1), pp. 1-11. Obtenido de <https://www.redalyc.org/journal/467/46752305006/html/>
- Vásquez, Y. (2014). *Sistemas estructurales. (Diapositiva de PowerPoint)*. Instituto Universitario Politécnico "Santiago Mariño", Barinas, Venezuela. Obtenido de <https://es.slideshare.net/yerikajc/sistemas-estructurales-1>
- Veiga Manrique, M. F. (2020). Análisis de la factibilidad técnica y económica de la compactación dinámica para mejoramiento de suelos. *(Tesis de Pregrado)*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú. Obtenido de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/17563>
- Veniale, F. (2000). La Torre inclinada de Pisa. Estructura, materiales de construcción e intervenciones de refuerzo. *Materiales de Construcción*, vol. 50(núm. 259), pp. 5-25. doi:<https://doi.org/10.3989/mc.2000.v50.i259.396>

- Viera Estrada, A. L., Benavides Miranda, E. P., y Montoya Cañas, R. A. (2016). *Manual de elaboración, colocación y control de calidad del suelo cemento fluido*. Obtenido de <https://docplayer.es/13069872-Capitulo-5-manual-de-elaboracion-colocacion-y-control-de-calidad-del-suelo-cemento-fluido.html>.
- Vilcas Carrasco, J. M. (2018). Planteamiento del mejoramiento del suelo empleando relleno fluido para la construcción de los edificios multifamiliares en la obra Casa Club Recrea Los Nogales, distrito de El Agustino, Lima. (*Tesis de Pregrado*). Universidad Nacional Federico Villarreal, Lima, Perú. Obtenido de <http://repositorio.unfv.edu.pe/bitstream/handle/UNFV/2042/VILCAS%20CARRASCO%20JESUS%20MIGUEL.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Villalobos, F. (17 de Mayo de 2017). Introducción seminario mejoramiento de suelos y fundaciones especiales. Hualpén, Chile: Cámara Chilena de la Construcción A.G. Obtenido de <http://web2.ucsc.cl/~avillalobos/otras/introconcepcion.pdf>
- White, H., y Sabarwal, S. (2014). Diseño y métodos cuasiexperimentales, Síntesis metodológicas: Sinopsis de la evaluación de impacto n°8. Florencia, Italia: Centro de Investigaciones de UNICEF. Obtenido de https://www.unicef-irc.org/KM/IE/impact_8.php
- Wilson D, E. L. (2004). *Análisis Estático y Dinámico de Estructuras* (Cuarta ed.). (www.morrisoningenieros.com, Trad.) Berkeley, California, USA: Computers and Structures, Inc. Obtenido de https://www.academia.edu/15510443/An%C3%A1lisis_Est%C3%A1tico_y_Din%C3%A1mico_de_Estructuras_Wilson

ANEXOS

Anexo N°1: Matriz de operacionalización de variables

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	UNIDADES	TÉCNICAS	INSTRUMENTOS
Variables independientes X1: Geotextil X2: Relleno fluido	DC _{X1} : "En general, el término geosintéticos incluye geotextil, geomalla, geomembrana, georred, geoespuma y geocompuesto" (Braja, 2015, p.619)	D _{X1} , D _{X2} : Parámetros geotécnicos	I _{X1} , I _{X2} : Capacidad de carga, área, profundidad, deformación, coeficiente de balasto	U _{X1} , U _{X2} : kg/cm ² , m ² , metros (m), kg/cm ³	T _{X1} , T _{X2} : Análisis documental e internet y observación indirecta	I _{X1} , I _{X2} : Libros, tesis de pregrado nacional e internacional, tesis de maestría internacional, artículos científicos, revistas científicas, documentos en red y Sap 2000 v23.2.0
	DC _{X2} : "El relleno fluido es un material autocompactante de baja resistencia con una consistencia fluida, que es utilizado como un material de relleno económico, como alternativa al relleno granular compactado" (National Ready Mixed Concrete Association, NRMCA 2020, p.1)					
Variable dependiente Y1: Cimentación superficial de un edificio multifamiliar de 5 pisos	DC _{Y1} : Braja (2012) afirma que "investigadores posteriores sugirieron que las cimentaciones con Df igual a tres o cuatro veces su ancho se podían definir como cimentaciones superficiales" (p.136)	D _{Y1} : Diseño geotécnico estructural	I _{Y1} : Dimensiones y profundidad de la cimentación, esfuerzo máximo, asentamiento máximo, punzonamiento	U _{Y1} : metros (m), kg/cm ² , centímetros (cm)	T _{Y1} : Análisis documental e internet y observación indirecta	I _{Y1} : Libros, tesis de pregrado nacional e internacional, tesis de maestría internacional, artículos científicos, revistas científicas, documentos en red, normas peruanas E.020, E.030, E.050, E.060 y Safe 2016 v16.0.2
Variables intervinientes Z1: Modelo estructural Z2: Análisis sísmico Z3: Metrados Z4: Presupuesto Z5: Cronograma de ejecución en obra Z6: Estudios de mecánica de suelos	DC _{Z1} : Harris y Sabnis (1999) afirman (como se citó en Rodríguez, 2007, p.26) que "un modelo estructural es cualquier elemento estructural o conjunto de elementos estructurales construidos a escala reducida"	D _{Z1} : Informe de modelamiento estructural en Etabs y Safe	I _{Z1} : Características de los materiales, elementos estructurales, metrado de cargas, modelo estructural	U _{Z1} : nivel de razón	T _{Z1} : Análisis documental e internet y observación indirecta	I _{Z1} : Normas peruanas E.020, E.030, E.050, E.060, manuales de modelo estructural, informe de reporte en Etabs 2019 v19.1.0, Safe 2016 v16.0.2 y AutoCAD 2020
	DC _{Z2} : Wilson (2004) afirma que "para el análisis sísmico de estructuras lineales, se debe notar que la integración directa de las ecuaciones de equilibrio dinámico normalmente no es numéricamente eficiente" (p.316)	D _{Z2} : Informe de análisis sísmico en Etabs	I _{Z2} : Parámetros sísmicos, factores de irregularidad, desplazamientos, distorsión de entrepiso	U _{Z2} : nivel de razón	T _{Z2} : Análisis documental e internet y observación indirecta	I _{Z2} : Norma peruana E.030, informe de reporte en Etabs 2019 v19.1.0 y Microsoft Excel 2016
	DC _{Z3} : Ramos (2003) afirma que los metrados "se define así al conjunto ordenado de datos obtenidos o logrados mediante lecturas acotadas, preferentemente y con excepción de lecturas a escala, es decir, utilizando el escalímetro" (p.10)	D _{Z3} : Informe de planilla de metrados	I _{Z3} : Materiales de construcción	U _{Z3} : nivel de razón	T _{Z3} : Análisis documental e internet y observación indirecta	I _{Z3} : Norma técnica peruana de metrados, planilla de metrados y Microsoft Excel 2016
	DC _{Z4} : Jiménez y Espinoza (2006) afirman (como se citó en Santiago, 2018, p.11) que el presupuesto es "un plan que muestra cómo habrán de ser adquiridos y utilizados los recursos a lo largo de un intervalo específico"	D _{Z4} : Informe de costos y presupuestos	I _{Z4} : Análisis de precios unitarios	U _{Z4} : costo (S/.)	T _{Z4} : Análisis documental e internet y observación indirecta	I _{Z4} : Revista Capeco, Revista Costos, costos directos y Microsoft Excel 2016
	DC _{Z5} : Project Management Institute (PMI, 2013) afirma que planificar la gestión del cronograma es un "proceso por medio del cual se establecen las políticas, los procedimientos y la documentación para planificar, desarrollar, gestionar, ejecutar y controlar el cronograma del proyecto" (p.141)	D _{Z5} : Informe de cronograma de ejecución en obra	I _{Z5} : Cronograma de actividades	U _{Z5} : tiempo (días)	T _{Z5} : Análisis documental e internet y observación indirecta	I _{Z5} : Guía del PMBOK, diagrama de Gantt y Microsoft Excel 2016
	DC _{Z6} : Taylor (1961) afirma que los estudios de mecánica de suelos "puede definirse como la ciencia que trata con todos los fenómenos que afectan el comportamiento del suelo" (p.18)	D _{Z6} : Informe de estudios de mecánica de suelos	I _{Z6} : Clasificación de suelos, perfil de suelos, ensayos de laboratorio	U _{Z6} : nivel de razón	T _{Z6} : Análisis documental e internet y observación directa	I _{Z6} : Expediente del proyecto, norma peruana E.050, calicatas, fichas técnicas, perfiles de suelos y fotografías

Fuente: Elaboración propia

Anexo N°2: Matriz de consistencia

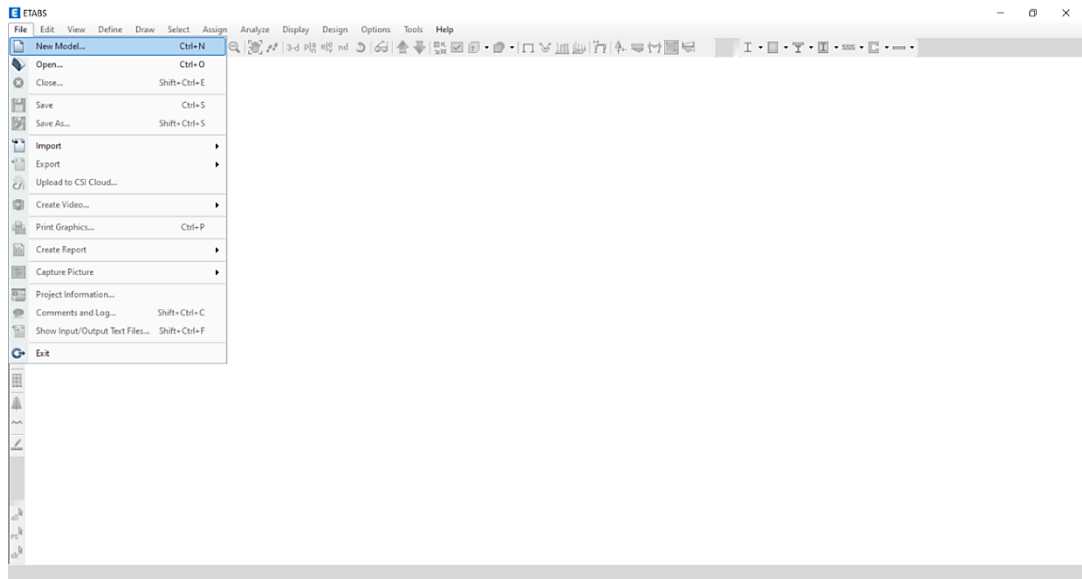
TÍTULO: "ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE GEOTEXTIL Y RELLENO FLUIDO PARA UNA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 PISOS EN SURCO"						
PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	INSTRUMENTOS	METODOLOGÍA
Problema general	Objetivo general	Hipótesis general	VARIABLES independientes			Tipo: Aplicada Método: Cuantitativo Nivel: Descriptivo-Correlacional Diseño: Cuasi-Experimental Población: La población seleccionada para la presente investigación fueron todos los edificios multifamiliares de 5 pisos en Surco que estaban fundados sobre un suelo de baja resistencia ($\leq 1.8\text{kg/cm}^2$) y que utilizaron un mejoramiento de suelos para una cimentación superficial Muestra: La muestra seleccionada para la presente investigación fue el edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos en Surco fundado sobre un suelo de baja resistencia (SP-SM, arena mal graduada con limos) igual a 1.8kg/cm^2 utilizando geotextil y relleno fluido como mejoramiento de suelos para una cimentación superficial. El edificio multifamiliar Exclusive tiene un sótano y una azotea, también cuenta con un sistema de muros estructurales como sistema estructural y es de concreto armado con cimentaciones superficiales Tipo de muestreo: No probabilístico por conveniencia Técnicas: Análisis documental e internet, observación directa e indirecta
¿Cómo realizar el análisis comparativo entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial de un edificio multifamiliar de 5 pisos en Surco?	Realizar el análisis comparativo entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial de un edificio multifamiliar de 5 pisos en Surco	El análisis comparativo entre geotextil y relleno fluido determinará una evaluación técnica económica para una cimentación superficial de un edificio multifamiliar de 5 pisos en Surco	X1: Geotextil X2: Relleno fluido	I_{X1}, I_{X2} : Capacidad de carga, área, profundidad, deformación, coeficiente de balasto	I_{X1}, I_{X2} : Libros, tesis de pregrado nacional e internacional, tesis de maestría internacional, artículos científicos, revistas científicas, documentos en red y Sap 2000 v23.2.0	
Problemas específicos	Objetivos específicos	Hipótesis específicas	Variable dependiente			
¿Cómo analizar las principales variables técnicas entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial?	Analizar las principales variables técnicas entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial	Las principales variables técnicas del mejoramiento de suelos con geotextil determinarán un 20% más en el esfuerzo máximo y un 20% menos en el área de mejoramiento; en cambio, en el mejoramiento de suelos con relleno fluido determinarán un 5% menos en el asentamiento máximo y un 5% menos en la profundidad de mejoramiento para una cimentación superficial	Y1: Cimentación superficial de un edificio multifamiliar de 5 pisos	I_{Y1} : Dimensiones y profundidad de la cimentación, esfuerzo máximo, asentamiento máximo, punzonamiento	I_{Y1} : Libros, tesis de pregrado nacional e internacional, tesis de maestría internacional, artículos científicos, revistas científicas, documentos en red, normas peruanas E.020, E.030, E.050, E.060 y Safe 2016 v16.0.2	
¿Cómo realizar la valoración económica entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial?	Realizar la valoración económica entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial	La valoración económica del mejoramiento de suelos con geotextil será un 10% más en costo; en cambio, en el mejoramiento de suelos con relleno fluido será un 25% menos en tiempo para una cimentación superficial	VARIABLES intervinientes	I_{Z1} : Características de los materiales, elementos estructurales, metrado de cargas, modelo estructural	I_{Z1} : Normas peruanas E.020, E.030, E.050, E.060, manuales de modelo estructural, informe de reporte en Etabs 2019 v19.1.0, Safe 2016 v16.0.2 y AutoCAD 2020	
¿Cómo elegir la técnica más conveniente entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial?	Elegir la técnica más conveniente entre geotextil y relleno fluido para una cimentación superficial	La técnica más conveniente será el uso del mejoramiento de suelos con geotextil para una cimentación superficial	Z1: Modelo estructural Z2: Análisis sísmico Z3: Metrados Z4: Presupuesto Z5: Cronograma de ejecución en obra Z6: Estudios de mecánica de suelos	I_{Z2} : Parámetros sísmicos, factores de irregularidad, desplazamientos, distorsión de entrepiso	I_{Z2} : Norma peruana E.030, informe de reporte en Etabs 2019 v19.1.0 y Microsoft Excel 2016	
				I_{Z3} : Materiales de construcción	I_{Z3} : Norma técnica peruana de metrados, planilla de metrados y Microsoft Excel 2016	
				I_{Z4} : Análisis de precios unitarios	I_{Z4} : Revista Capeco, Revista Costos, costos directos y Microsoft Excel 2016	
				I_{Z5} : Cronograma de actividades	I_{Z5} : Guía del PMBOK, diagrama de Gantt y y Microsoft Excel 2016	
				I_{Z6} : Clasificación de suelos, perfil de suelos, ensayos de laboratorio	I_{Z6} : Expediente del proyecto, norma peruana E.050, calicatas, fichas técnicas, perfiles de suelos y fotografías	

Fuente: Elaboración propia

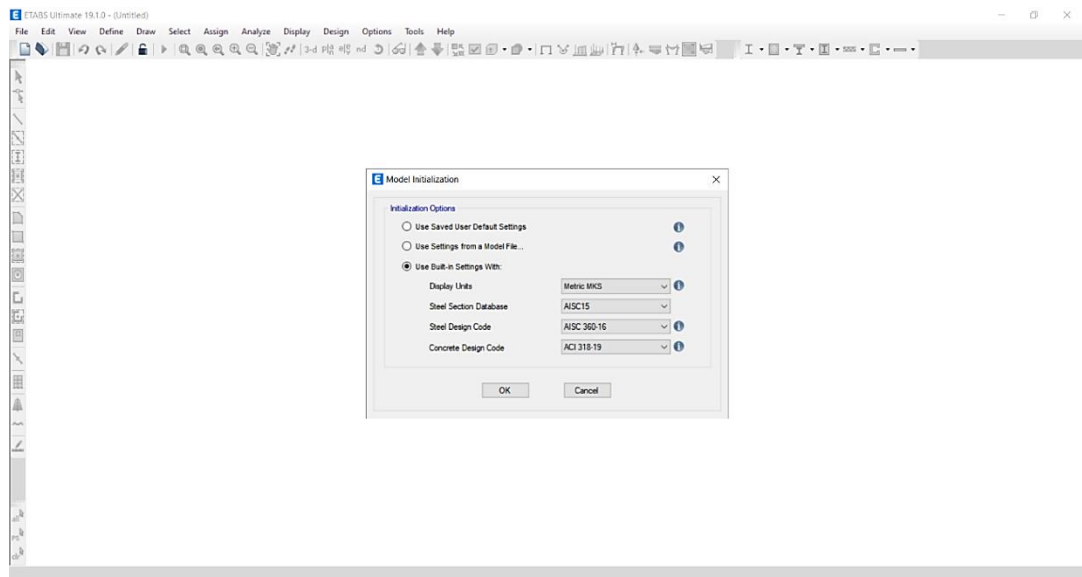
Anexo N°3: Modelo estructural de la edificación en Etabs

A continuación, se describe una elaboración propia del paso a paso en el procedimiento del modelo estructural del edificio multifamiliar Exclusive de 5 pisos en Surco utilizando el programa de software Etabs 2019 v19.1.0.

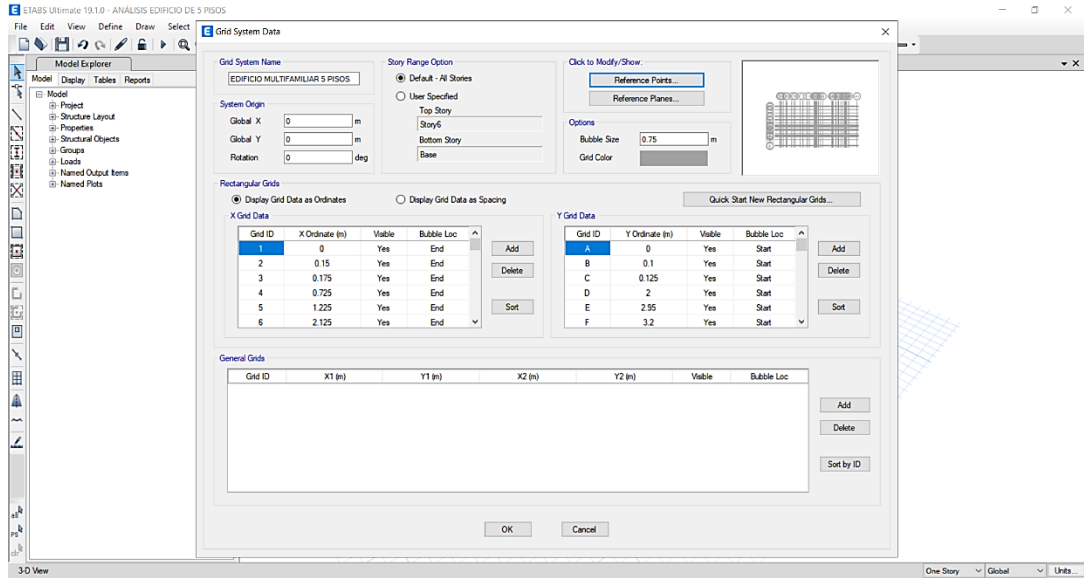
1. Se crea un nuevo modelo



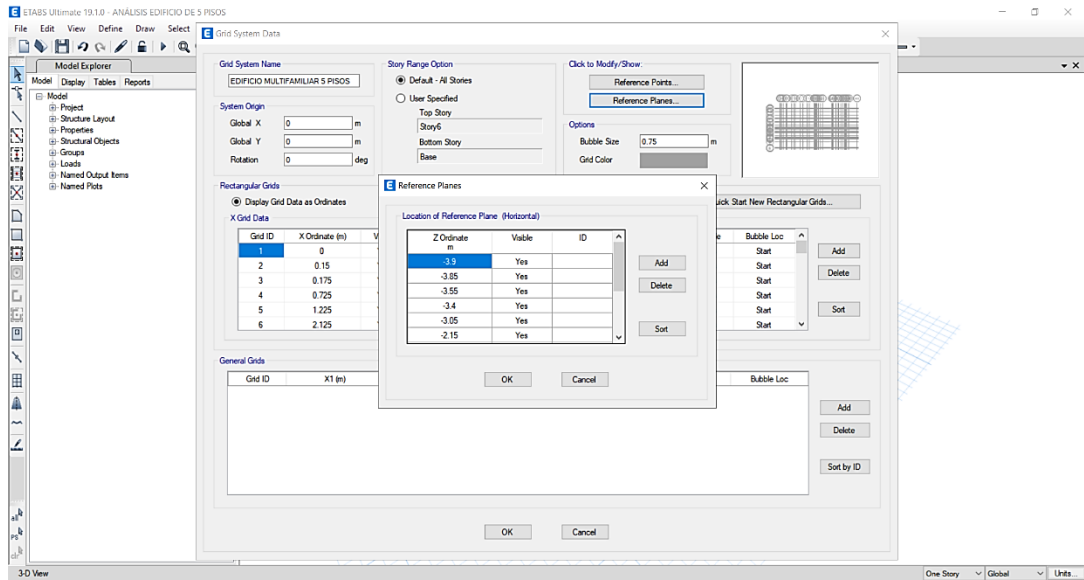
2. Se define las unidades y el sistema métrico



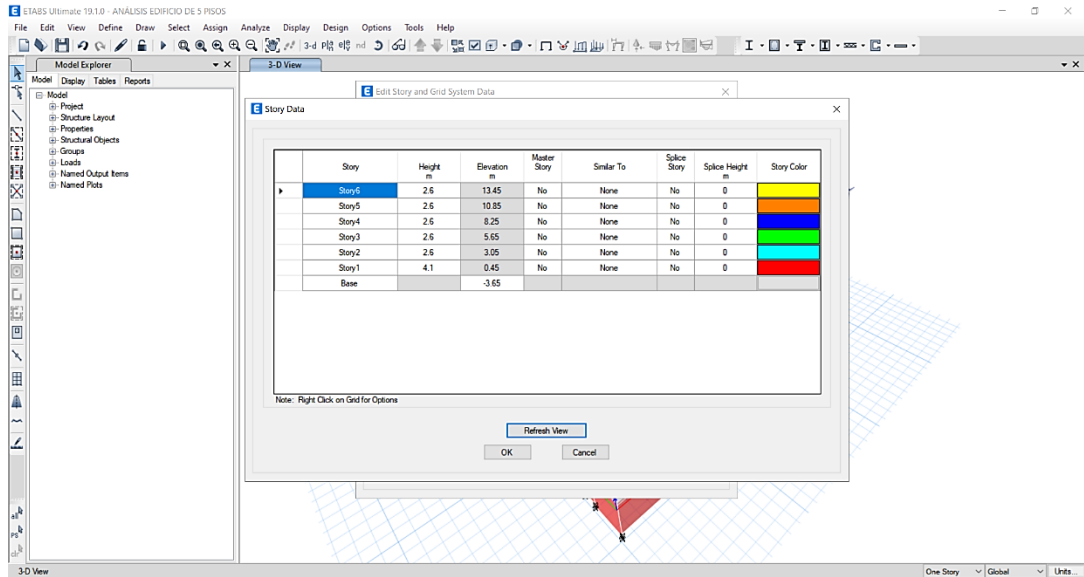
3. Se define los ejes coordenados principales en las dos direcciones



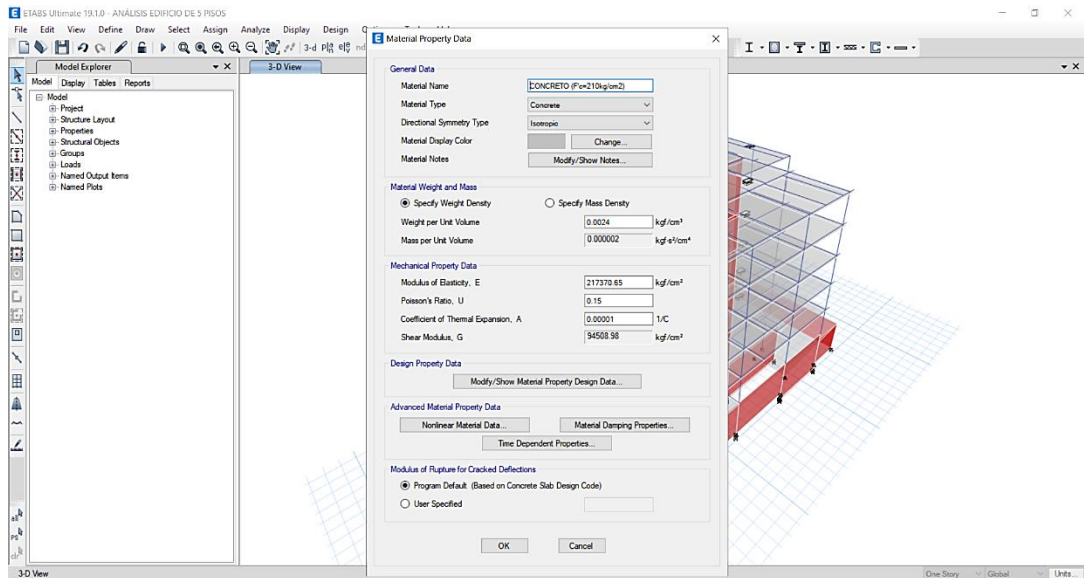
4. Se define los ejes de referencia



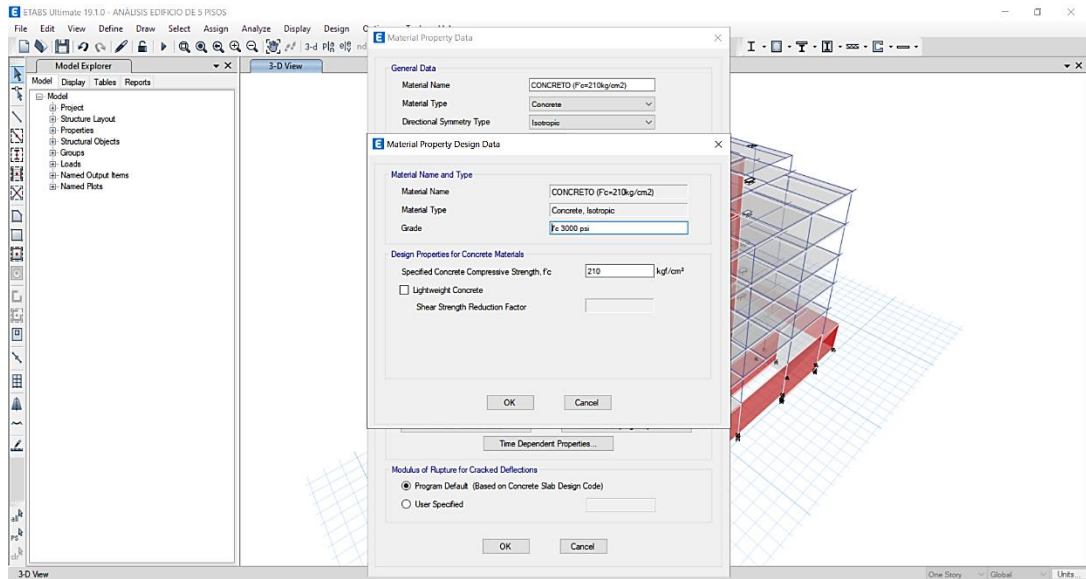
5. Se define los niveles de entrespiso del edificio



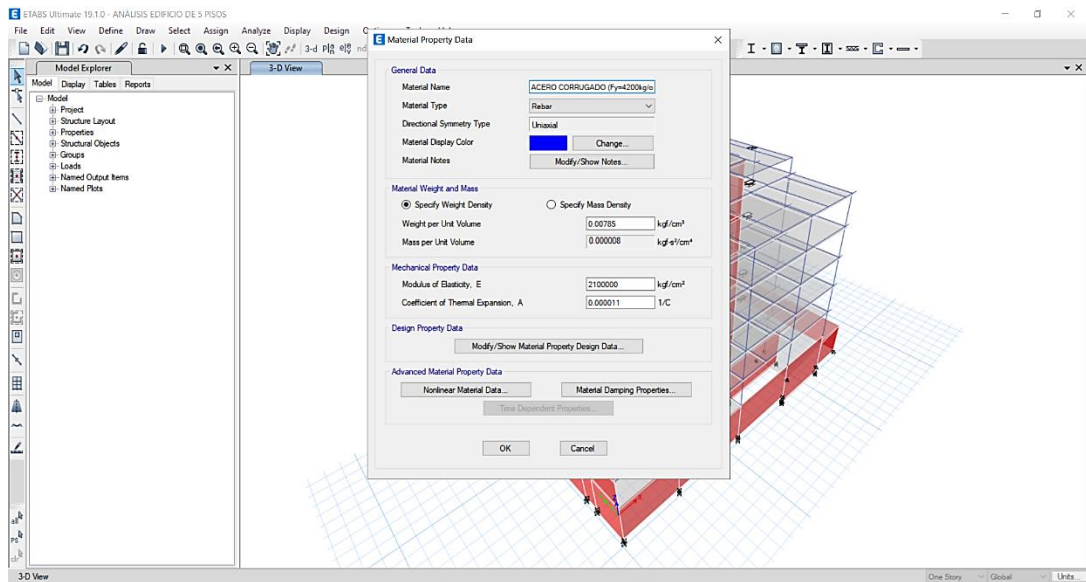
6. Se define las propiedades del concreto



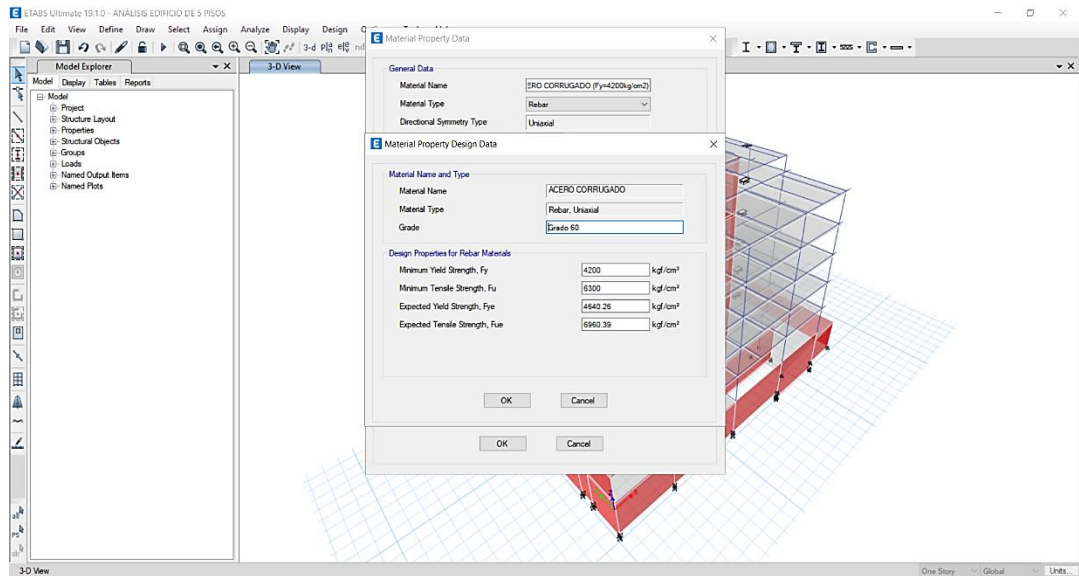
7. Se define la resistencia a la compresión del concreto



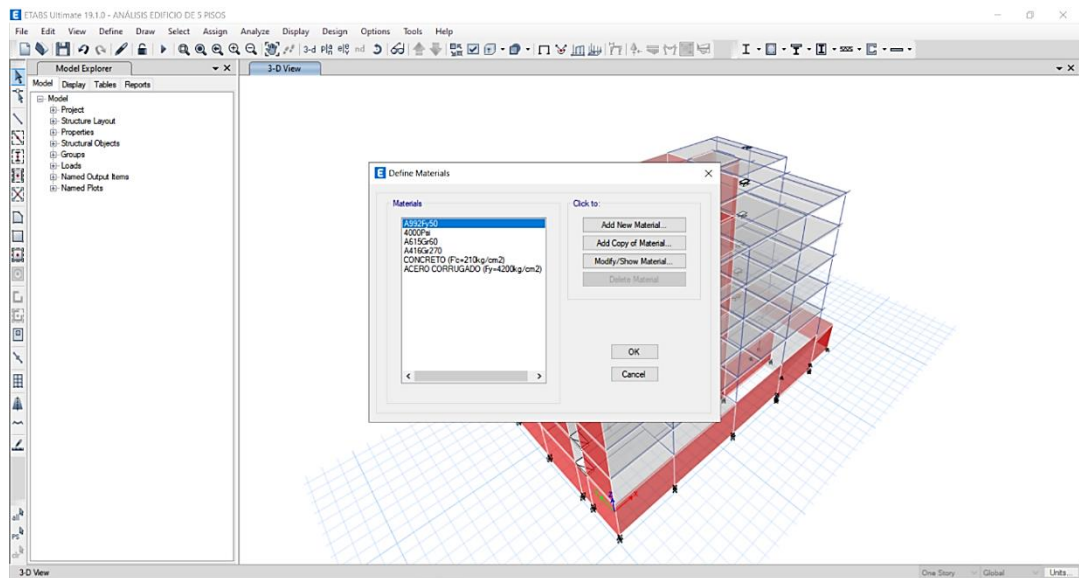
8. Se define las propiedades del acero de refuerzo



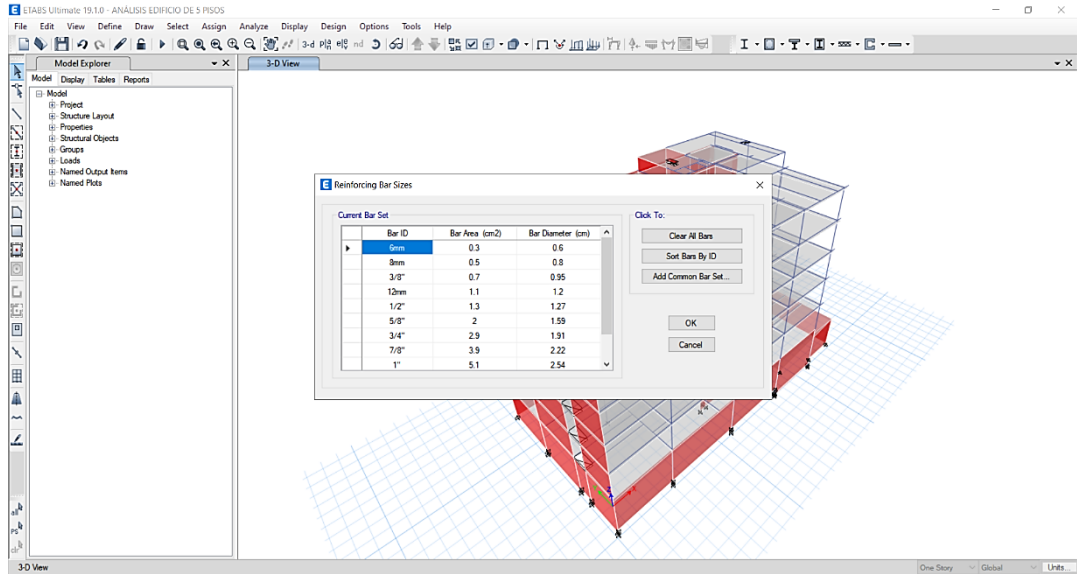
9. Se define los límites de fluencia del acero de refuerzo



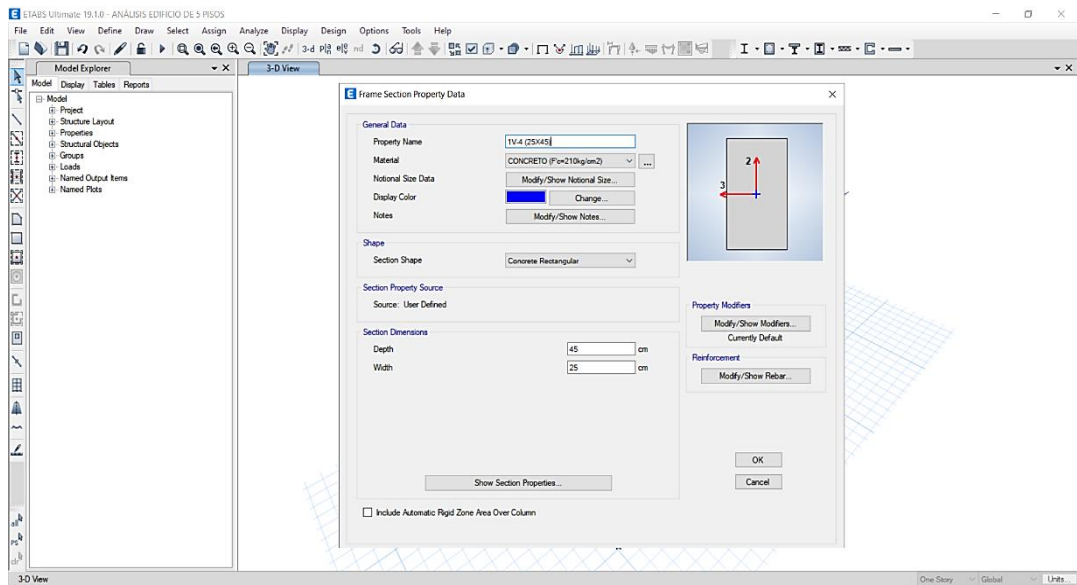
10. Se presenta la definición de los materiales



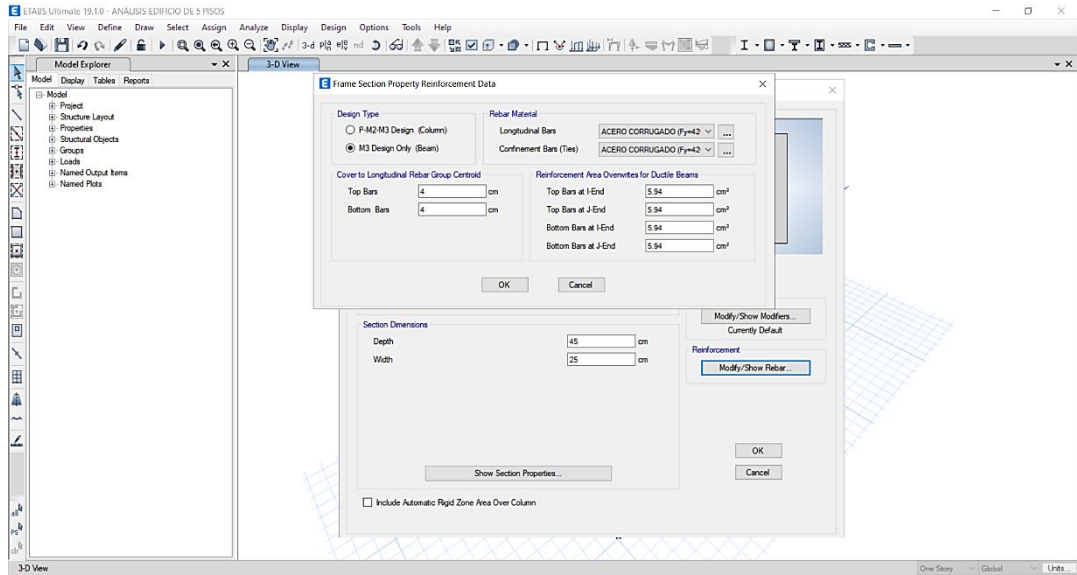
11. Se define los diámetros de las varillas del acero de refuerzo



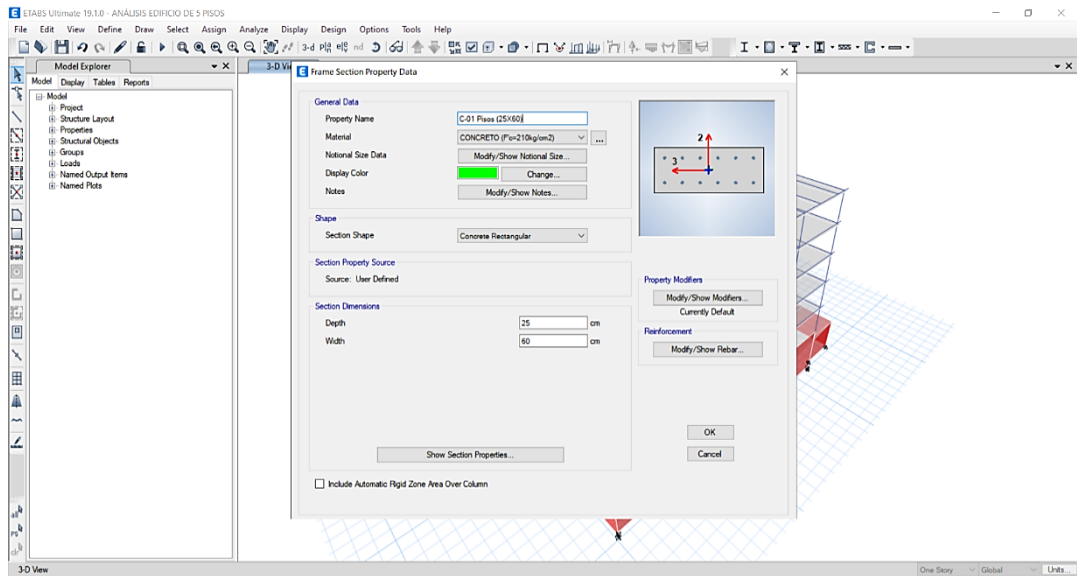
12. Se define las secciones de vigas



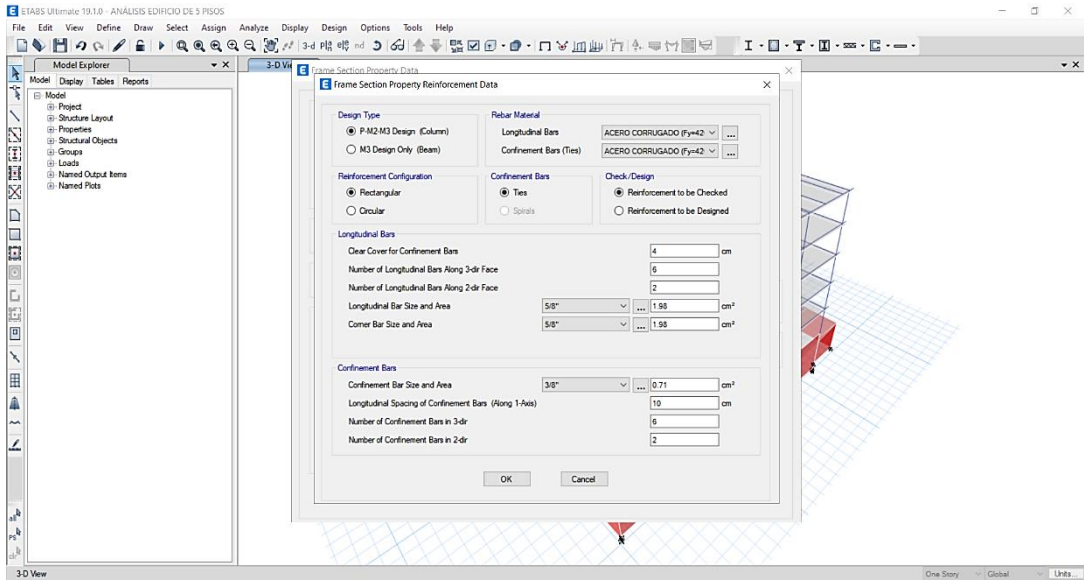
13. Se define el acero de refuerzo en vigas



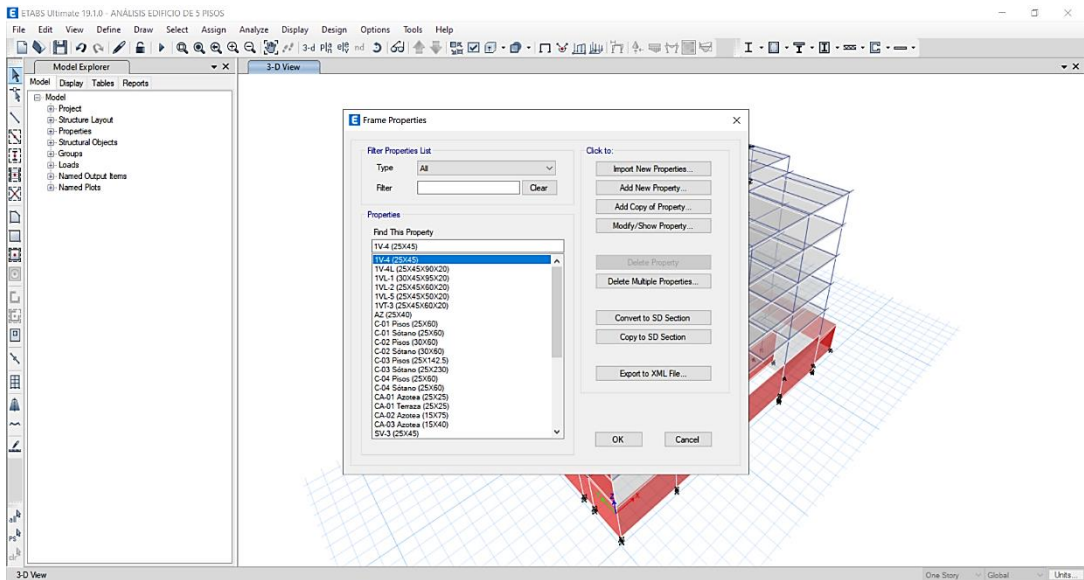
14. Se define las secciones de columnas



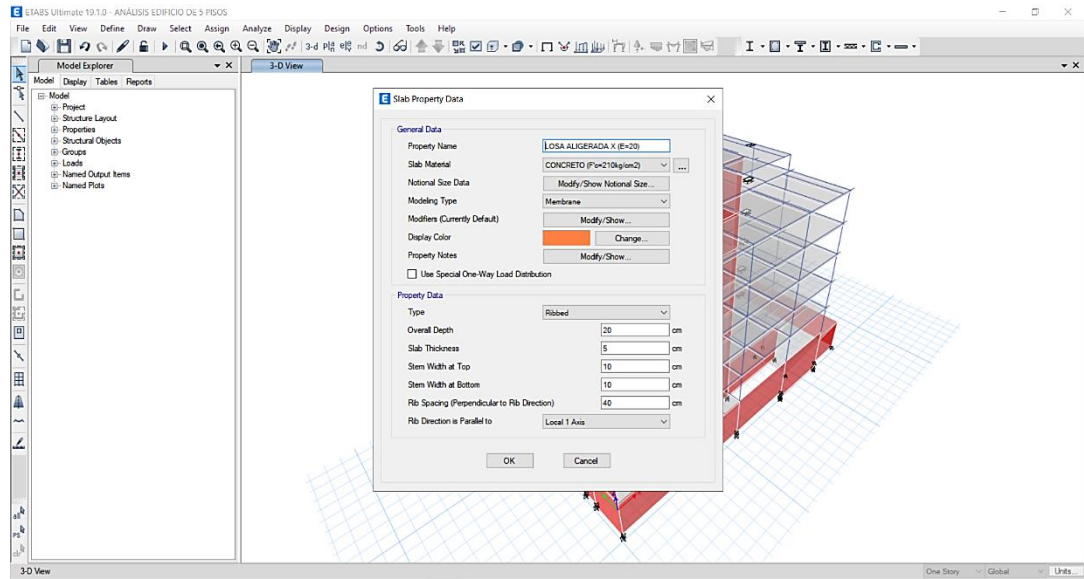
15. Se define el acero de refuerzo en columnas



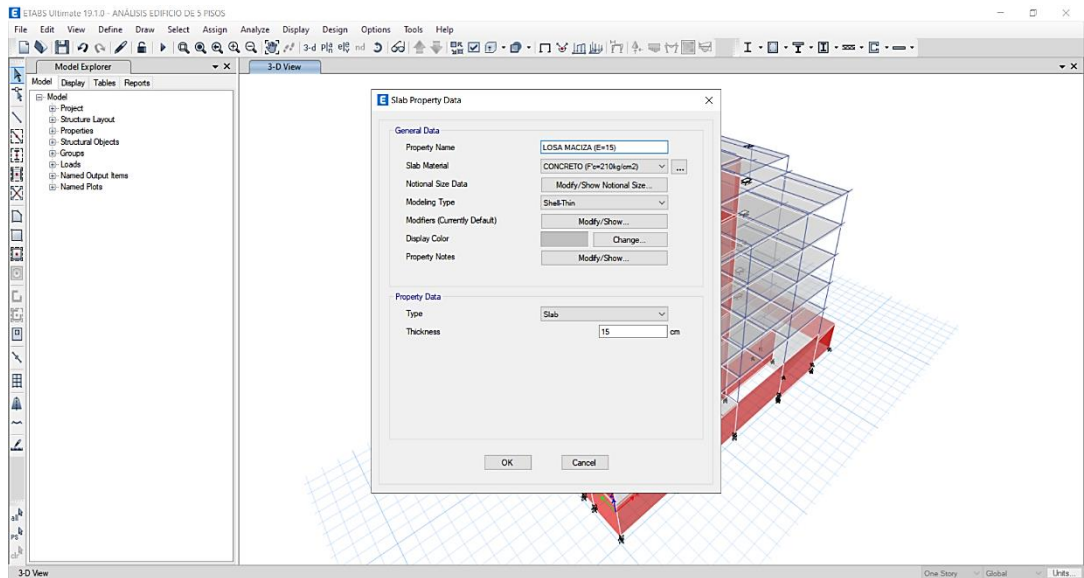
16. Se presenta la definición de las secciones de vigas y columnas



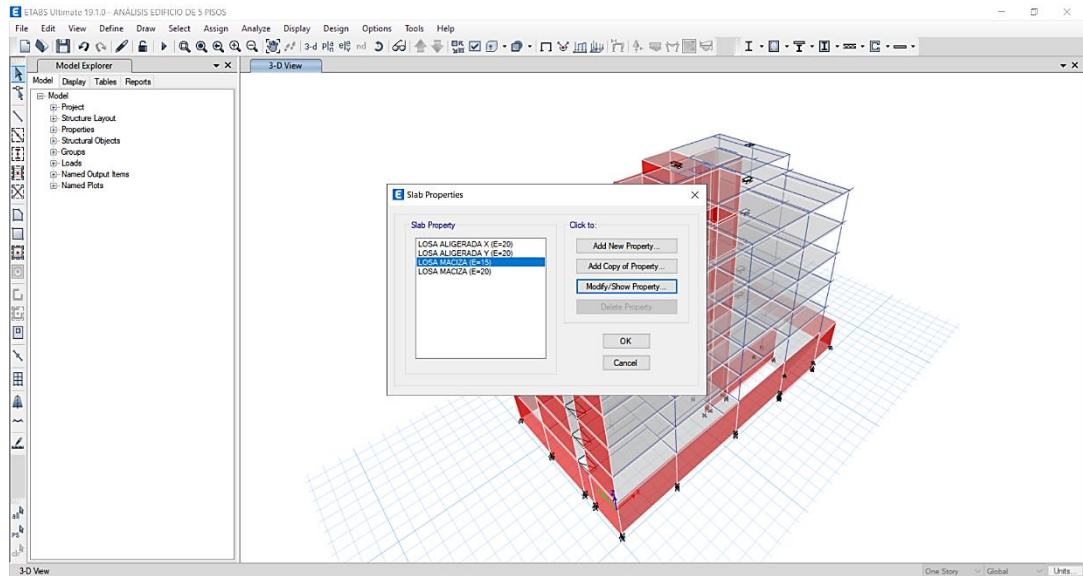
17. Se define la sección de losas aligeradas en una dirección



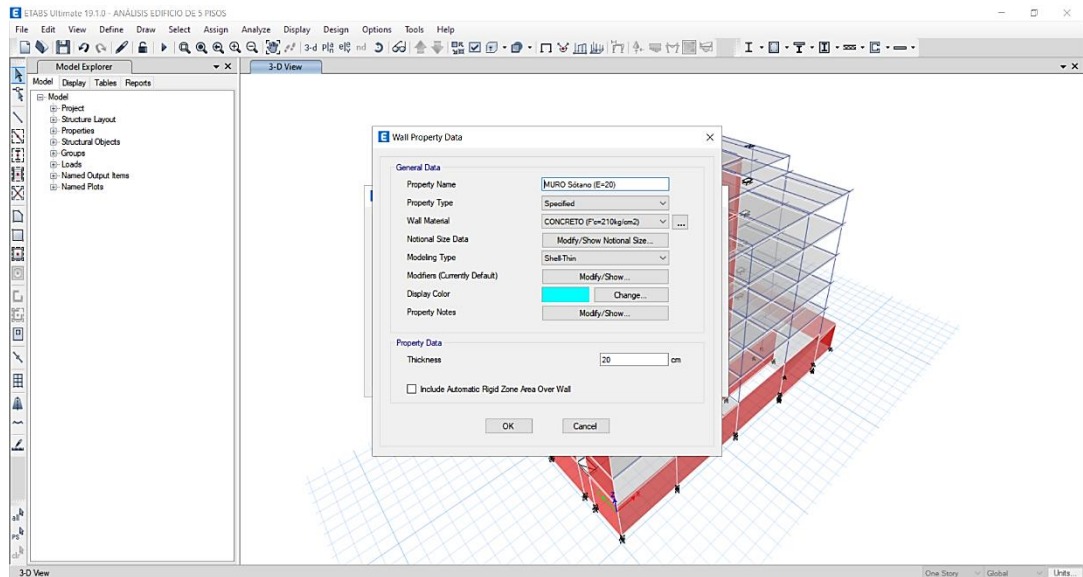
18. Se define la sección de losas macizas



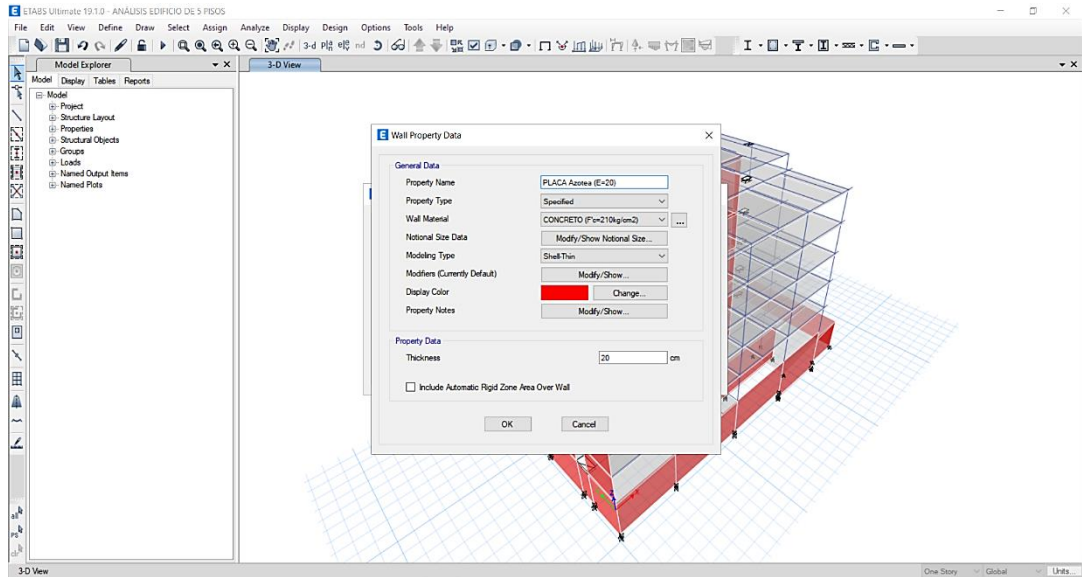
19. Se presenta la definición de las secciones de losas aligeradas y macizas



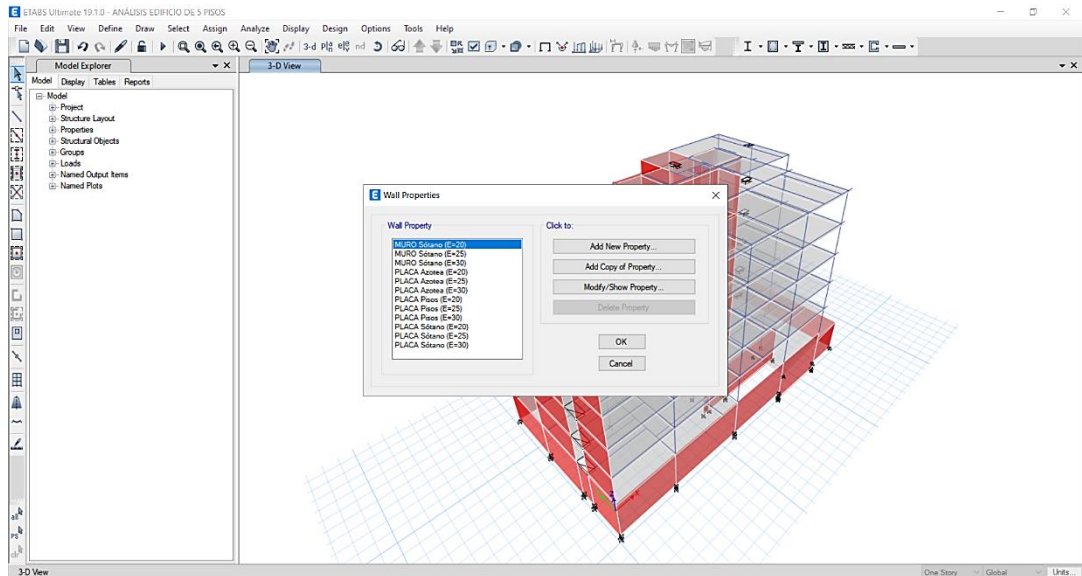
20. Se define las secciones de muros de contención



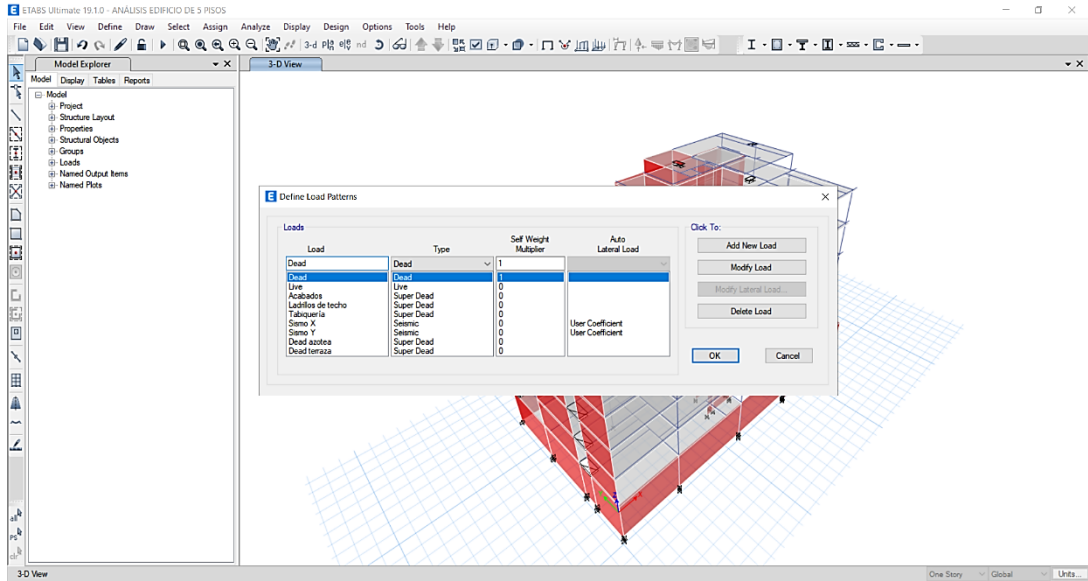
21. Se define las secciones de placas estructurales



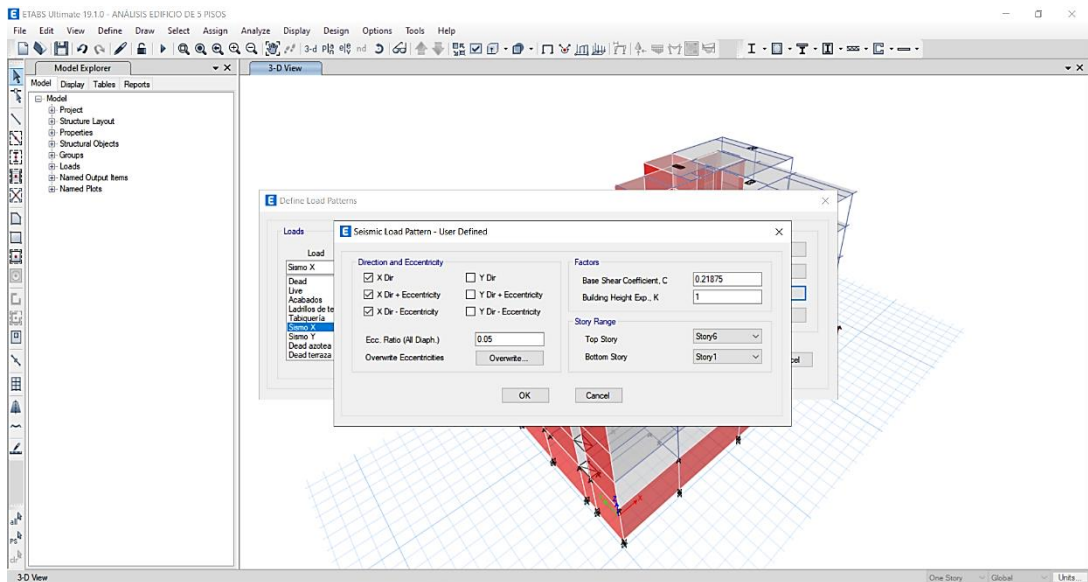
22. Se presenta la definición de las secciones de muros de contención y placas estructurales



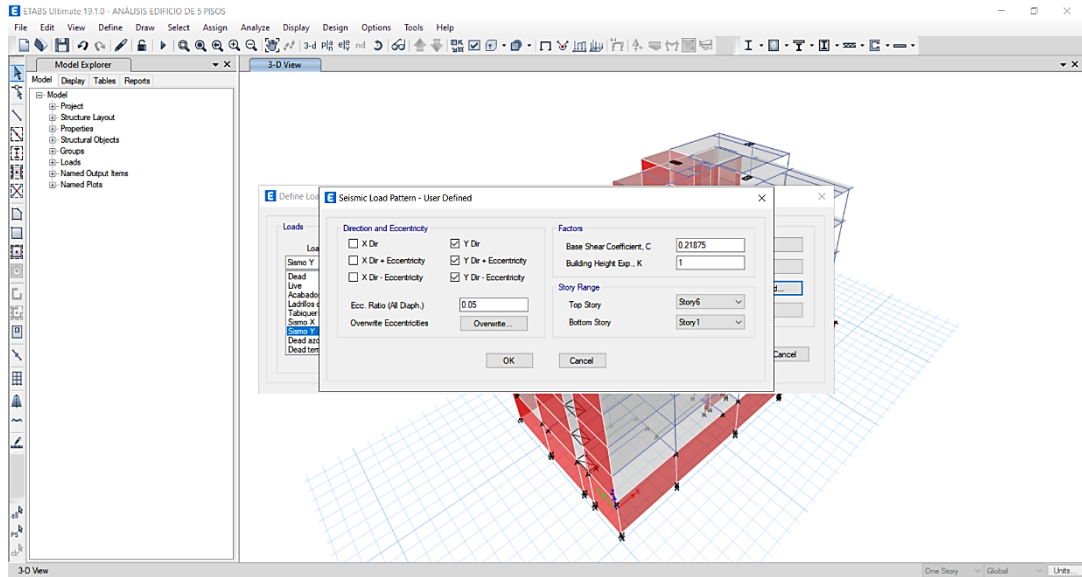
23. Se define los patrones de carga



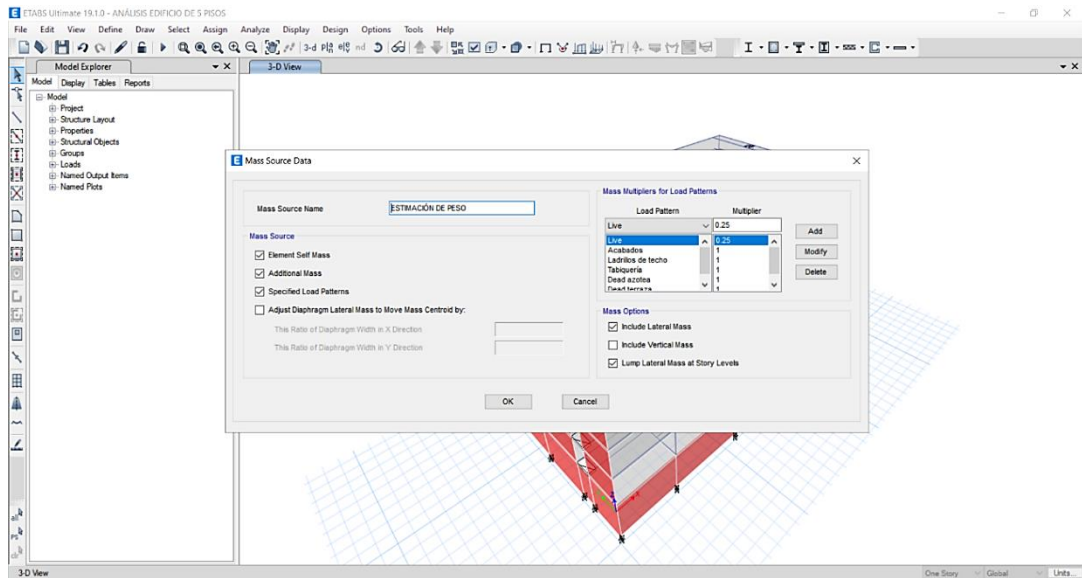
24. Se define el coeficiente lateral sísmico en X



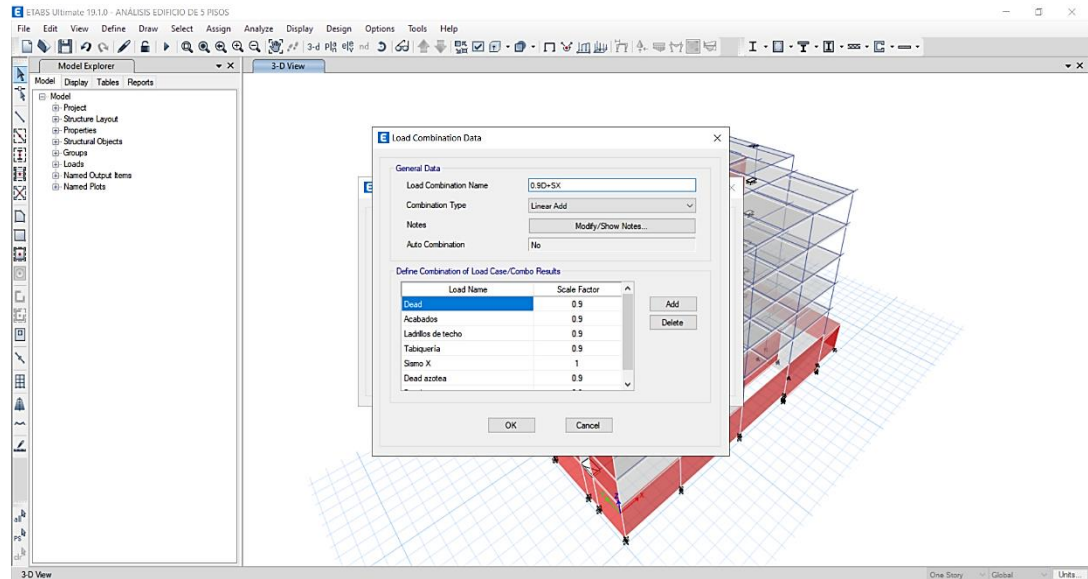
25. Se define el coeficiente lateral sísmico en Y



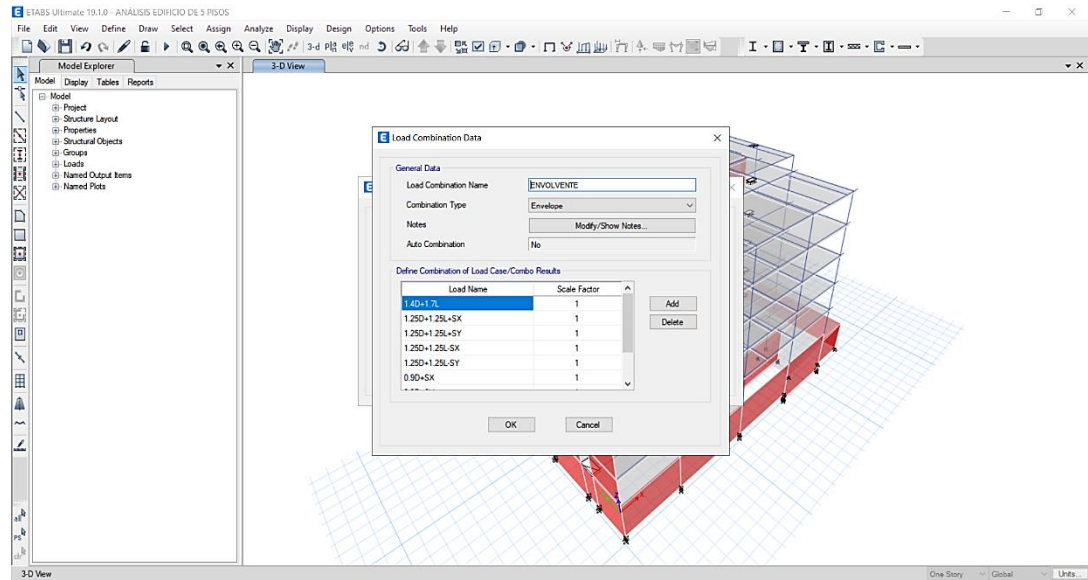
26. Se define la estimación del peso de la edificación



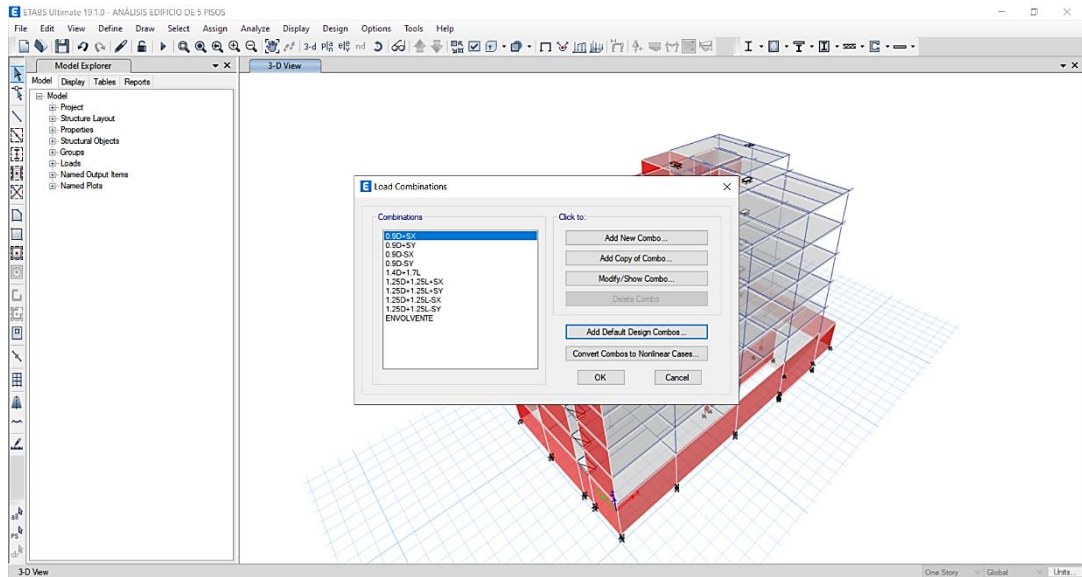
27. Se define los combos de diseño de tipo lineal



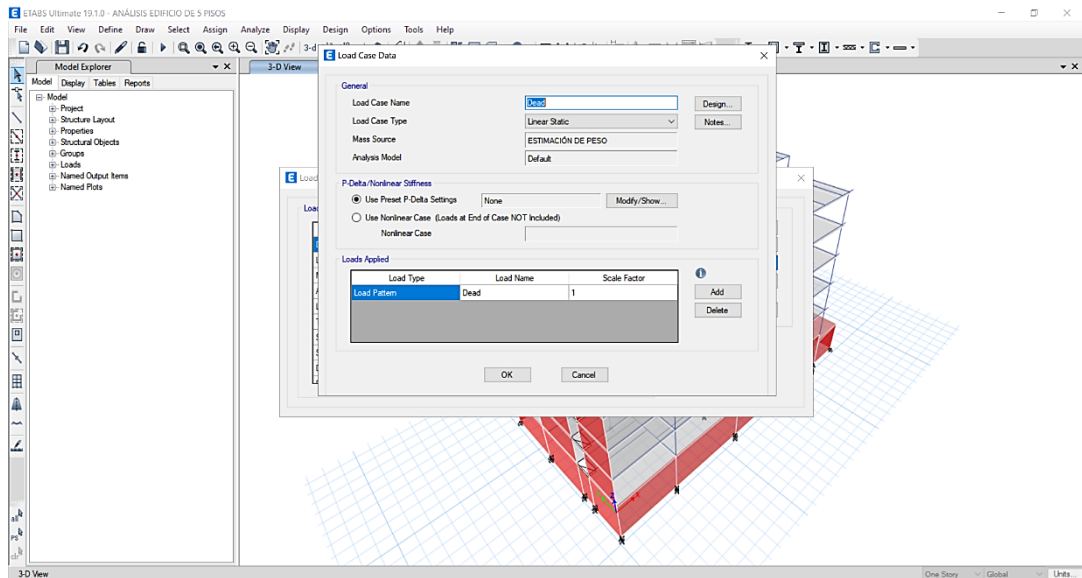
28. Se define la combinación de envoltura de tipo envelope



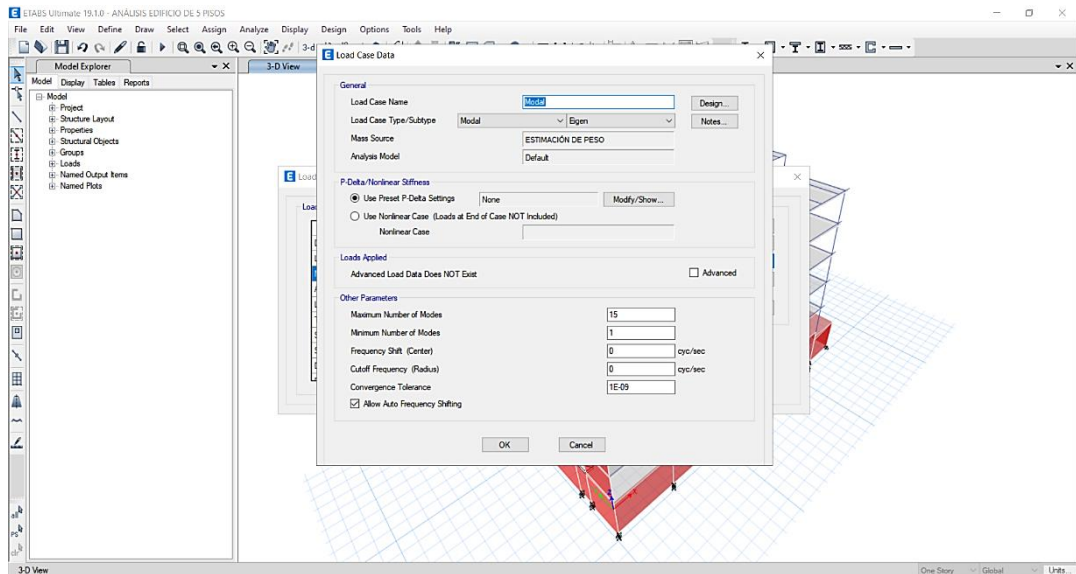
29. Se presenta los combos de diseño y envolvente



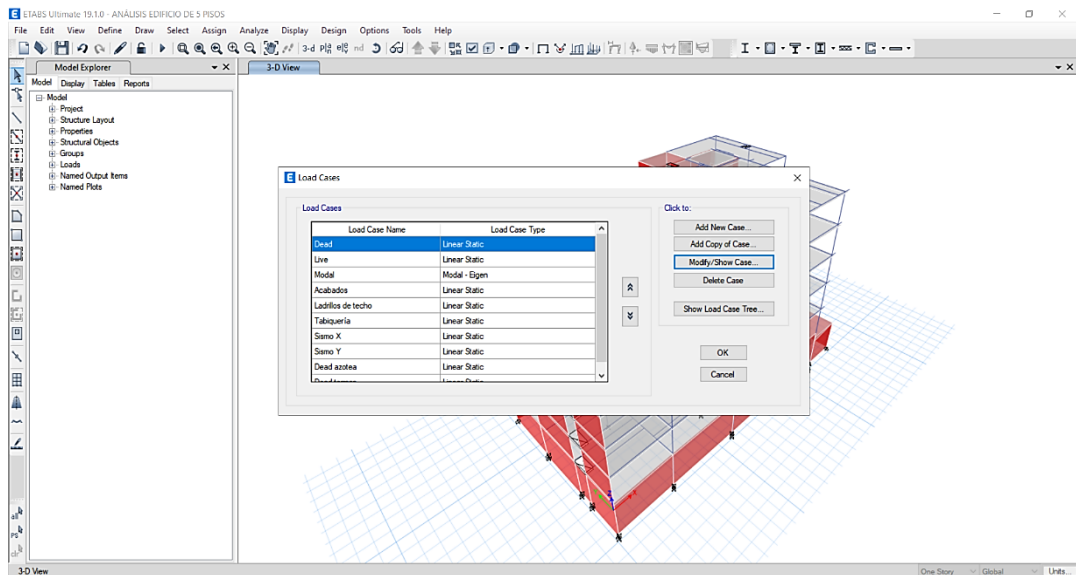
30. Se define los load cases de los patrones de carga



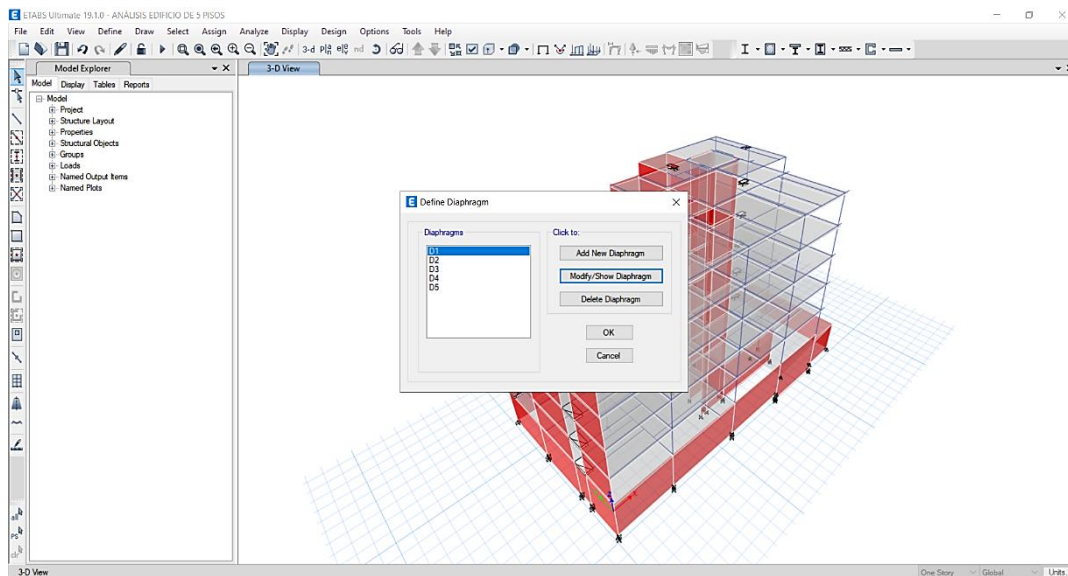
31. Se define los load cases de tipo modal



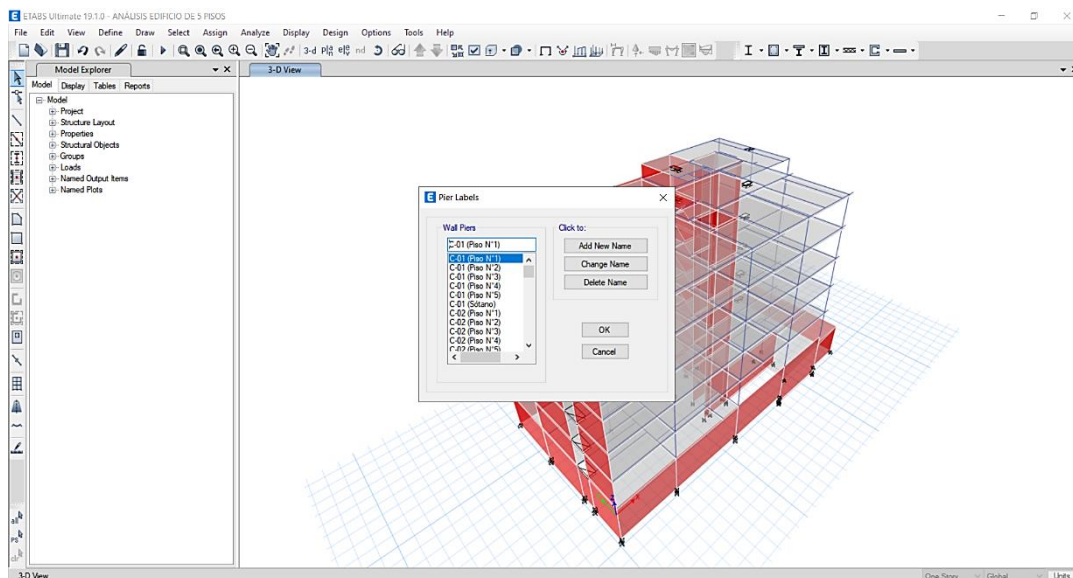
32. Se presenta los load cases de los patrones de carga



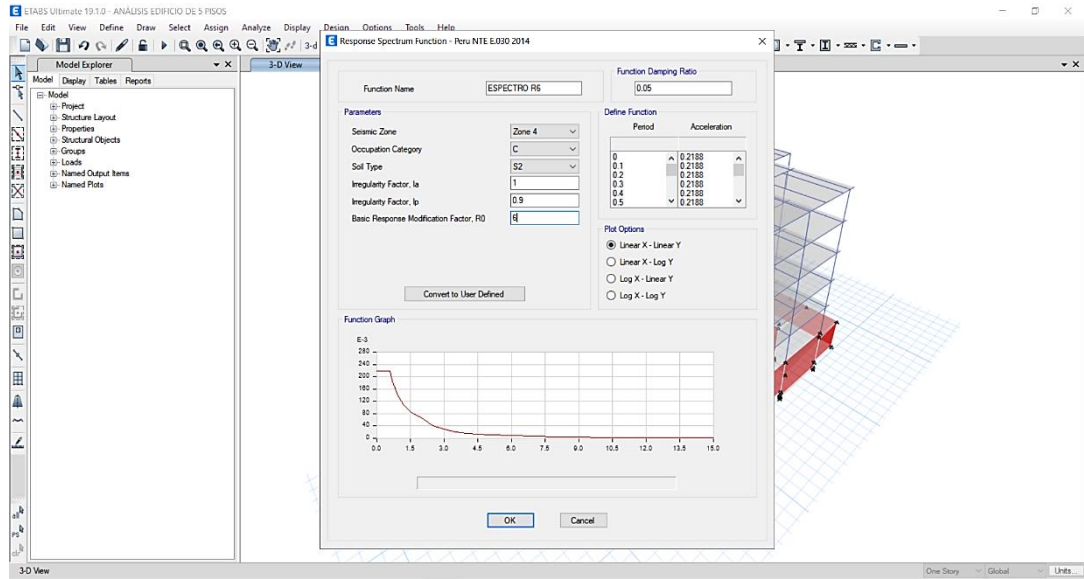
33. Se define los diafragmas rígidos



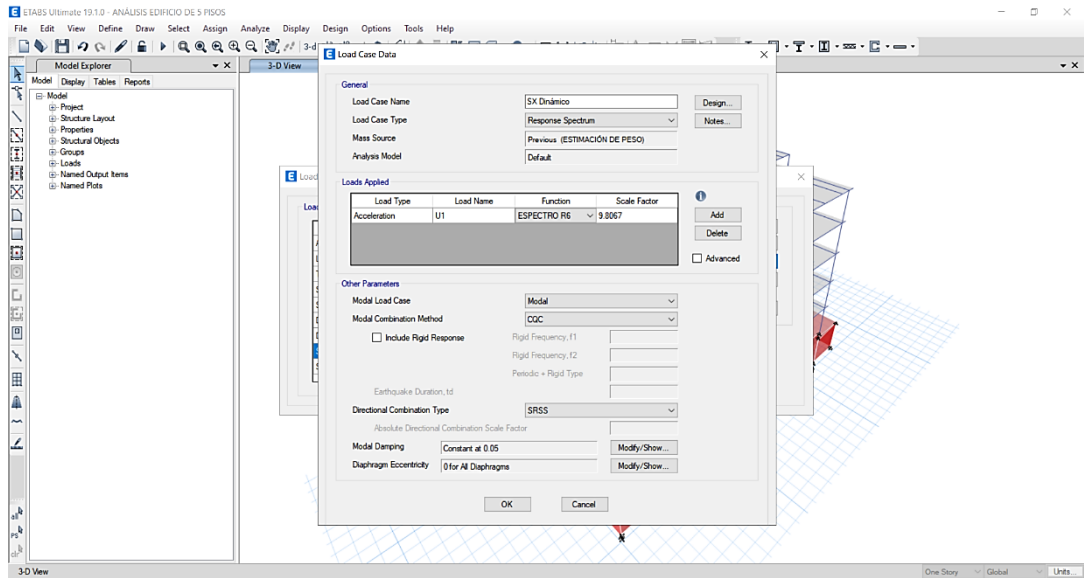
34. Se definen las etiquetas de columnas, muros de contención y placas estructurales



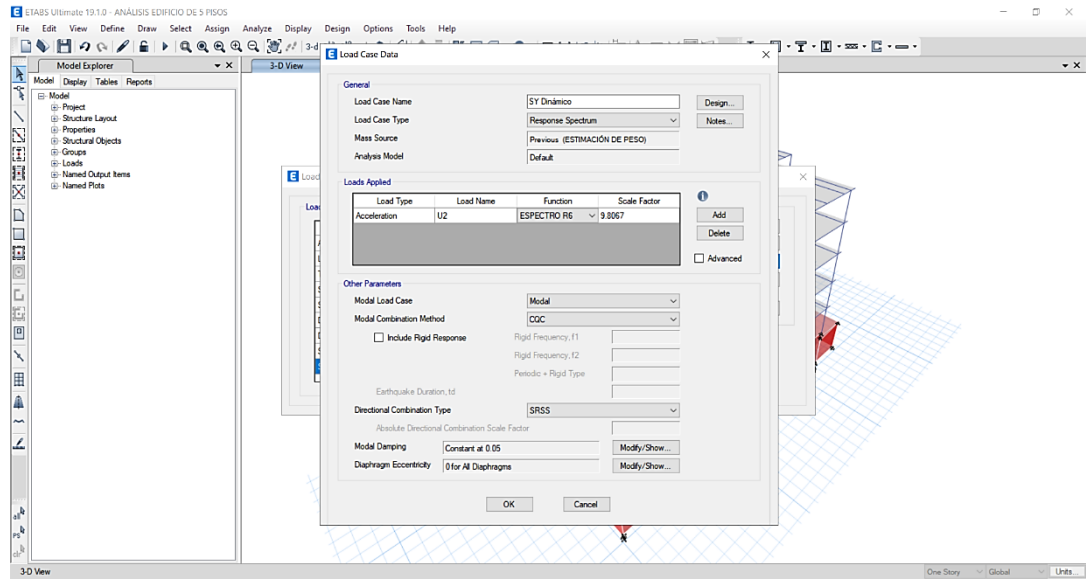
35. Se definen los espectros de respuesta



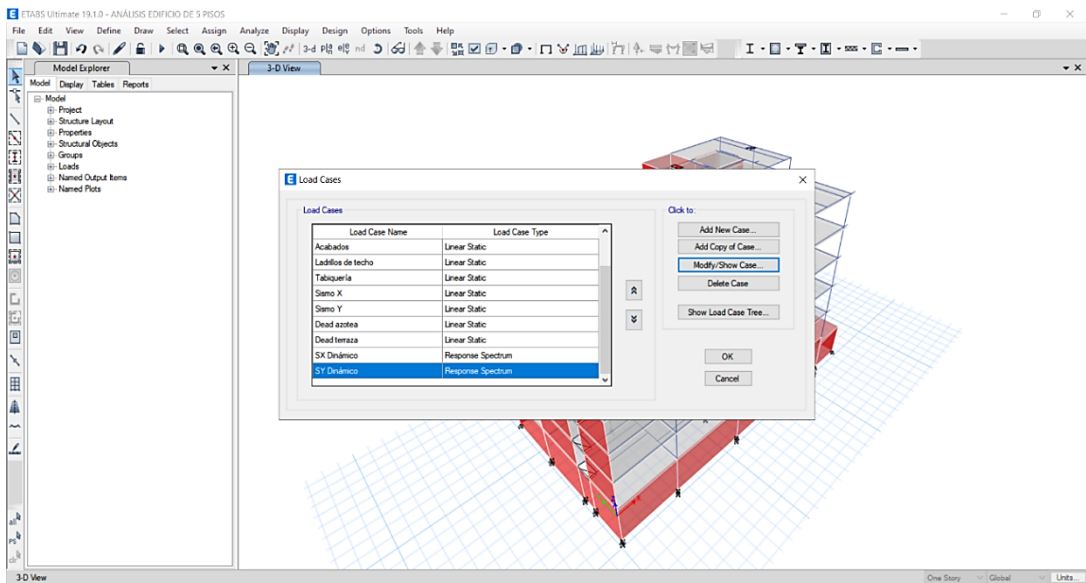
36. Se define el load case del sismo dinámico en X



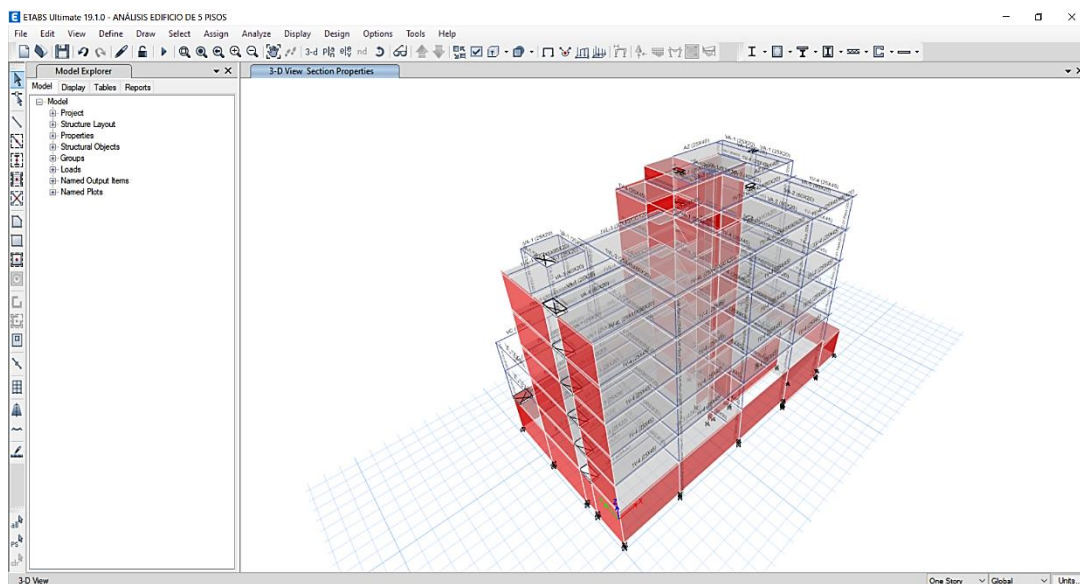
37. Se define el load case del sismo dinámico en Y



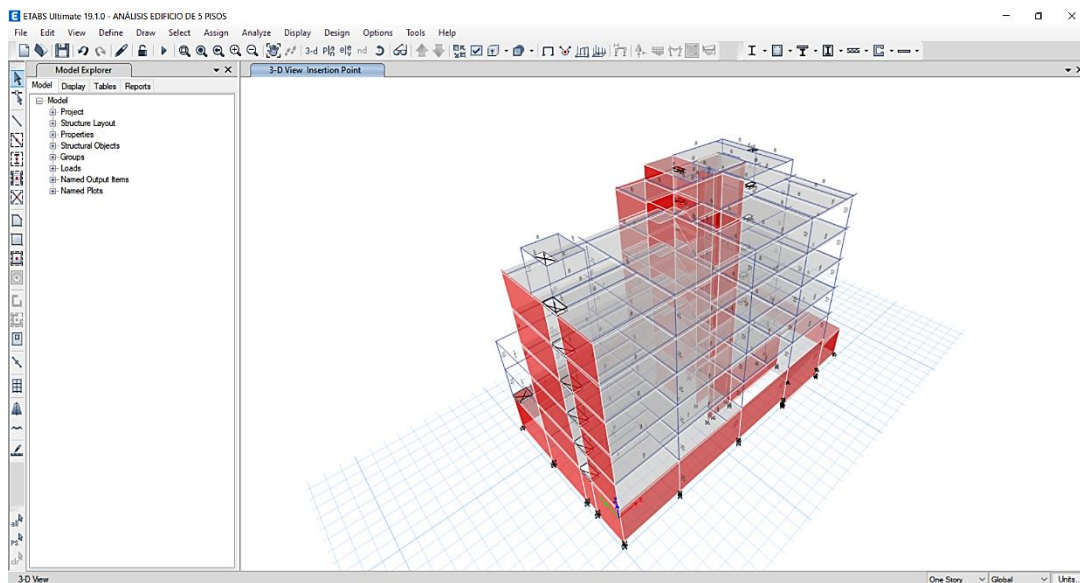
38. Se presenta los load cases del sismo dinámico



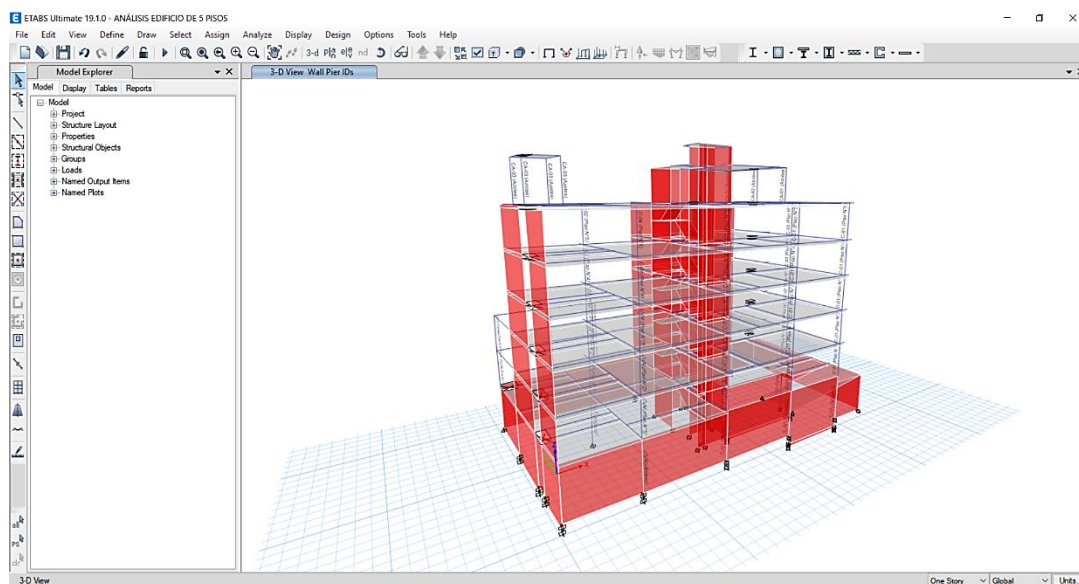
39. Se asigna las secciones de vigas y columnas



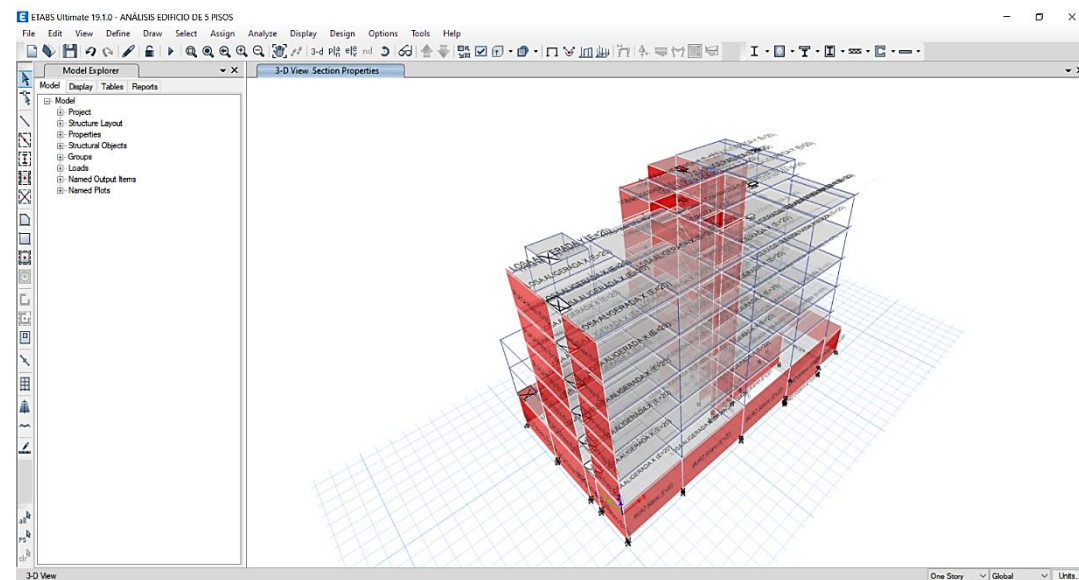
40. Se asigna los insert point en vigas y columnas



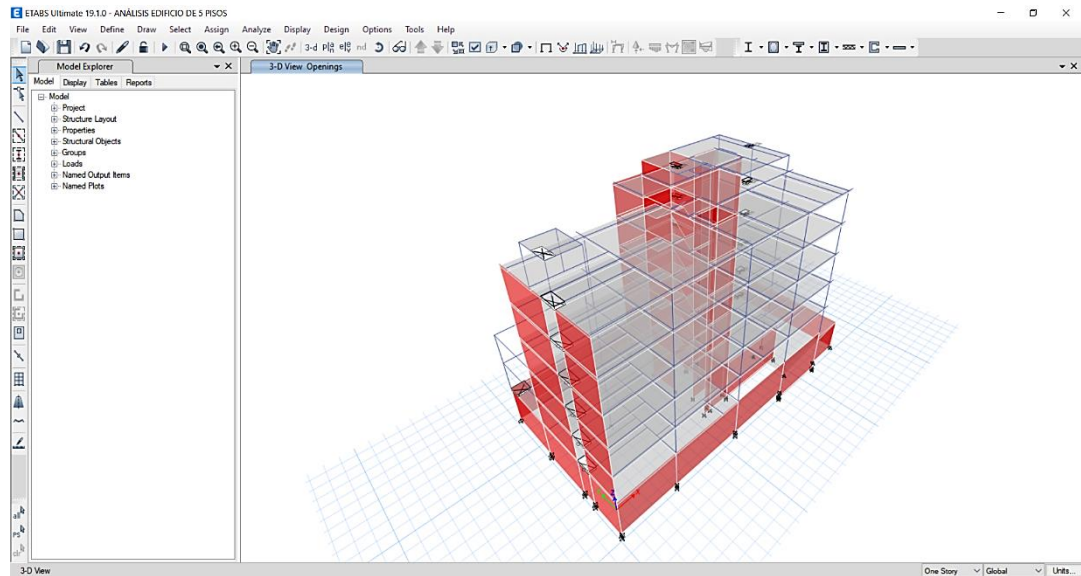
41. Se asigna las etiquetas de columnas



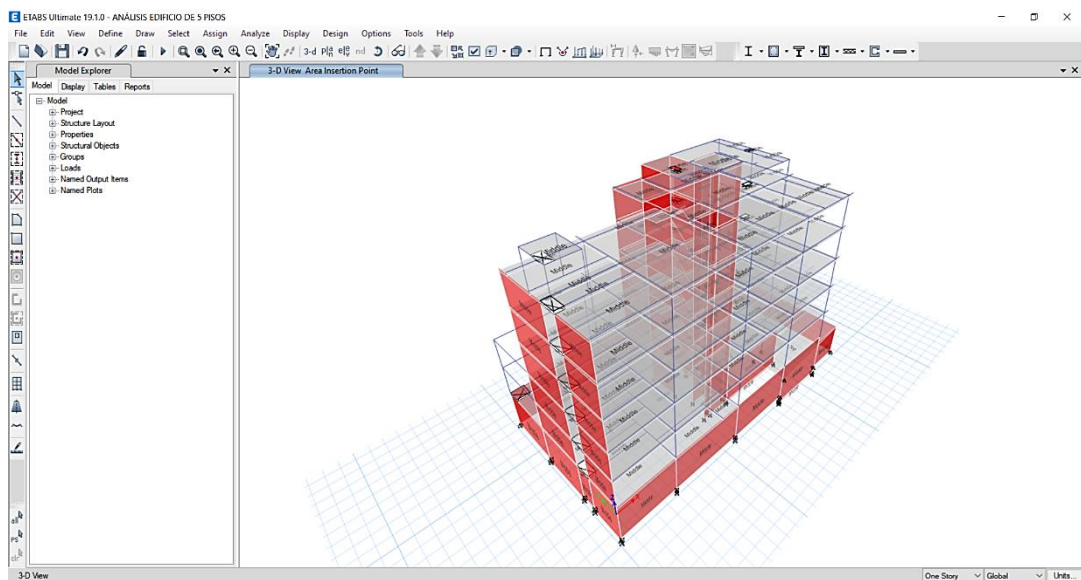
42. Se asigna las secciones de losas aligeradas y macizas



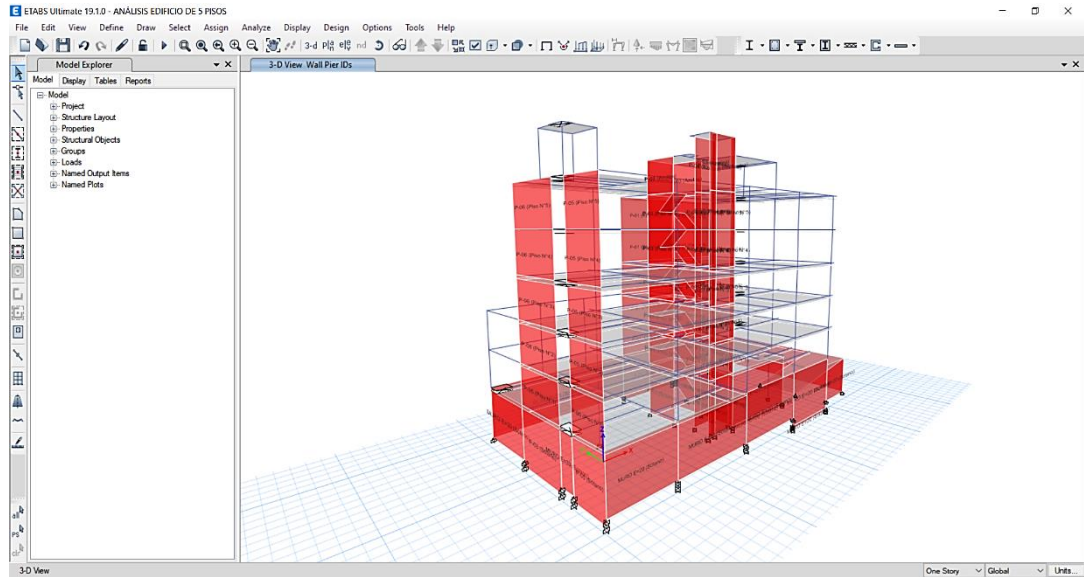
43. Se dibuja los vacíos en los entresijos para los ductos de ventilación



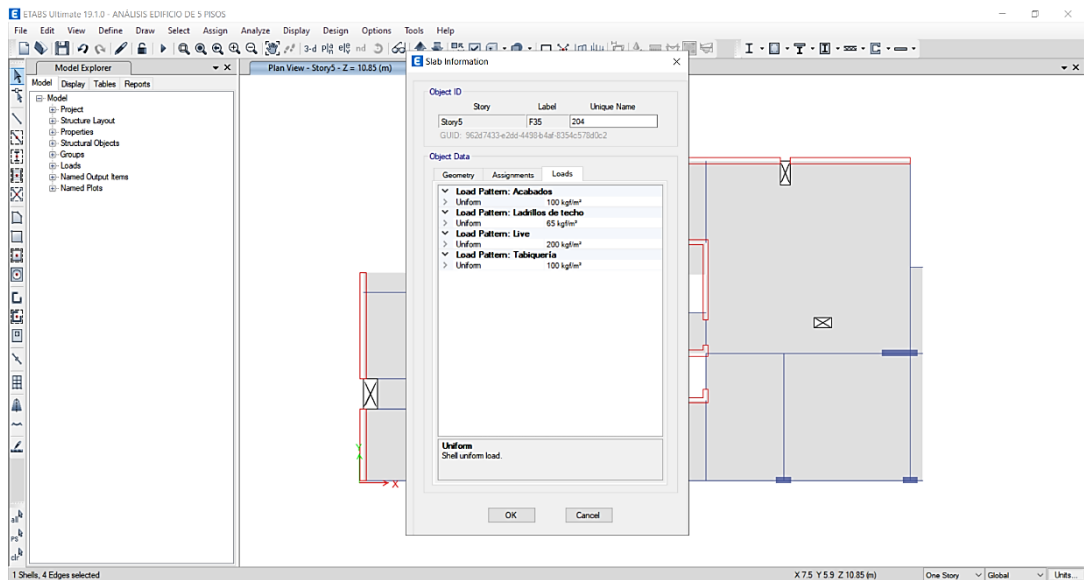
44. Se asigna los insert point en losas aligeradas y macizas



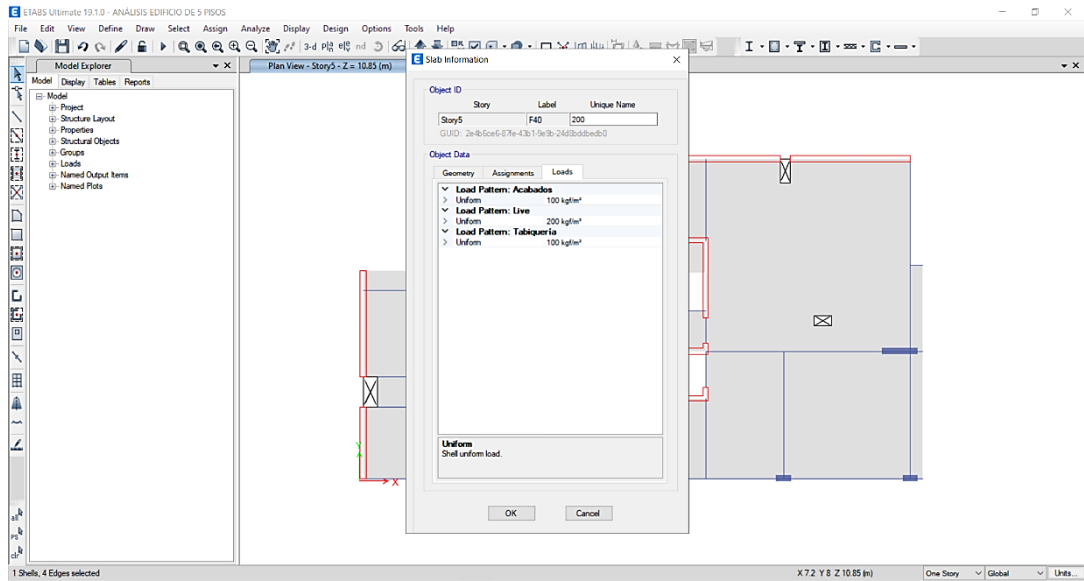
45. Se asigna las etiquetas de los muros de contención y placas estructurales



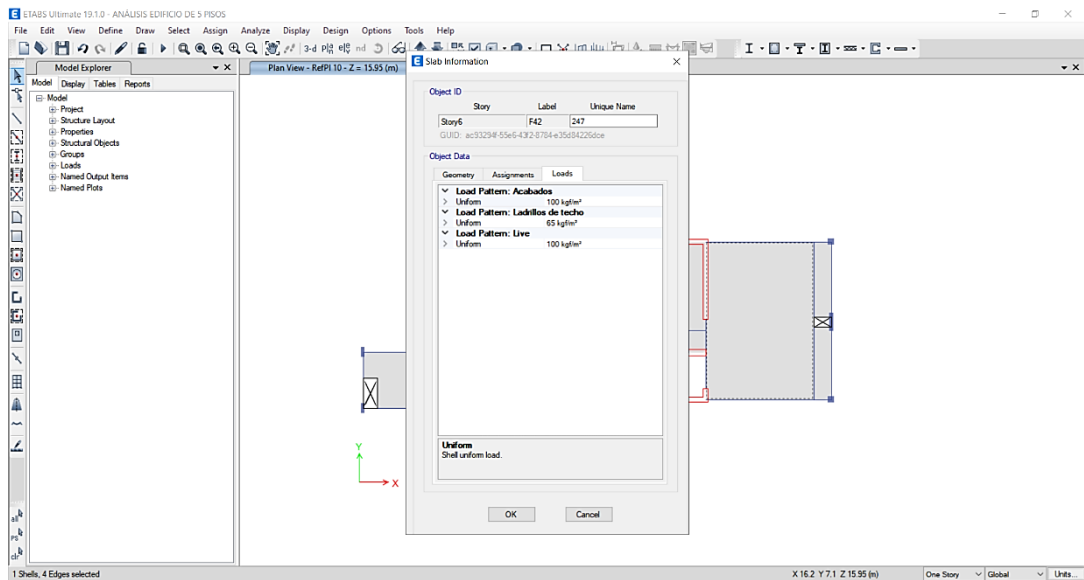
46. Se asigna las sobrecargas de entrapiso en losas aligeradas



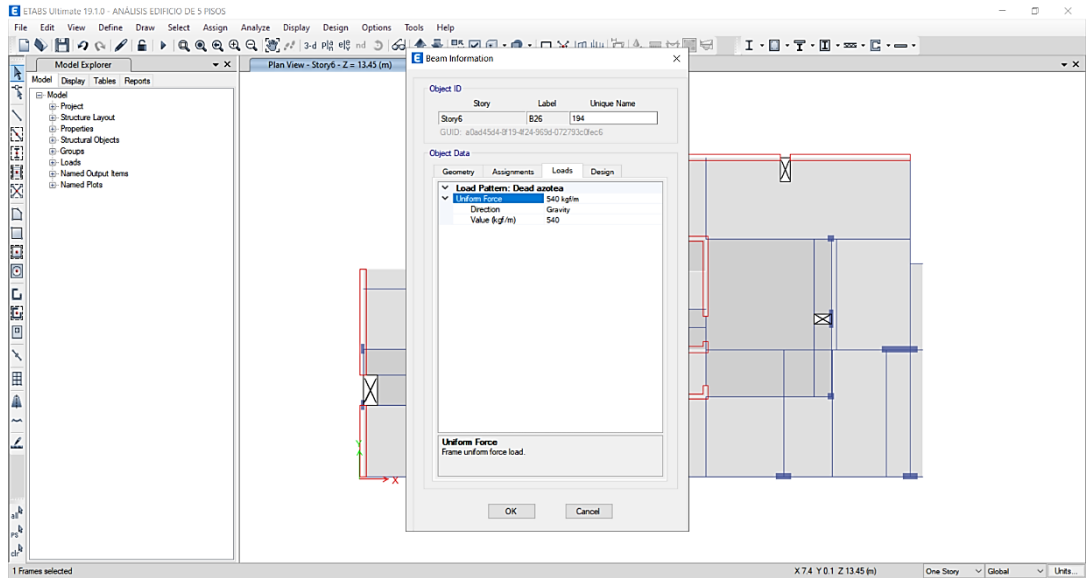
47. Se asigna las sobrecargas de entrepiso en losas macizas



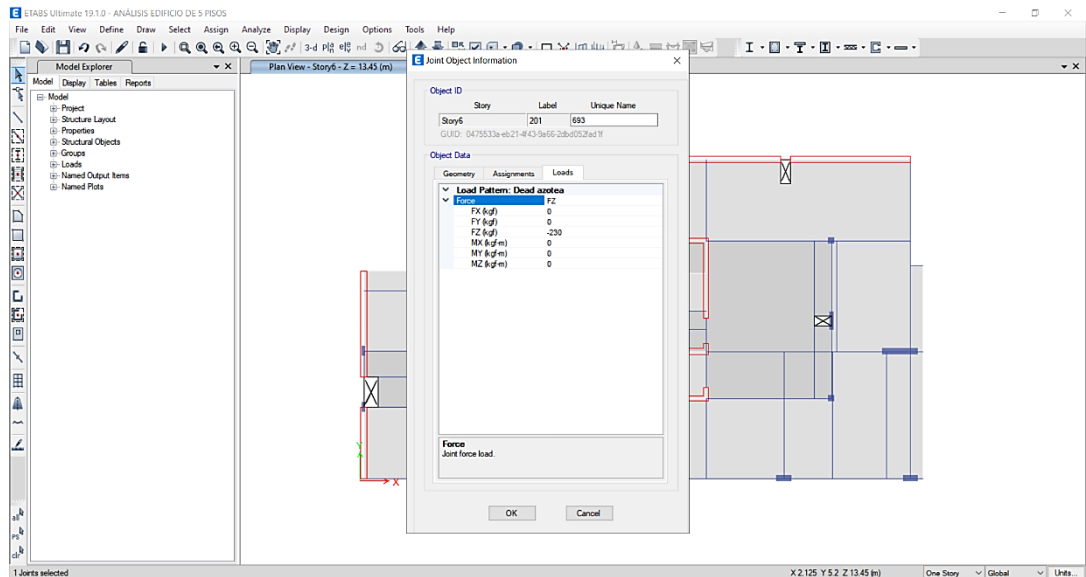
48. Se asigna las sobrecargas en el techo aligerado de la azotea



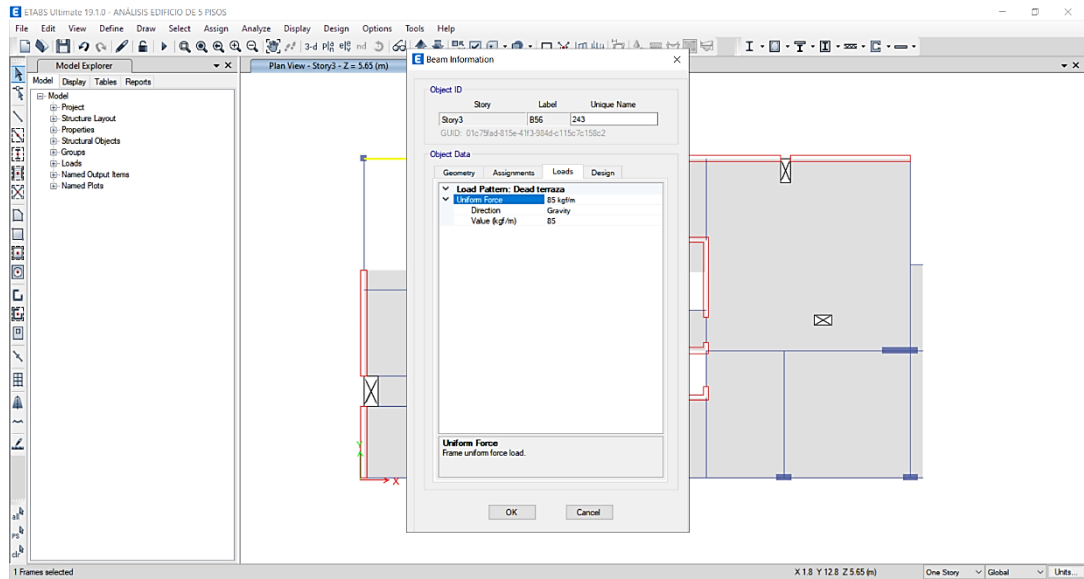
49. Se asigna la carga lineal del jardín de la azotea



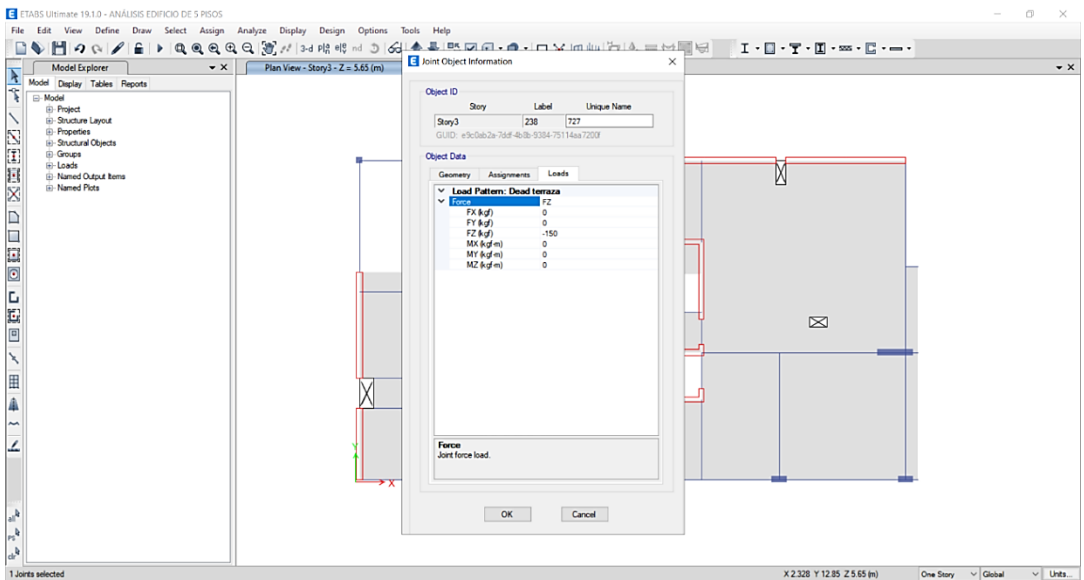
50. Se asigna las cargas puntuales de la terraza de madera en la azotea



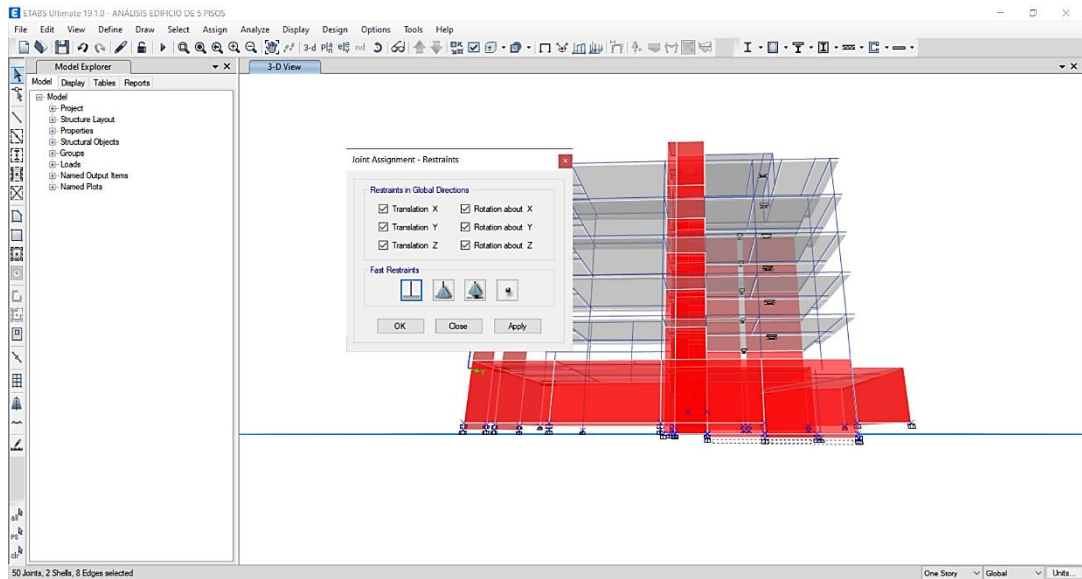
51. Se asigna la carga lineal de la celosía metálica de aluminio



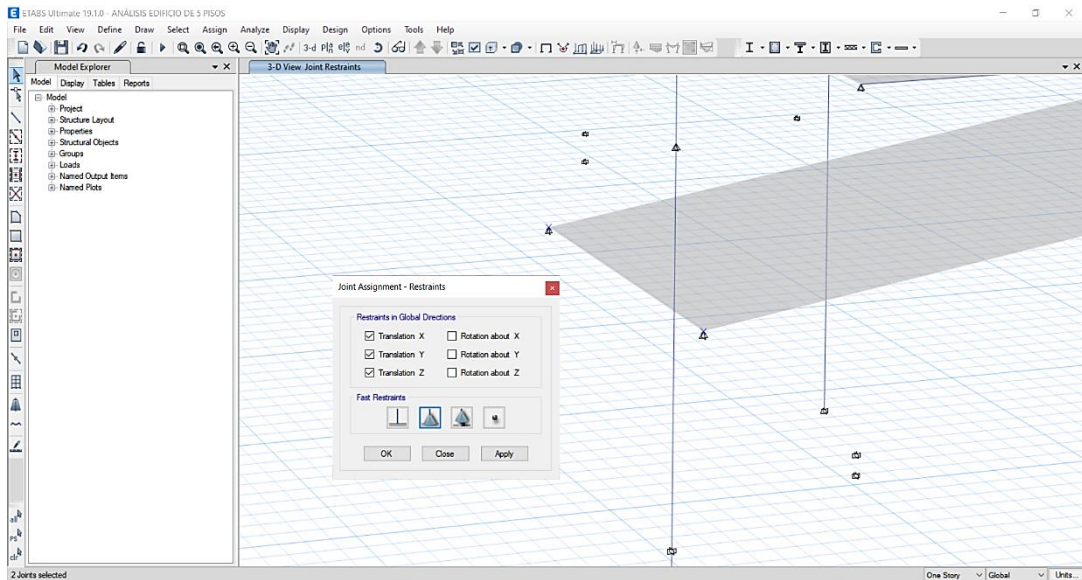
52. Se asigna las cargas puntuales de los perfiles metálicos de acero



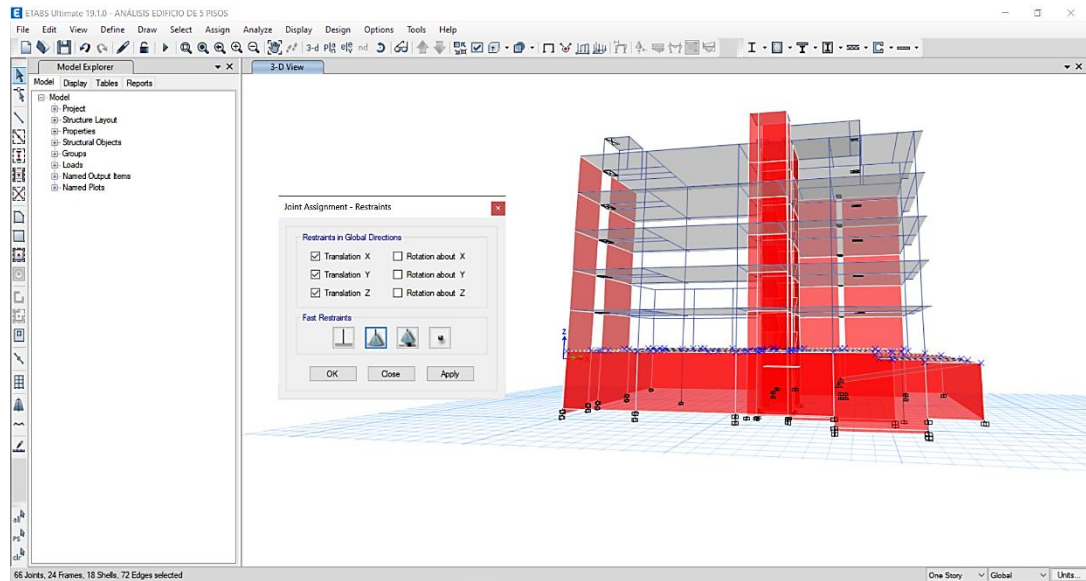
53. Se asigna los apoyos en la base



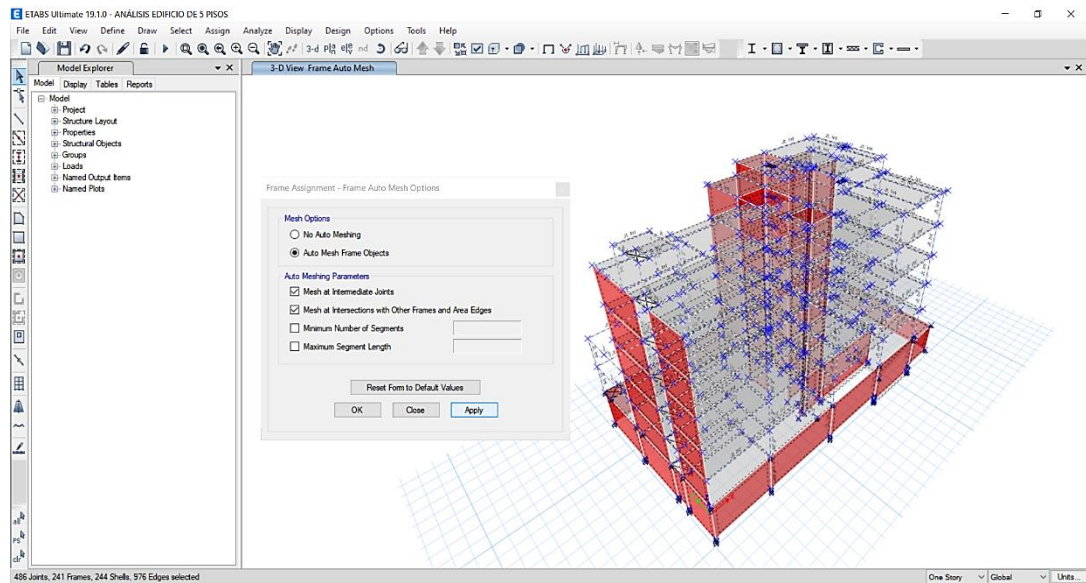
54. Se asigna los apoyos de restricción horizontal y vertical en la rampa



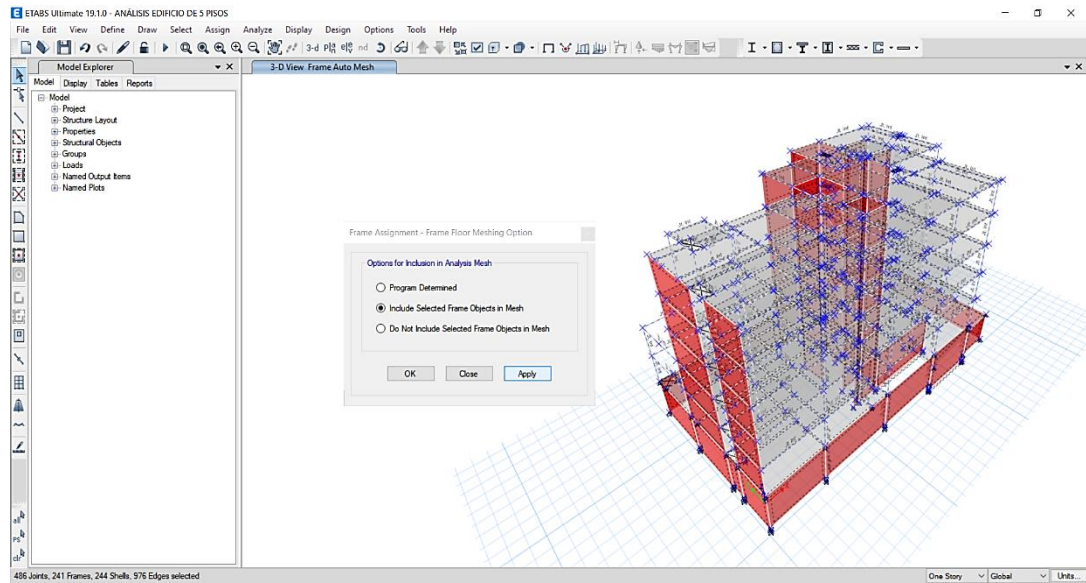
55. Se asigna los apoyos de restricción horizontal y vertical en techo del sótano



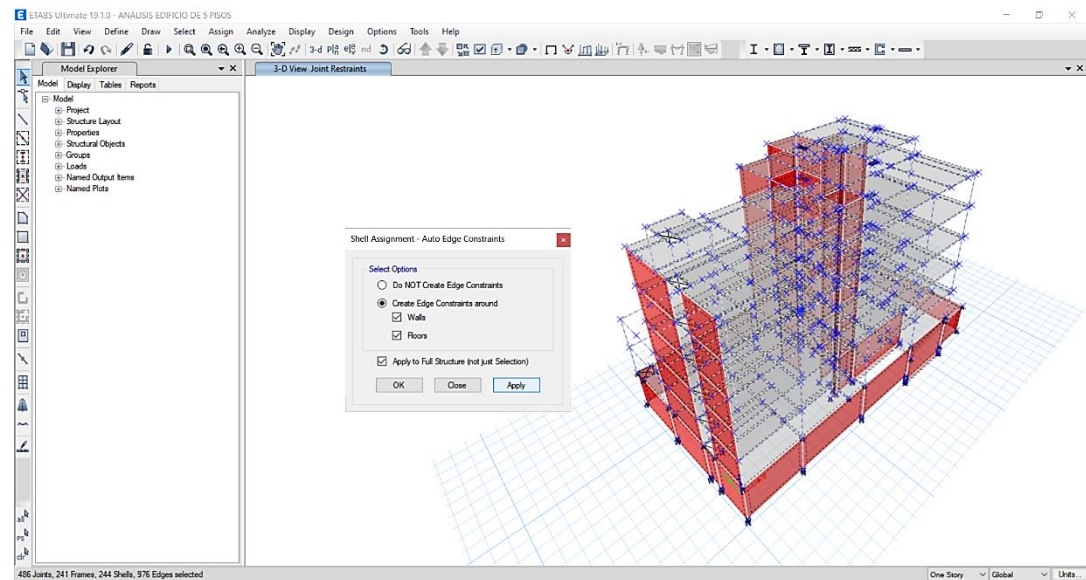
56. Se asigna un automesh en vigas



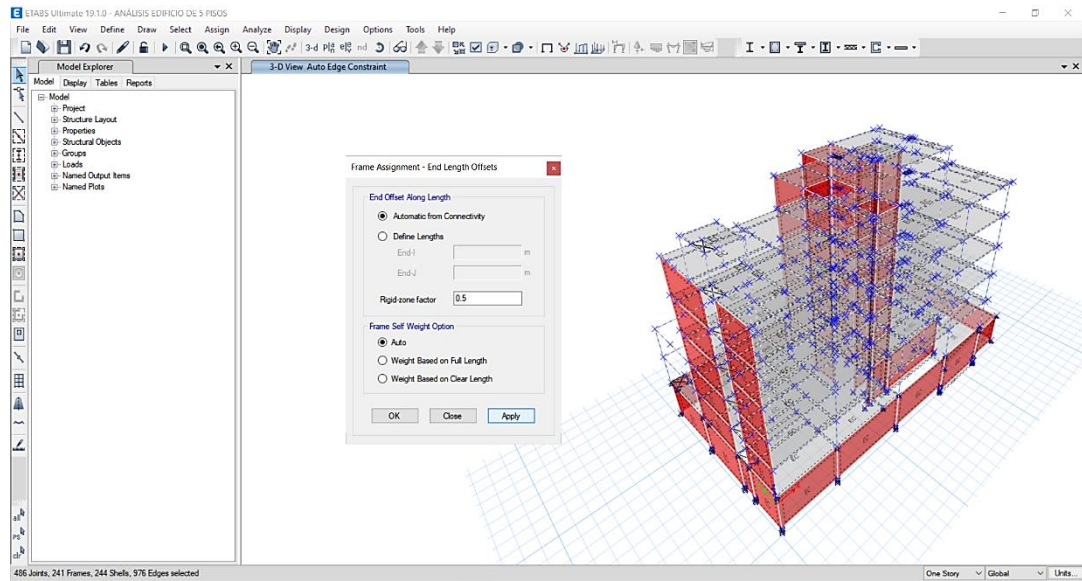
57. Se asigna un automesh en entrepisos



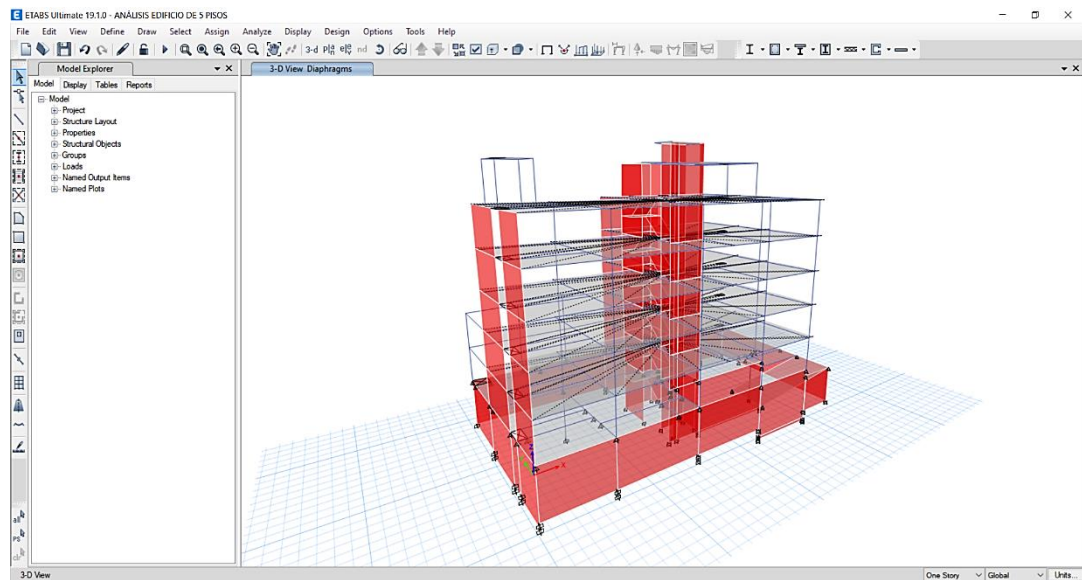
58. Se asigna un auto edge constraints en muros y losas



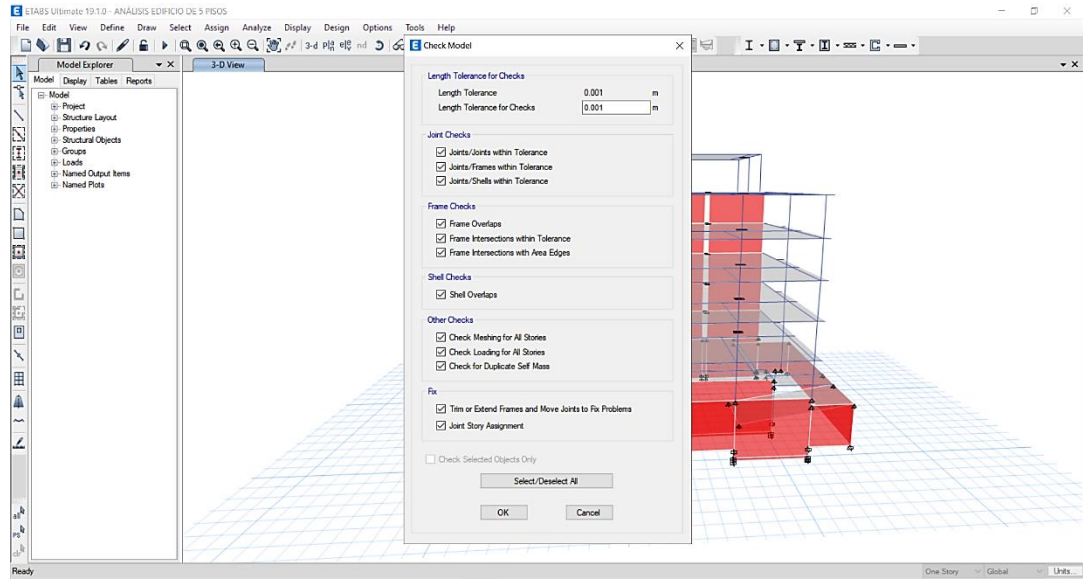
59. Se asigna los brazos rígidos en vigas y columnas



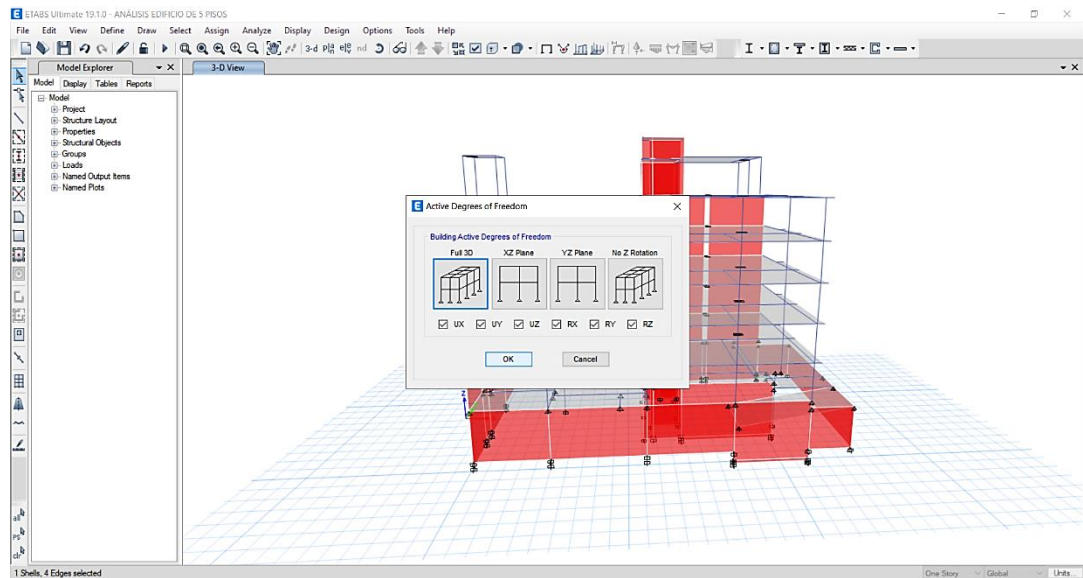
60. Se asigna los diafragmas rígidos en los entrepisos



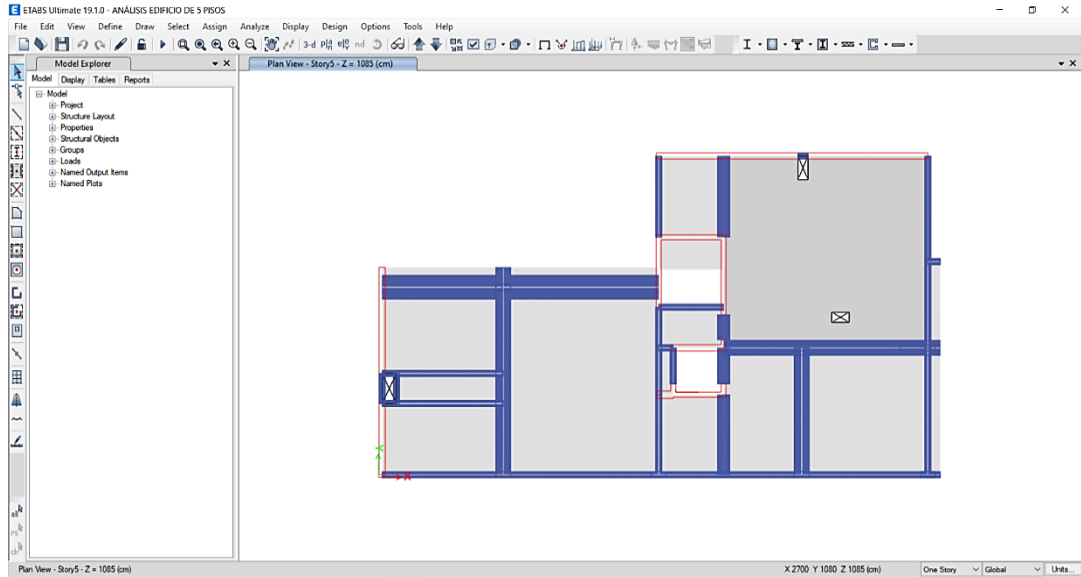
61. Se revisa el modelo final de la edificación



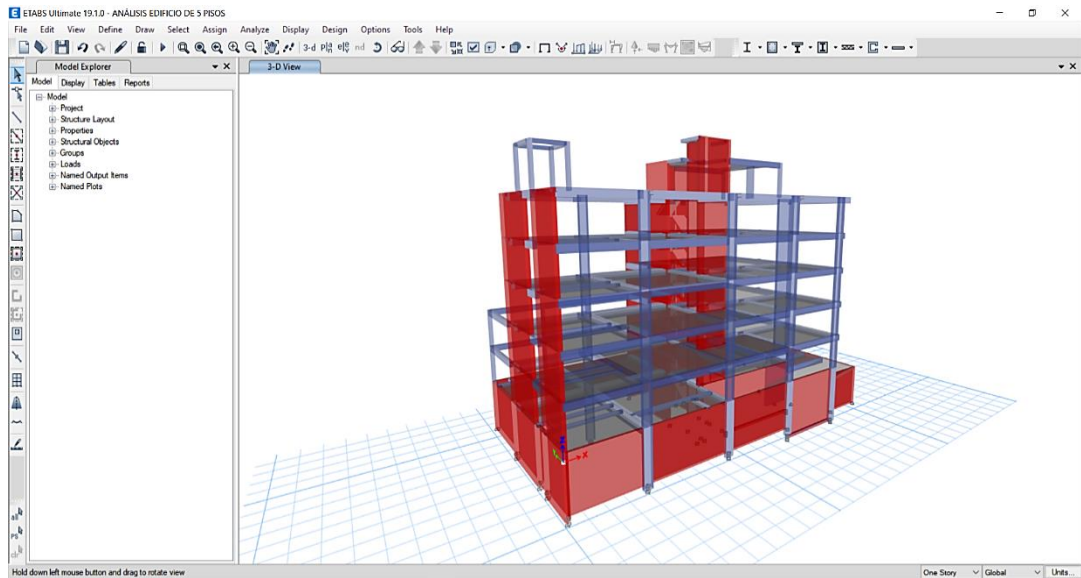
62. Se verifica los grados de libertad



63. Presentación del modelo estructural de la edificación vista en planta



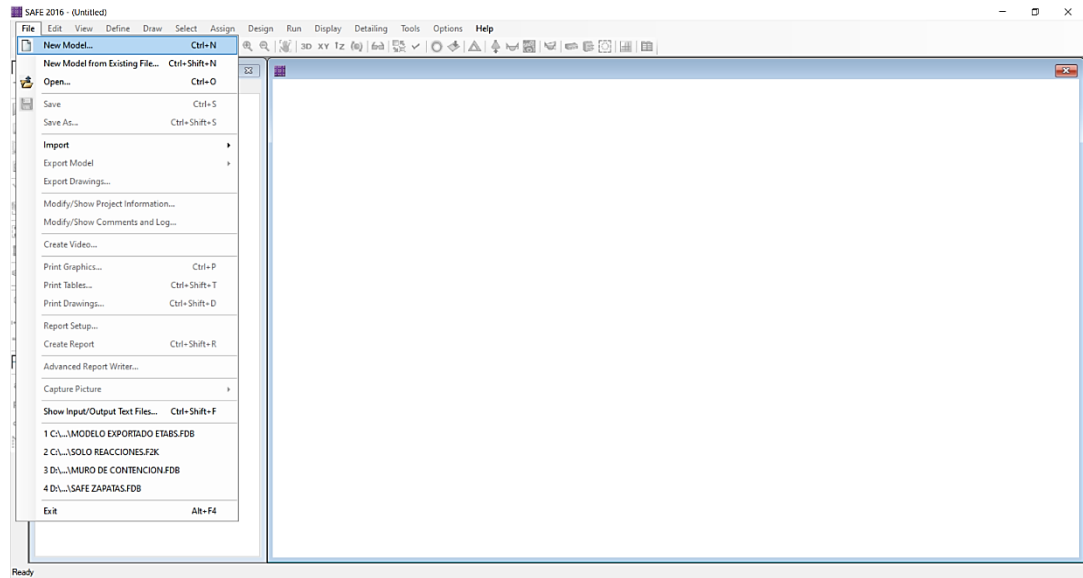
64. Presentación del modelo estructural de la edificación vista en 3D



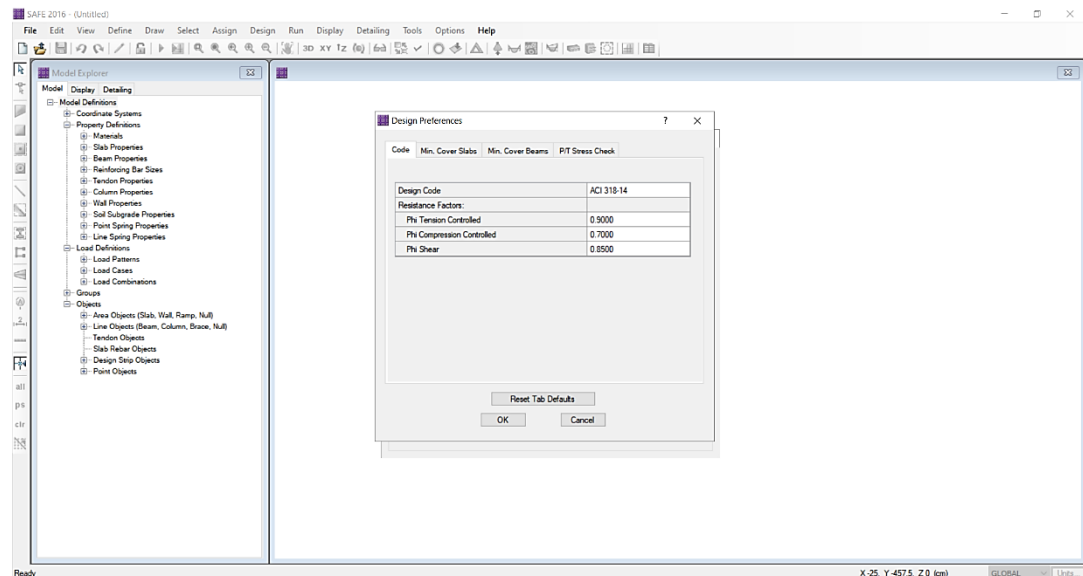
Anexo N°4: Modelo estructural de la cimentación en Safe

A continuación, se describe una elaboración propia del paso a paso en el procedimiento de los modelos estructurales de la cimentación para cada tipo de mejoramiento de suelos utilizando el programa de software Safe 2016 v16.0.2.

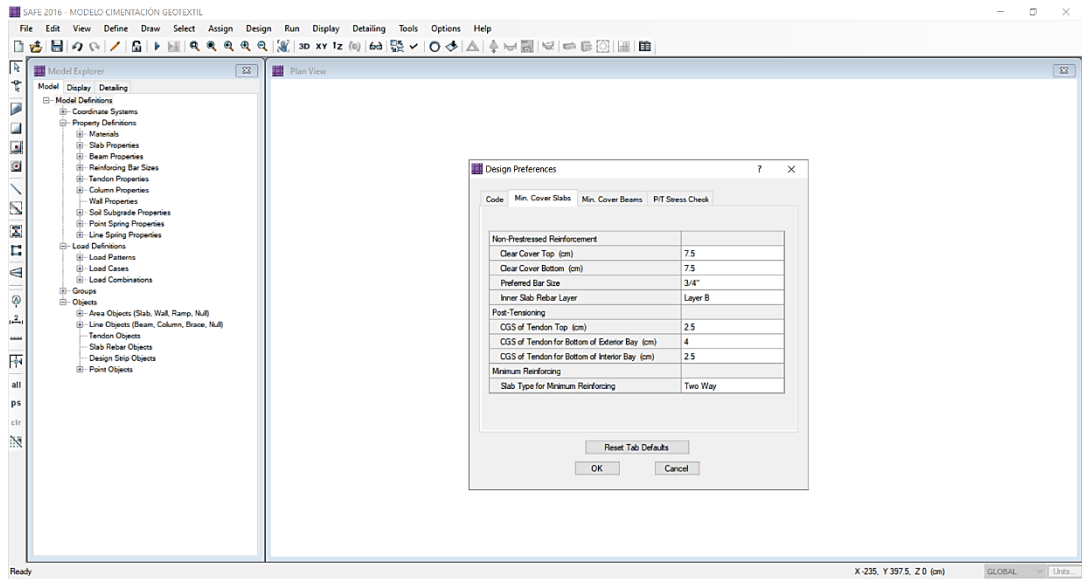
1. Se crea un nuevo modelo



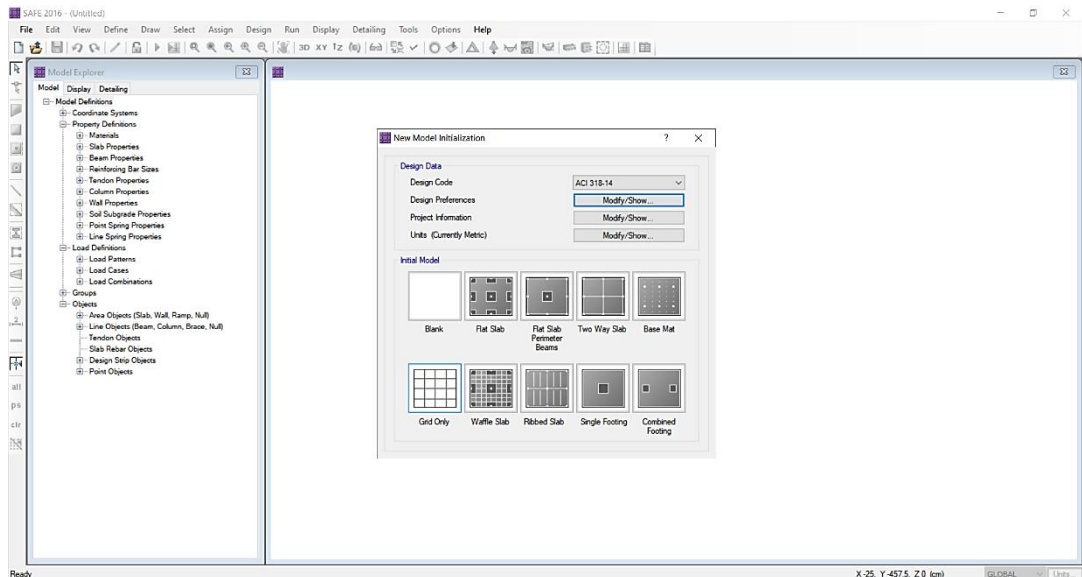
2. Se define las preferencias de diseño (códigos)



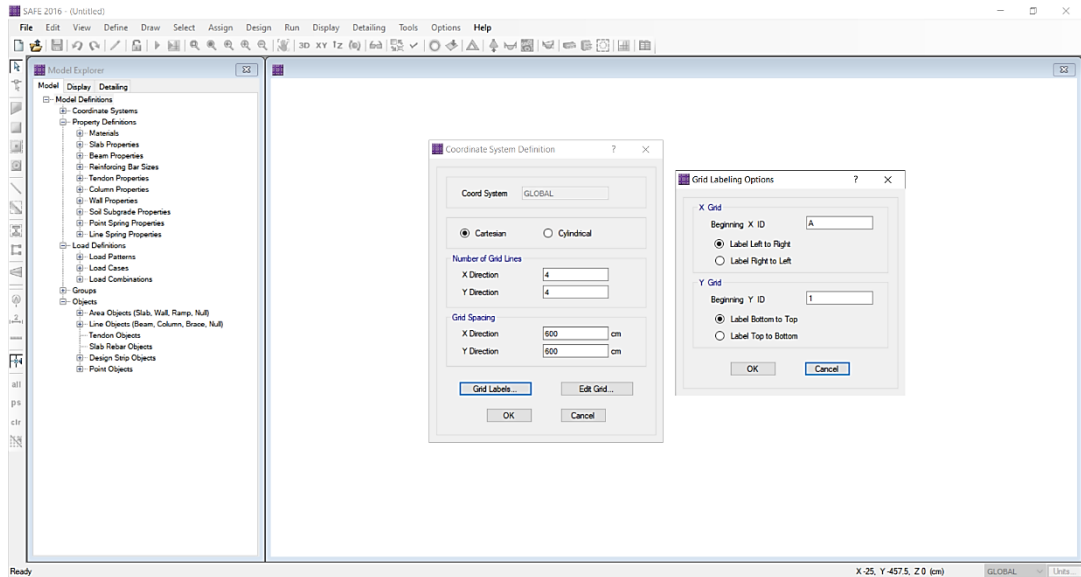
3. Se define las preferencias de diseño para los recubrimientos



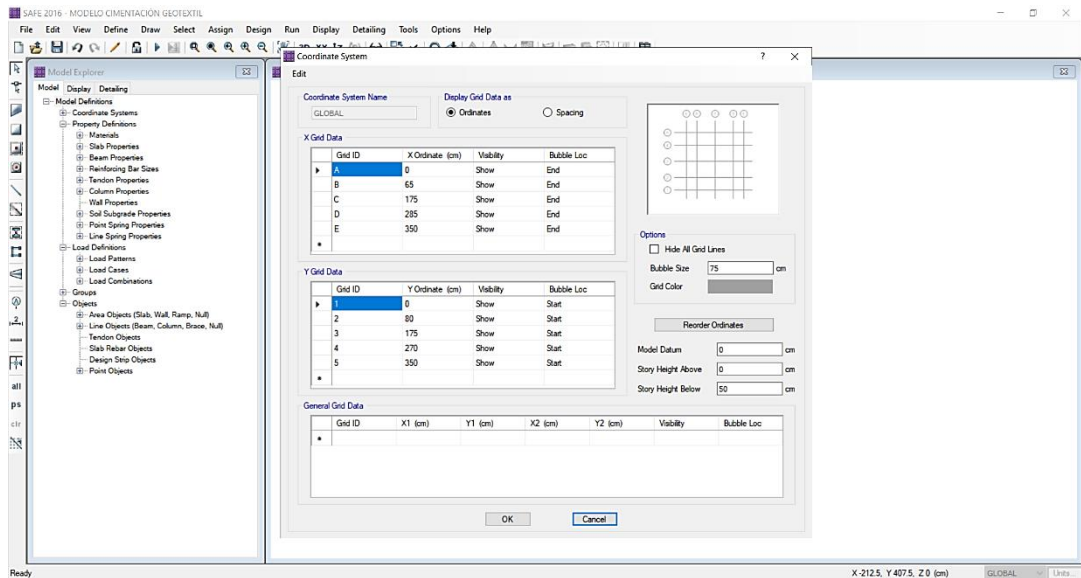
4. Se define un nuevo modelo según las preferencias



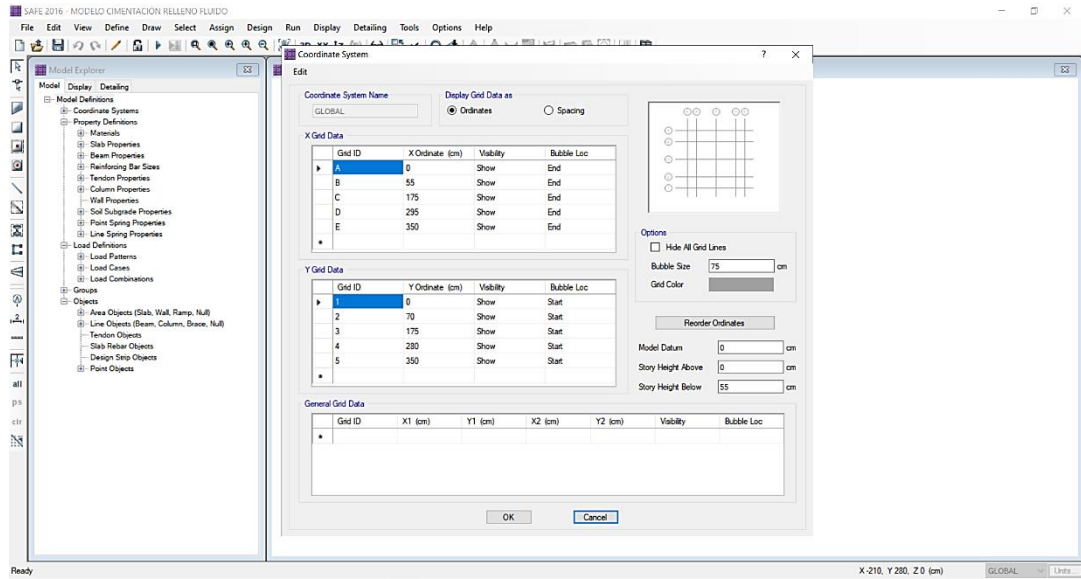
5. Se define el sistema de coordenadas



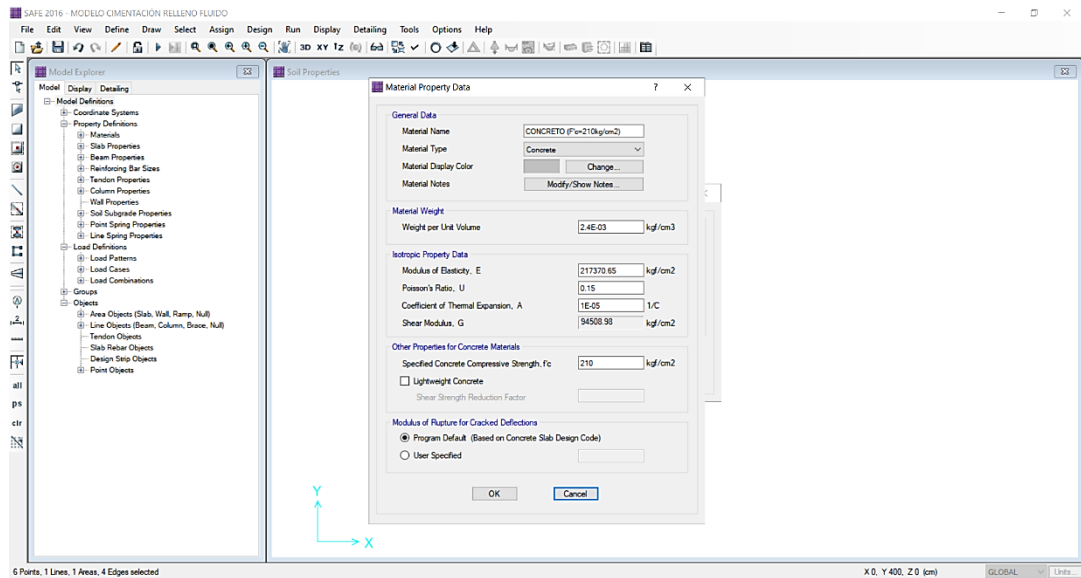
6. Se establece los puntos y coordenadas para el modelo de zapata-geotextil



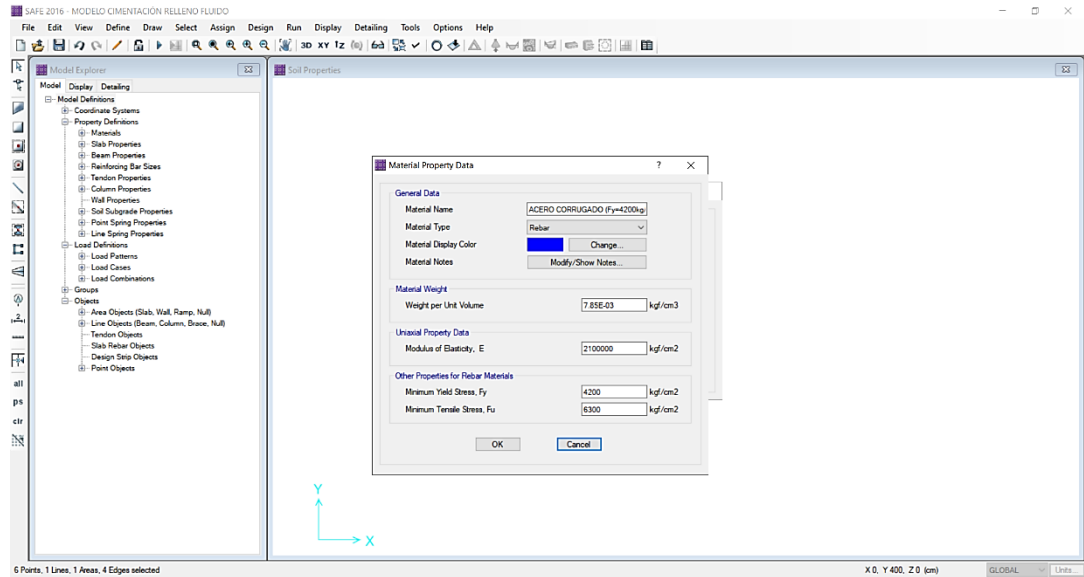
7. Se establece los puntos y coordenadas para el modelo de zapata-relleno fluido



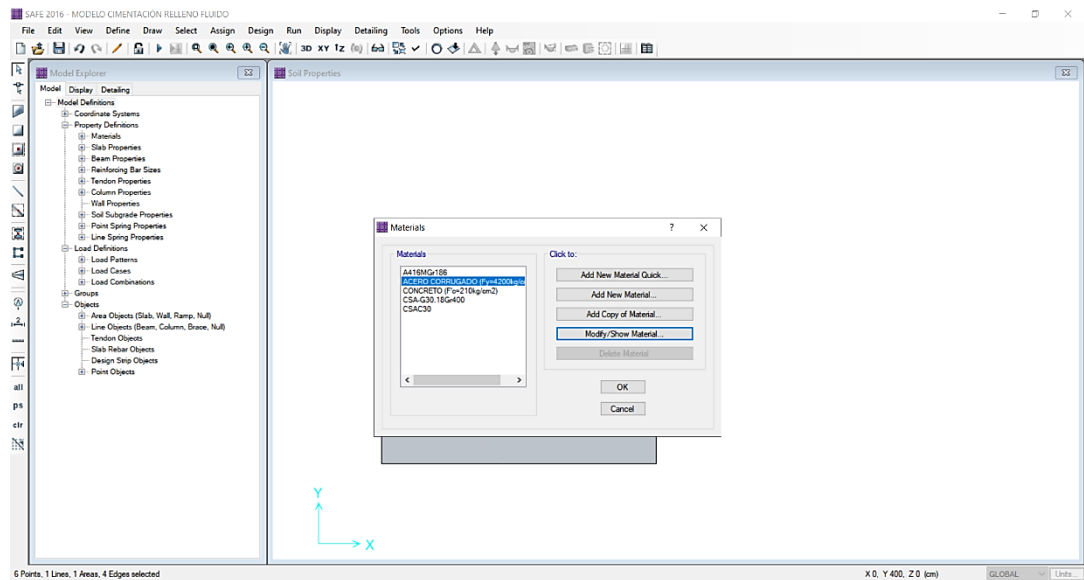
8. Se define las propiedades del material (concreto)



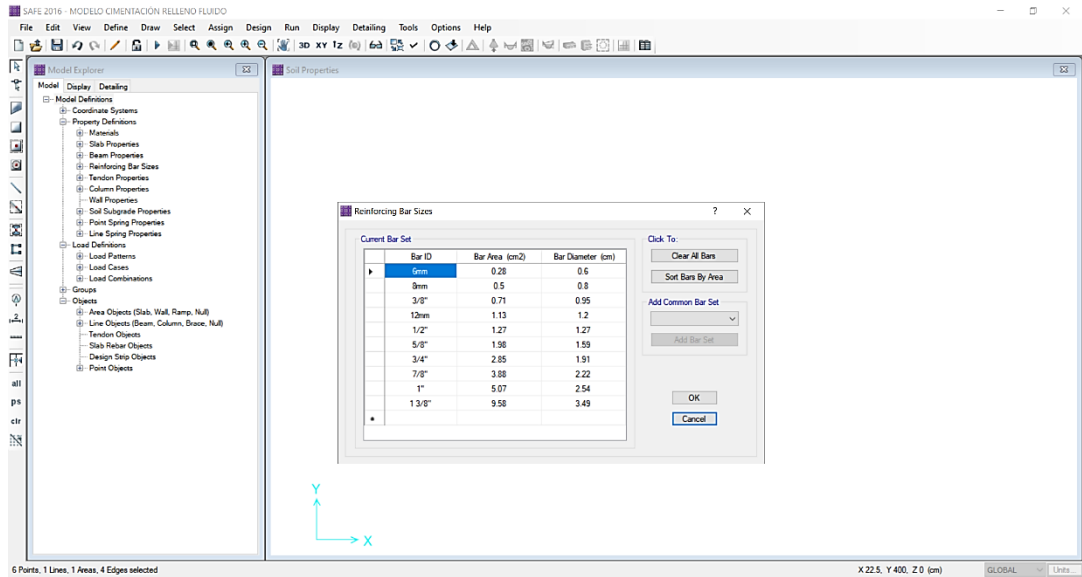
9. Se define las propiedades del material (acero)



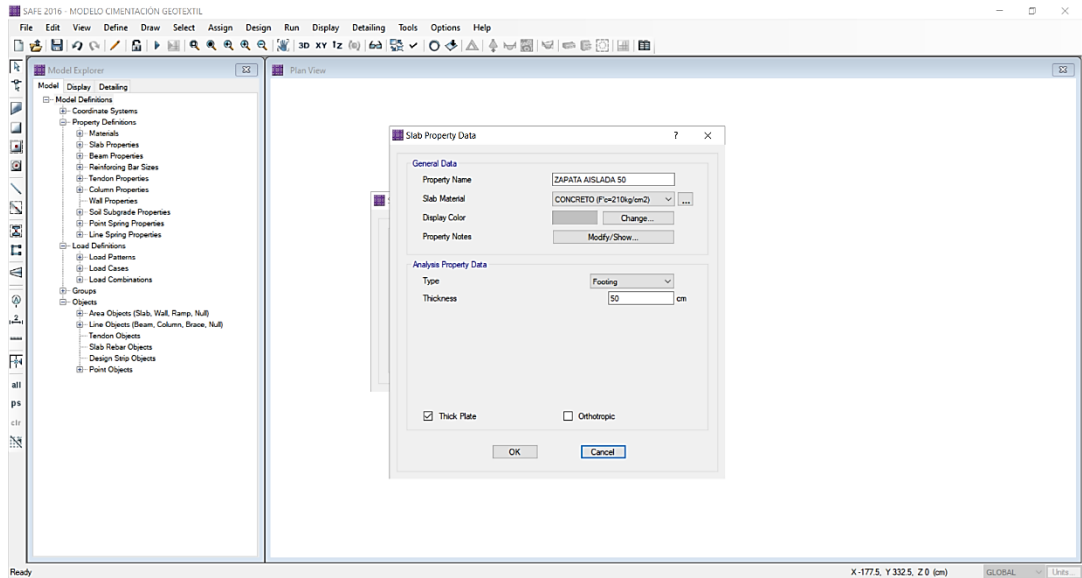
10. Se muestra los materiales creados



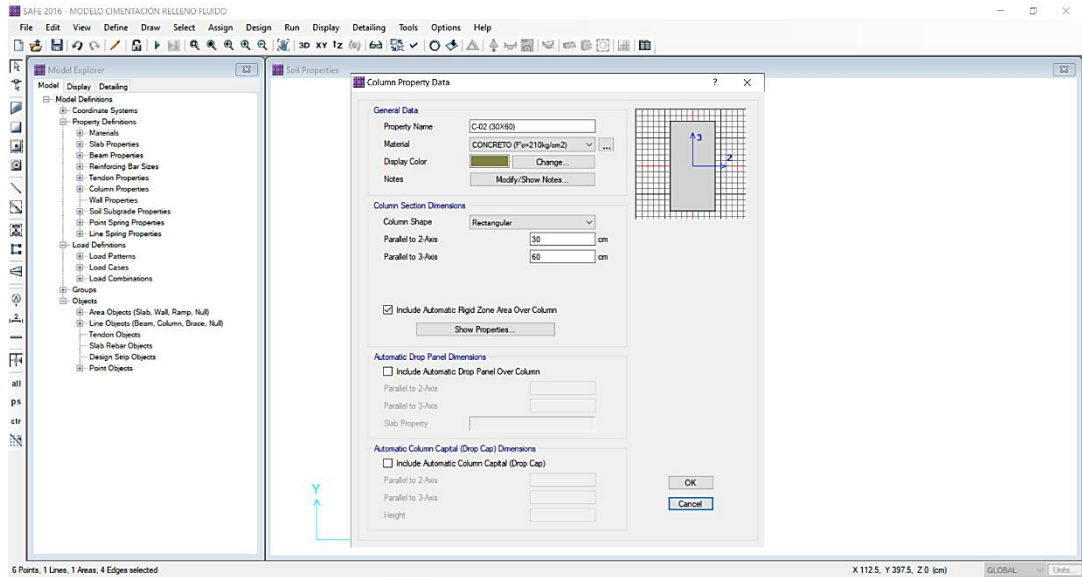
11. Se define los tamaños del acero de refuerzo



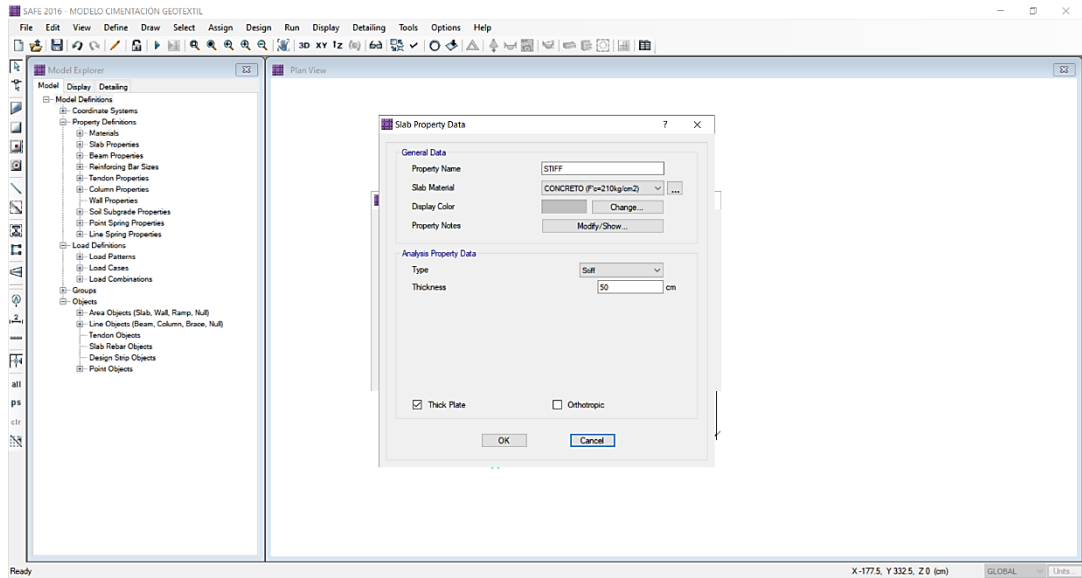
12. Se define las propiedades del elemento zapata



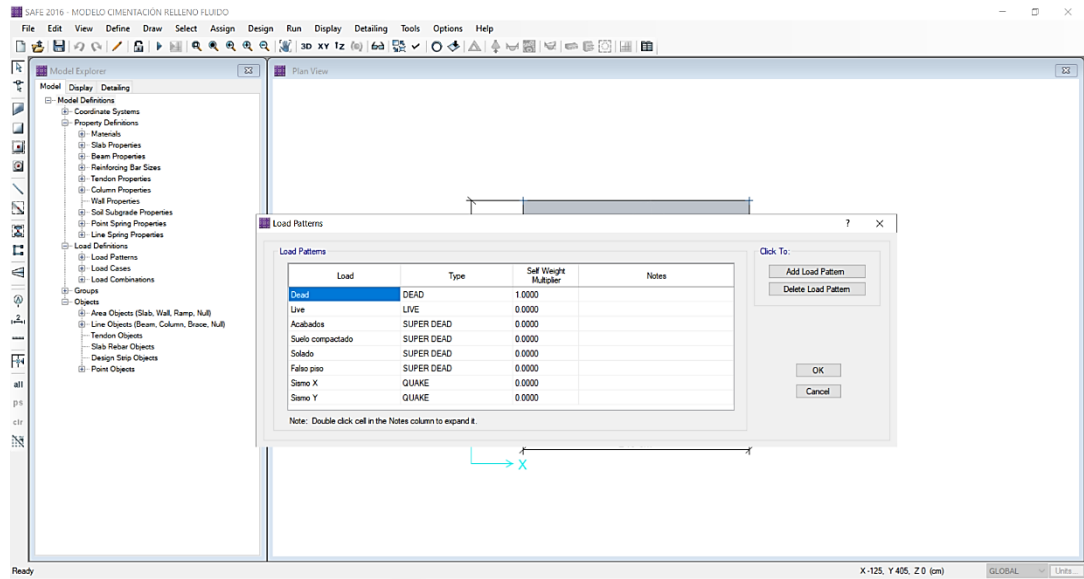
13. Se define las propiedades del elemento columna C-02



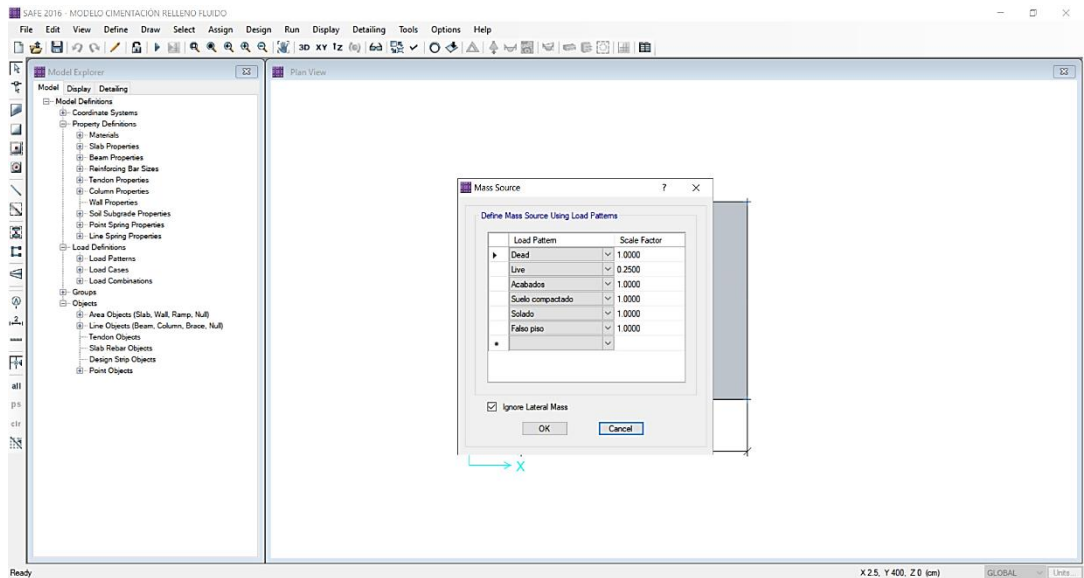
14. Se define la rigidez de la columna C-02



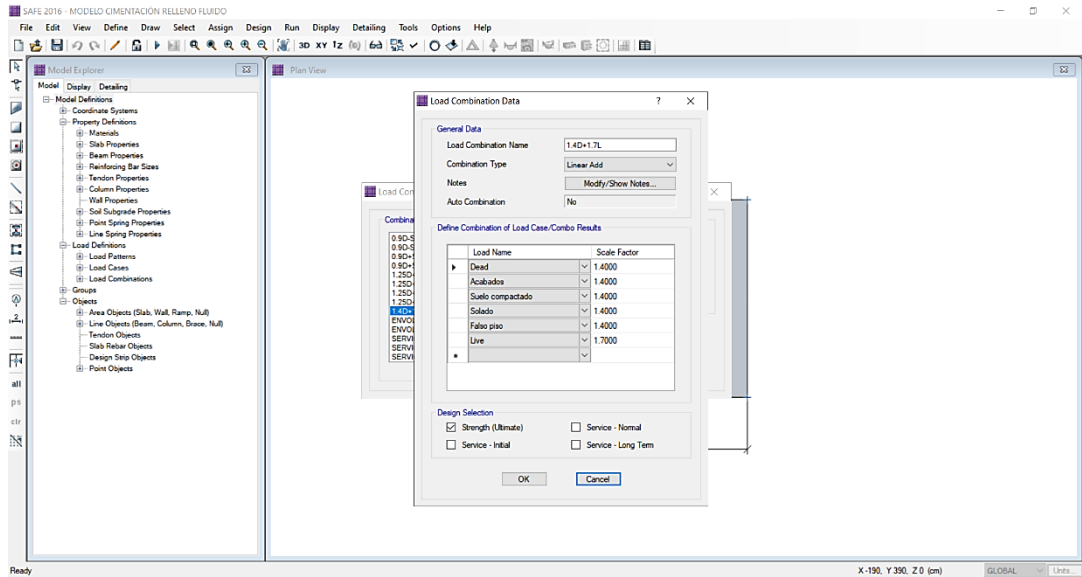
15. Se define los patrones de carga



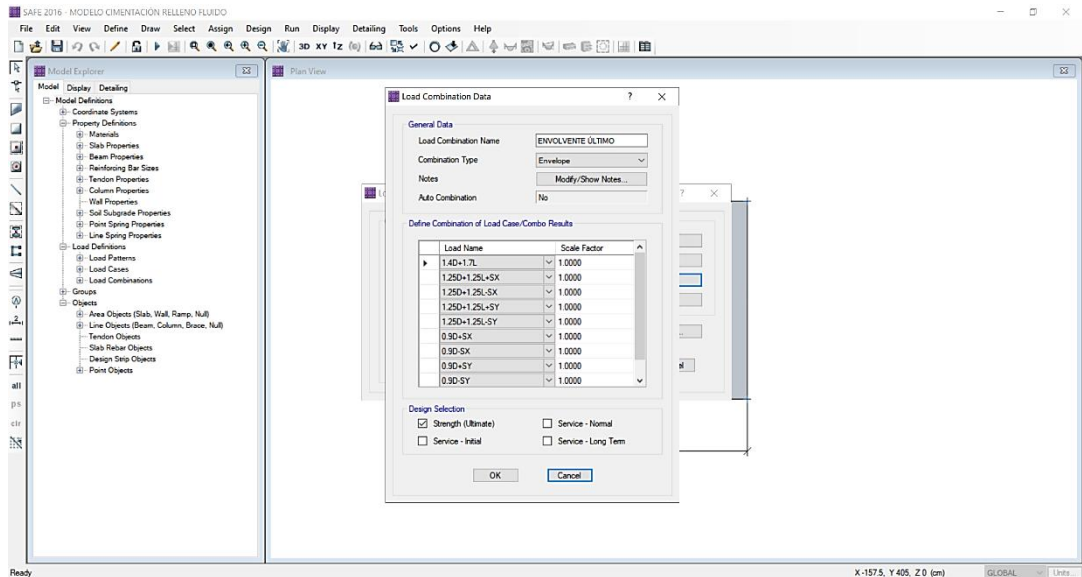
16. Se define la estimación del peso



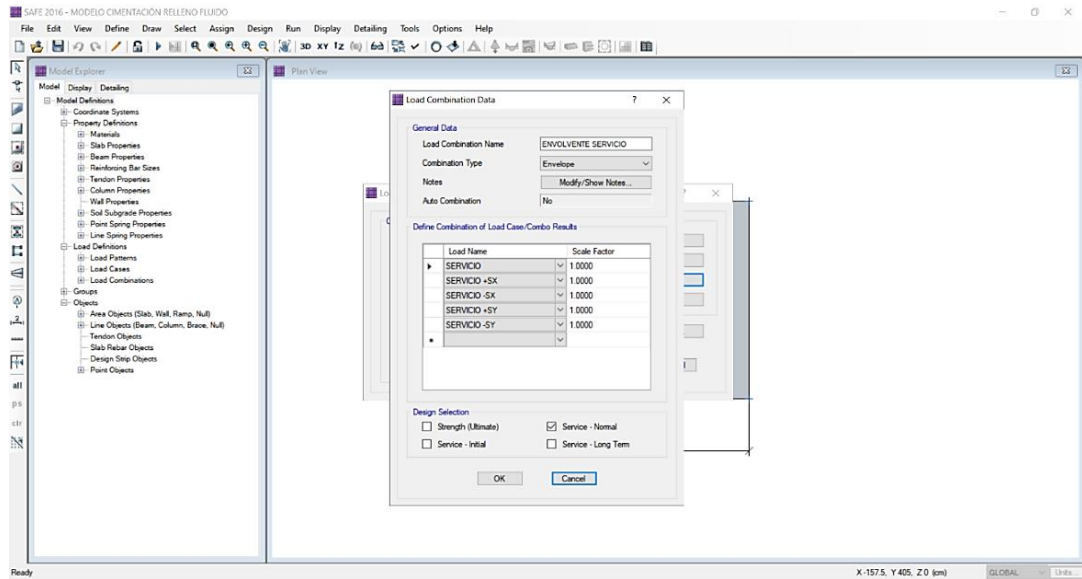
17. Se define las combinaciones de carga de tipo lineal



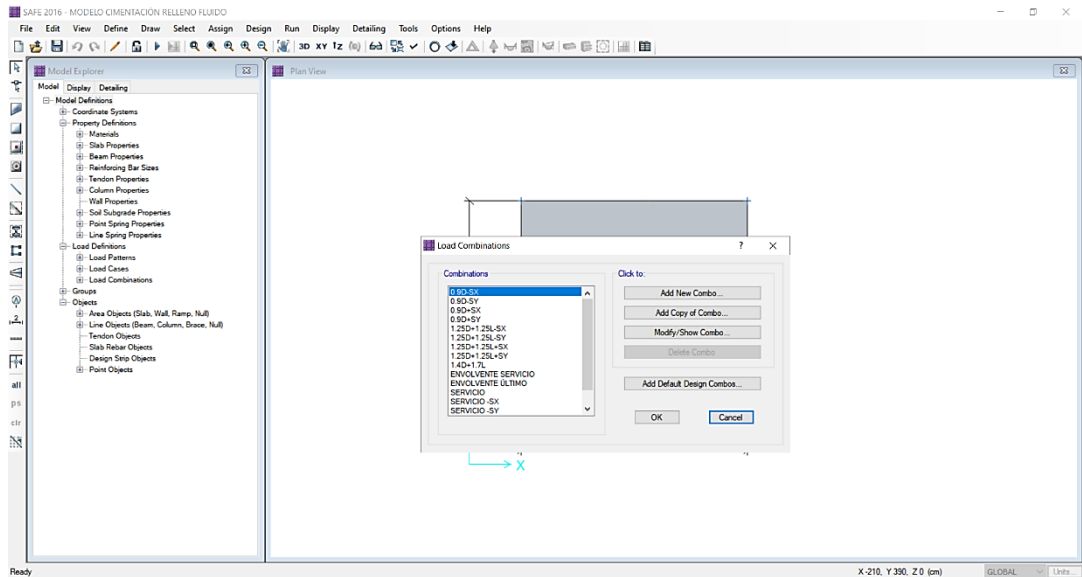
18. Se define la combinación de envoltorio de tipo envelope



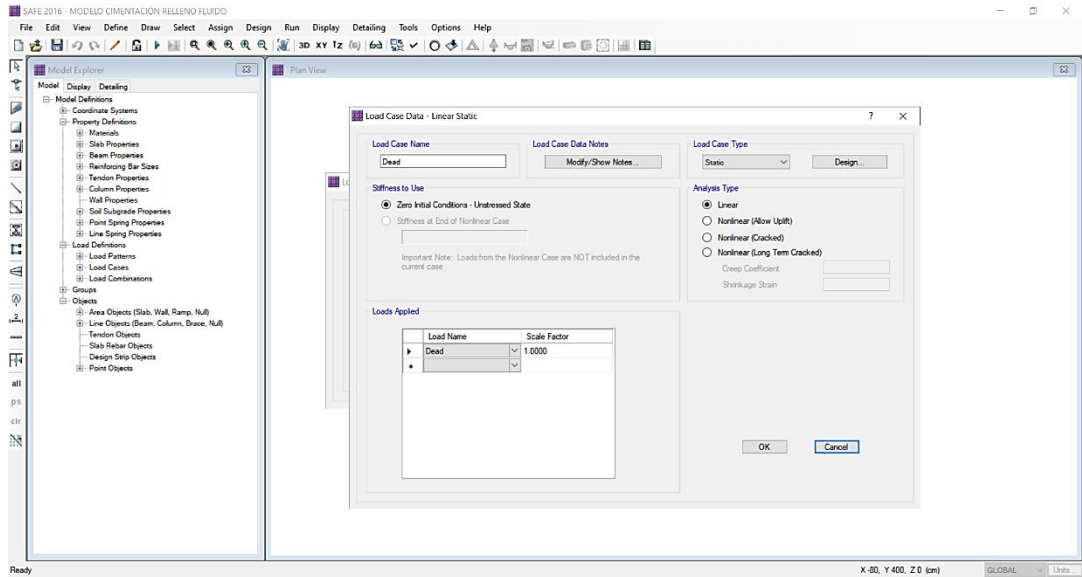
19. Se define la envoltente de servicio



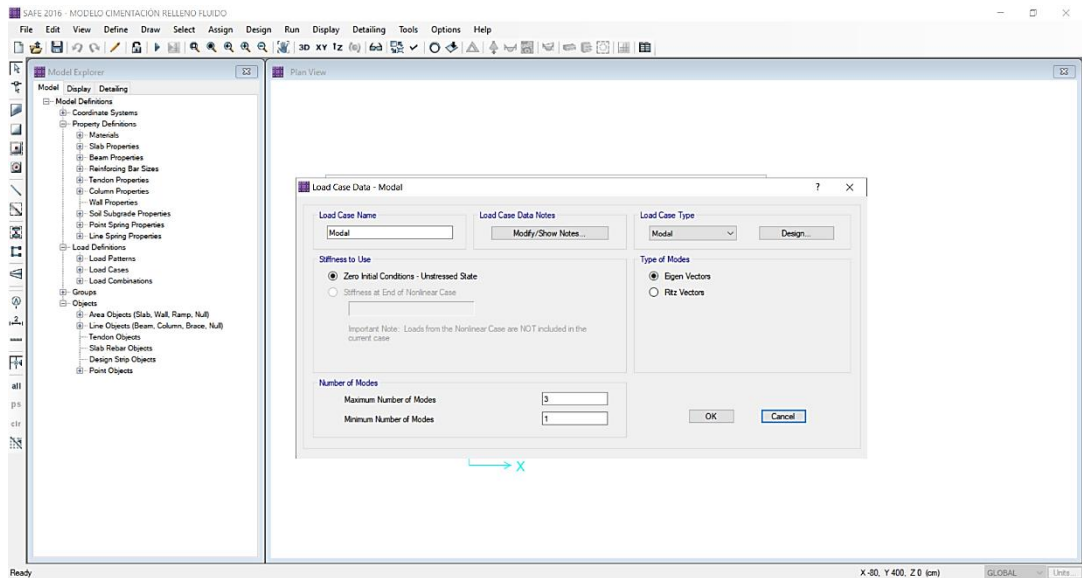
20. Se muestra las combinaciones de carga creadas



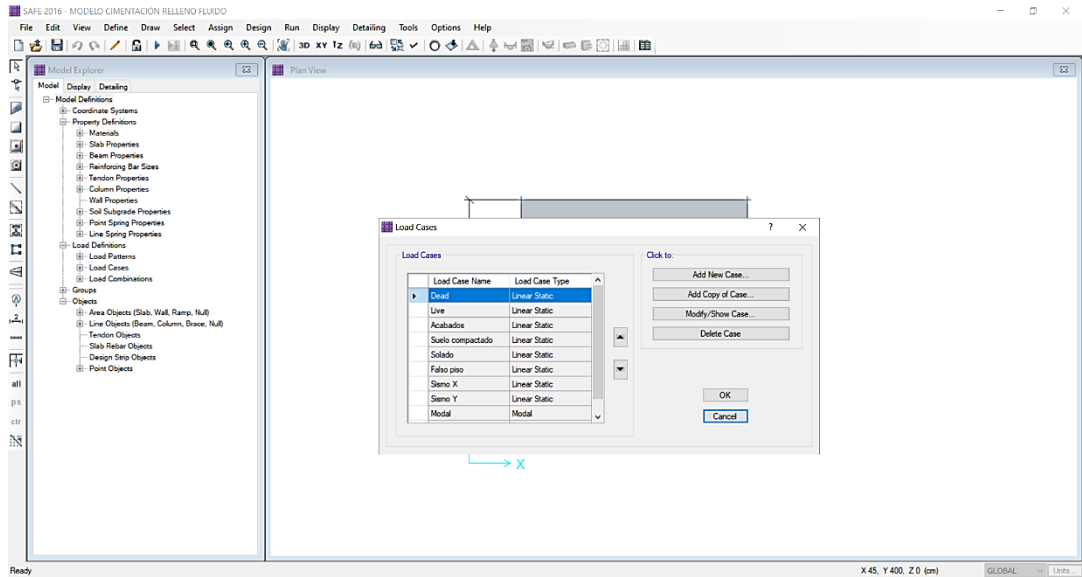
21. Se define el load case de los patrones de carga para un análisis lineal



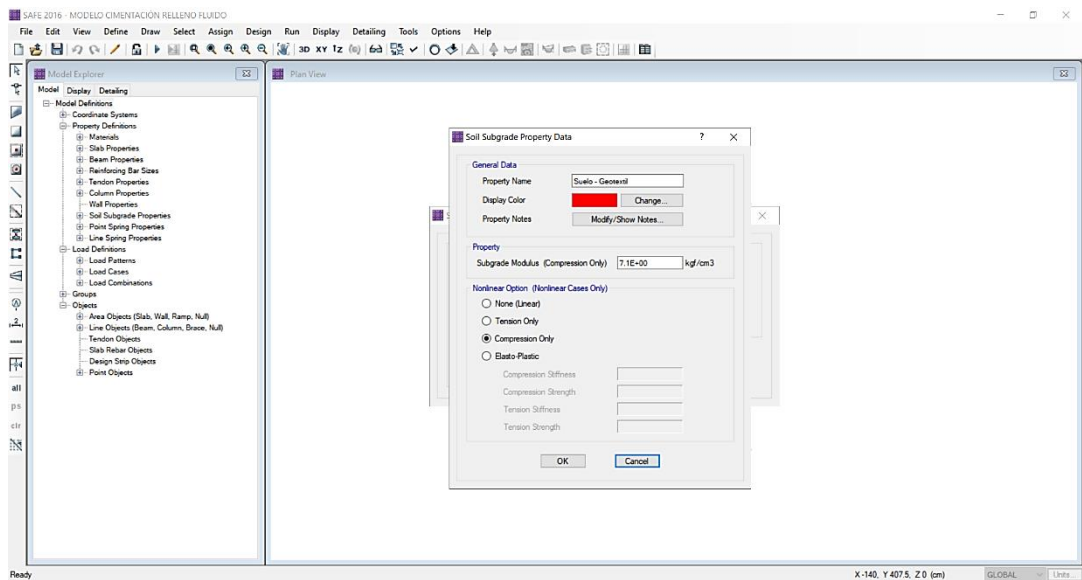
22. Se define el load case para el caso un análisis modal



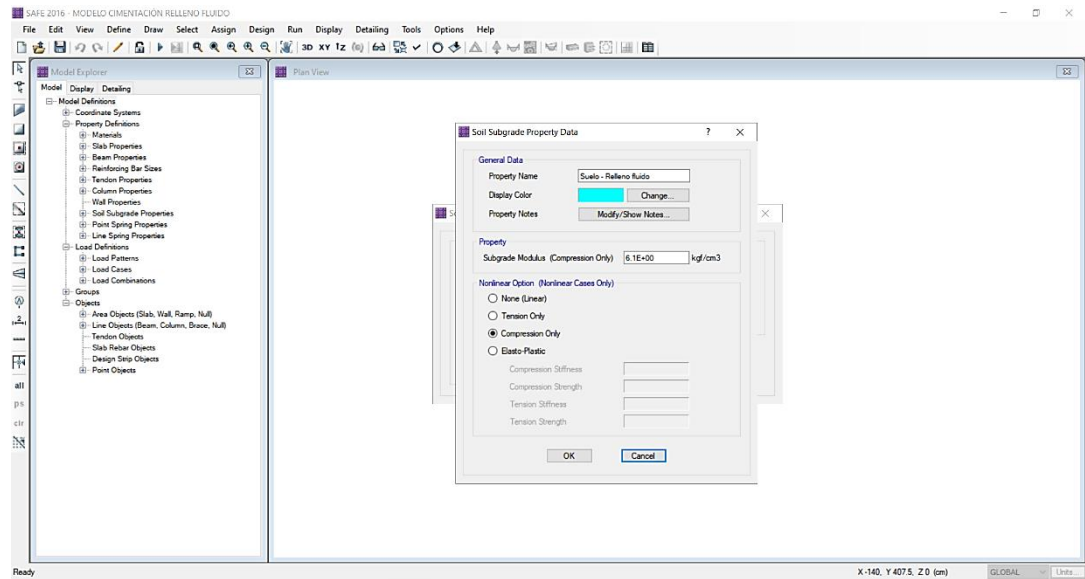
23. Se presentan los loads cases de los patrones de carga creados



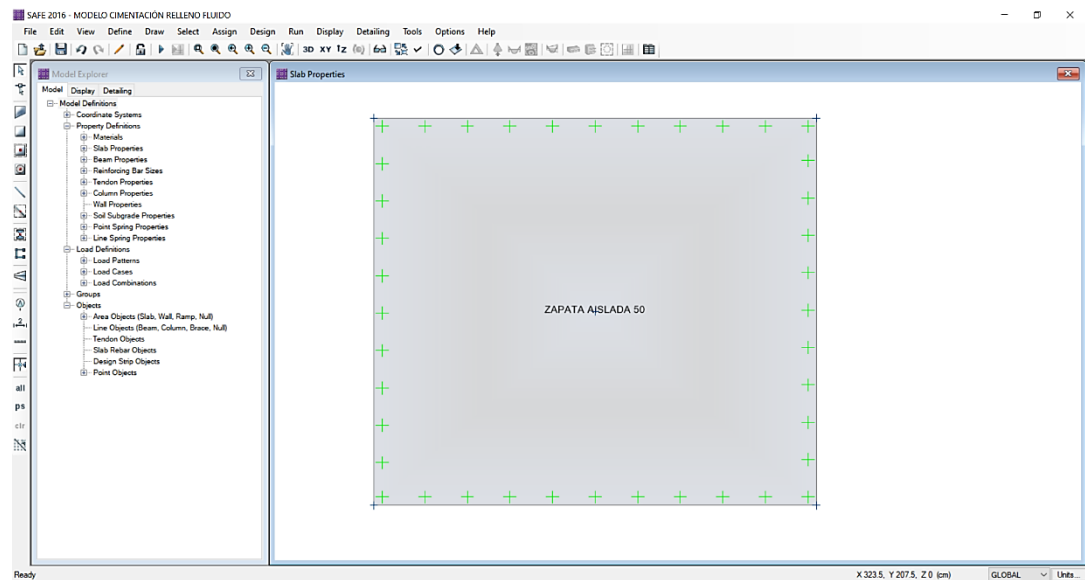
24. Se definen las propiedades de la subrasante del suelo para el geotextil



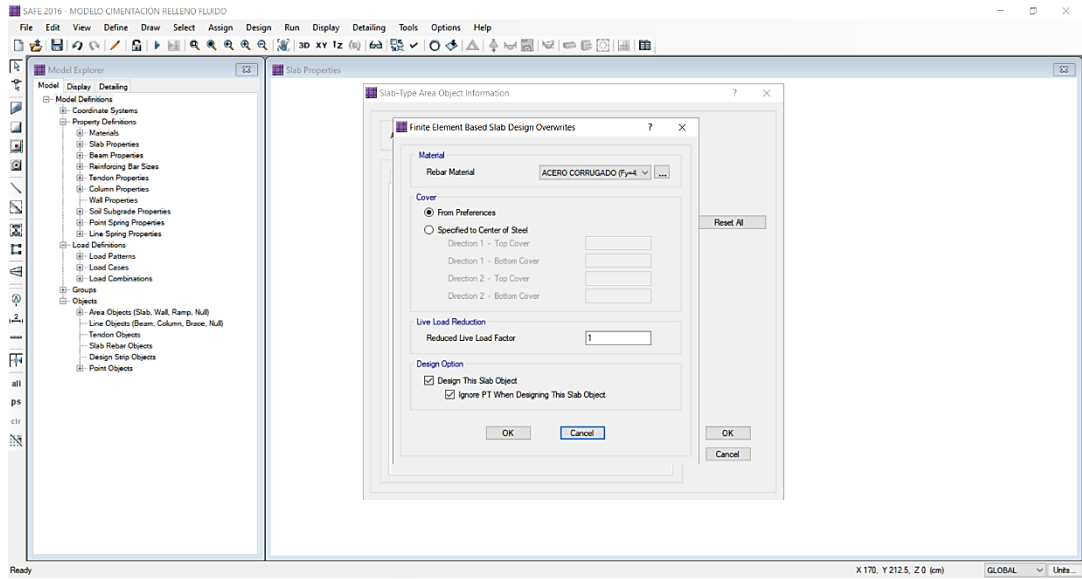
25. Se definen las propiedades de la subrasante del suelo para el relleno fluido



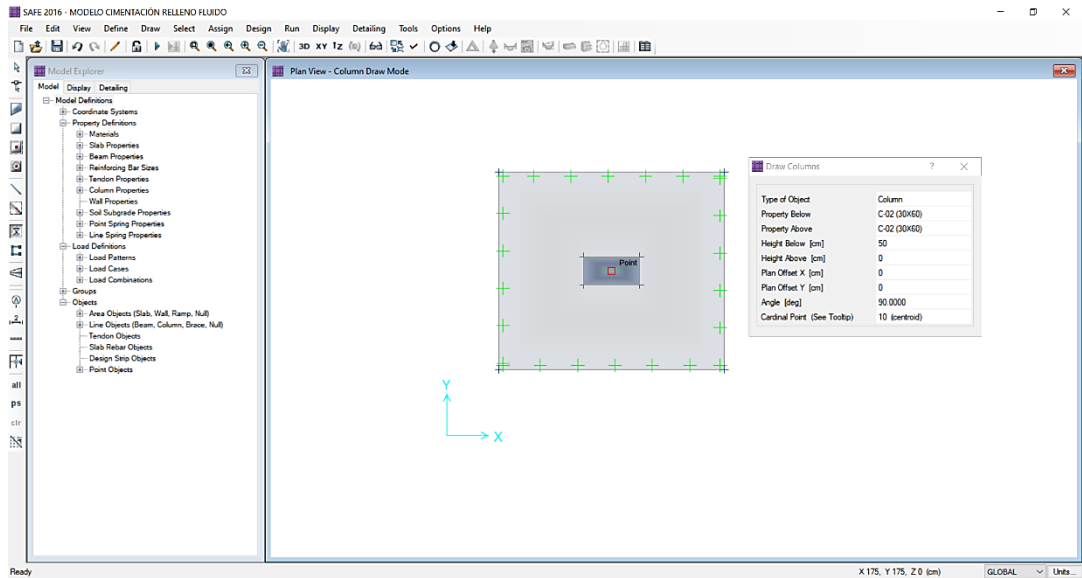
26. Se dibuja el modelo de la zapata aislada



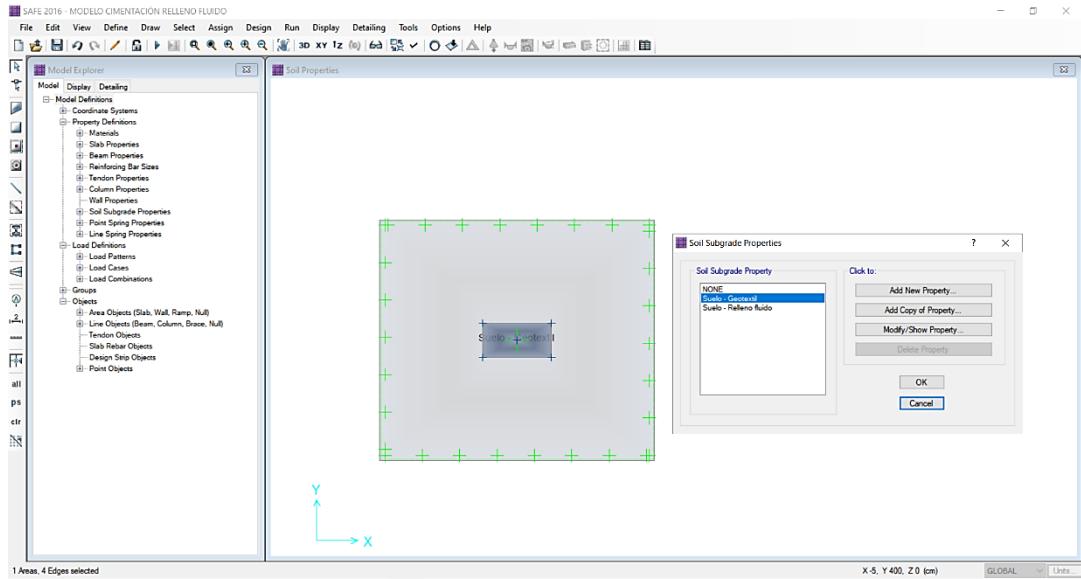
27. Se define el diseño por elementos finitos para la zapata y el acero



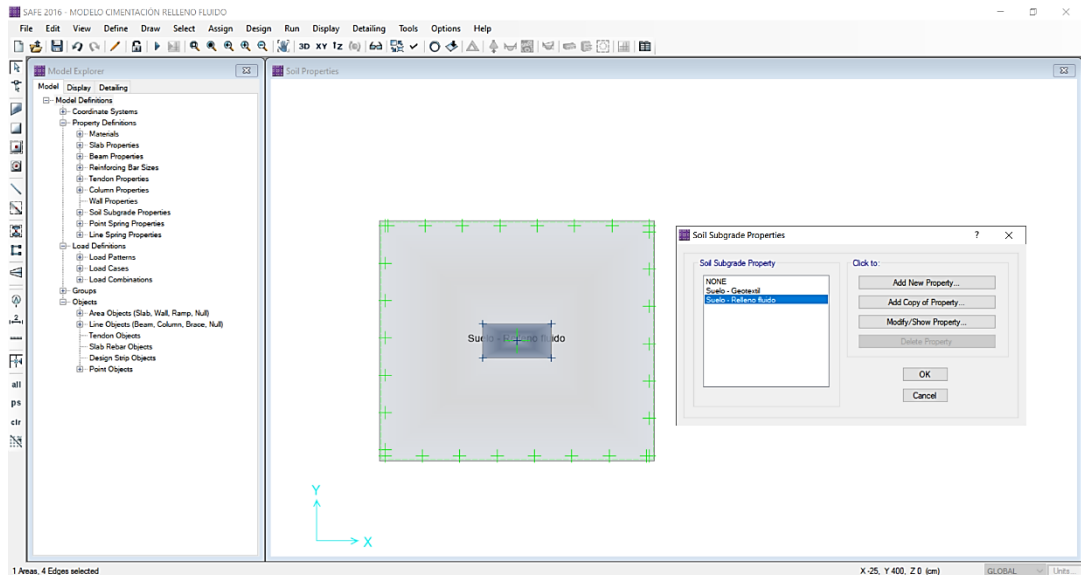
28. Se asigna la columna centrada sobre el área de la zapata



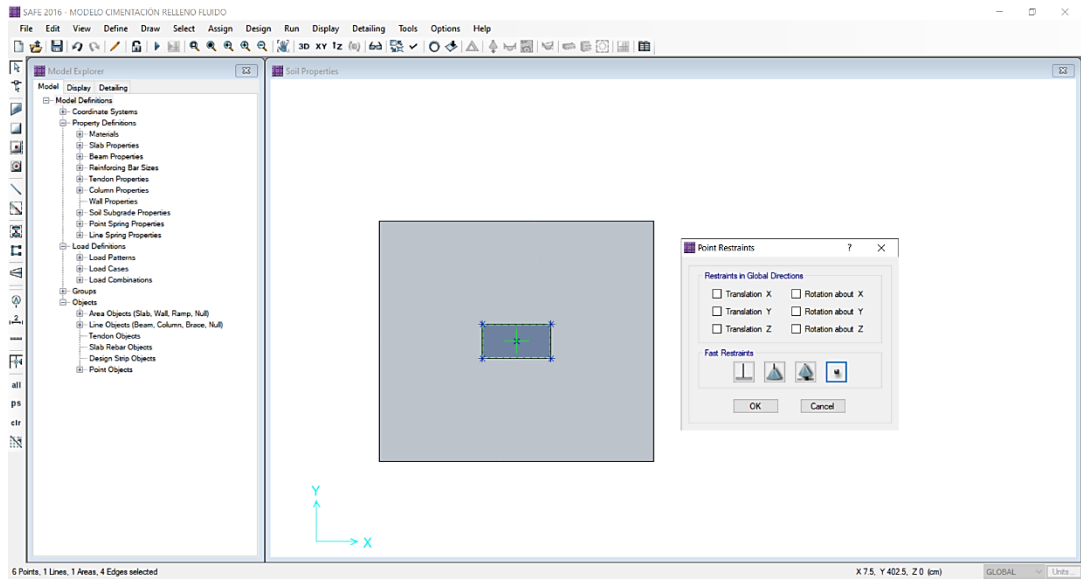
29. Se asignan las propiedades del suelo



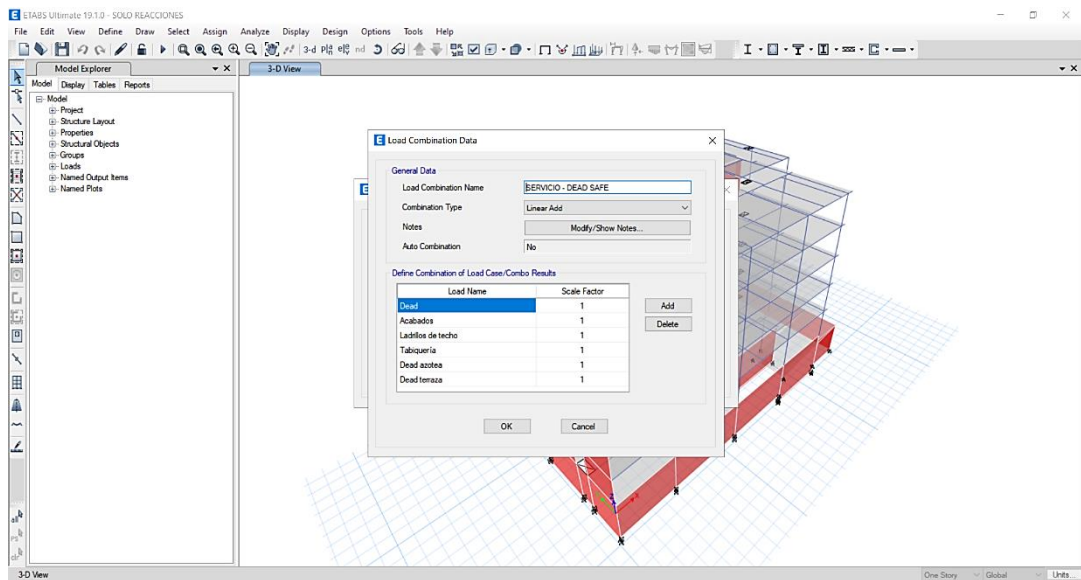
30. Se asignan las propiedades del suelo para la zapata con geotextil y otra con el relleno fluido



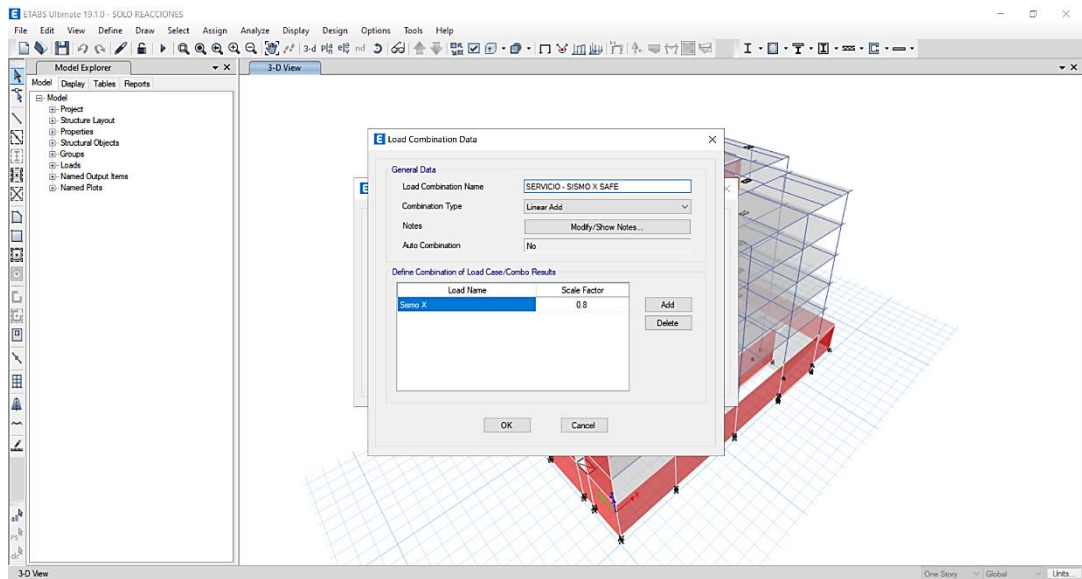
31. Se libera las restricciones de la zapata



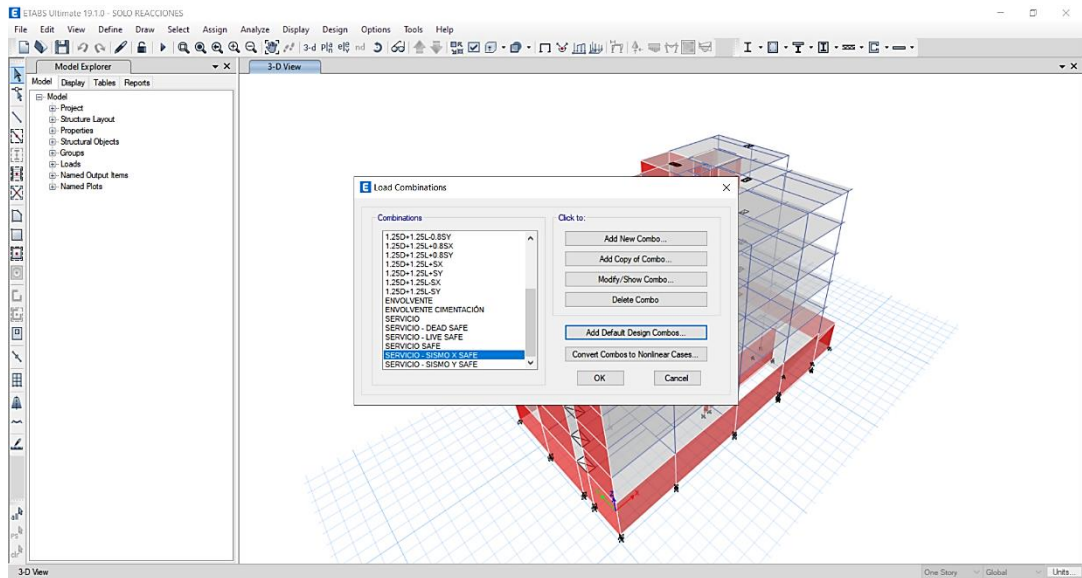
32. Del Etabs se muestran los datos con la combinación de carga en servicio



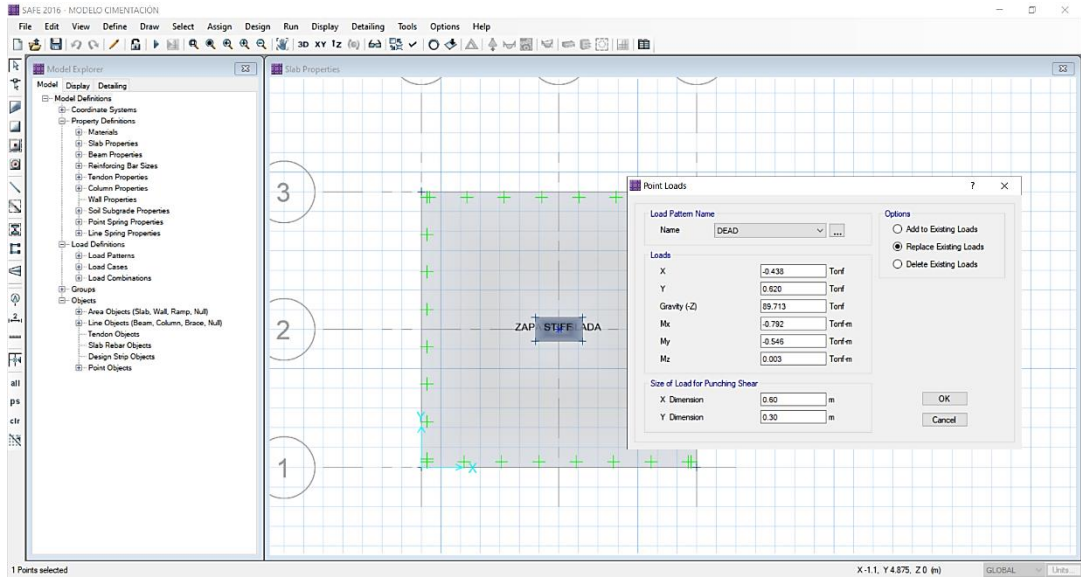
33. Para el caso con sismo se tiene en cuenta el factor de reducción de 0.8 según la norma E.030 Diseño Sismorresistente para el diseño de cimentaciones



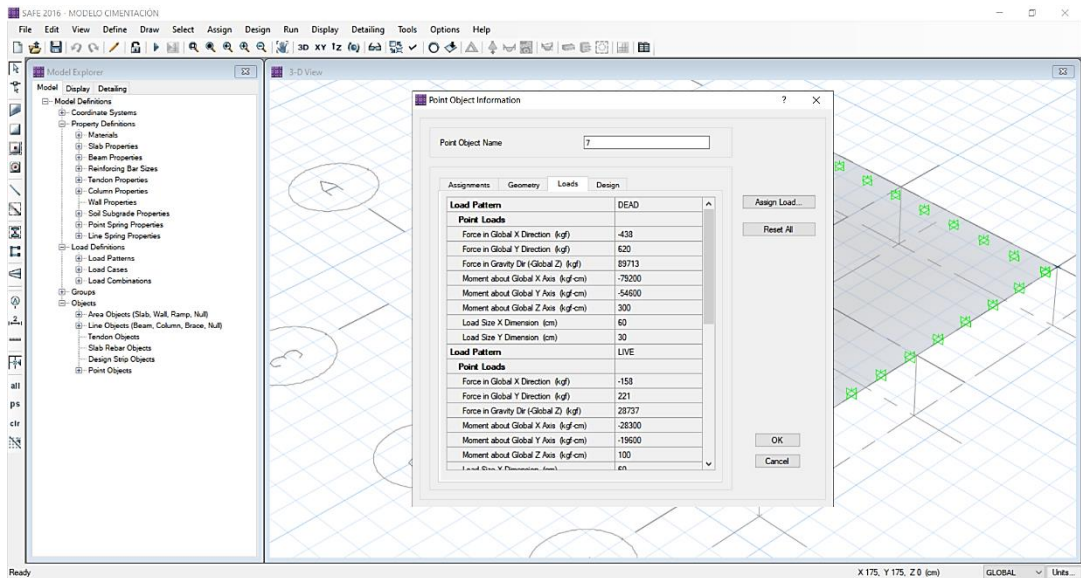
34. Se crean las combinaciones de carga en servicio y con sismo para ambas direcciones, para aplicarlas en el diseño de la zapata en Safe



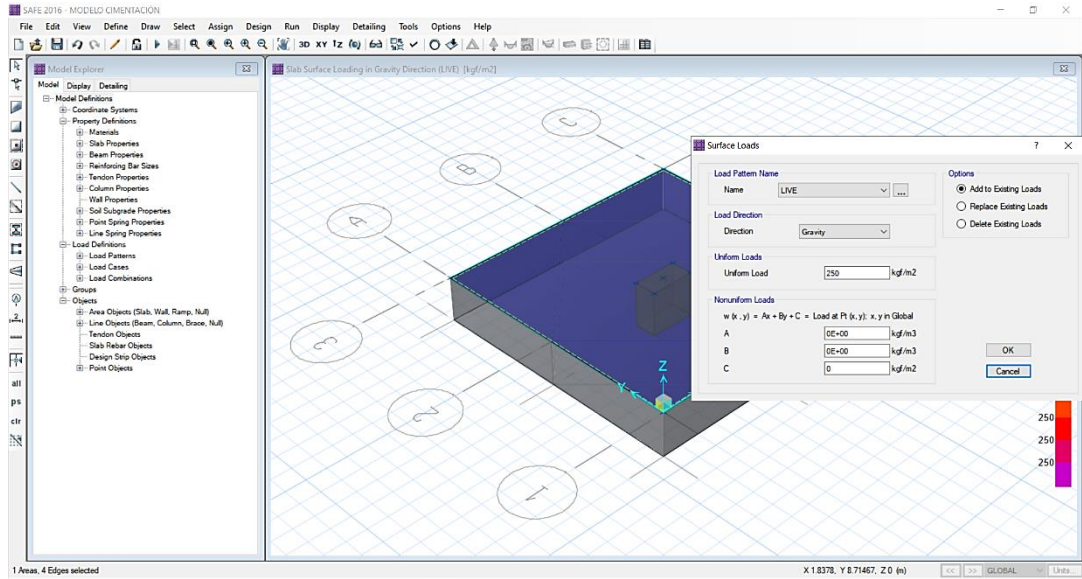
35. Se asignan las cargas y momentos transmitidas por la columna C-02



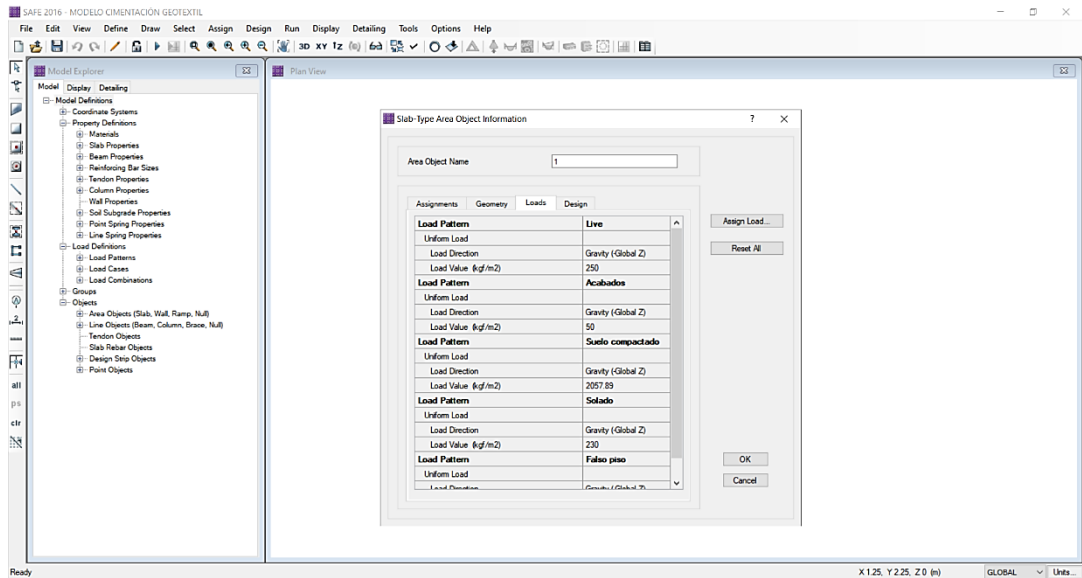
36. Se da un vistazo de las cargas aplicadas y momentos en ambas direcciones



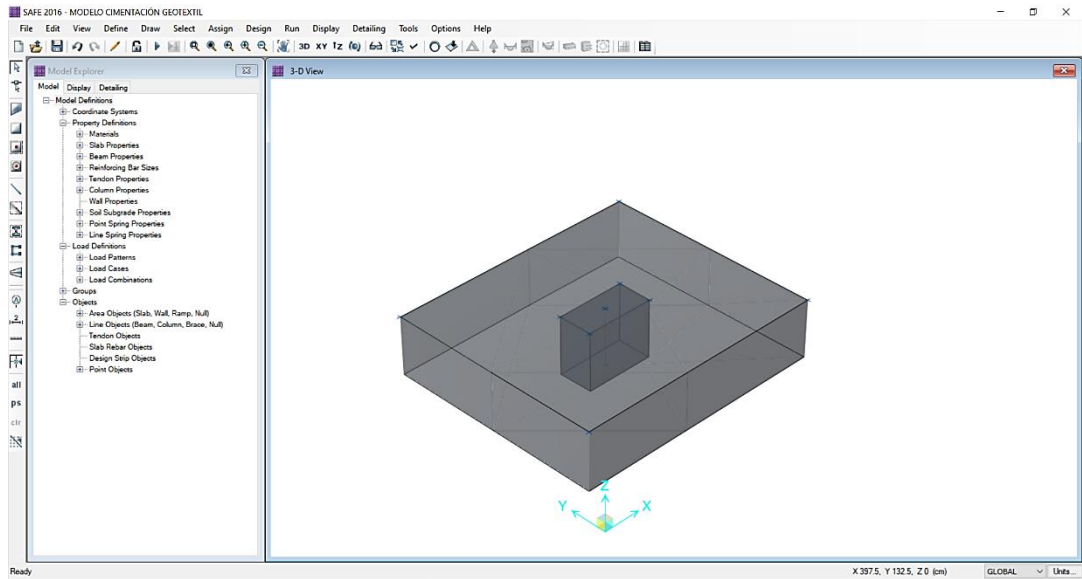
37. Se asignan las cargas en área sobre la zapata



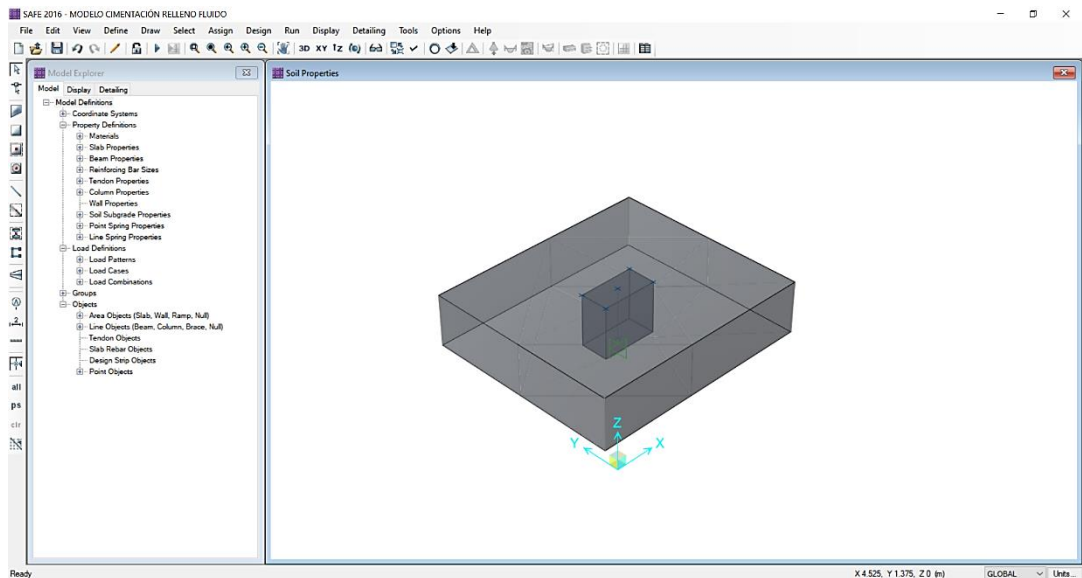
38. Se muestra las cargas en área sobre la zapata



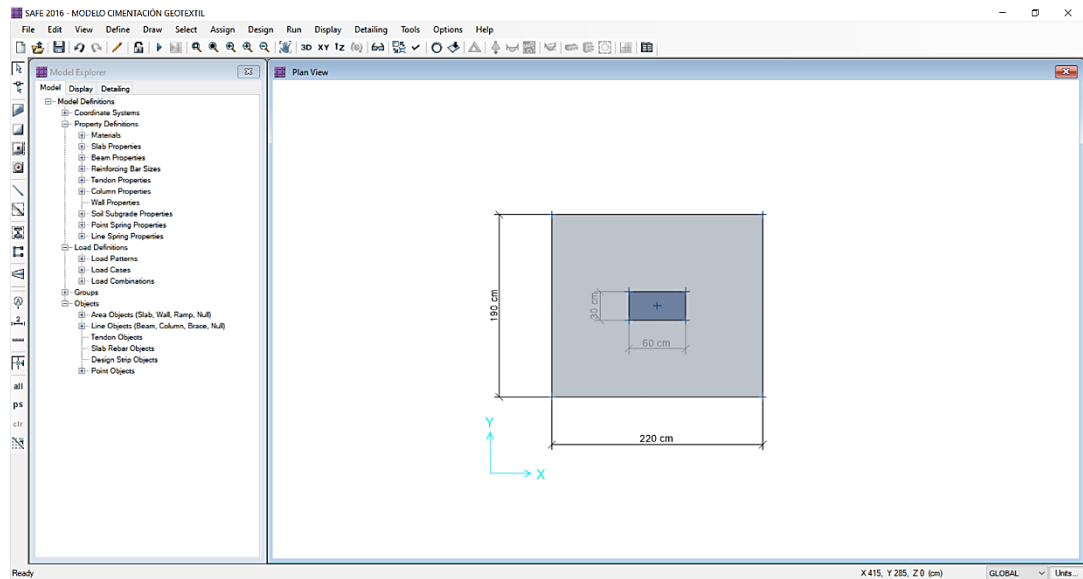
39. Se muestra el modelo visto en 3D usando Geotextil Tejido



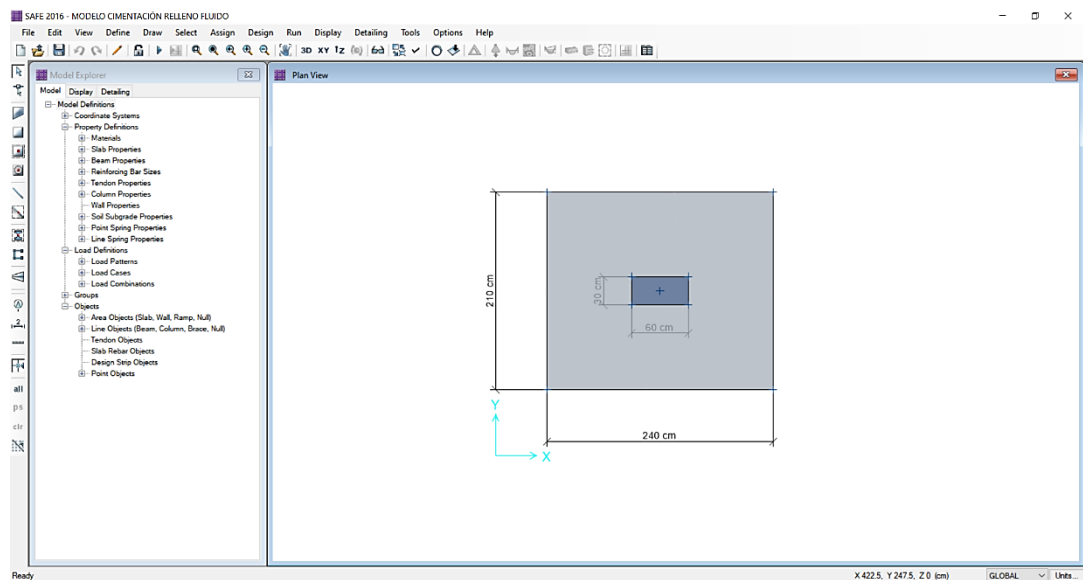
40. Se muestra el modelo visto en 3D usando Relleno Fluido



41. Se muestra el modelo en planta de la zapata con sus dimensiones, usando las propiedades de mejoramiento del suelo con Geotextil



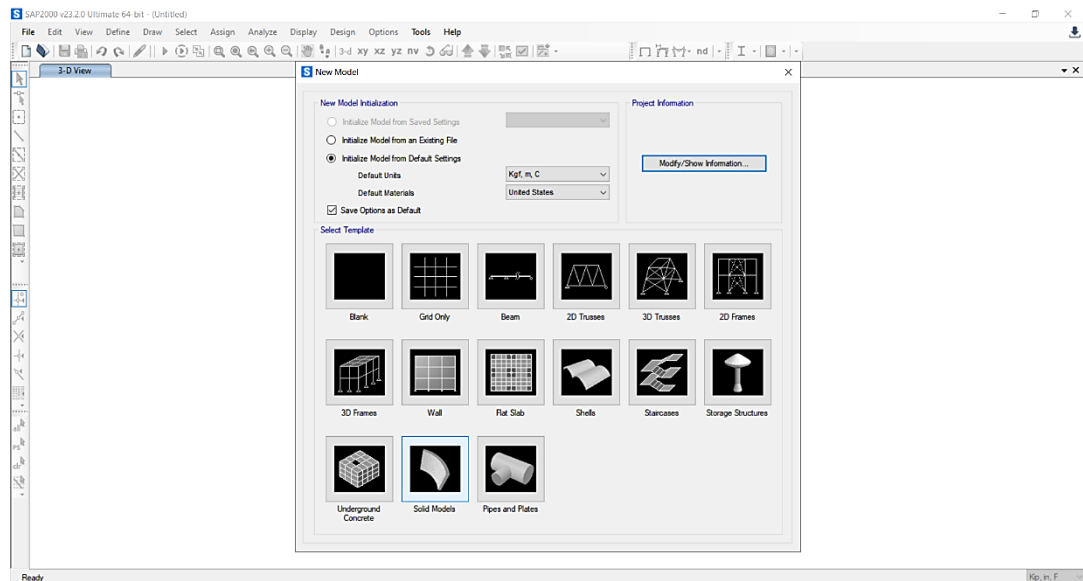
42. Se muestra el modelo en planta de la zapata con sus dimensiones, usando las propiedades de mejoramiento del suelo con Relleno Fluido



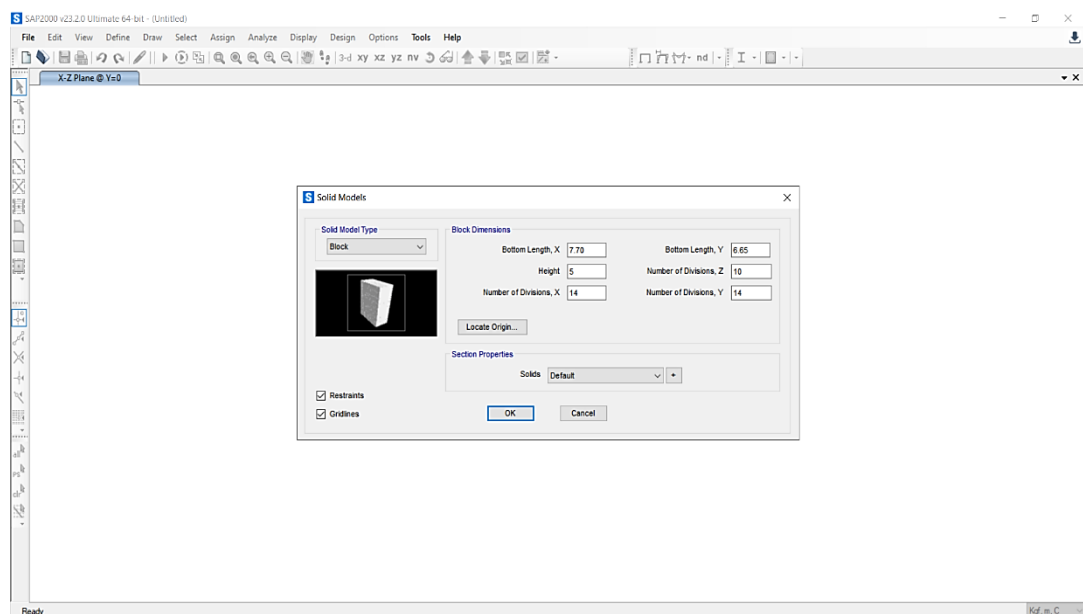
Anexo N°5: Modelo estructural del mejoramiento de suelos en Sap2000

A continuación, se describe una elaboración propia del paso a paso en el procedimiento de los modelos de los mejoramientos de suelos utilizando el programa de software Sap2000 v23.2.0.

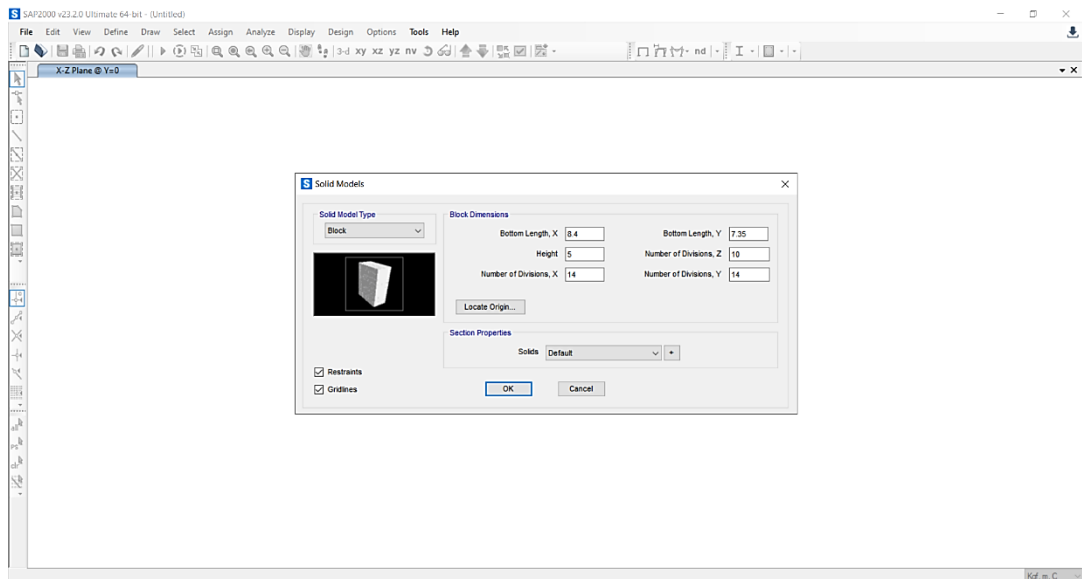
1. Se crea un nuevo modelo de tipo sólido en el sistema métrico



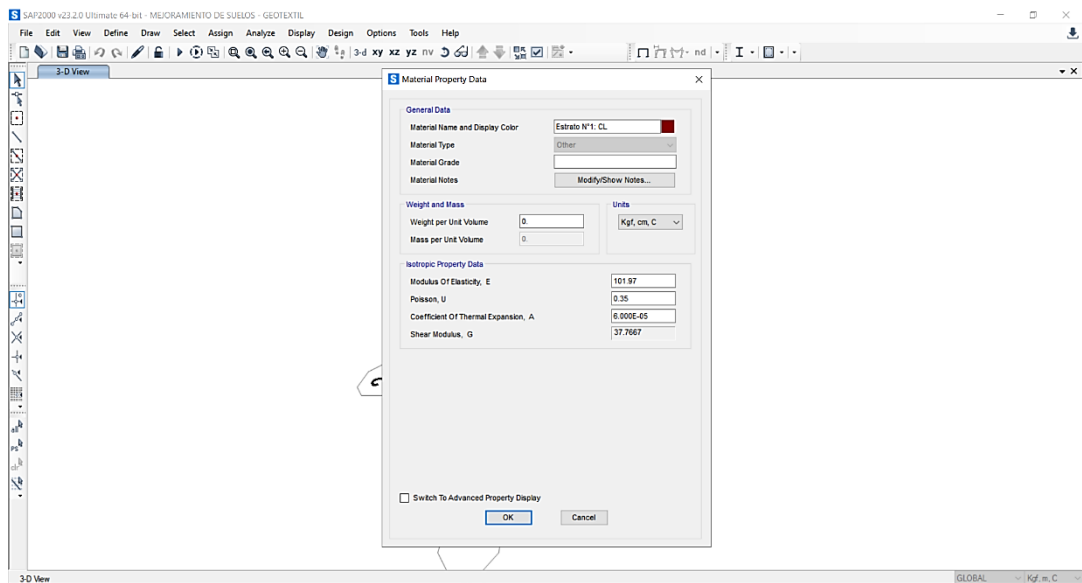
2. Se define el modelo sólido para el mejoramiento de suelos con geotextil, su profundidad y dimensiones



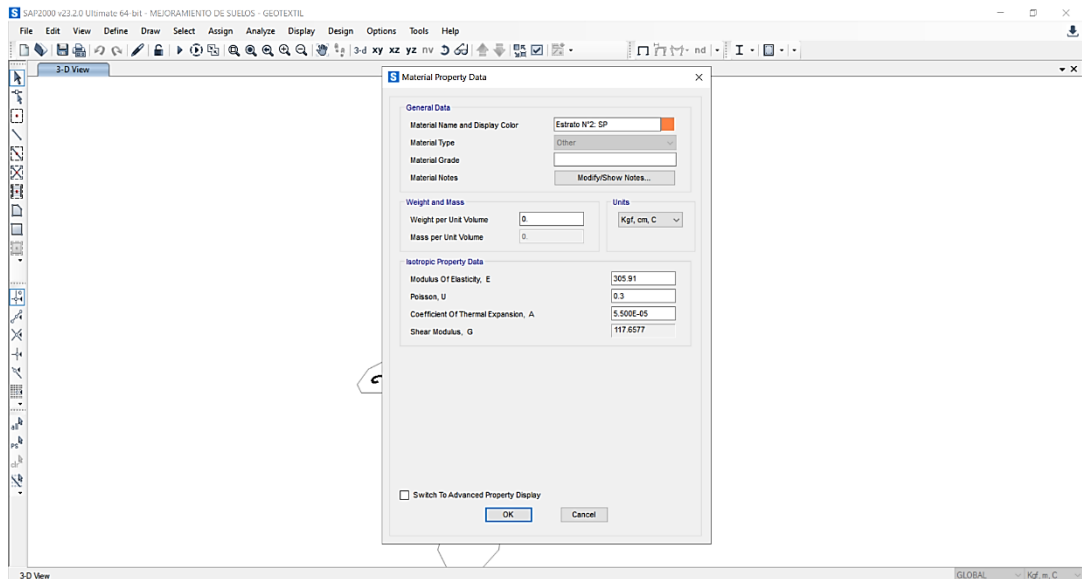
3. Se define el modelo sólido para el mejoramiento de suelos con relleno fluido, su profundidad y dimensiones



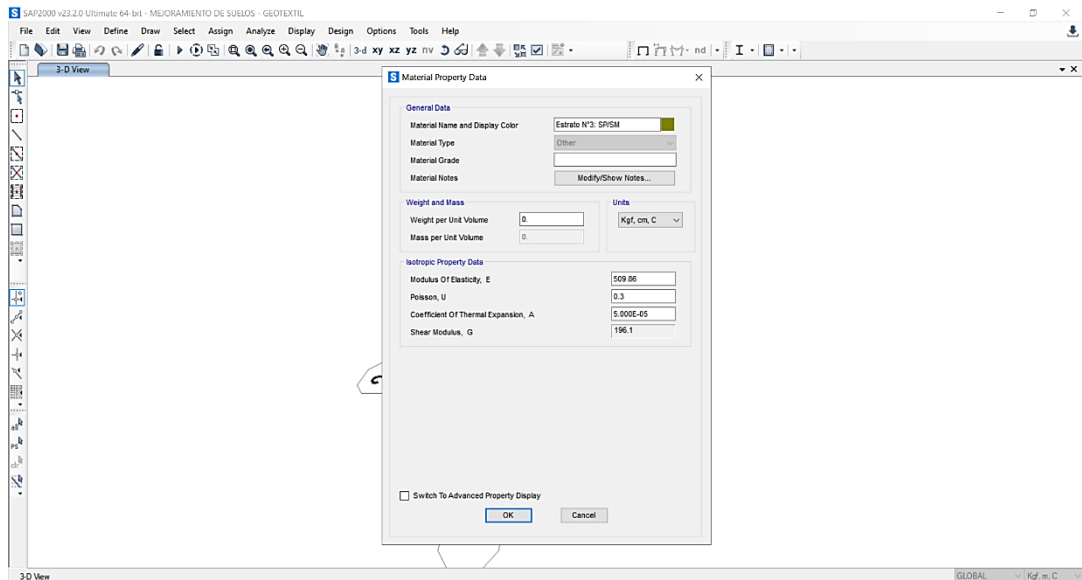
4. Se define las propiedades para cada estrato, en la siguiente imagen se tiene el estrato N°1, CL (arcilla de baja plasticidad)



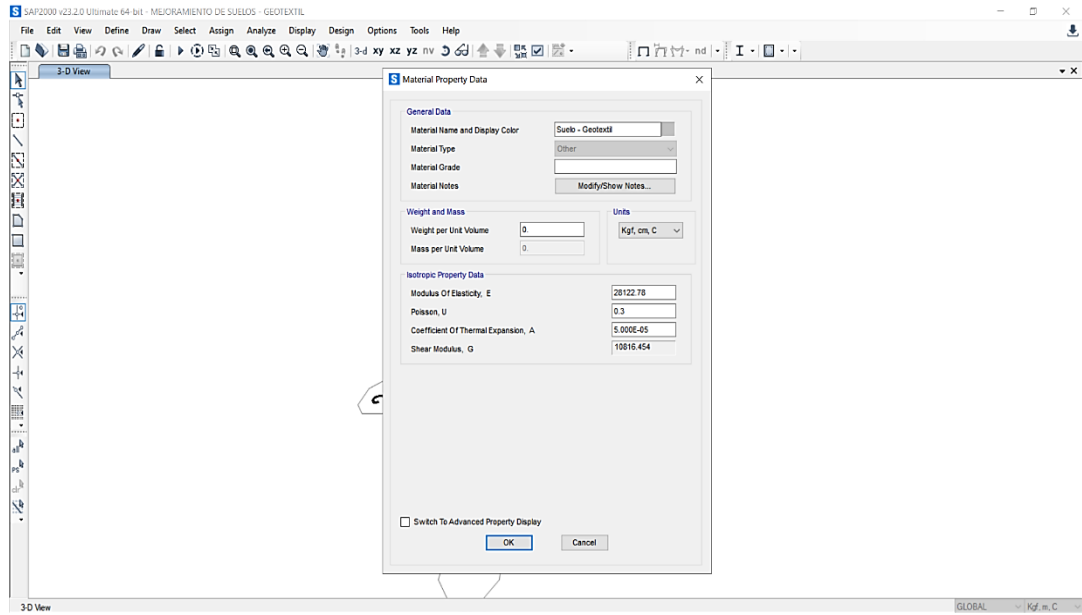
5. Se define las propiedades para cada estrato, en la siguiente imagen se tiene el estrato N°2, SP (arena pobremente graduada)



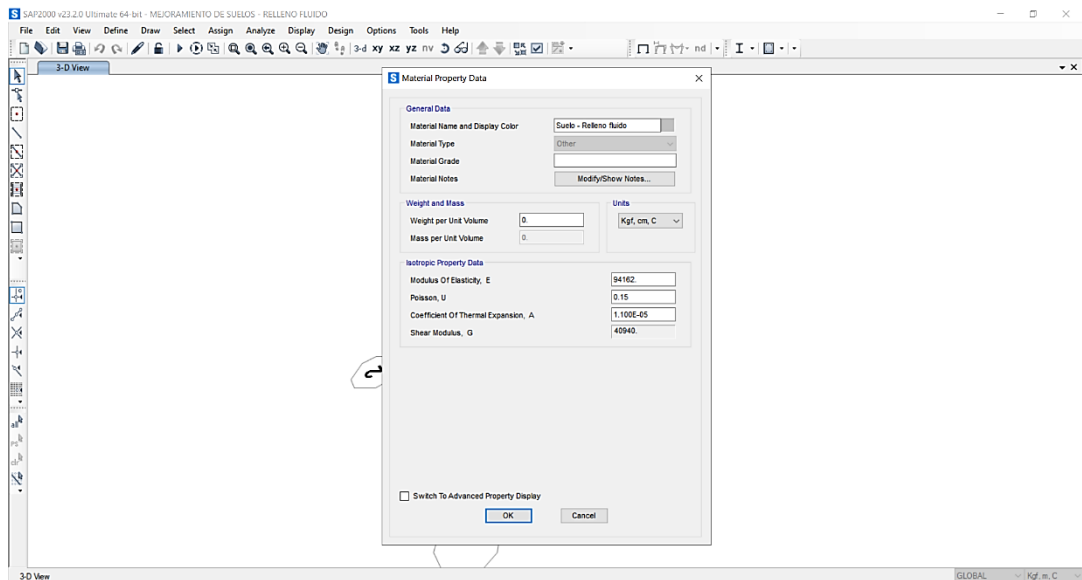
6. Se define las propiedades para cada estrato, en la siguiente imagen se tiene el estrato N°3, SP-SM (arena pobremente graduada con limos)



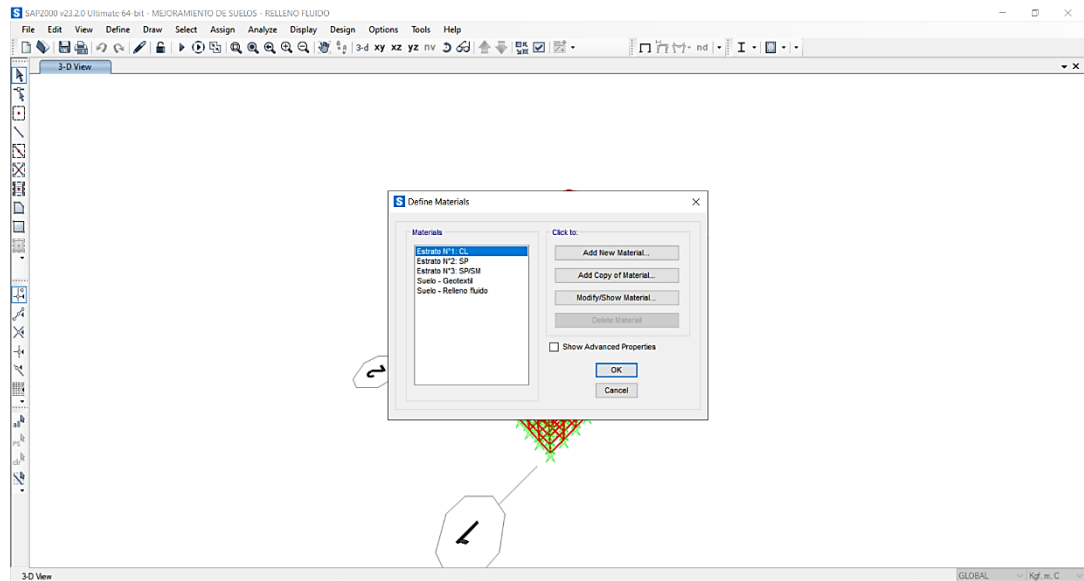
7. Se define el material suelo para el geotextil tejido



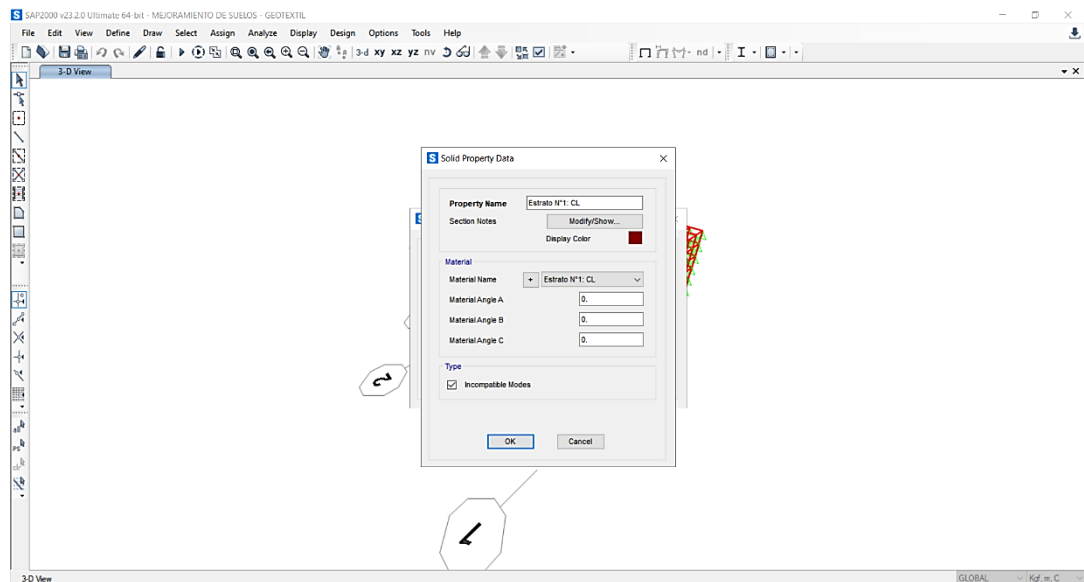
8. Se define el material suelo para el relleno fluido



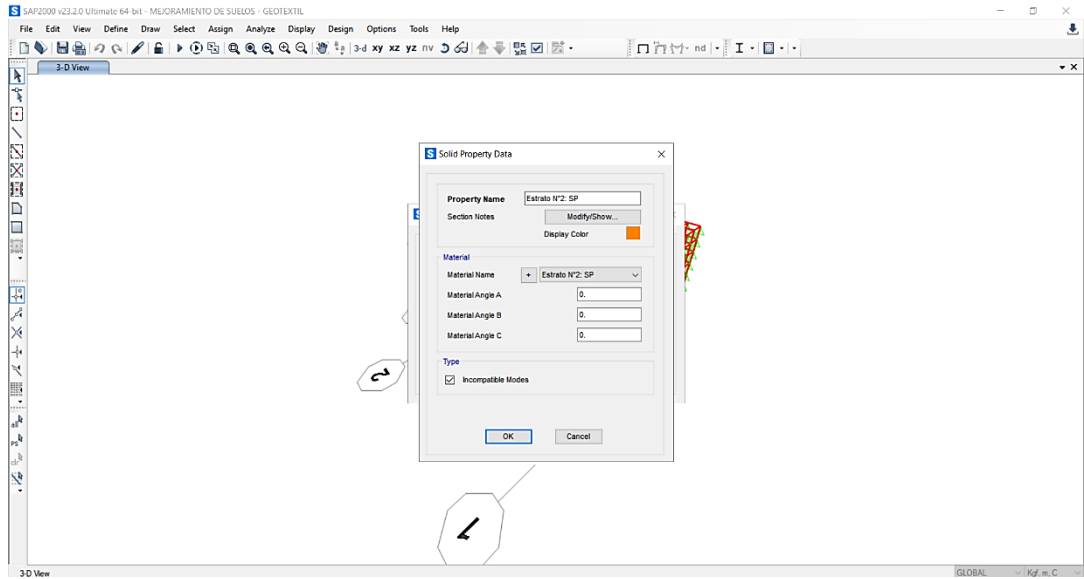
9. Se muestra los materiales definidos



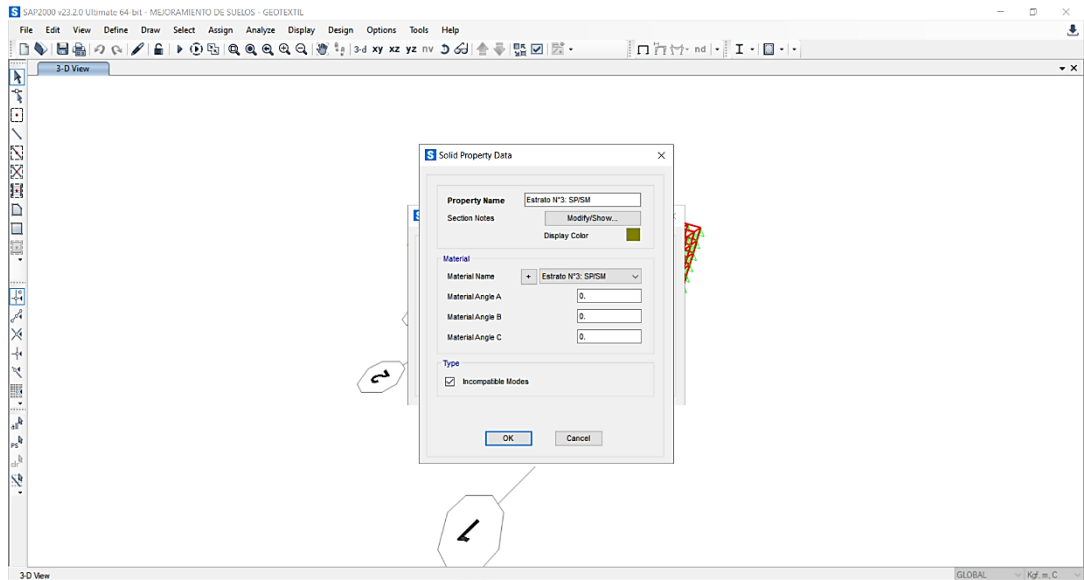
10. Se define las propiedades de los sólidos (estrato N°1)



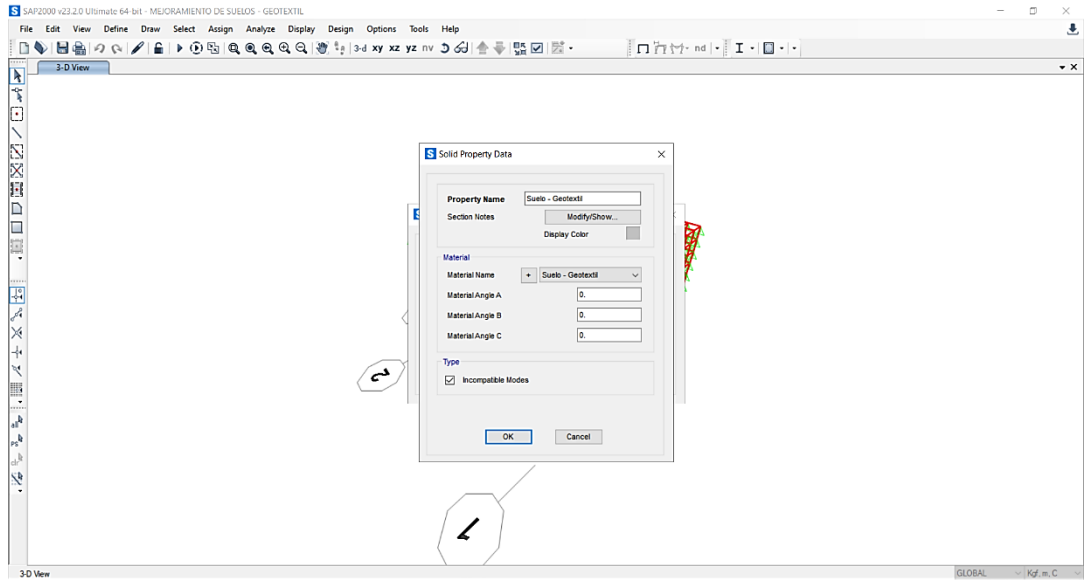
11. Se define las propiedades de los sólidos (estrato N°2)



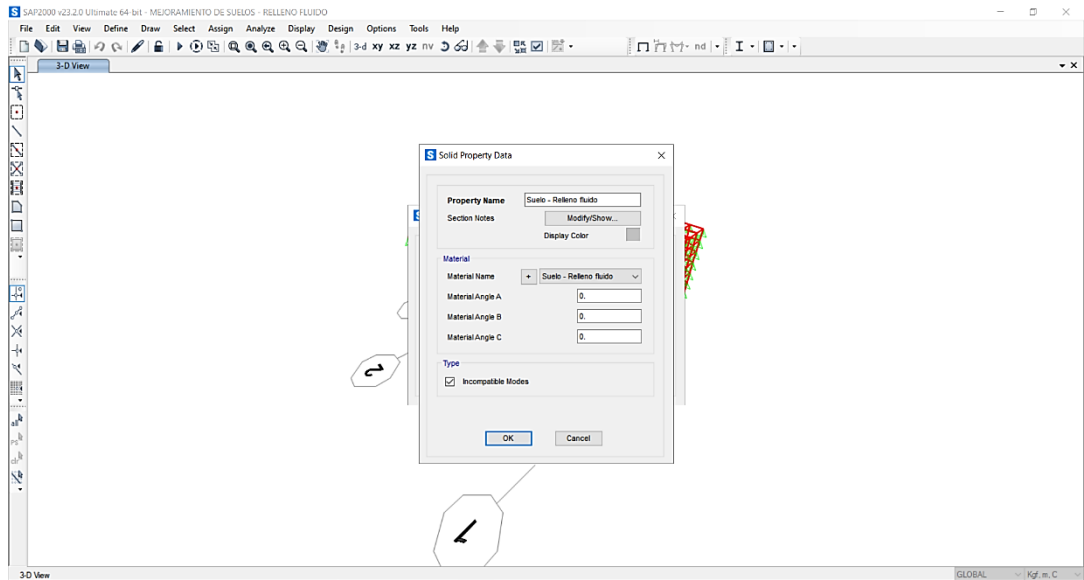
12. Se define las propiedades de los sólidos (estrato N°3)



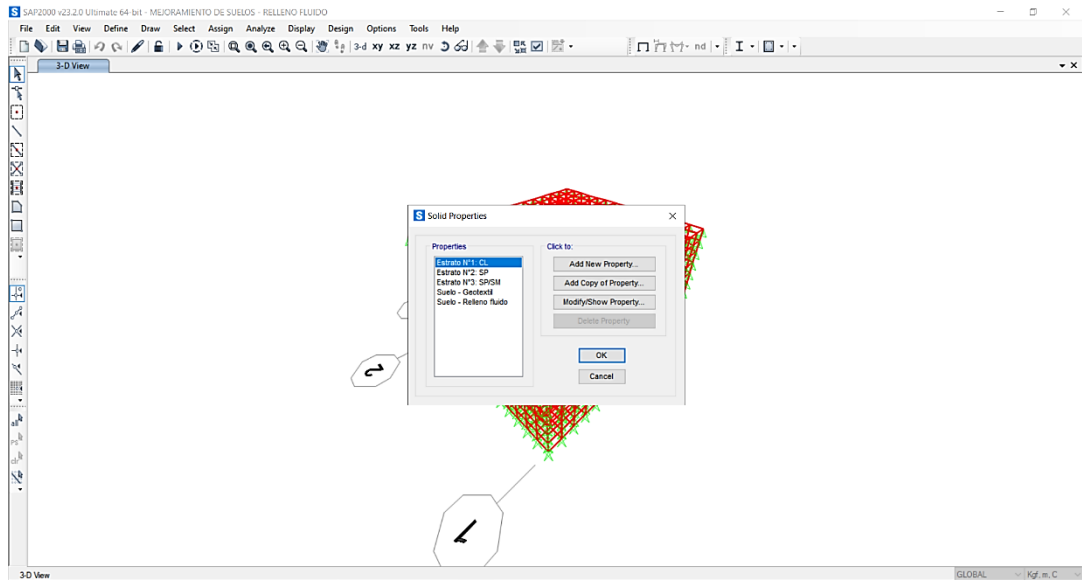
13. Se define propiedades de sólidos (estrato suelo-geotextil)



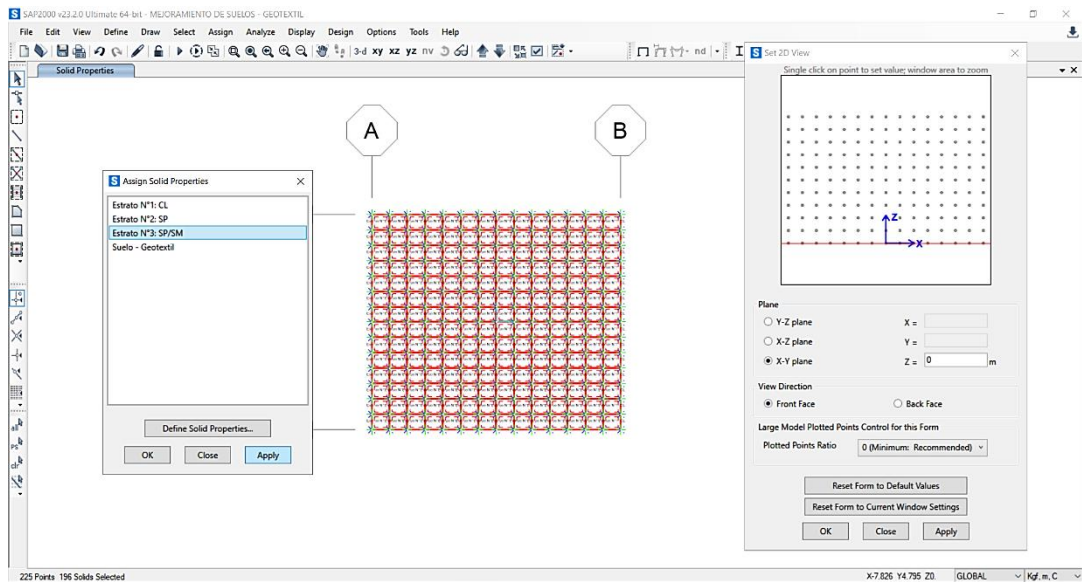
14. Se define las propiedades de los sólidos (estrato suelo-relleno fluido)



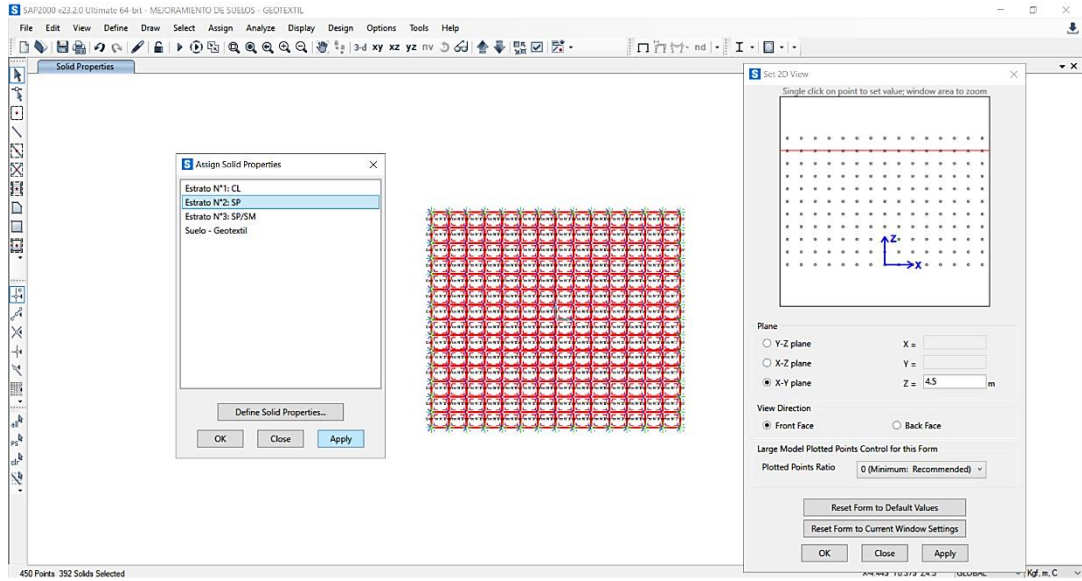
15. Se muestra las propiedades de los sólidos (estratos y mejoramientos)



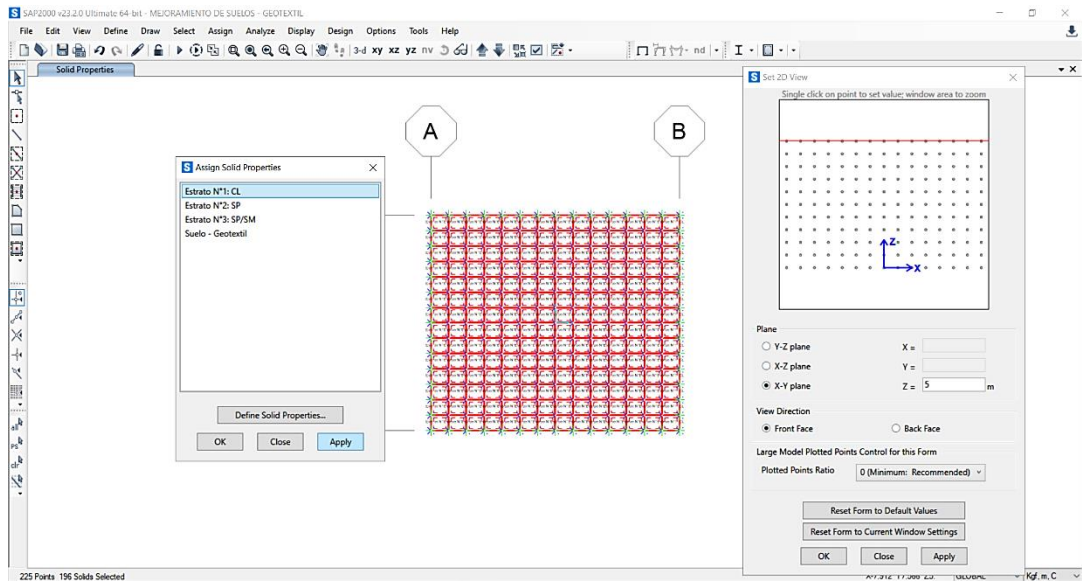
16. Se asigna las propiedades de sólidos para el estrato N°3



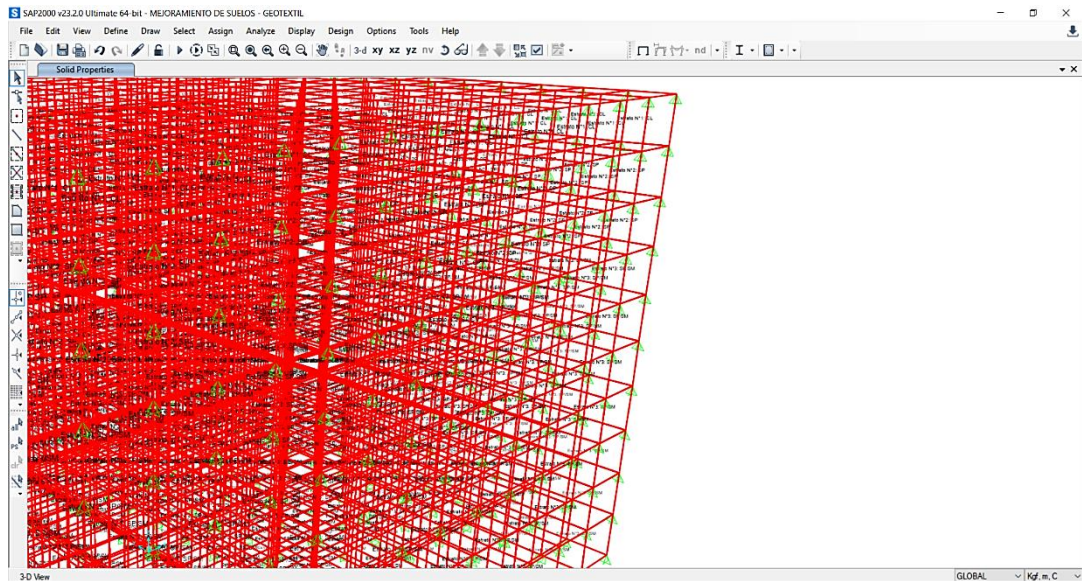
17. Se asigna las propiedades de sólidos para el estrato N°2



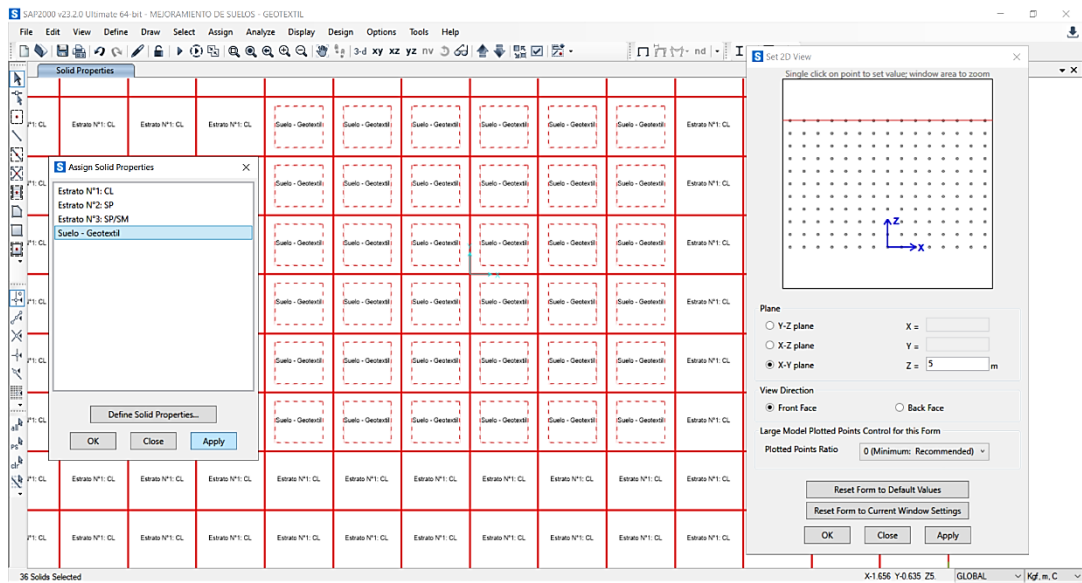
18. Se asigna las propiedades de sólidos para el estrato N°1



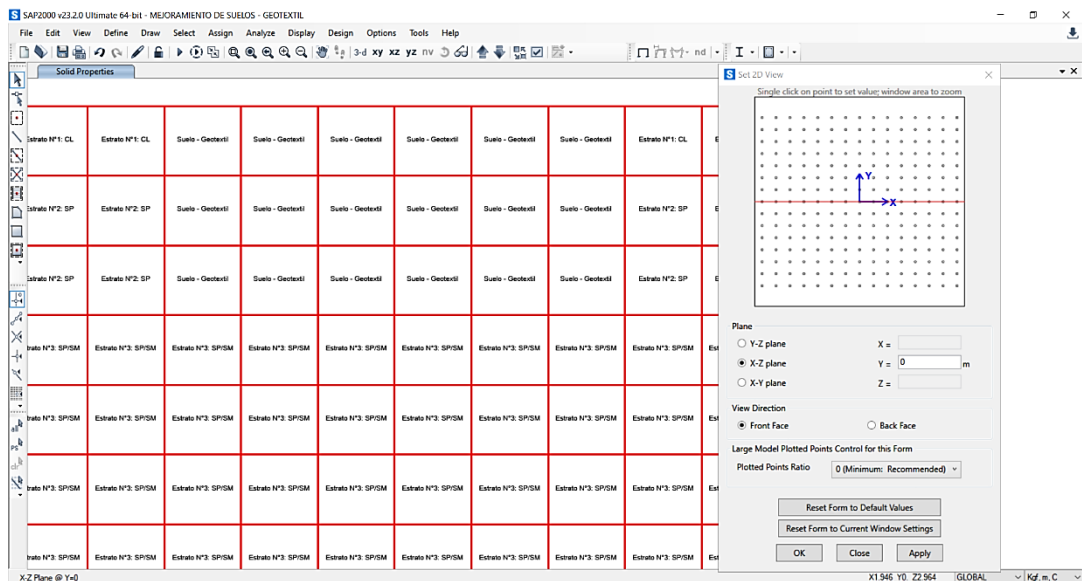
19. Se muestra una vista espacial de las propiedades de sólidos asignadas según cada estrato y profundidad



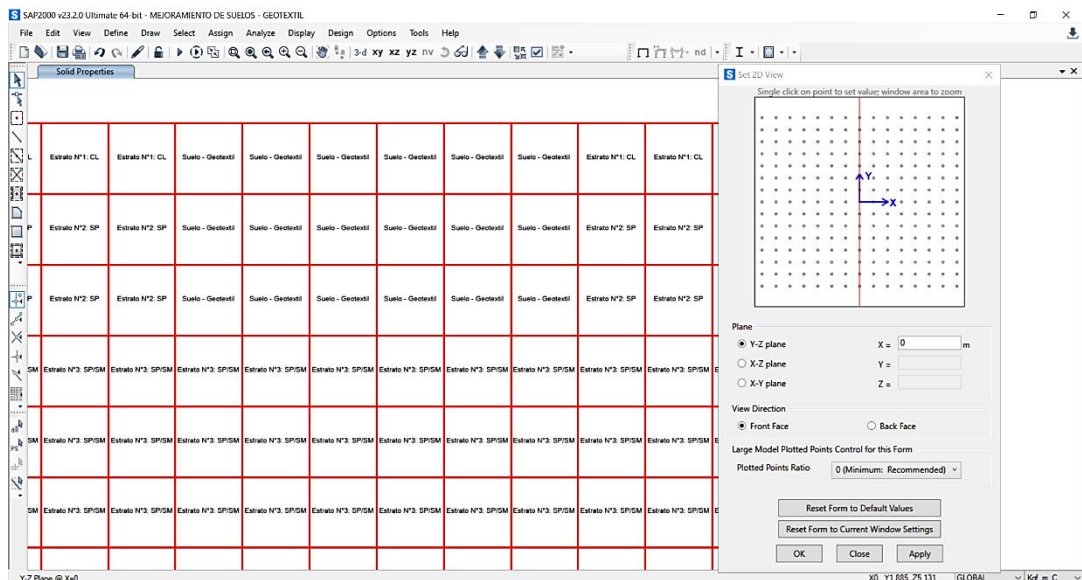
20. Se asigna las propiedades de sólidos a la capa de suelo con geotextil, vista en planta XY



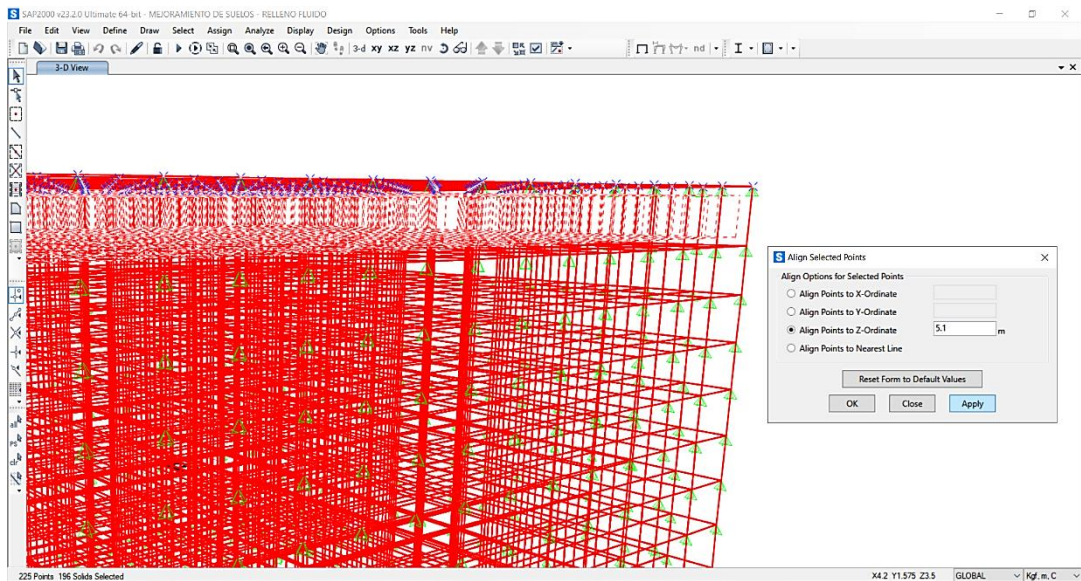
21. Se asigna las propiedades de sólidos a la capa de suelo con geotextil, vista en elevación XZ



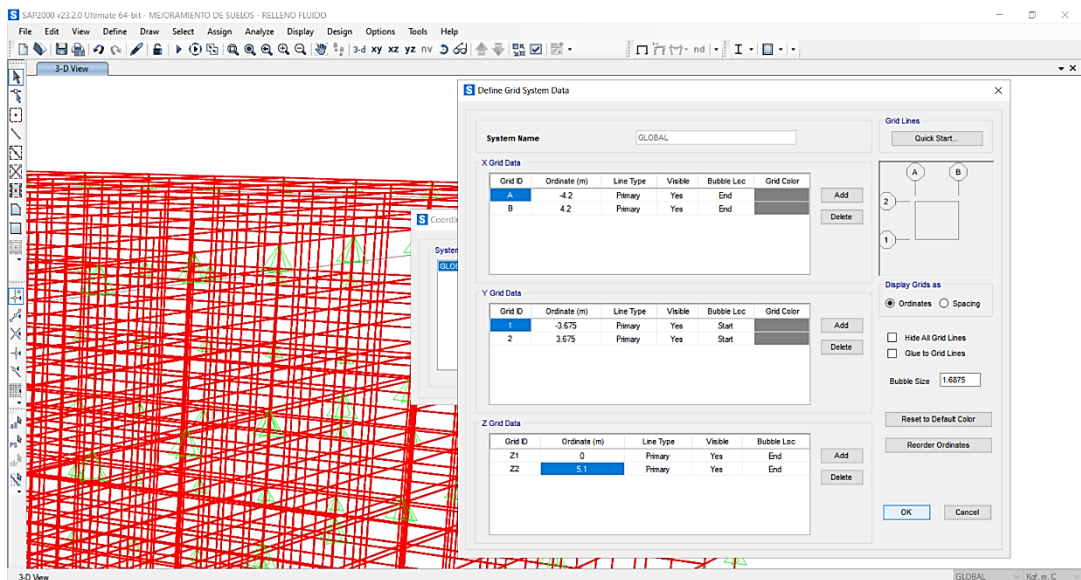
22. Se asigna las propiedades de sólidos a la capa de suelo con geotextil, vista en elevación YZ



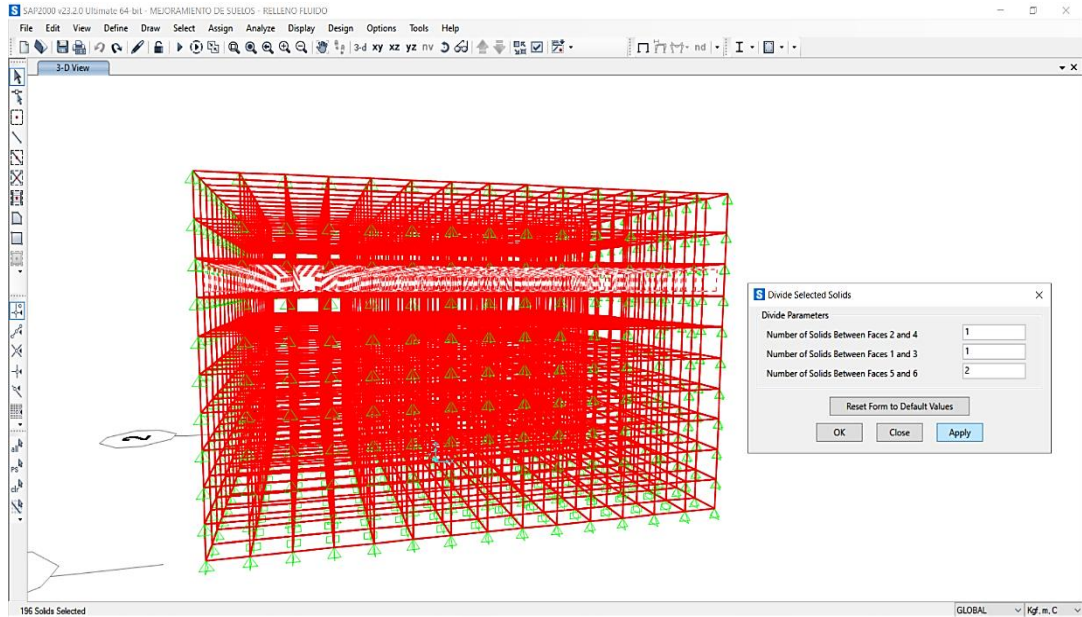
23. Se alinea los puntos seleccionados a cierta distancia, según sea el requerimiento de análisis para los estratos y el mejoramiento con relleno fluido



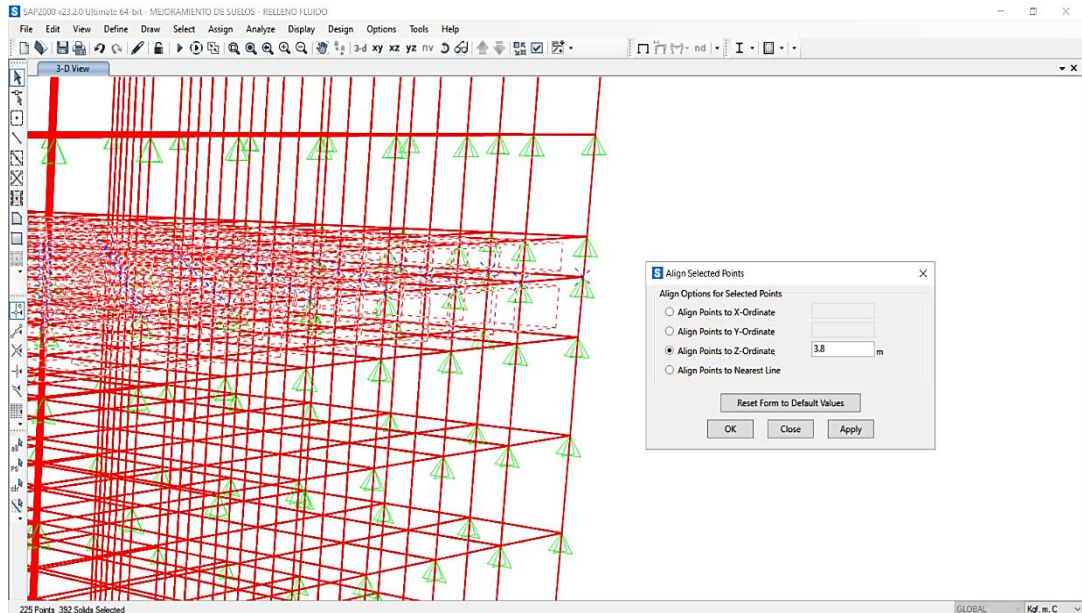
24. Se redefinen las grillas, según las dimensiones de análisis para los estratos y el mejoramiento



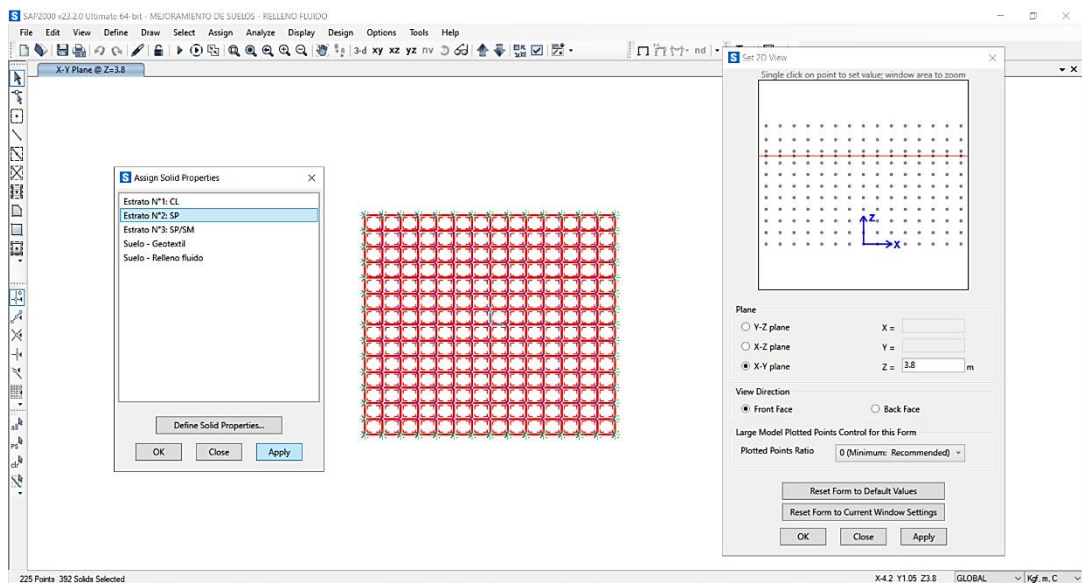
25. Se dividen los sólidos según los requerimientos de análisis



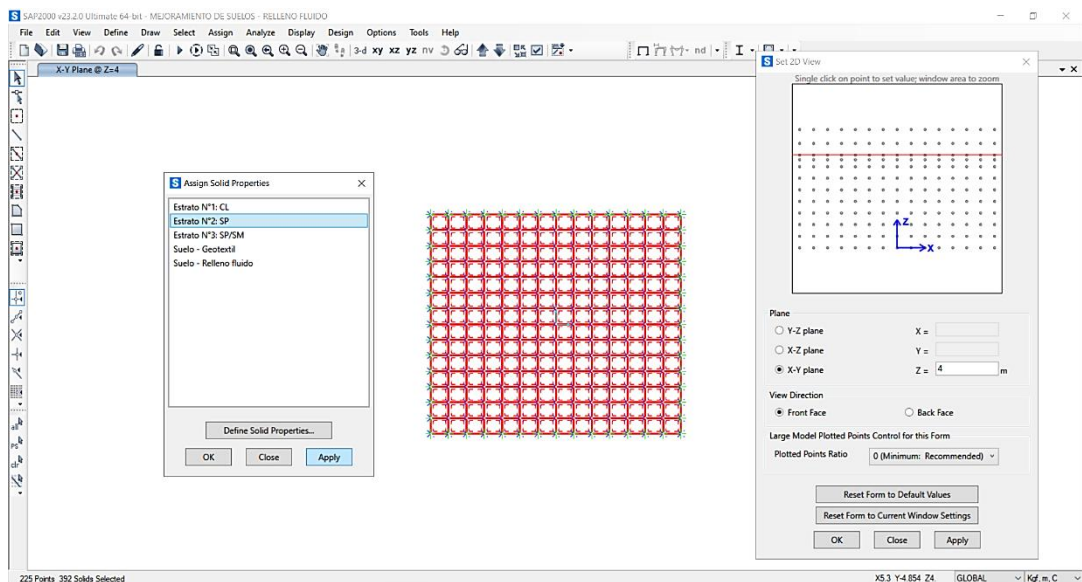
26. Se alinean los puntos a cierta profundidad para el análisis



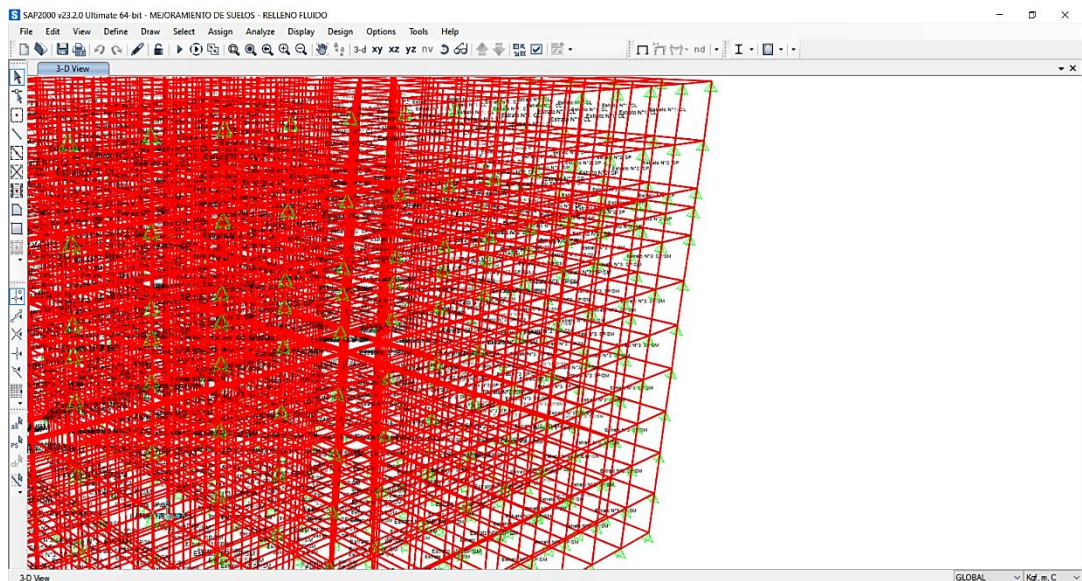
27. Se asigna las propiedades de sólidos para los estratos y mejoramiento de suelo con relleno fluido, según cada profundidad de análisis



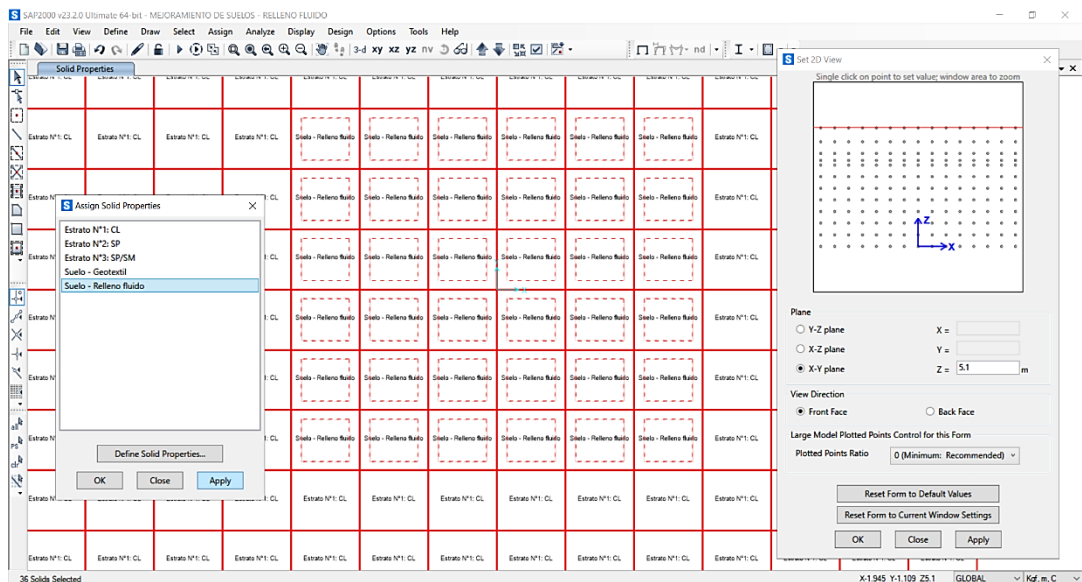
28. Se asigna las propiedades de sólidos para los estratos y mejoramiento de suelos con relleno fluido, según cada profundidad de análisis



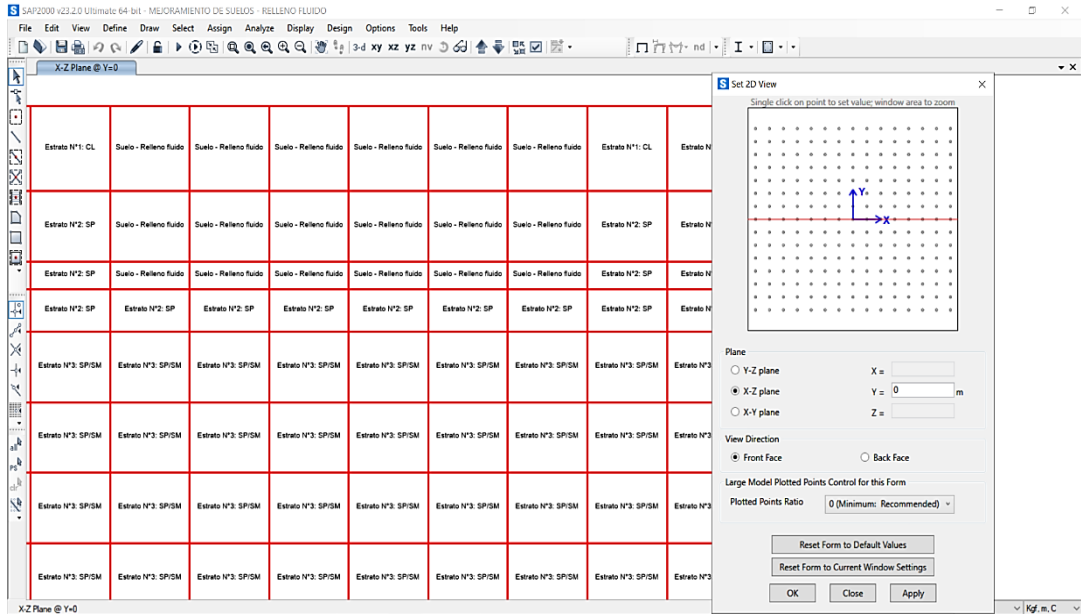
29. Se muestra la vista espacial del modelo de los sólidos con los estratos y el relleno fluido asignado



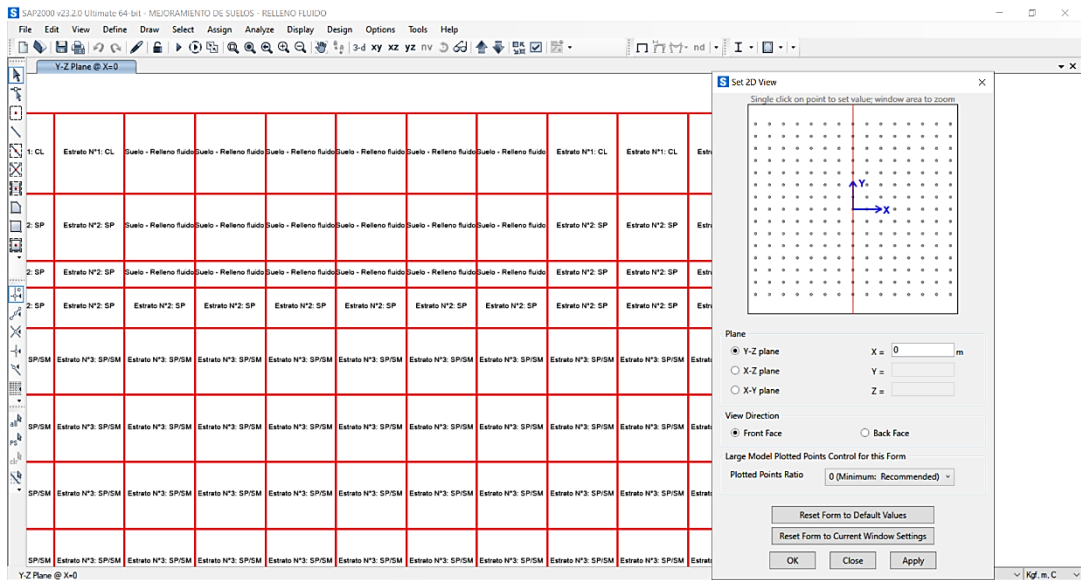
30. Vista en planta XY de los sólidos asignados con relleno fluido



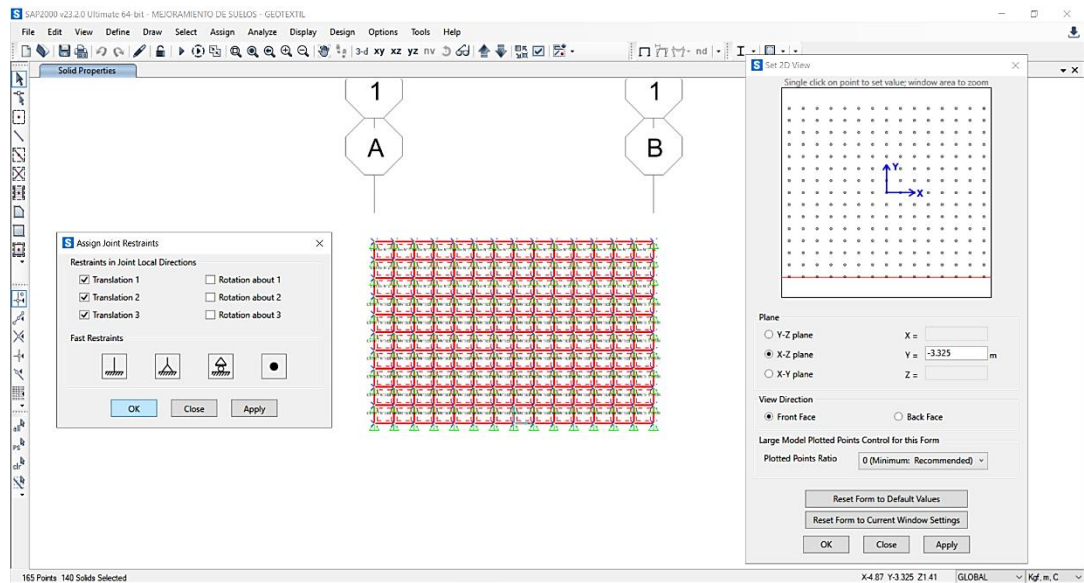
31. Vista en elevación XZ de los sólidos asignados con relleno fluido



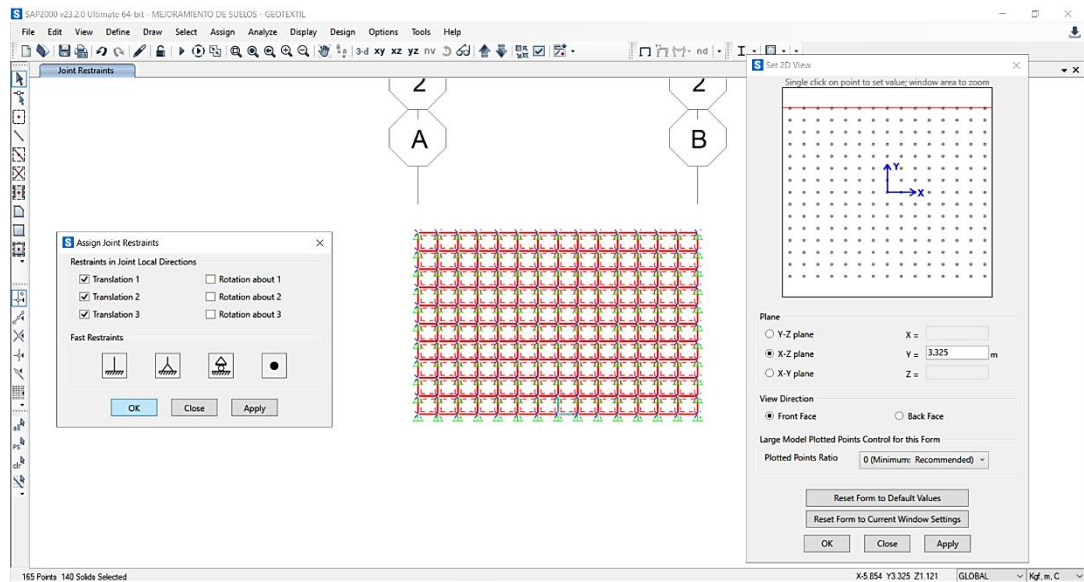
32. Vista en elevación YZ de los sólidos asignados con relleno fluido



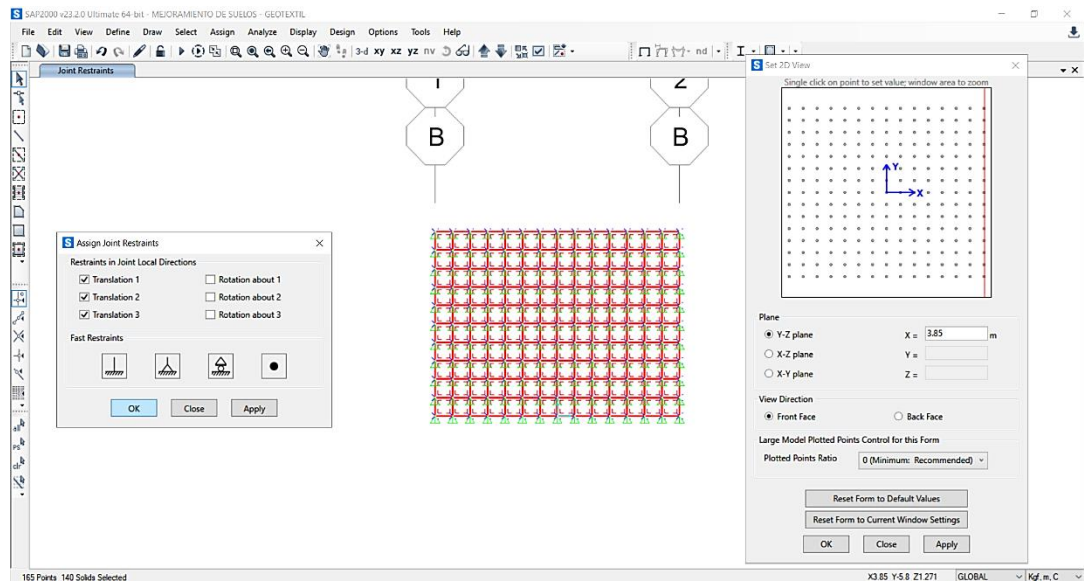
33. Se asigna las restricciones en los puntos de base en el lado -Y en el plano de elevación XZ



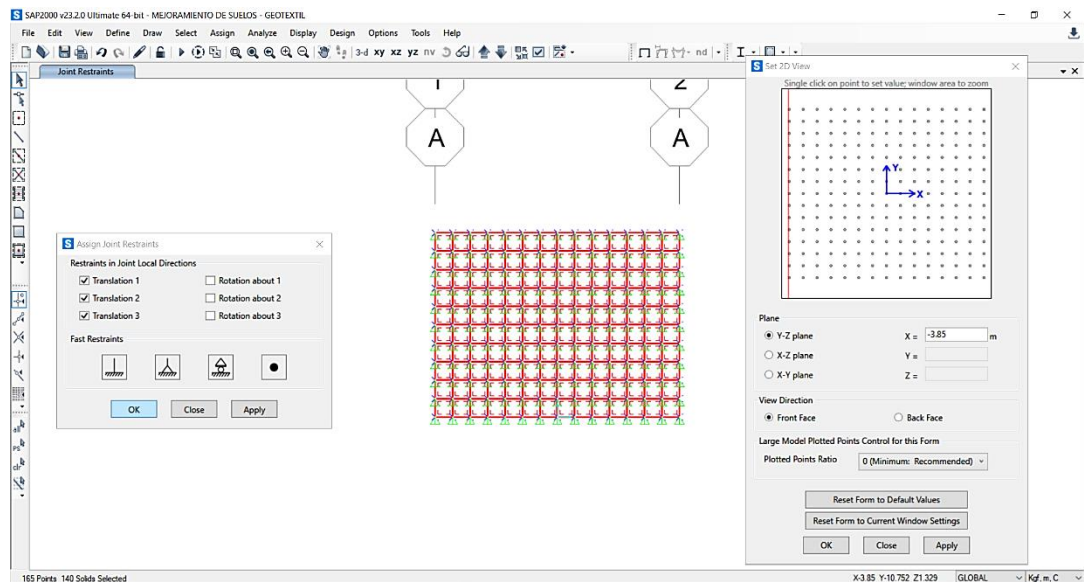
34. Se asigna las restricciones en los puntos de base en el lado +Y en el plano de elevación XZ



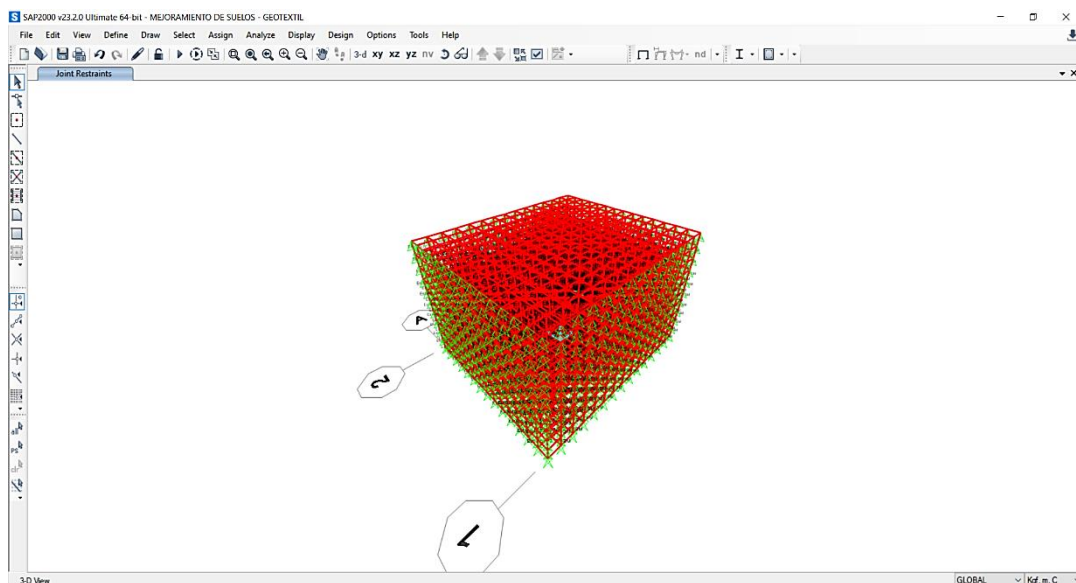
35. Se asigna las restricciones en los puntos de base en el lado +X en el plano de elevación YZ



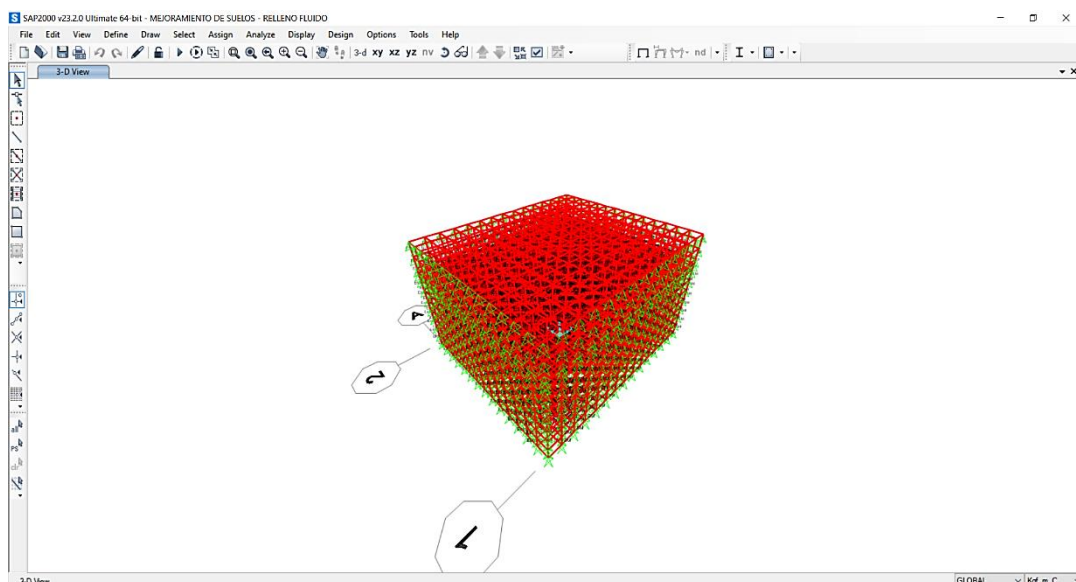
36. Se asigna las restricciones en los puntos de base en lado -X en el plano de elevación YZ



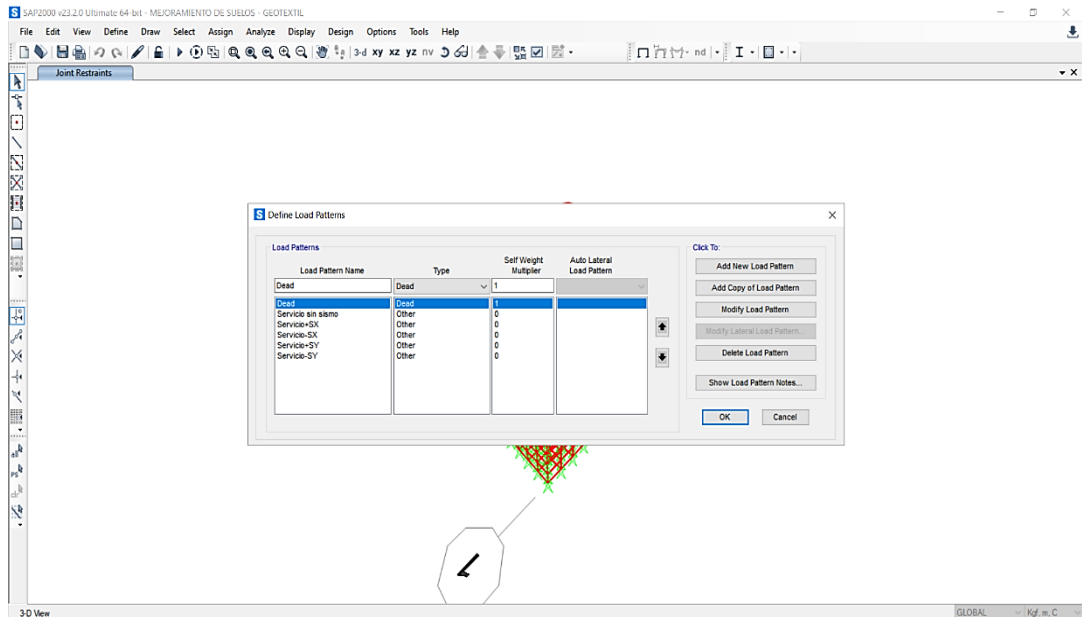
37. Se muestra las restricciones en el modelo en 3D de los estratos y el mejoramiento del suelo con geotextil



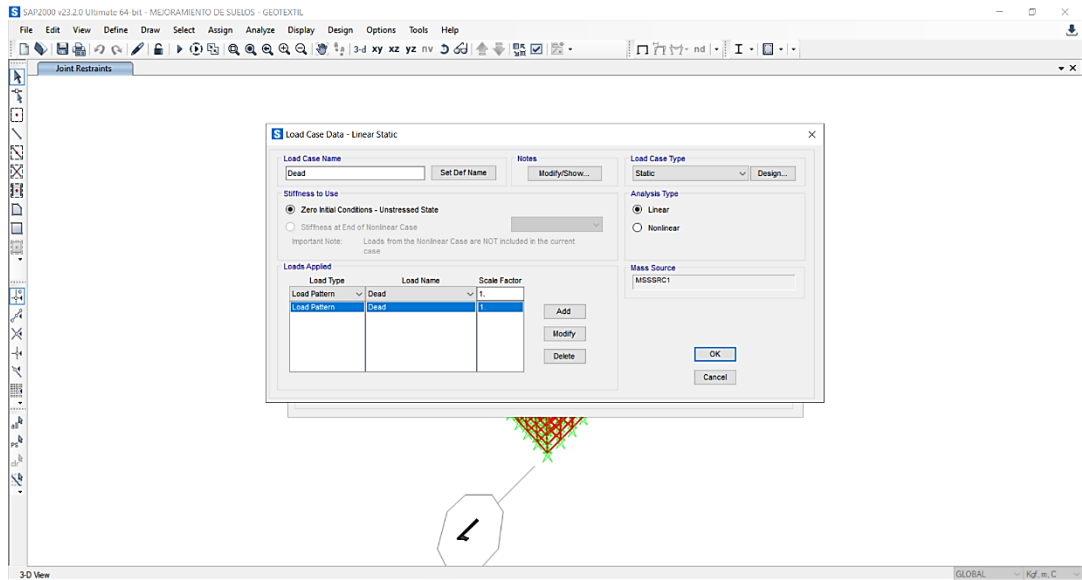
38. Se muestra las restricciones en el modelo en 3D de los estratos y el mejoramiento del suelo con relleno fluido



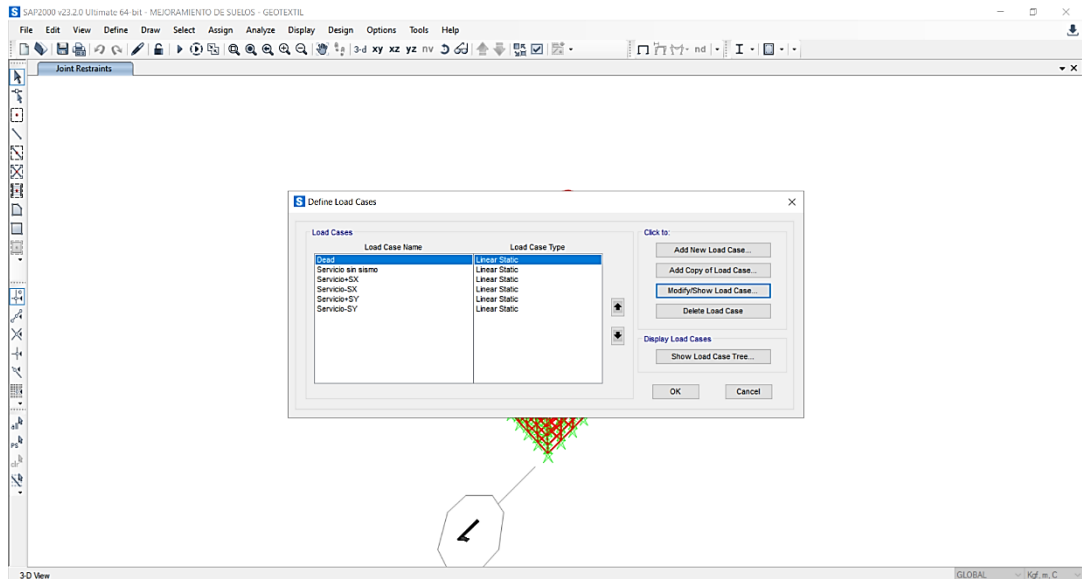
39. Se define los patrones de carga



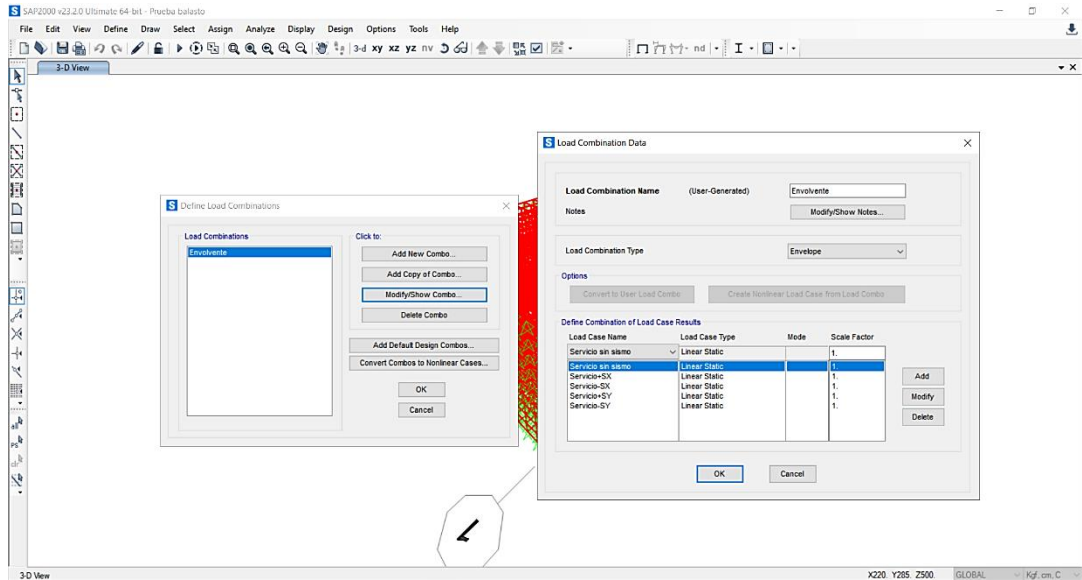
40. Se definen los datos para los casos de carga de un análisis lineal



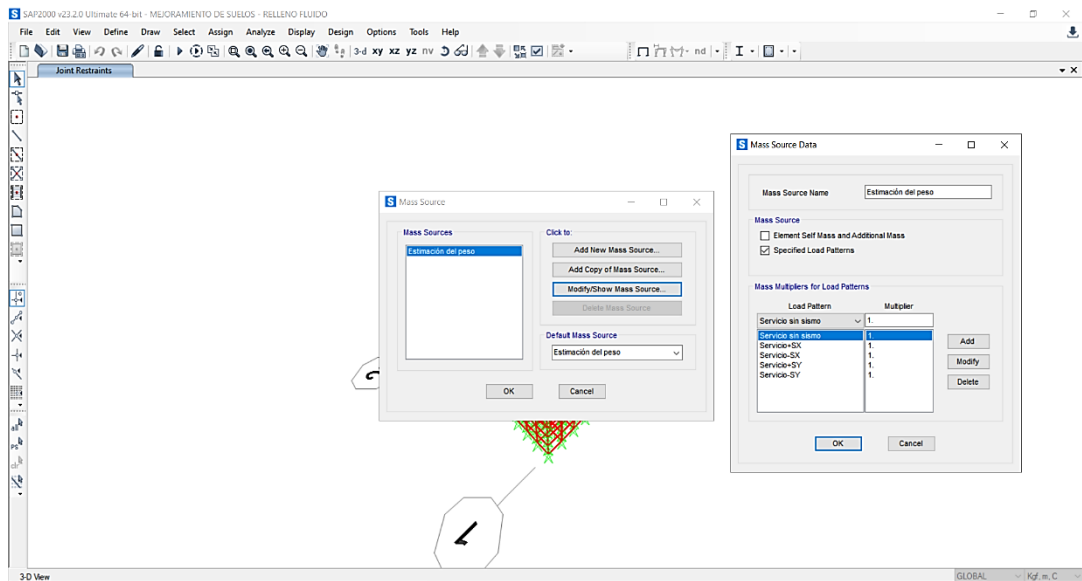
41. Se muestran los casos de carga definidos (dead, servicio sin sismo y servicio con sismo)



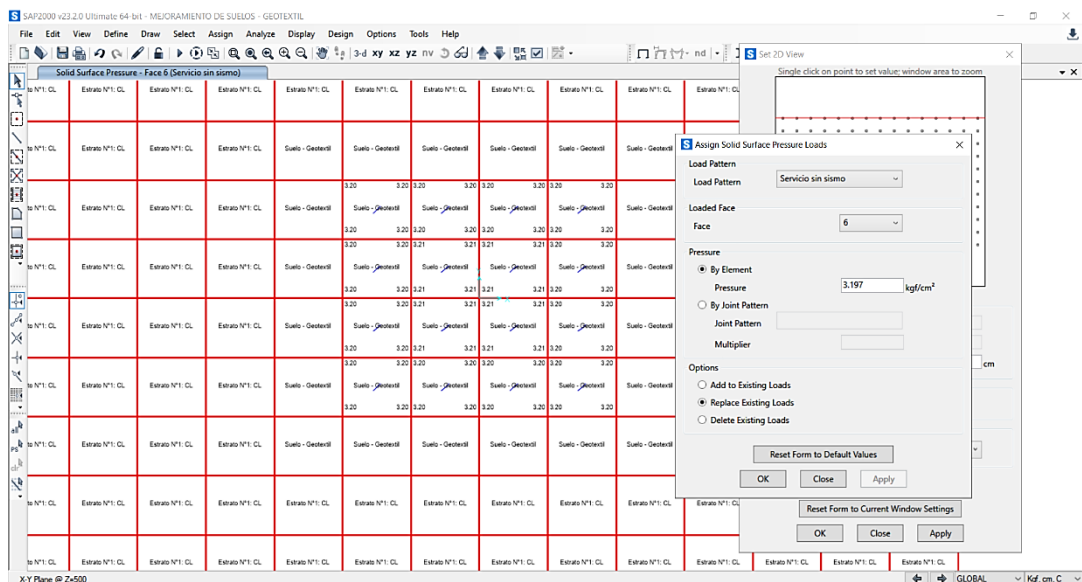
42. Se realizan las combinaciones de carga y la envolvente



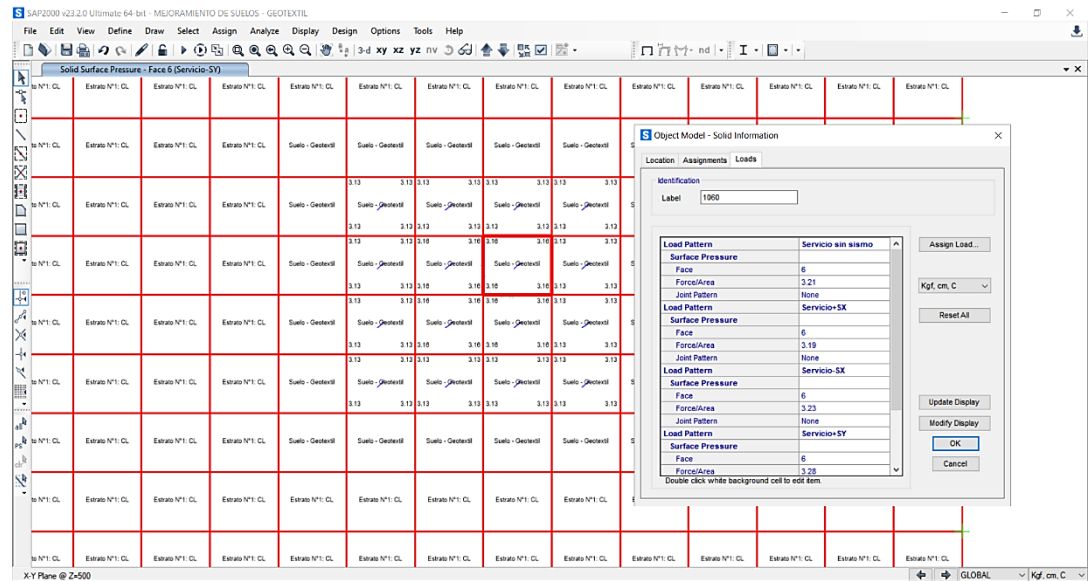
43. Se crea como mass source la estimación del peso y se especifican los patrones de carga



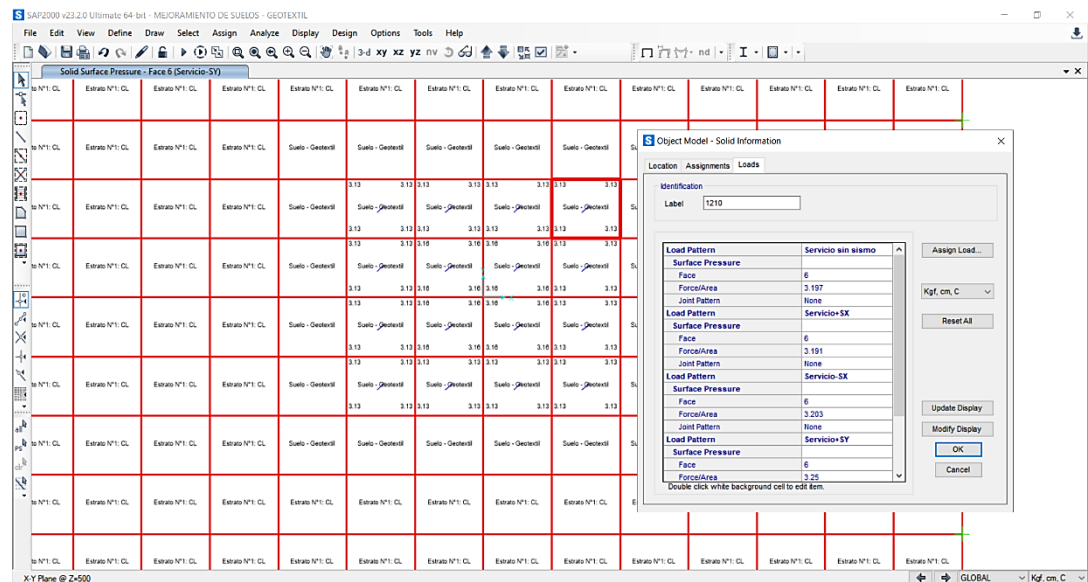
44. Se asigna a la superficie sólida esfuerzos de los patrones de carga al estrato mejorado con geotextil



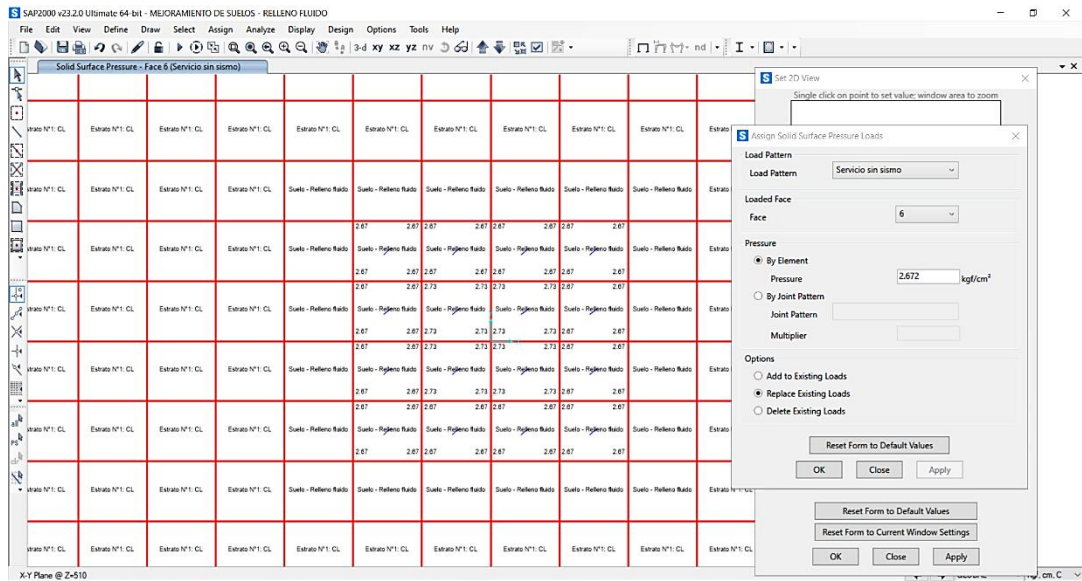
45. Se muestra la información del sólido, para constatar las asignaciones de los patrones de carga



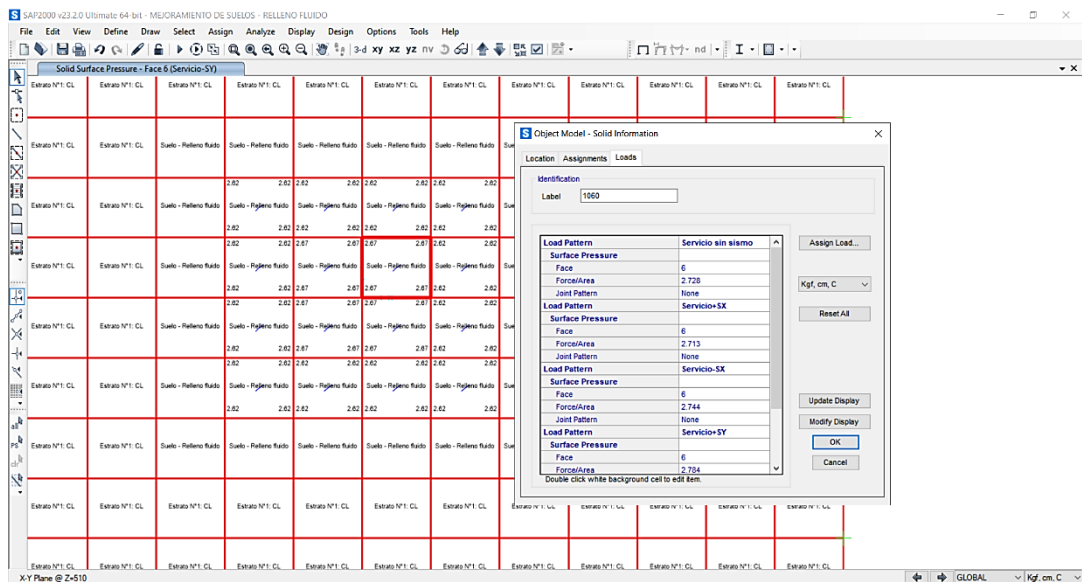
46. Se muestra la información de sólido más alejado del estrato mejorado con geotextil (contorno)



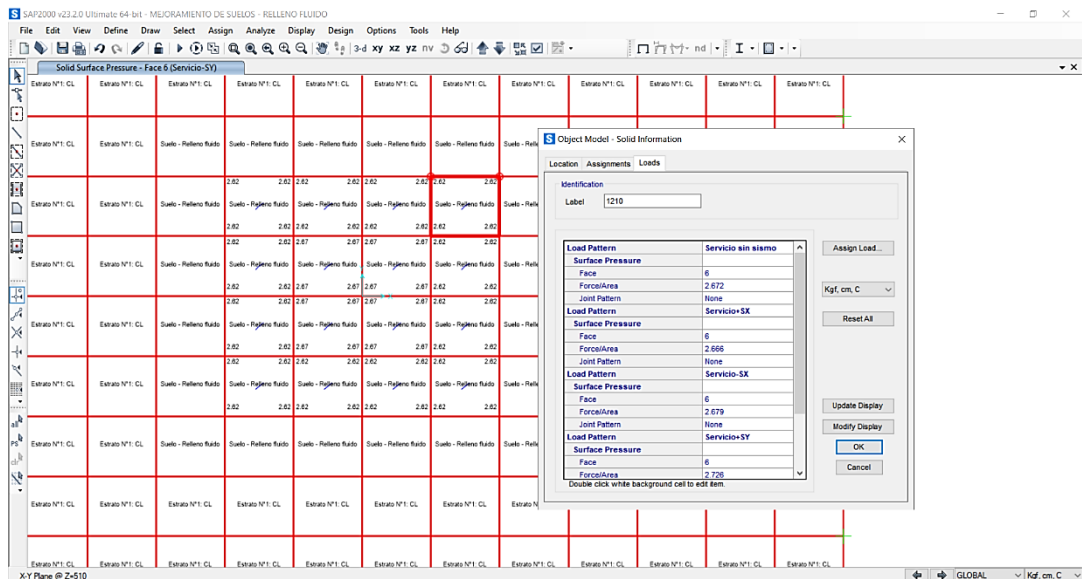
47. Se muestra la asignación de los patrones de carga al estrato mejorado con relleno fluido



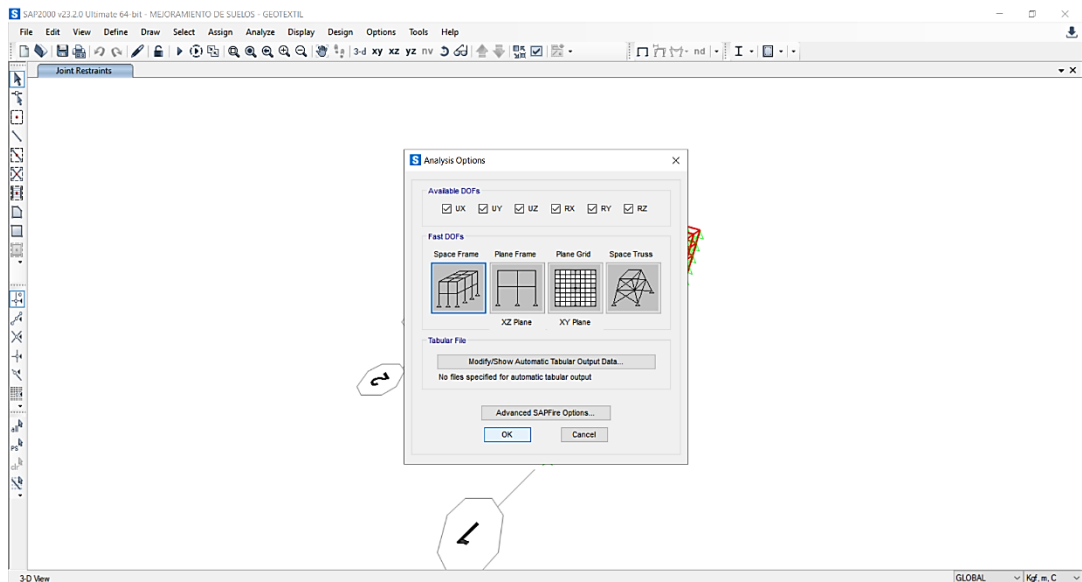
48. Se muestra la información del sólido, para constatar la asignación de los patrones de carga



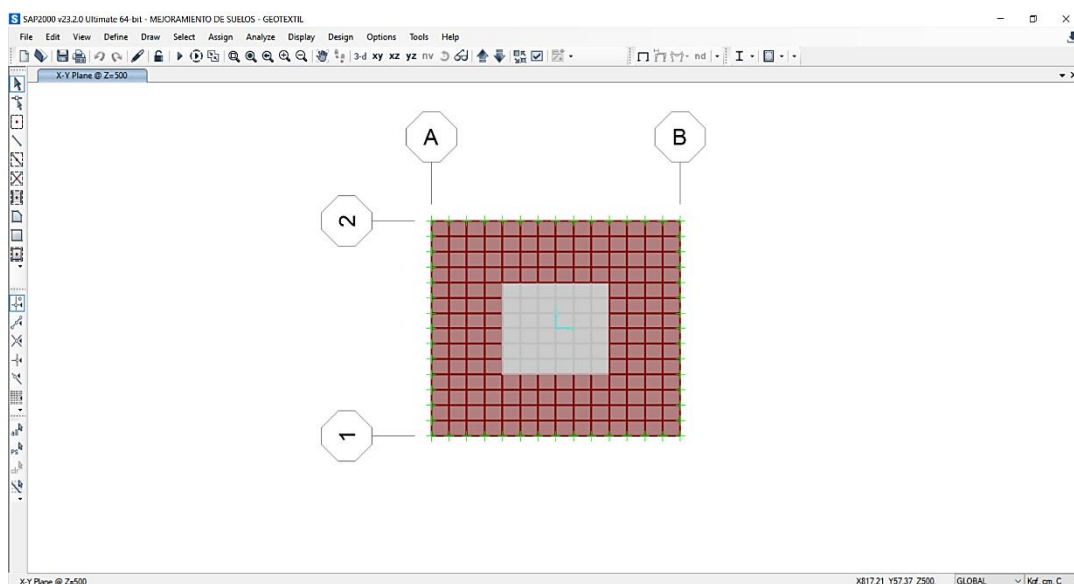
49. Se muestra la información del sólido más alejado del estrato mejorado con relleno fluido (contorno)



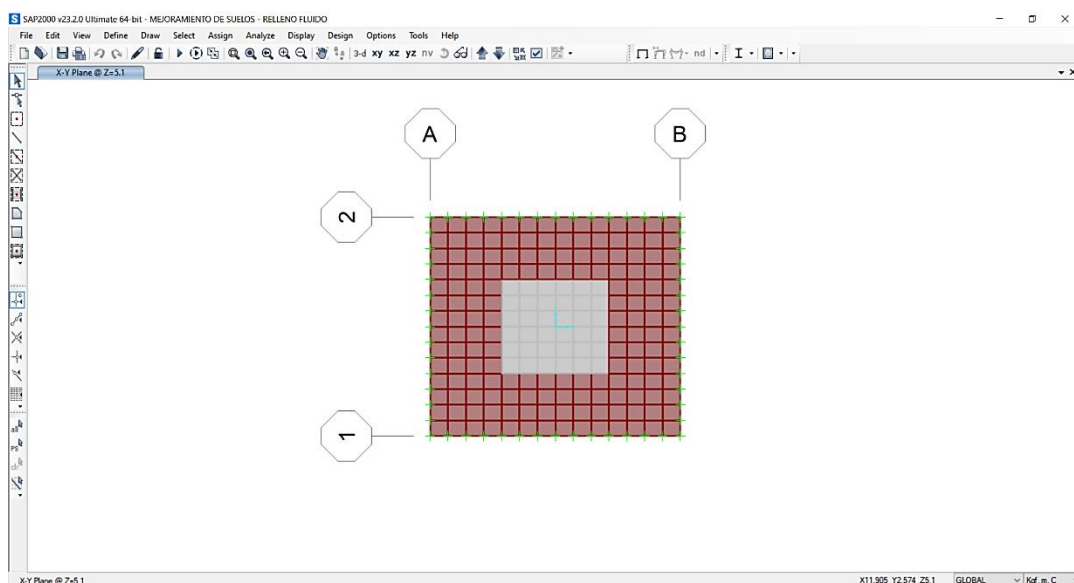
50. Se define las opciones de análisis para los estratos y mejoramientos del suelo de cimentación



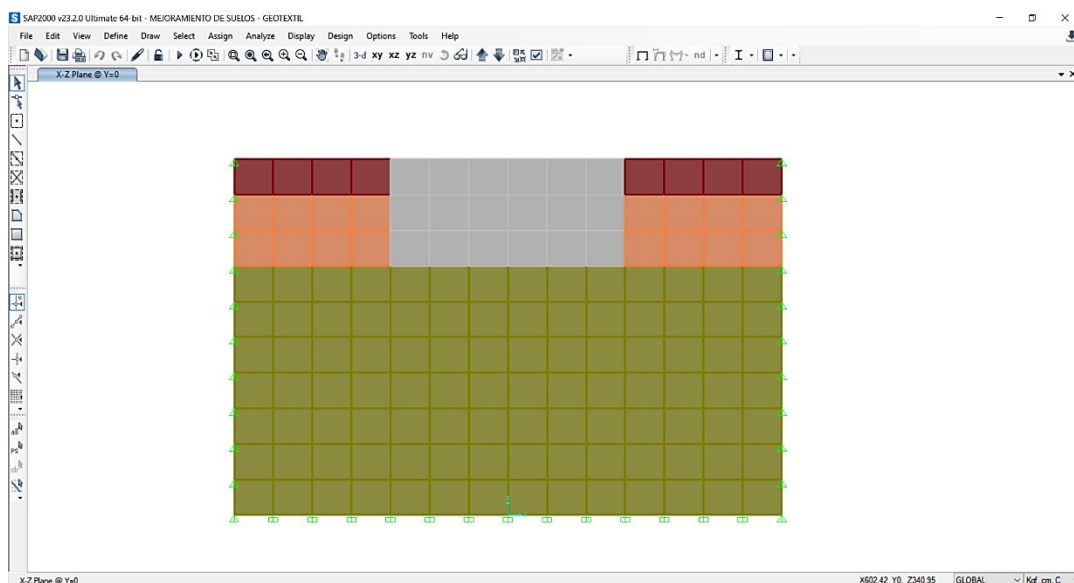
51. Se muestra la vista en planta del análisis ejecutado del mejoramiento de suelo con geotextil



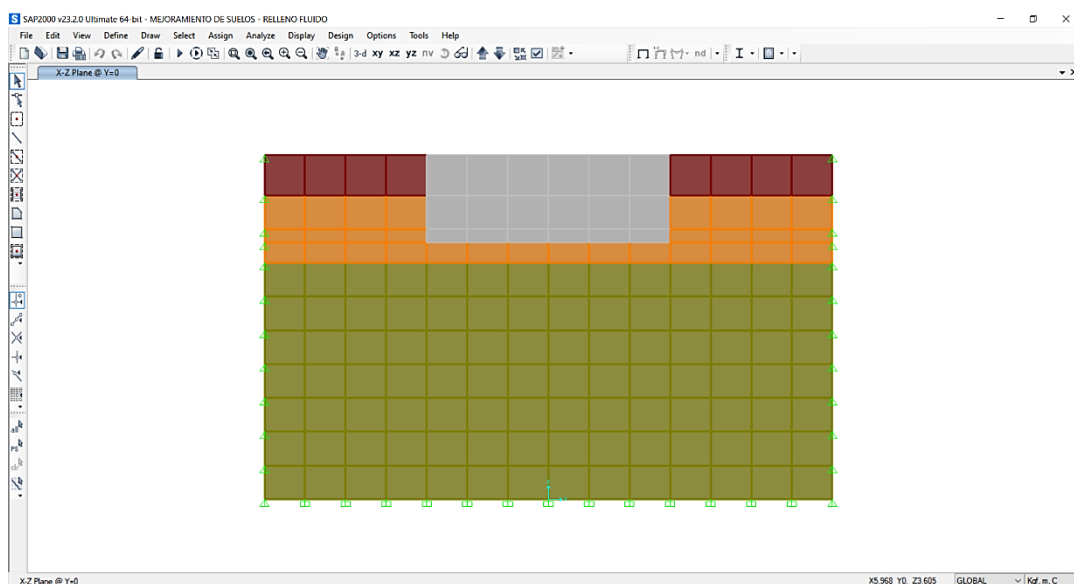
52. Se muestra la vista en planta de análisis ejecutado del mejoramiento de suelo con relleno fluido



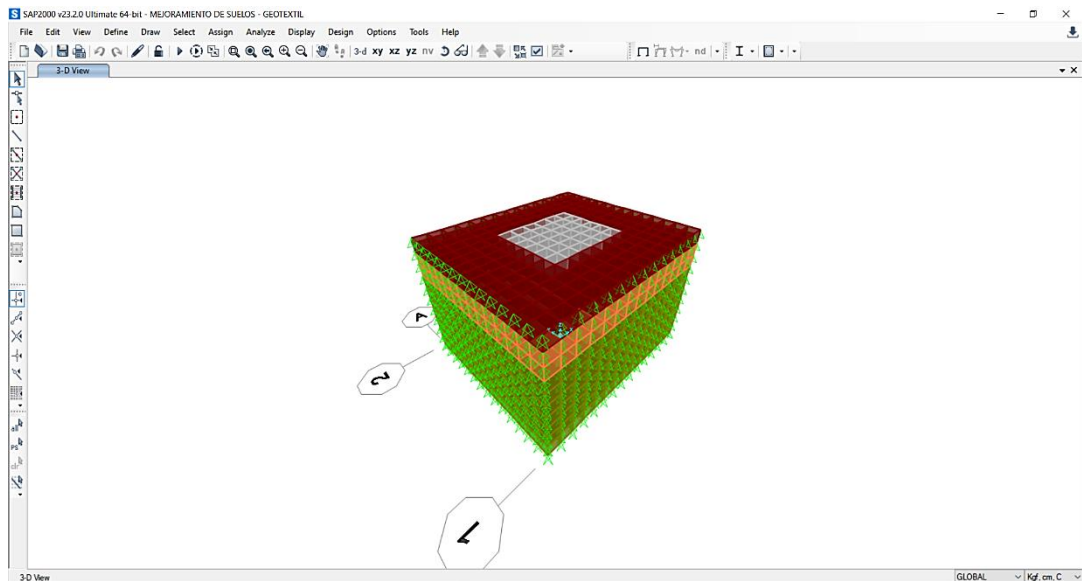
53. Se muestra la vista en elevación de los estratos y mejoramiento de suelo con geotextil



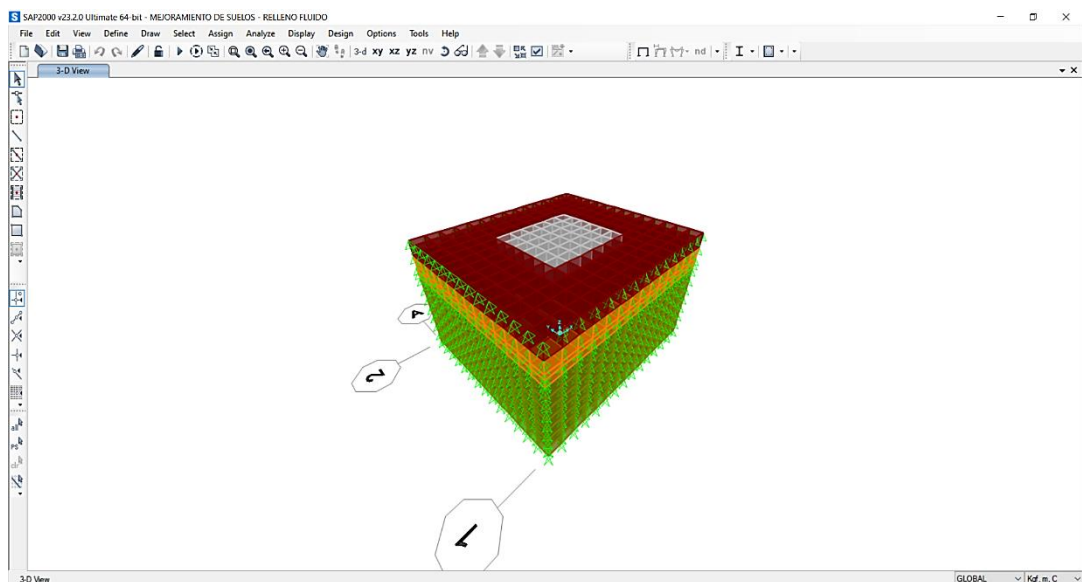
54. Se muestra la vista en elevación de los estratos y mejoramiento de suelo con relleno fluido



55. Se muestra la vista en 3D del modelo con el análisis ejecutado para los estratos y refuerzo del suelo usando geotextil tejido



56. Se muestra la vista en 3D del modelo con el análisis ejecutado para los estratos y refuerzo del suelo usando relleno fluido



Anexo N°6: Especificaciones técnicas y cotización del mejoramiento de suelos

1. Ficha técnica del geotextil tejido de alto módulo



VENTAJAS Y BENEFICIOS

- Resistencia a la tensión de hasta 400 kN/m.
- Resistente a condiciones críticas de ambientes tropicales.
- Alto módulo de elasticidad para control de deformaciones en suelos blandos.

CAMPOS DE APLICACIÓN

- Separación, estabilización y refuerzo de terraplenes sobre suelos extremadamente blandos.
- Reducción de espesores de material granular en estabilización y estructuras de pavimentos.
- Refuerzo de muros en suelo reforzado y terraplenes de gran altura

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	UNIDAD	HR 160	HR 220	HR 300	HR 400
Resistencia a la tensión		N	4300	5000	6000	7000
Método Grab	ASTM D4632					
Elongación		%	18	18	18	18
Resistencia a la tensión método tira ancha		min - KN/m	160	220	300	370
Sentido longitudinal	ASTM D4595	min - KN/m	80	90	100	120
Sentido transversal		%	17	17	18	18
Elongación						
PROPIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	UNIDAD	HR 160	HR 220	HR 300	HR 400
Permeabilidad	ASTM D4491	cm/s	2.55 x 10 ²	2.12 x 10 ²	2.42 x 10 ²	3.55 x 10 ²
Permitividad	ASTM D4491	s ⁻¹	0.34	0.25	0.22	0.20
Tamaño abertura aparente	ASTM D4751	mm (No tamiz)	0.150 (100)	0.125 (120)	0.106 (140)	0.106 (140)
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	UNIDAD	HR 160	HR 220	HR 300	HR 400
Espesor	Medido	mm	0.75	0.85	1.10	1.78
Rollo ancho	Medido	m	3.75	3.75	3.75	3.75
Rollo largo	Medido	m	100	80	60	50
Rollo área	Medido	m ²	375	300	225	187.5

Fuente: Geosistemas PAVCO, Mexichem

2. Ficha técnica del aditivo Sika Aer



HOJA TÉCNICA

SikaAer®

Aditivo incorporador de aire.

DESCRIPCIÓN DEL PRODUCTO

SikaAer® es un aditivo elaborado a base de agentes tensoactivos que adicionado al concreto genera microburbujas que se reparten uniformemente en la masa del concreto.

No contiene cloruros.

USOS

- Concreto sometido a bajas temperaturas.
- Concreto de subterráneos, cimientos, sobrecimientos, obras hidráulicas en general (represas, canales, etc).
- Concreto en carreteras, aeropuertos, entre otros.
- Transporte del concreto en camión tolva.
- Concreto a la vista, concreto bombeado.

CARACTERÍSTICAS / VENTAJAS

En Concreto fresco:

- Permite un aumento en la trabajabilidad y/o una disminución en el agua de amasado.
- Reduce la segregación en el concreto, especialmente en las faenas de transporte.
- Reduce la exudación en el concreto.
- Incrementa la cohesión interna de la masa del concreto.
- Permite reducir el tiempo de vibración y colocación.
- Mejora el aspecto superficial del concreto.
- Incremento de la impermeabilidad.

En Concreto endurecido:

- Aumento de las resistencias a la acción de aguas agresivas.
- Incremento de las resistencias a ciclos de hielo y deshielo.
- Rompe la capilaridad.

NORMA

Cumple con la Norma ASTM C 260.

DATOS BÁSICOS

FORMA

ASPECTO

Líquido.

COLORES

Ámbar Translucido

PRESENTACIÓN

- Paquete x 4 envases PET x 4 L.
- Balde x 20 L.
- Cilindro x 200 L.

Hoja Técnica
SikaAer®
19.11.14, Edición 11

1/3

Fuente: Sika Perú S.A.

3. Ficha técnica del aditivo Sika Aer (continuación)

ALMACENAMIENTO	CONDICIONES DE ALMACENAMIENTO / VIDA ÚTIL SikaAer® se puede almacenar durante 1 año en su envase original cerrado, sin deterioro y en lugar fresco y bajo techo. A temperaturas bajo 5 °C se puede producir turbidez en el aditivo, lo cual no altera su efectividad.
DATOS TÉCNICOS	DENSIDAD 1.01 - 1.02 kg/L
INFORMACIÓN DEL SISTEMA	
DETALLES DE APLICACIÓN	CONSUMO / DOSIS 0.02% a 0.12% del peso del cemento.
MÉTODO DE APLICACIÓN	MODO DE APLICACIÓN Se utiliza diluido en el agua de amasado. Mayores dosis pueden ser utilizadas si así se determina en ensayos previos con los materiales a usar en la obra. La incorporación de aire en un concreto depende principalmente de: Los agregados pétreos (granulometría y forma de los granos). Razón a/c. Dosis de cemento por m ³ de concreto elaborado. Finura del cemento. Relación áridos finos/gruesos. Tipo de mezcladora y tiempo de mezclado. Temperatura, etc. La plasticidad, a menor asentamiento se necesita mayor esfuerzo para lograr la cantidad de aire deseado.
INSTRUCCIONES DE SEGURIDAD	
PRECAUCIONES DE MANIPULACIÓN	Durante la manipulación de cualquier producto químico, evite el contacto directo con los ojos, piel y vías respiratorias. Protéjase adecuadamente utilizando guantes de goma naturales o sintéticos y anteojos de seguridad. En caso de contacto con los ojos, lavar inmediatamente con abundante agua durante 15 minutos manteniendo los párpados abiertos y consultar a su médico.
OBSERVACIONES	La Hoja de Seguridad de este producto se encuentra a disposición del interesado. Agradeceremos solicitarla a nuestro Departamento Comercial, teléfono: 618-6060 o descargarla a través de Internet en nuestra página web: www.sika.com.pe
NOTAS LEGALES	La información y en particular las recomendaciones sobre la aplicación y el uso final de los productos Sika son proporcionadas de buena fe, en base al conocimiento y experiencia actuales en Sika respecto a sus productos, siempre y cuando éstos sean adecuadamente almacenados, manipulados y transportados; así como aplicados en condiciones normales. En la práctica, las diferencias en los materiales, sustratos y condiciones de la obra en donde se aplicarán los productos Sika son tan particulares que de esta información, de alguna recomendación escrita o de algún asesoramiento técnico, no se puede deducir ninguna garantía respecto a la comercialización o adaptabilidad del producto a una finalidad particular, así como ninguna responsabilidad contractual. Los derechos de propiedad de las terceras partes deben ser respetados. Todos los pedidos aceptados por Sika Perú S.A. están sujetos a Cláusulas Generales de Contratación para la Venta de Productos de Sika Perú S.A. Los usuarios siempre deben remitirse a la última edición de la Hojas Técnicas de los productos; cuyas copias se entregarán a solicitud del interesado o a las que pueden acceder en Internet a través de nuestra página web www.sika.com.pe .

Hoja Técnica
SikaAer®
19.11.14, Edición 11

2/3

BUILDING TRUST



Fuente: Sika Perú S.A.

4. Ficha técnica del aditivo Rheobuild 1201



MasterRheobuild 1201

Aditivo reductor de agua para producir concreto Rheoplástico

DESCRIPCIÓN

MasterRheobuild 1201 es un aditivo reductor de agua de alto rango diseñado para producir concreto rheoplástico. Este concreto fluye fácilmente manteniendo una alta plasticidad por tiempos más prolongados que el concreto superplastificado convencional. El concreto rheoplástico tiene la baja proporción agua; material cementicio del concreto sin asentamiento, dando excelentes propiedades de ingeniería (endurecimiento).

USOS RECOMENDADOS

- Concreto donde se desea una alta plasticidad características de fraguado normal y desarrollo rápido de resistencias
- Aplicaciones de concreto pretensado, prefabricado y premezclado
- Aplicaciones de construcción subterránea civil y minera: shotcrete por vía húmeda o seca, grouts de alto desempeño, grouts de túneles y suspensiones de inyección

VENTAJAS

En el concreto plástico:

- Rango de plasticidad de 200 a 280 mm (8-11 in)
- Retención prolongada de asentamiento
- Tiempos de fraguado controlados
- Permite mezclas
- cohesivas sin segregación y mínima exudación de agua.

En el concreto endurecido:

- Mayores resistencias iniciales en comparación con los superplastificantes convencionales
- Mayor resistencia final a compresión
- Mayor módulo de elasticidad
- Mejor resistencia de adhesión al acero
- Baja permeabilidad y alta durabilidad
- Menor retracción y deformación
- Integridad estructural del elemento terminado altamente confiable

Otros:

- Cumple con la especificación ASTM C 494 para aditivos reductores de agua tipo A y aditivos reductores de agua de alto-rango Tipo F
- Menos dependencia de energía de consolidación
- Menor costo de mano de obra y mayor productividad
- Permite cambios en las especificaciones de ingeniería ya que es factible aumentar los límites de caída libre del concreto fresco, los espesores de las coladas y temperaturas del concreto, así como ajustes económicos en las mezclas.

CARACTERÍSTICAS Y BENEFICIOS

Velocidad de endurecimiento

MasterRheobuild 1201 ha sido diseñado para producir características normales de fraguado para todo el rango de dosificación que se recomienda. El tiempo de fraguado del concreto depende de la composición física y química de los ingredientes básicos del concreto, la temperatura del concreto y las condiciones ambientales.

Deben hacerse mezclas de prueba con los materiales de la obra para determinar la dosificación requerida para el tiempo de fraguado especificado y un requerimiento de resistencia determinado.

Manejabilidad

El concreto al que se ha adicionado MasterRheobuild 1201 tiene la capacidad de mantener una condición rheoplástica de 200 a 280 mm (8 a 11 in) de asentamiento si se requiere. La duración precisa para poder trabajar la mezcla no solo depende de la temperatura, sino también del tipo de cemento, materiales cementicios suplementarios, proporciones de la mezcla, la naturaleza de los agregados, el método de transporte y la dosificación.

5. Ficha técnica del aditivo Rheobuild 1201 (continuación)



MasterRheobuild 1201

Aditivo reductor de agua para producir concreto Rheoplástico

RECOMENDACIONES DE USO

Dosificación:

El rango de dosificación recomendado para el MasterRheobuild 1201 es de 650 - 1600 ml/100 kg de material cementicio dependiendo de la aplicación y de cuanto se desee incrementar el asentamiento y resistencia.

Las dosificaciones anteriores aplican a la mayoría de las mezclas de concreto que usan ingredientes típicos del concreto. Debido a las variaciones en las condiciones de la obra y de los materiales de concreto como la microsilica, se podrán requerir rangos de dosificación diferentes a los recomendados.

Mezclado:

Ya que se incrementa la retención de asentamiento usando el aditivo MasterRheobuild 1201, éste se puede adicionar en la planta de premezclados. También puede adicionarse en la obra si se desea incrementar el asentamiento.

CONSIDERACIONES

Corrosividad:

No corrosivo, no contiene cloruros MasterRheobuild 1201 no iniciará o promoverá la corrosión del acero reforzado en el concreto, concreto pretensado o concreto colocado en sistemas de pisos y techos de acero galvanizado. No se utilizó cloruro de calcio ni ningún ingrediente a base de cloruros en la manufactura del aditivo MasterRheobuild 1201.

Compatibilidad:

MasterRheobuild 1201 puede utilizarse en combinación con la mayoría de los aditivos de Master Builders Solutions y en todo el concreto de color y arquitectónico. Cuando se usa con otros aditivos, cada aditivo deberá adicionarse a la mezcla en forma separada.

MasterRheobuild 1201 no debe usarse con MasterMatrix UW 450, MasterMatrix VMA 358 o MasterMatrix VMA 450 ya que pueden experimentarse comportamientos erráticos en asentamiento, extensión del asentamiento o capacidad de bombeo.

Temperatura:

Si se llega a congelar el MasterRheobuild 1201, eleve a una temperatura de 7°C (45°F) o mayor y reconstituya el producto por completo con una agitación mecánica ligera. No use aire presurizado para agitar.

DATOS TECNICOS

Aspecto:	Líquido
Color:	Café oscuro
Densidad:	1,21 g/cm ³

ALMACENAMIENTO

MasterRheobuild 1201 tiene una vida útil de 12 meses como mínimo. Dependiendo de las condiciones de almacenamiento, la vida útil puede ser mayor.

PRESENTACIÓN

MasterRheobuild 1201 se suministra en tambores de 208 L, tanques de 1000 L y a granel.

SEGURIDAD


Lea, entienda y siga la información contenida en la Hoja Datos de Seguridad (SDS) y de la etiqueta del producto antes de usar. La SDS puede obtenerse solicitando a su representante de ventas de Master® Builders Solutions.

Master® Builders Solutions es una marca registrada por las compañías de MBCC Group en diferentes países del mundo.

6. Ensayo de compresión a las probetas de relleno fluido de la dosificación 3

LEMICONS		"AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO PARA EL ESQUEMA BAYOVAR AMPLIACION, UBICADO EN EL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO"															
ENSAYO DE COMPRESION DE MORTEROS (ASTM C-109)																	
SOLICITANTE : DAVID LLERENA MALLQUI		UBICACIÓN : COLECTOR BAYOVAR AMPLIACION BAYOVAR				N° DE REGISTRO : DM-003		ELEMENTO : --		FECHA DE EMISIÓN : 19-06-18							
Datos del Testigo Muestreado				Datos Del Concreto Utilizado				Datos Del Ensayo De Compresion Simple									
Vaciado De Concreto																	
Código de Probeta	Procedencia	Guia De Remision	Slump	Tipo F'c Resist.	Tipo Cemento	Fecha Vaciado	Fecha Rotura	Edad (dias)	Area (cm2)	Carga (Kg)	Carga (KN)	Resistencia (Kg/cm2)	Resistencia (Mpa)	Resistencia %	Resistencia Promedio (Kg/cm2)		
DM-003/01	--	--	8"	10	--	22-05-18	25-05-18	3	25.0	304	3.0	12.2	1.2	122.0	12.2		
DM-003/02			8"	10	--	22-05-18	25-05-18	3	25.0	302	3.0	12.1	1.2	121.0			
DM-003/03			8"	10	--	22-05-18	29-05-18	7	25.0	336	3.3	13.4	1.3	134.0	13.5		
DM-003/04			8"	10	--	22-05-18	29-05-18	7	25.0	339	3.3	13.6	1.3	136.0			
DM-003/05			8"	10	--	22-05-18	19-06-18	28	25.0	347	3.4	13.9	1.4	139.0	14.0		
DM-003/06			8"	10	--	22-05-18	19-06-18	28	25.0	352	3.5	14.1	1.4	141.0			

Calle Tritoma Mz "J" Lote 27 Urbanizacion Lima, Los Olivos Lima Perú
Entel 994236763 Telf. 652-8558
www.lemicons.com



RUDDY JOSE ESPEJO GOMEZ
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 138037

Fuente: Llerena Mallqui, (2018)

7. Ensayo de compresión a las probetas de relleno fluido de la dosificación 4

LEMICONS		"AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO PARA EL ESQUEMA BAYOVAR AMPLIACION, UBICADO EN EL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO"															
ENSAYO DE COMPRESION DE MORTEROS (ASTM C-109)																	
SOLICITANTE : DAVID LLERENA MALLQUI		UBICACIÓN : COLECTOR BAYOVAR AMPLIACION BAYOVAR				N° DE REGISTRO : DM-004		ELEMENTO : --		FECHA DE EMISIÓN : 22-06-18							
Datos del Testigo Muestreado				Datos Del Concreto Utilizado				Datos Del Ensayo De Compresion Simple									
Vaciado De Concreto																	
Código de Probeta	Procedencia	Guia De Remision	Slump	Tipo F'c Resist.	Tipo Cemento	Fecha Vaciado	Fecha Rotura	Edad (dias)	Area (cm2)	Carga (Kg)	Carga (KN)	Resistencia (Kg/cm2)	Resistencia (Mpa)	Resistencia %	Resistencia Promedio (Kg/cm2)		
DM-004/01	--	--	8"	10	--	25-05-18	28-05-18	3	25.0	179	1.8	7.2	0.7	72.0	7.1		
DM-004/02			8"	10	--	25-05-18	28-05-18	3	25.0	176	1.7	7.0	0.7	70.0			
DM-004/03			8"	10	--	25-05-18	01-06-18	7	25.0	221	2.2	8.9	0.9	89.0	8.9		
DM-004/04			8"	10	--	25-05-18	01-06-18	7	25.0	221	2.2	8.8	0.9	88.0			
DM-004/05			8"	10	--	25-05-18	22-06-18	28	25.0	227	2.2	9.1	0.9	91.0	9.2		
DM-004/06			8"	10	--	25-05-18	22-06-18	28	25.0	230	2.3	9.2	0.9	92.0			

Calle Tritoma Mz "J" Lote 27 Urbanizacion Lima, Los Olivos Lima Perú
Entel 994236763 Telf. 652-8558
www.lemicons.com


RUDDY JOSE ESPEJO GOMEZ
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 138037

Fuente: Llerena Mallqui (2018)

8. Diseño de mezcla definitivo (dosificación 4) para el relleno fluido

LEMICONS

Laboratorios de Ensayo de Materiales Ingeniería y Construcción

INFORME TECNICO N° 04-2018

PARA : **DAVID LLERENA MALLQUI**
OBRA : **AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO PARA EL ESQUEMA BAYOVAR AMPLIACION, UBICADO EN EL DISTRITO DE SAN JUAN DE LURIGANCHO.**
DE : **LEMICONS S.R.L.**
ASUNTO : **INFORME DE DISEÑO DE MORTERO DOSIFICACION 10 Kg/cm² TIPO 1**
FECHA : **25 DE MAYO DEL 2018**

DISEÑO DE MEZCLA DE MORTERO 10 Kg/cm²

1. CARACTERÍSTICAS DE LOS COMPONENTES DEL DISEÑO DE MEZCLA

1.1 AGREGADO FINO:


PROCEDENCIA : COLECTOR BAYOVAR
AMPLIACION BAYOVAR
PESO ESPECIFICO DE MASA : 2.710 gr/cm³
PESO UNITARIO SUELTO SECO : 1.520 Kg/m³
PESO UNITARIO SECO COMPACTADO : 1.600 Kg/m³
HUMEDAD NATURAL : 1.5 %
ABSORCION : 1.4 %
MODULO DE FINURA : 2.7

1.2. CEMENTO

• CEMENTO : SOL TIPO I
• PESO ESPECIFICO : 3.11 gr/cm³

1.3. AGUA

- SE CONSIDERA EL USO DE AGUA POTABLE.


RUDDY JOSE
ESPEJO GOMEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 138037

2. CARACTERISTICAS DE DISEÑO

- RELACION AGUA CEMENTO (POR RESISTENCIA) : 2.28
- RESISTENCIA DE DISEÑO : 10 Kg/cm²
- ASENTAMIENTO : 8" a 10"

Calle Tritoma Mz "J" Lote 27 Urbanización Lima, Los Olivos - Lima Perú
Entel 994236763 Telf. 652-8558

1

Fuente: Llerena Mallqui (2018)

9. Diseño de mezcla definitivo (dosificación 4) para el relleno fluido (continuación)

LEMICONS

Laboratorios de Ensayo de Materiales Ingeniería y Construcción

3. VALORES DE DISEÑO POR M3 DE MORTERO

3.1 VALORES DE DISEÑO SECO

-	CEMENTO	:	125	kg.
-	AGREGADO FINO SECO	:	1539	kg.
-	AGUA DE MEZCLA	:	285	Lt.
-	ADITIVO PLASTIFICANTE RHEOBUILT 1201	:	5.14	kg.
-	ADITIVO INCORP. DE AIRE SIKA AER	:	0.25	kg.

3.2 VALORES DE DISEÑO CORREGIDOS POR HUMEDAD

-	CEMENTO	:	125	kg.
-	AGREGADO FINO HUMEDO	:	1562	kg.
-	AGUA EFECTIVA	:	285	Lt.
-	ADITIVO PLASTIFICANTE RHEOBUILT 1201	:	5.14	kg.
-	ADITIVO INCORP. DE AIRE SIKA AER	:	0.25	kg.

4. DOSIFICACION DE LOS COMPONENTES DE MORTERO

4.2 PROPORCION EN VOLUMEN (Pie3)

1 : 12.5 / 98.3 Lt


(cimento : Agregado fino / agua)

Aditivo PLASTIFICANTE RHEOBUILT 1201 : 1748 gr. Por bolsa de cemento

Aditivo incorporador de aire SIKA AER : 85 gr. Por bolsa de cemento

OBSERVACIONES:

- Muestra y procedencia de los agregados proporcionado por el cliente.
- En caso de no usar agua potable se recomienda realizar los ensayos de calidad correspondientes.



RUDDY JOSÉ
ESPEJO GÓMEZ
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 138037

Calle Tritoma Mz "J" Lote 27 Urbanización Lima, Los Olivos - Lima Perú

Fuente: Llerena Mallqui (2018)

10. Generador de precios para geotextil tejido

Generador de Precios.Espacios urbanos. Perú © CYPE Ingenieros, S.A. Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción MEJORADO POR Google

NGX020 m² Geotextil tejido. S/. 15,72

Geotextil tejido a base de polipropileno, con una resistencia a la tracción longitudinal de 105,0 kN/m y una resistencia a la tracción transversal de 105,0 kN/m, colocado sobre el terreno.

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1 Materiales					
mt14gsa040h	m ²	Geotextil tejido a base de polipropileno, con una resistencia a la tracción longitudinal de 105 kN/m, una resistencia a la tracción transversal de 105 kN/m, una apertura de cono al ensayo de perforación dinámica según ISO 13433 inferior a 7 mm, resistencia CBR a punzonamiento 10,5 kN y una masa superficial de 445 g/m ² .	1,100	13,87	15,26
			Subtotal materiales:		15,26
2 Mano de obra					
mo041	h	Operario de construcción de obra civil.	0,003	22,35	0,07
mo087	h	Oficial de construcción de obra civil.	0,005	15,50	0,08
			Subtotal mano de obra:		0,15
3 Herramientas					
	%	Herramientas	2,000	15,41	0,31
Coste de mantenimiento decenal: S/. 0,79 en los primeros 10 años.			Costos directos (1+2+3):		15,72

Pliego de condiciones

PARTIDA NGX020: GEOTEXTIL TEJIDO.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS
Suministro y colocación sobre el terreno de geotextil tejido a base de polipropileno, con una resistencia a la tracción longitudinal de 105,0 kN/m, una resistencia a la tracción transversal de 105,0 kN/m, una apertura de cono al ensayo de perforación dinámica según ISO 13433 inferior a 7 mm, resistencia CBR a punzonamiento 10,5 kN y una masa superficial de 445 g/m². Incluso cortes, fijaciones al terreno, resolución de empalmes y uniones.

CRITERIO DE METRADO EN PROYECTO
Superficie medida según documentación gráfica de Proyecto.

CONDICIONES PREVIAS QUE HAN DE CUMPLIRSE ANTES DE LA EJECUCIÓN DE LAS PARTIDAS

DEL SOPORTE.
Se comprobará que las características del material sobre el que se va a extender el geotextil se corresponden con las previstas en el Proyecto. La superficie estará limpia, seca y exenta de material deleznable que pueda perforar el geotextil por punzonamiento.

FASES DE EJECUCIÓN.
Colocación del geotextil sobre el terreno. Resolución de empalmes y uniones. Fijación del geotextil al terreno mediante grapas.

CONSERVACIÓN Y MANTENIMIENTO.
Se evitará el paso de personas y vehículos sobre los geotextiles colocados.

CRITERIO DE METRADO EN OBRA Y CONDICIONES DE ABONO
Se medirá la superficie realmente ejecutada según especificaciones de Proyecto, incluyendo las entregas y los empalmes.



Fuente: Cype Ingenieros Perú (2021)

11. Cotización de relleno fluido de tipo MBRC de $f'c = 10\text{kg/cm}^2$



MIXERCON S.A.

RUC 20380289360

Carr. Panamerica Sur Km 17.5 - Mz C Lt 4 - Asoc. La Concordia - Villa El Salvador, Lima

Cotización: 1
Villa El Salvador: 23 de SEPTIEMBRE 2021
Señores: LGN CONSTRUCCIONES SAC **RUC/DNI:** 20552870825
Atención: SERGIO VELASQUEZ
Proyecto:
Dirección: CERRO COLORADO 208
Distrito: SURCO
Referencia :
Mail: **Celular:**

Estimados Señores:

El motivo de la presente es para saludarla cordialmente y hacerle llegar nuestra cotización:

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	VOLUMEN	P.U /S	TOTAL /S
1	FC= 10 KG/CM2 RELLENO FLUIFO	m3	16.50	188.00	3,102.00
2	Bomba concretera (minimo 20m3)	m3	20.0	35.00	700.00
				SUBTOTAL	3,802.00
				I.G.V. 18%	684.36
				VALOR TOTAL	4,486.36

CONDICIONES
*TURNO NOCHE 18:00 A 23:30 y de 5:00 a 6:00 S/10.00 por M3.
*TURNO NOCHE 23:30 a 4:00 S/15.00 por M3.
*VACIADO de 5, 9 y 10 m3 S/15.00 por M3.
*VACIADO de 6,11,12 y 13 M3 S/7.00 por M3.
*Domingos y feriados S/20.00 por M3.

Volumen Total aproximado: Volumen Total del Proyecto
Tiempo aproximado de suministros: Duración del Proyecto
Fecha de Inicio de Suministros: Fecha Tentativa de inicio
Condiciones de Pago: credito 30 días
Estructura:

Los números de cuenta recaudadora de la empresa son:

Banco de Crédito: 191-1694349-0-34
Banco Continental BBVA: 0011-0139-01-00014064
Banco Interbank: 100-3000153185
Scotiabank: 000-1190105
BIF: 7000176512

*Enviar su constancia de pago a los siguiente correo: depositos@mixercon.com - irmarys.martinez@mixercon.com
 En caso de línea de crédito se adjunta formato de solicitud y requisitos.*

Irmarys Patricia Martinez
 Asesor Comercial
 989269706
irmarys.martinez@mixercon.com
 MIXERCON S.A

"La aceptación de esta cotización implica la conformidad de las cláusulas y obligaciones contenidas en las Condiciones Generales de Venta de Concreto y Condiciones Generales del Servicio de Bombeo (anexas a la presente cotización)", lo cual es validado con el envío de la Orden de Compra y/o pago correspondiente al suministro de concreto y/o servicio de bombeo"

Fuente: MIXERCON S.A.

Anexo N°7: Análisis de precios unitarios

A continuación, se muestran los precios unitarios referenciales usando el software S10.

Partida	02.01.02	EXCAVACION MASIVA						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 180.0000	EQ. 180.0000			Costo unitario directo por : m3		15.64
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
		Mano de Obra						
0101010013	MST_PEON			hh	1.0000	0.0444	16.75	0.74
0101010015	MST_CAPATAZ			hh	0.1000	0.0044	26.71	0.12
								0.86
		Equipos						
0301010046	MST_HERRAMIENTAS MANUALES			% mo		5.0000	0.86	0.04
								0.04
		Subcontratos						
0403010004	MST_RETROEXCAVADORA			hm		0.0670	220.00	14.74
								14.74
Partida	02.01.03	EXCAVACION MANUAL						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 4.0000	EQ. 4.0000			Costo unitario directo por : m3		40.78
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
		Mano de Obra						
0101010013	MST_PEON			hh	1.0000	2.0000	16.75	33.50
0101010015	MST_CAPATAZ			hh	0.1000	0.2000	26.71	5.34
								38.84
		Equipos						
0301010046	MST_HERRAMIENTAS MANUALES			% mo		5.0000	38.84	1.94
								1.94
Partida	02.01.04	RELLENO CON MATERIAL PROPIO						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 15.0000	EQ. 15.0000			Costo unitario directo por : m3		28.85
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
		Mano de Obra						
0101010013	MST_PEON			hh	1.0000	0.5333	16.75	8.93
0101010014	MST_OFICIAL			hh	1.0000	0.5333	18.55	9.89
0101010015	MST_CAPATAZ			hh	0.1000	0.0533	26.71	1.42
								20.24
		Materiales						
02010300010007	MST_GASOLINA 84 OCTANOS			gal		0.2000	13.00	2.60
								2.60
		Equipos						
0301010046	MST_HERRAMIENTAS MANUALES			% mo		5.0000	20.24	1.01
0301100009	MST_PLANCHA COMPACTADORA			dia	1.0000	0.0667	75.00	5.00
								6.01
Partida	02.01.05	RELLENO CON MATERIAL DE PRESTAMO PROCTOR 95% EN CAPAS DE 20CM						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000			Costo unitario directo por : m3		96.54
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
		Mano de Obra						
0101010013	MST_PEON			hh	2.0000	0.8000	16.75	13.40
0101010014	MST_OFICIAL			hh	1.0000	0.4000	18.55	7.42
0101010015	MST_CAPATAZ			hh	0.1000	0.0400	26.71	1.07
								21.89
		Materiales						
02010300010007	MST_GASOLINA 84 OCTANOS			gal		0.5000	13.00	6.50
0207040003	MST_AFIRMADO (MATERIAL GRANULAR)			m3		1.3000	48.00	62.40
0207070003	MST_AGUA PUESTA EN OBRA			m3		0.1000	20.00	2.00
								70.90
		Equipos						
0301100009	MST_PLANCHA COMPACTADORA			dia	1.0000	0.0500	75.00	3.75
								3.75

Partida	02.01.06	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE							
Rendimiento	m3/DIA	MO. 300.0000	EQ. 300.0000			Costo unitario directo por : m3		9.51	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.			Parcial S/.	
Materiales									
0201040004	MST_PETROLEO	gal		0.2500	12.00			3.00	
0207070003	MST_AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.0500	20.00			1.00	
4.00									
Equipos									
03012200040005	MST_CAMION VOLQUETE DE 18 m3	hm	1.0000	0.0267	180.00			4.81	
4.81									
Subcontratos									
0423060008	MST_MINI CARGADOR BOBCAT	hm		0.0050	140.00			0.70	
0.70									
Partida	02.02.01.01	CONCRETO POBRE f'c=100kg/cm2							
Rendimiento	m2/DIA	MO. 40.0000	EQ. 40.0000			Costo unitario directo por : m2		35.67	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.			Parcial S/.	
Mano de Obra									
0101010012	MST_OPERARIO	hh	1.0000	0.2000	23.74			4.75	
0101010013	MST_PEON	hh	1.0000	0.2000	16.75			3.35	
0101010015	MST_CAPATAZ	hh	0.1000	0.0200	26.71			0.53	
8.63									
Materiales									
02070100010005	MST_PIEDRA CHANCADA 1/2"	m3		0.0560	75.00			4.20	
02070200010003	MST_arena gruesa	m3		0.0560	60.00			3.36	
0213010007	MST_CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.9000	21.36			19.22	
26.78									
Equipos									
0301010046	MST_HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	8.63			0.26	
0.26									
Partida	02.02.05.02	SUB BASE GRANULAR H=25CM (CBR AL 100% DE COMPACTACION PROCTOR MODIFICADO)							
Rendimiento	m2/DIA	MO. 120.0000	EQ. 120.0000			Costo unitario directo por : m2		35.97	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.			Parcial S/.	
Mano de Obra									
0101010012	MST_OPERARIO	hh	1.0000	0.0667	23.74			1.58	
0101010013	MST_PEON	hh	1.0000	0.0667	16.75			1.12	
0101010015	MST_CAPATAZ	hh	0.1000	0.0067	26.71			0.18	
2.88									
Equipos									
0301010046	MST_HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		3.0000	2.88			0.09	
0301100009	MST_PLANCHA COMPACTADORA	día	1.0000	0.0083	75.00			0.62	
0.71									
Subpartidas									
010104020219	.RELLENO COMPACTADO CON AFIRMADO H=0.10	m2		2.0000	16.19			32.38	
32.38									
Partida	02.03.04.01	CONCRETOZAPATAS f'c= 210kg/cm2							
Rendimiento	m3/DIA	MO. 24.0000	EQ. 24.0000			Costo unitario directo por : m3		326.24	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.			Parcial S/.	
Mano de Obra									
0101010012	MST_OPERARIO	hh	2.0000	0.6667	23.74			15.83	
0101010013	MST_PEON	hh	3.0000	1.0000	16.75			16.75	
0101010014	MST_OFICIAL	hh	1.0000	0.3333	18.55			6.18	
0101010015	MST_CAPATAZ	hh	0.1000	0.0333	26.71			0.89	
39.65									
Materiales									
0213010007	MST_CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.2000	21.36			4.27	
02190100010056	MST_CONCRETO PREMEZCLADO F'c210 KG/CM2, HUSO 57, SLUMP 3-4", TIPO V	m3		1.0500	228.00			239.40	
02190500010001	MST_SERVICIO DE BOMBA PARA CONCRETO PREMEZCLADO	m3		1.0500	38.00			39.90	
283.57									
Equipos									
0301010046	MST_HERRAMIENTAS MANUALES	% mo		5.0000	39.65			1.98	
03012900010005	MST_VIBRADOR ELECTRICO	día	0.5000	0.0208	50.00			1.04	
3.02									

Partida	02.03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS							
Rendimiento	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000			Costo unitario directo por : m2			57.39
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.		Parcial S/.
Mano de Obra									
0101010012	MST_OPERARIO			hh	1.0000	0.6667	23.74		15.83
0101010013	MST_PEON			hh	1.0000	0.6667	16.75		11.17
0101010015	MST_CAPATAZ			hh	0.1000	0.0667	26.71		1.78
28.78									
Materiales									
0231010006	MST_MADERA TORNILLO			p2		2.6300	6.80		17.88
0231220001	MST_PANEL PARA ENCOFRADO DE 4' x 8' CON TRIPLAY DE 18mm			und		0.0500	89.00		4.45
22.33									
Equipos									
0301010046	MST_HERRAMIENTAS MANUALES			% mo		5.0000	28.78		1.44
1.44									
Subpartidas									
010106010217	.DESENCOFRADO EN GENERAL			m2		1.0000	4.84		4.84
4.84									
Partida	02.03.04.03	ACERO CORRUGADO FY=4200kg/cm2 GRADO 60							
Rendimiento	kg/DIA	MO. 200.0000	EQ. 200.0000			Costo unitario directo por : kg			4.90
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.		Parcial S/.
Mano de Obra									
0101010012	MST_OPERARIO			hh	1.0000	0.0400	23.74		0.95
0101010013	MST_PEON			hh	1.0000	0.0400	16.75		0.67
0101010015	MST_CAPATAZ			hh	0.1000	0.0040	26.71		0.11
1.73									
Materiales									
02040100010005	MST_ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16			kg		0.0200	3.85		0.08
0204030005	MST_ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60			kg		1.0700	2.80		3.00
3.08									
Equipos									
0301010046	MST_HERRAMIENTAS MANUALES			% mo		5.0000	1.73		0.09
0.09									
Partida	02.03.04.04	CURADO							
Rendimiento	m2/DIA	MO. 200.0000	EQ. 200.0000			Costo unitario directo por : m2			1.80
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.		Parcial S/.
Mano de Obra									
0101010013	MST_PEON			hh	1.0000	0.0400	16.75		0.67
0101010015	MST_CAPATAZ			hh	0.1000	0.0040	26.71		0.11
0.78									
Materiales									
0207070003	MST_AGUA PUESTA EN OBRA			m3		0.0500	20.00		1.00
1.00									
Equipos									
0301010046	MST_HERRAMIENTAS MANUALES			% mo		3.0000	0.78		0.02
0.02									

Fuente: Elaboración propia usando el software S10 y basados en los precios unitarios del Consorcio EG Perú SAC, Proyecto Planta Metalmeccánica y Oficinas (2019)

Partida	02.03.04.01	RELLENO FLUIDO f'c= 10kg/cm2						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 24.0000	EQ. 24.0000			Costo unitario directo por : m3		280.05
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra								
0101010012	MST_OPERARIO			hh	2.0000	0.6667	23.74	15.83
0101010013	MST_PEAON			hh	3.0000	1.0000	16.75	16.75
0101010014	MST_OFICIAL			hh	1.0000	0.3333	18.55	6.18
0101010015	MST_CAPATAZ			hh	0.1000	0.0333	26.71	0.89
39.65								
Materiales								
0213010007	MST_CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)			bol		0.2000	21.36	4.27
02190100010056	MST_RELLENO FLUIDO PREMEZCLADO F'C10 KG/CM2, SLUMP 6-8", TIPO I			m3		1.0500	188.00	197.40
02190500010001	MST_SERVICIO DE BOMBA PARA CONCRETO PREMEZCLADO			m3		1.0500	35.00	36.75
238.42								
Equipos								
0301010046	MST_HERRAMIENTAS MANUALES			% mo		5.0000	39.65	1.98
1.98								

Fuente: Elaboración propia usando el software S10

Partida	02.02.05.01	SUMINISTRO E INSTALACION DE GEOTEXTIL TEJIDO HR160						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 180.0000	EQ. 180.0000			Costo unitario directo por : m2		35.76
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra								
0101010013	MST_OPERARIO			hh	1.0000	0.0533	19.53	1.04
0101010015	MST_PEAON			hh	3.0000	0.1600	14.44	2.31
3.35								
Materiales								
0207070003	MST_GEOTEXTIL TEJIDO HR 160			m2		1.0000	32.24	32.24
32.24								
Equipos								
0301010046	MST_HERRAMIENTAS MANUALES			% mo		5.0000	3.35	0.17
0.17								

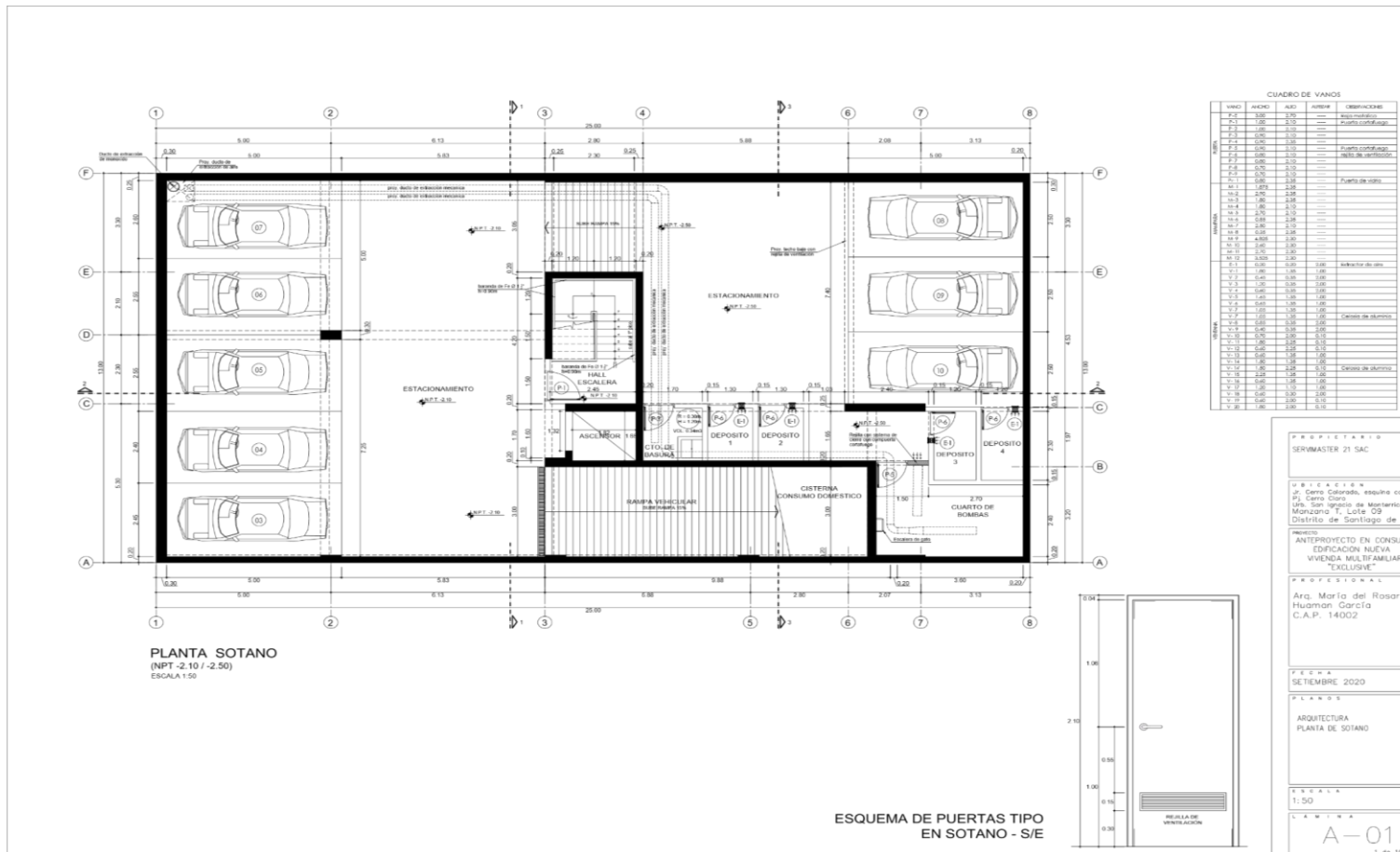
Fuente: Alvites Barragán y Parco Huaranga (2018)

Partida	02.02.04.01	RELLENO FLUIDO 9.2KG/CM2 CON MEZCLADORA						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 16.0000	EQ. 16.0000			Costo unitario directo por : m3		130.76
Código	Descripción Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de Obra								
0101010012	MST_CAPATAZ			hh	0.1000	0.0500	27.54	1.38
0101010013	MST_PEAON			hh	4.0000	2.0000	14.85	29.70
31.08								
Materiales								
02070200010003	MST_AGREGADO FINO SECO (MAT. PROPIO)			m3		0.9200	0.00	0.00
0207070003	MST_AGUA PUESTA EN OBRA			lt		0.2850	1.45	0.41
0213010007	MST_CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)			bol		2.9400	22.00	64.68
0213010007	MST_ADITIVOS RHEOBUILT			lt		3.2100	1.13	3.61
0213010007	MST_ADITIVOS SIKA AER			lt		0.2500	17.69	4.42
73.13								
Equipos								
0301010046	MST_HERRAMIENTAS MANUALES			% mo		5.0000	31.08	1.55
0301100013	MST_MEZCLADORA DE 11P3 (ELECTRICA)			hm	1.0000	0.5000	50.00	25.00
26.55								

Fuente: Llerena Mallqui (2018)

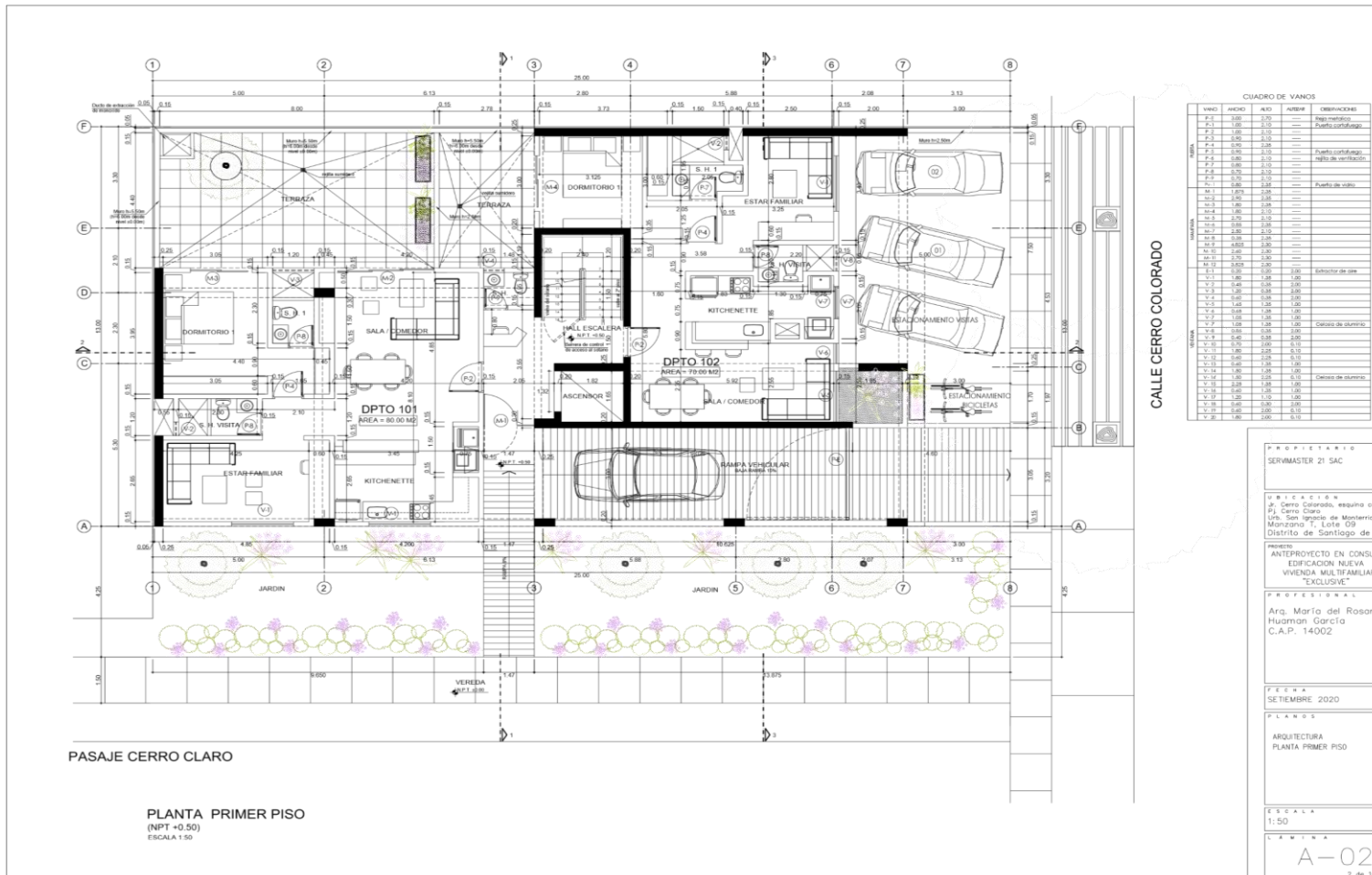
Anexo N°8: Planos de arquitectura y estructura

1. Plano de arquitectura, planta sótano



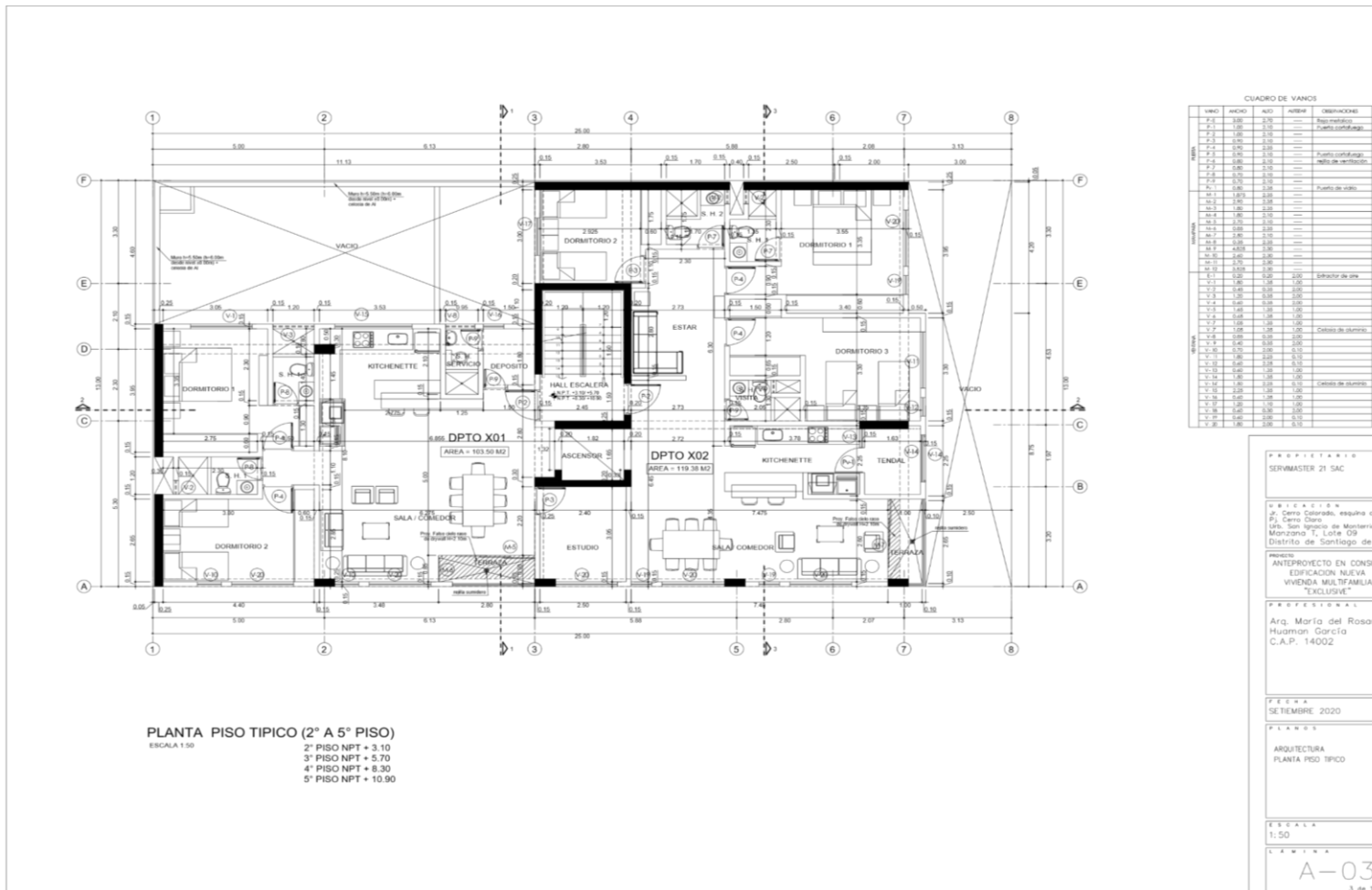
Fuente: SERVIMASTER 21 S.A.C.

2. Plano de arquitectura, planta primer piso



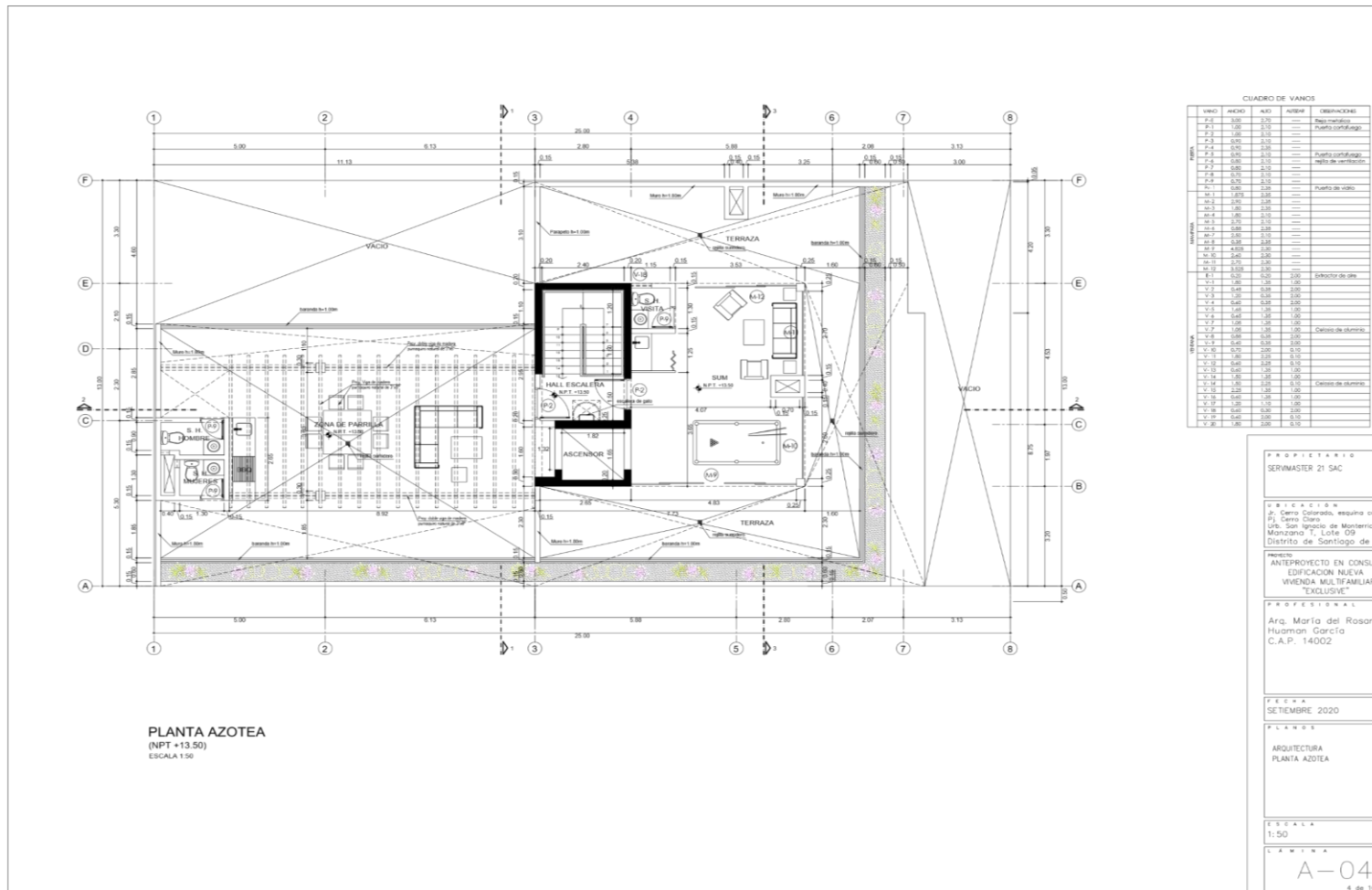
Fuente: SERVIMASTER 21 S.A.C.

3. Plano de arquitectura, planta del segundo al quinto piso



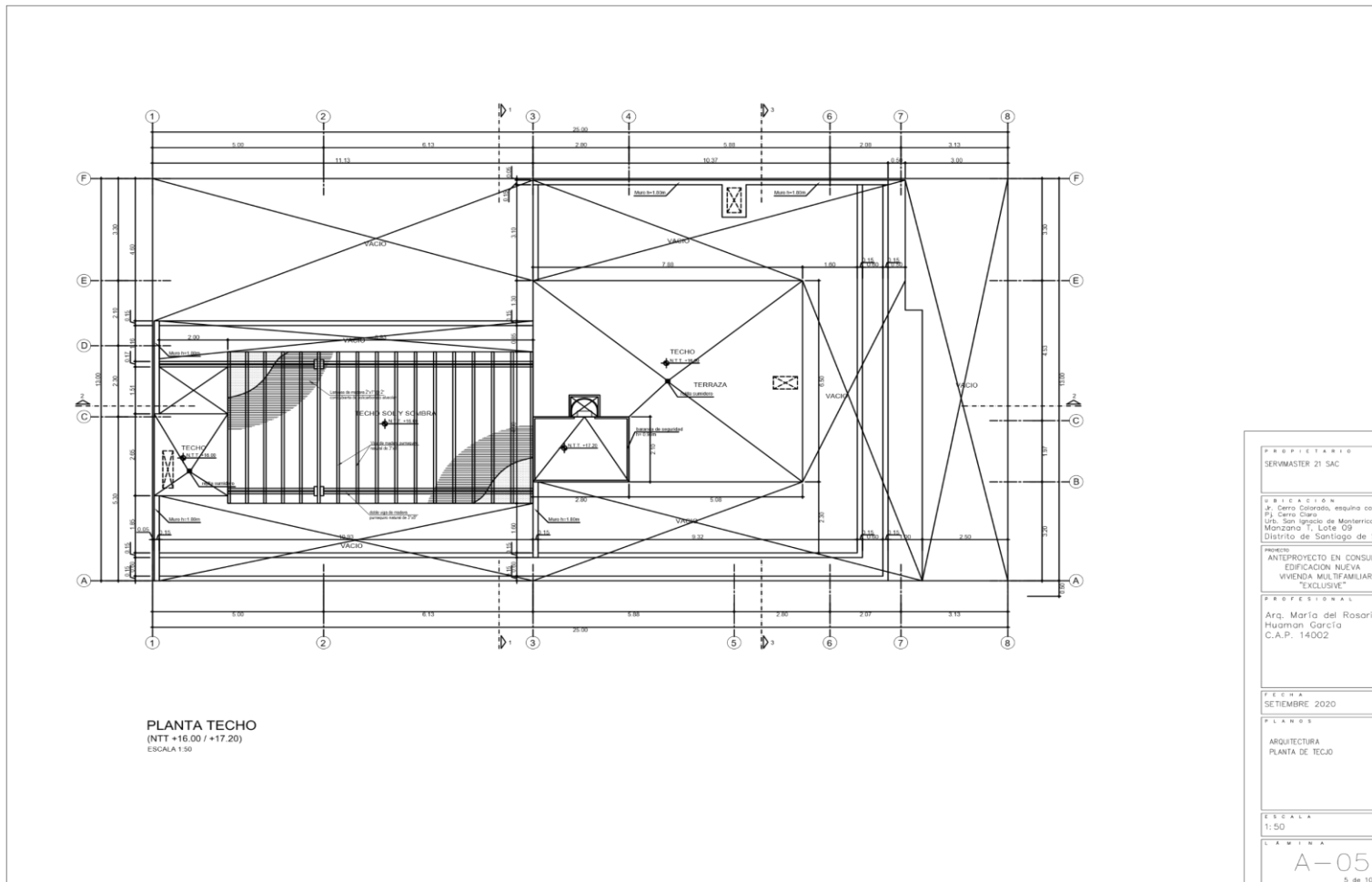
Fuente: SERVIMASTER 21 S.A.C.

4. Plano de arquitectura, planta azotea



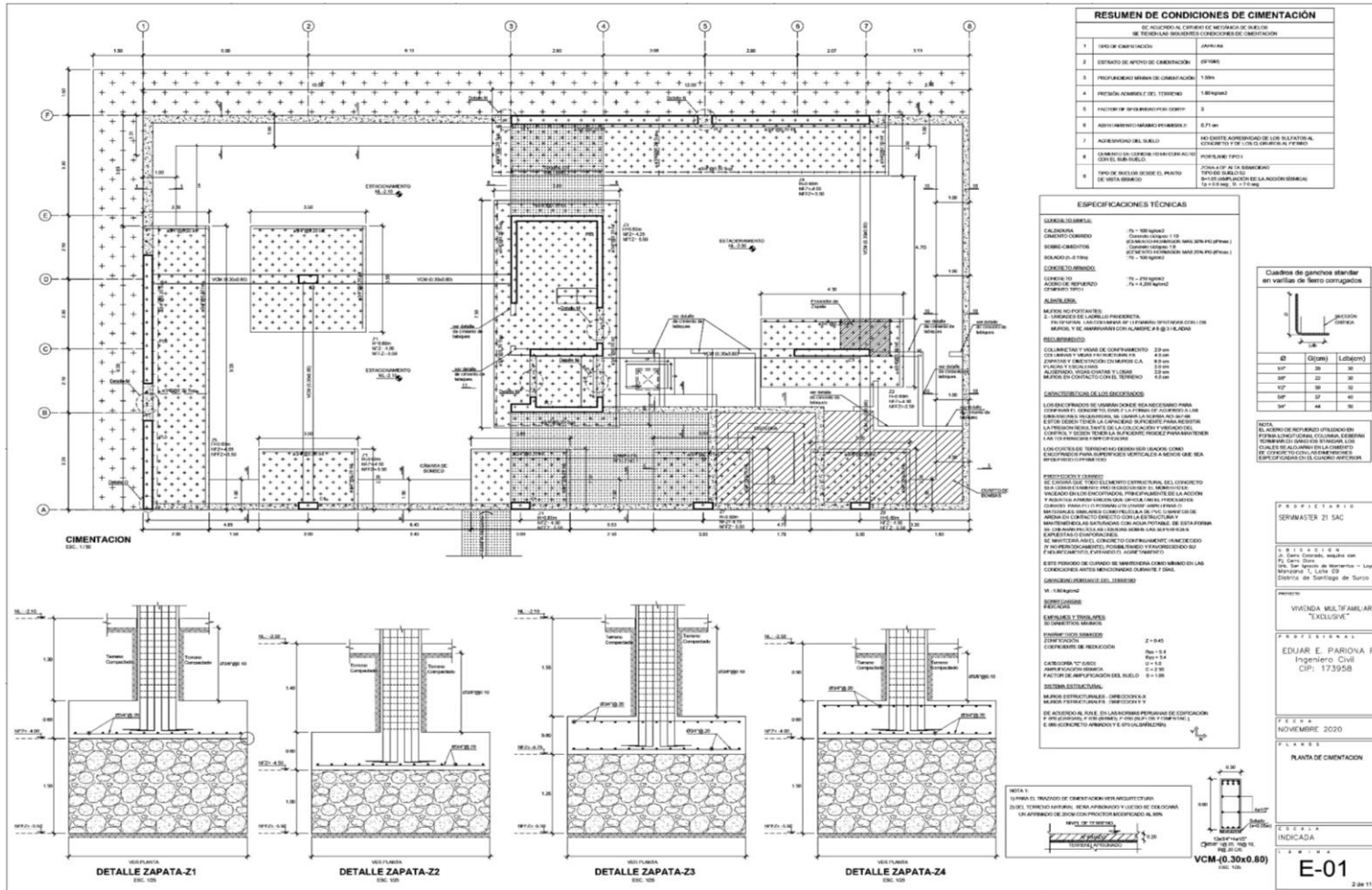
Fuente: SERVIMASTER 21 S.A.C.

5. Plano de arquitectura, planta techo



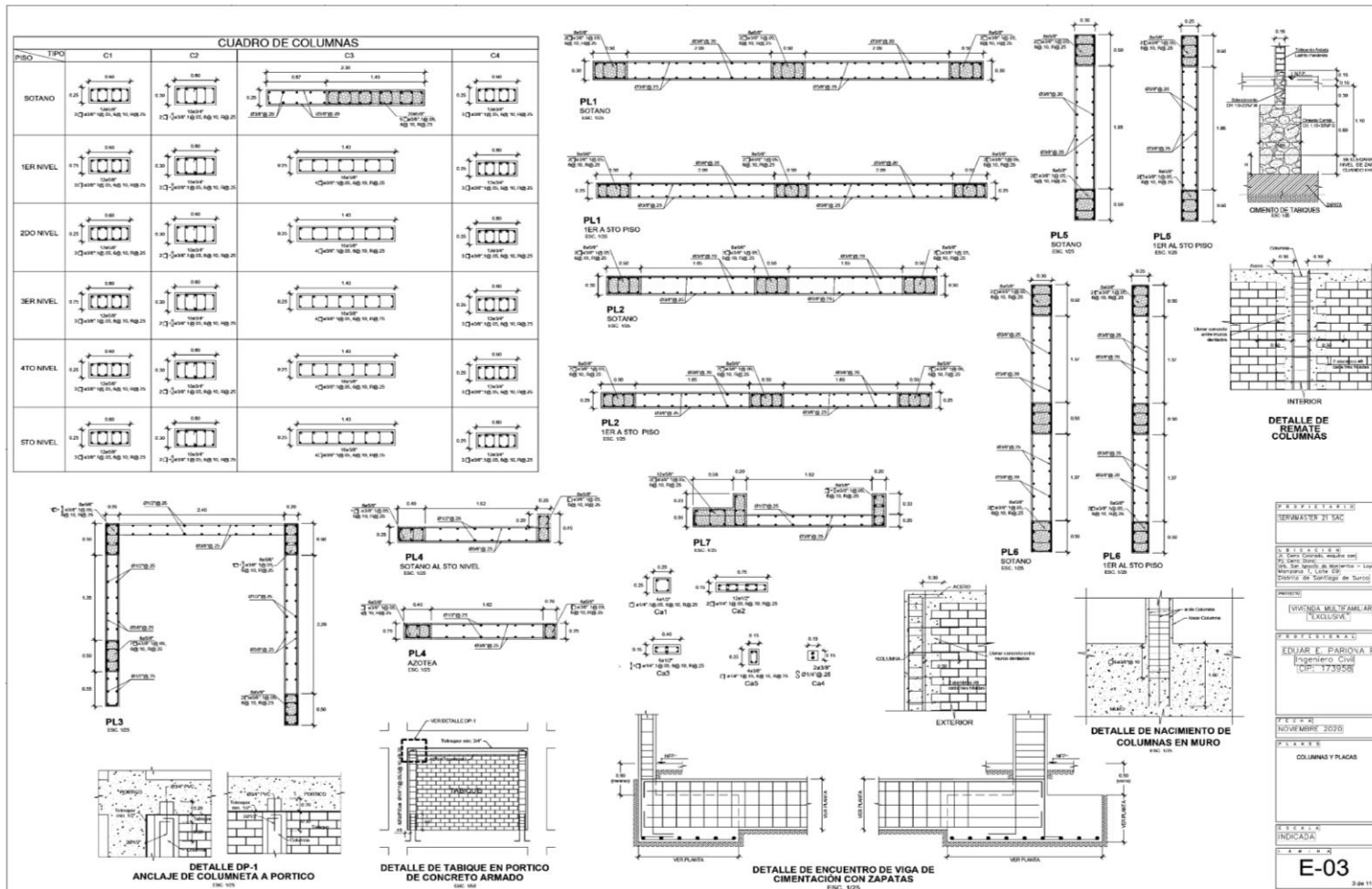
Fuente: SERVIMASTER 21 S.A.C.

6. Plano de estructura, planta cimentación



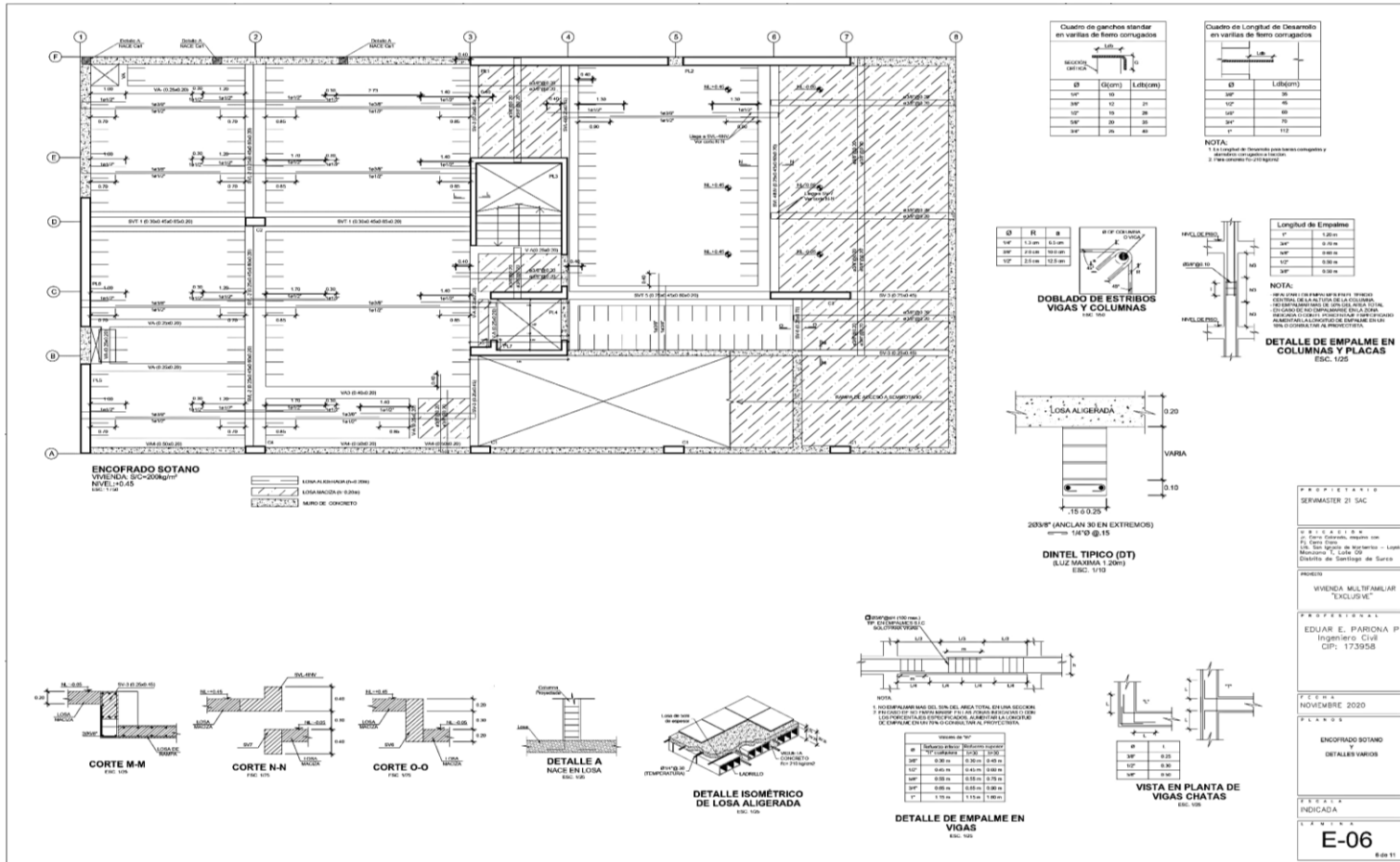
Fuente: SERVIMASTER 21 S.A.C.

7. Plano de estructuras, cuadro de columnas y placas



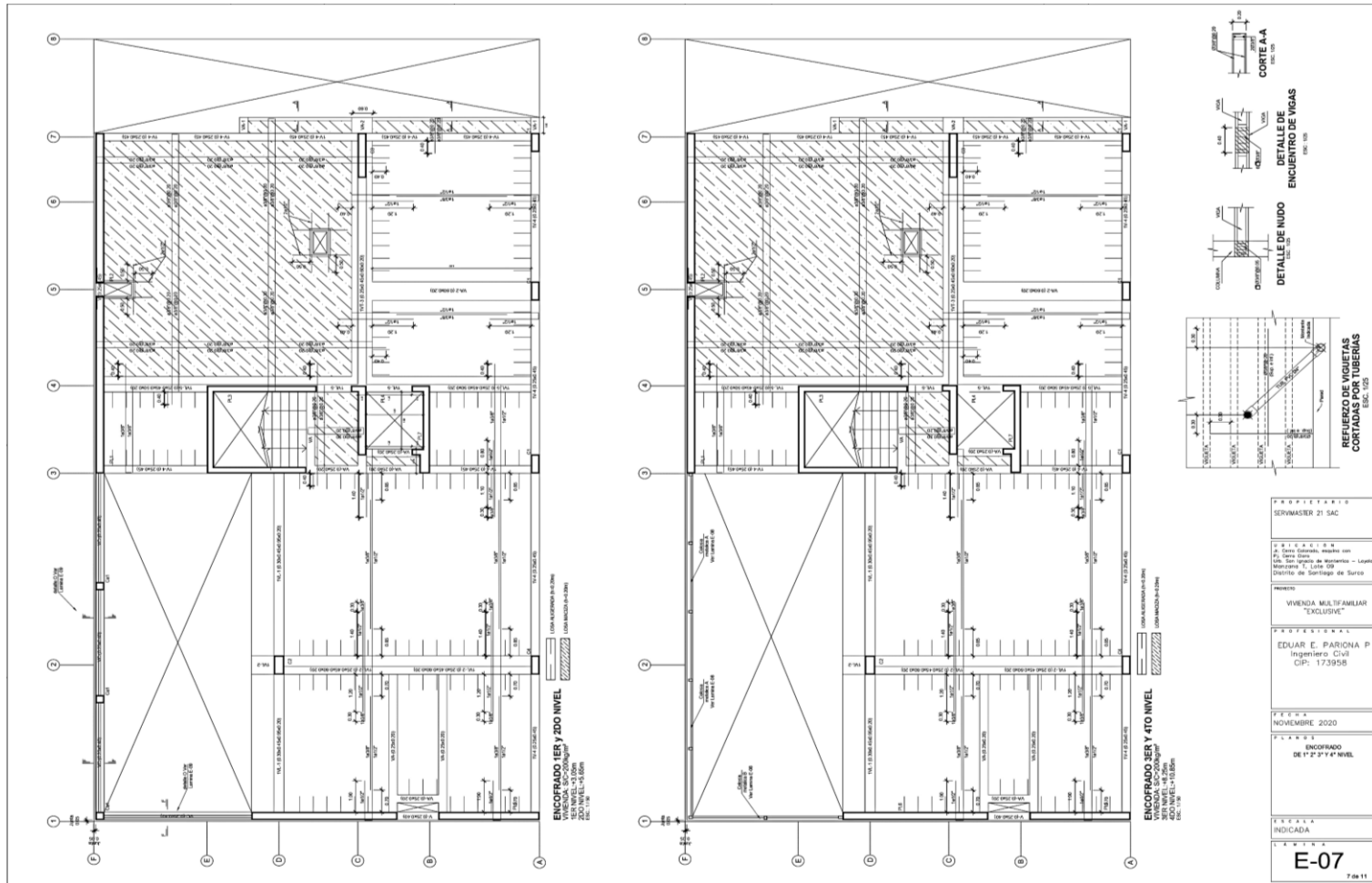
Fuente: SERVIMASTER 21 S.A.C.

8. Plano de estructuras, encofrado sótano



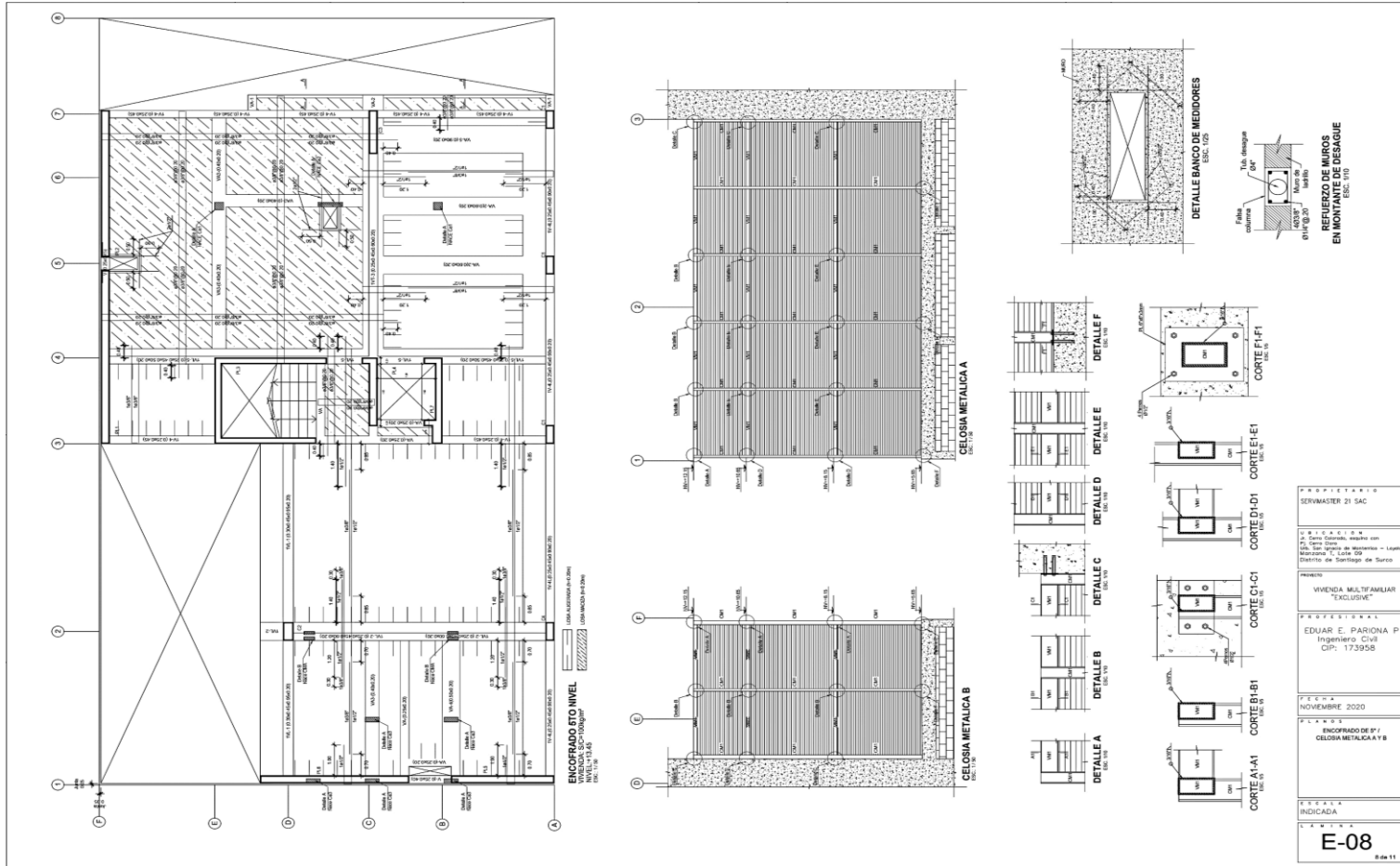
Fuente: SERVICMASTER 21 S.A.C.

9. Plano de estructuras, encofrado 1°, 2°, 3° y 4° piso



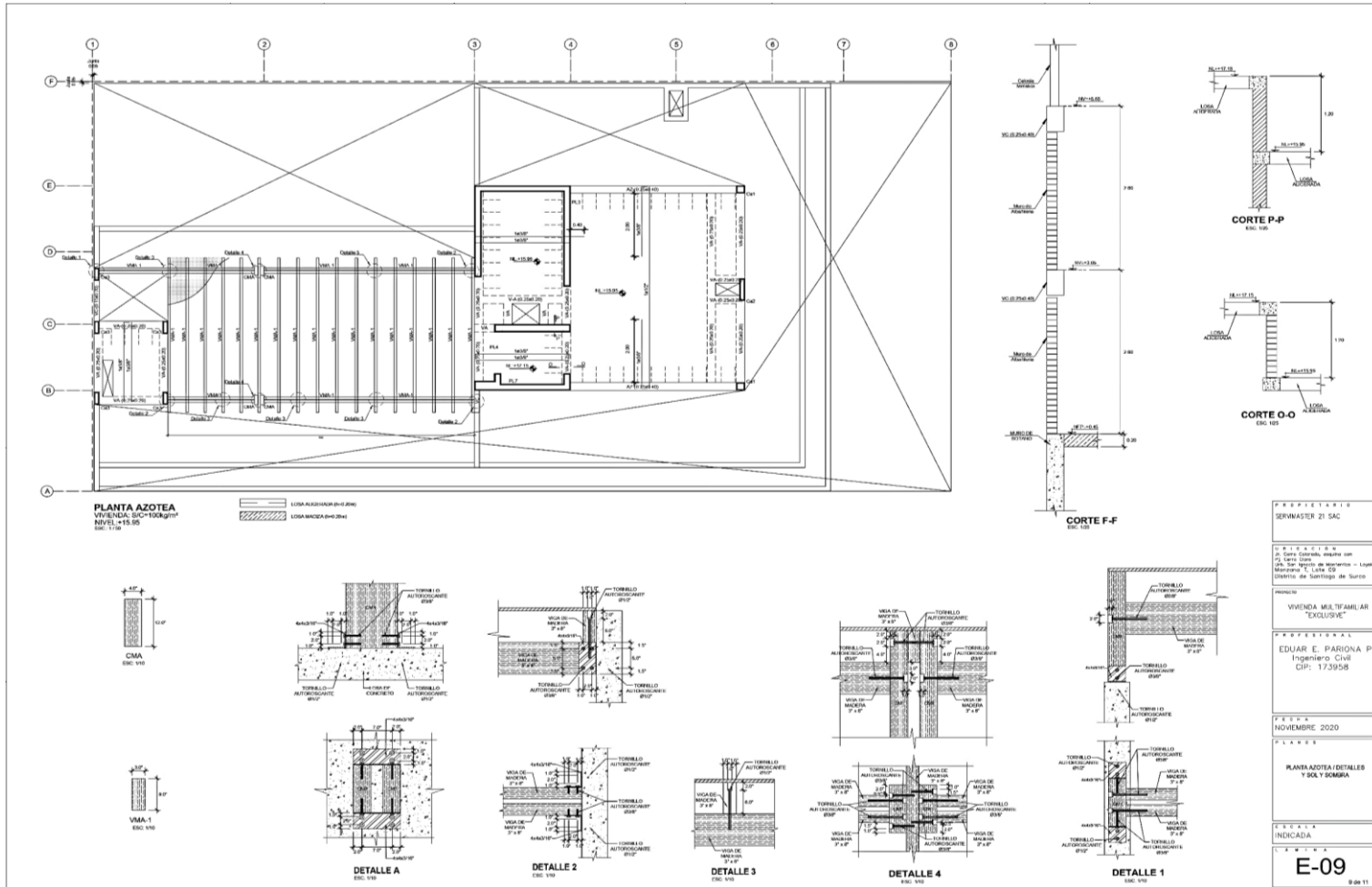
Fuente: SERVIMASTER 21 S.A.C.

10. Plano de estructuras, encofrado 5° piso



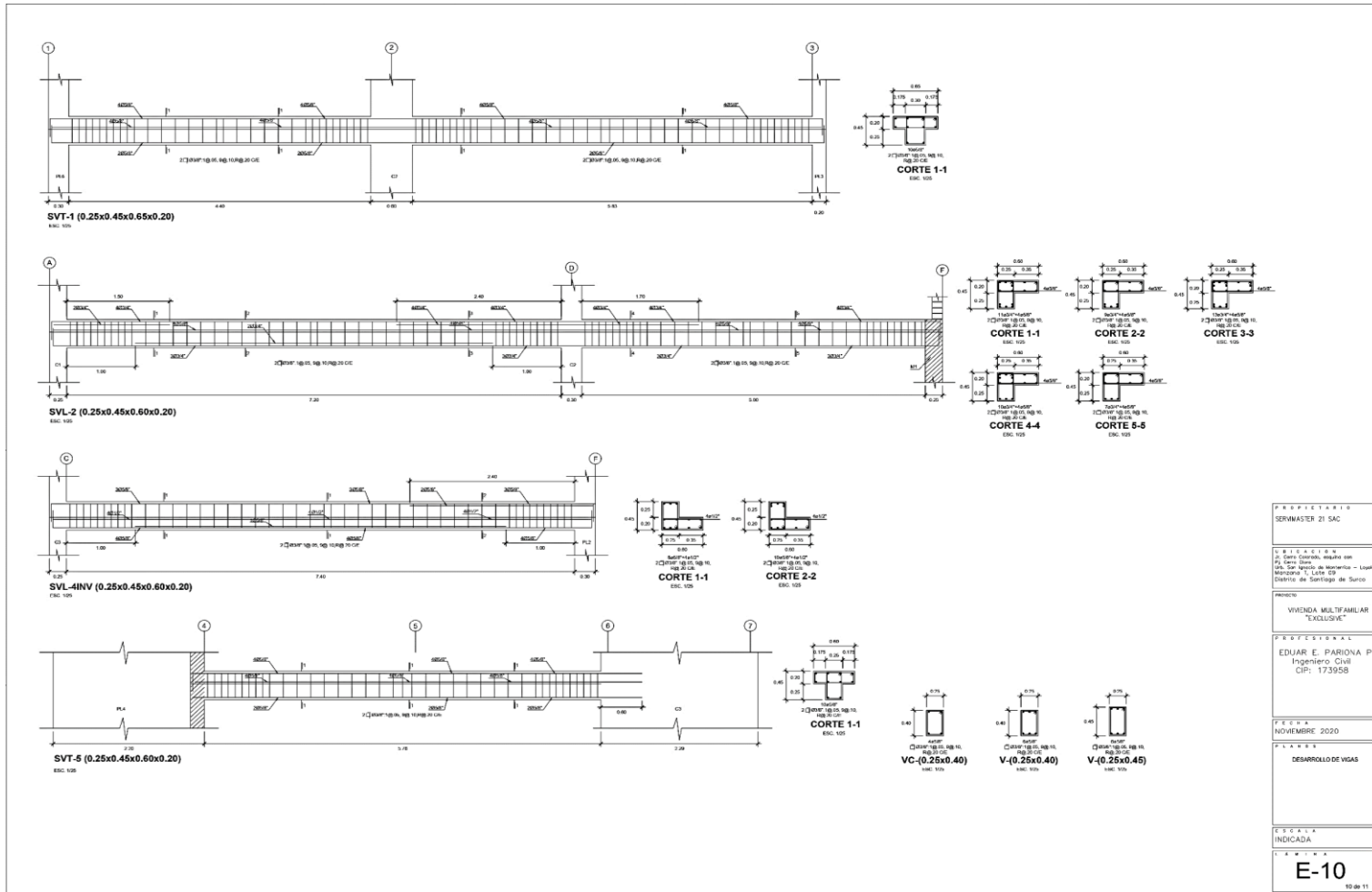
Fuente: SERVMASER 21 S.A.C.

11. Plano de estructuras, planta azotea



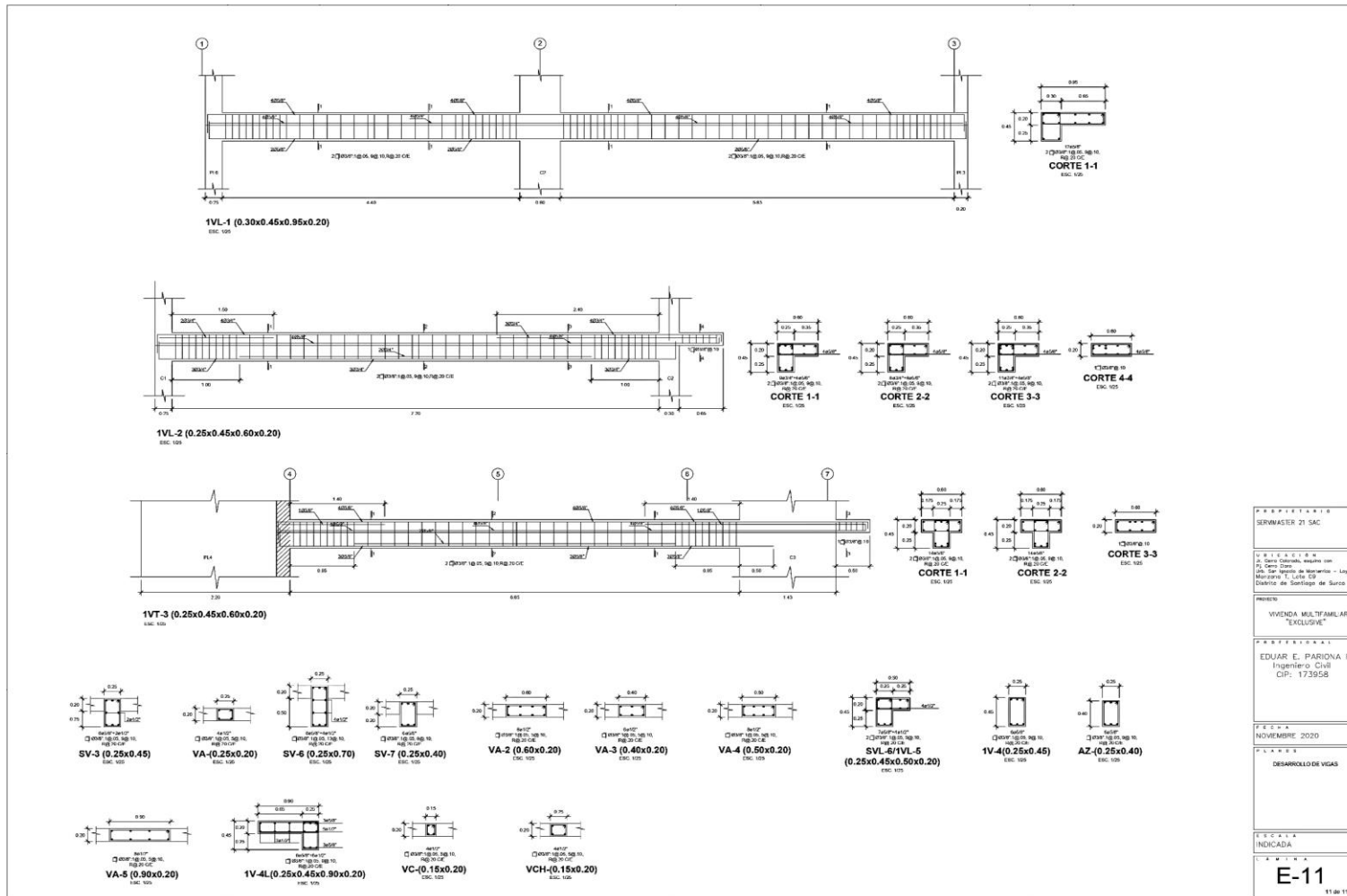
Fuente: SERVIMASTER 21 S.A.C.

12. Plano de estructuras, detalle de vigas



Fuente: SERVIMASTER 21 S.A.C.

13. Plano de estructuras, detalle y cuadro de vigas



Fuente: SERVIMASTER 21 S.A.C.

Anexo N°9: Estudios de mecánica de suelos

A continuación, se presenta el estudio de mecánica de suelos (EMS) del proyecto “Edificio multifamiliar Exclusive”, realizado por la empresa Rosales y Martel Ingeniería Andina, ROMAIA S.A.C (2020).

1. RESUMEN EJECUTIVO

Para el desarrollo del presente estudio se ha realizado 03 excavaciones y 01 SPT, con una profundidad de 8.0m y no se ha encontrado nivel freático.

Los materiales encontrados son de limos arcillosos, arcilla de media plasticidad, arena uniformes y arenas limosas, de consistencia media y de baja humedad.

Estos materiales presentan valores de parámetros mecánicos:

Arcilla (CL) = Angulo de fricción: 24

Cohesión: 0.25kg/cm².

Arena (SP)= Angulo de fricción: 30.0

Cohesión: 0.0kg/cm².

Los valores de capacidad portante son:

Cuadrada:

Qadm (Arcilla): 0.5kg/cm², Df=1.00m y B=L=2.00m.

Qadm (Arena Limosa): 1.3kg/cm², Df=2.00m y B=L=2.00m.

Qadm (Arena Limosa): 1.8kg/cm², Df=3.00m y B=L=2.00m. (llegado con subcimeinto)

Rectangular (B=2.00, L=3.00m):

Qadm (Arcilla): 0.5kg/cm², Df=1.00m.

Qadm (Arena Limosa): 1.8kg/cm², Df=3.00m (llegado con subcimeinto)

Para el caso de Valores menores de 1.2kg/cm², los cimientos deberán ser armados y conectados.

Según los resultados de las sales se debe considerar el uso del cemento tipo I.

Tomar como referencia las especificaciones de cortes y rellenos durante las actividades de construcción.

2. RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

Profesional Responsable (PR): Ing. Civil CIP:

Tipo de Cimentación:

Estrato de apoyo de la cimentación: SP y CL

Profundidad de la Napa Freática: No detectada Fecha: Setiembre 2020

Parámetros de Diseño de la Cimentación

Profundidad de Cimentación: 3.00m. alcanzada con un subcimiento.

Presión Admisible:

Suelo tipo SP=1.8kg/cm²

Factor de Seguridad por Corte (Estático, Dinámico): 3.00

Asentamiento Diferencial Máximo Aceptable: 1" o 1/500 de distorsión angular.

Parámetros Sísmicos del suelo (De acuerdo a la Norma E.030)

Zona Sísmica: 04

Tipo de perfil I del suelo: S2

Factor del suelo (S): 1.05

Periodo TP (s): 0.6

Periodo TL (s): 2.0

Agresividad del Suelo a la Cimentación: (En caso de suelos agresivos se debe indicar tipo de agresión, tipo de cemento portland, relación a/c y f' c mínimo, recubrimiento mínimo y otros):

Cemento Recomendado tipo I, relación A/C: 0.4, f'c=210kg/cm², recubrimiento mínimo: 4cm.

Problemas Especiales de cimentación

Licuefacción: No presenta

Colapso: No presenta

Expansión: No presenta

Indicaciones Adicionales: No

3. GENERALIDADES

3.1 Objetivos

La presente investigación tiene por objetivo realizar la evaluación del terreno de fundación mediante excavación de calicatas, con el fin de establecer características de resistencia del suelo y a fin de poder realizar el diseño de la cimentación.

El estudio se ha efectuado a través de trabajos de exploración de campo, necesarios para el reconocimiento del terreno y posteriormente definir las características del sub suelo, definir el perfil estratigráfico; y así mismo estimar el valor de la capacidad de carga, dar indicaciones del tipo del material del sub suelo para los diseños sismo resistentes.

3.2 Normatividad

Para el desarrollo del siguiente informe se contempló las recomendaciones de Norma E-050 de E.M.S.

La ejecución de ensayos en campo se realizó siguiendo las siguientes normas

- NTP 339.134:1999 – Método de clasificación de suelos con fines de ingeniería (SUCS)
- NTP 339.143:1999 - Método de ensayo estándar para la densidad y peso unitario del suelo in situ mediante el método del cono de arena.
- NTP 339.150:2001 - Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual – manual.
- NTP 339.133, ASTM D-1586, "Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT)".

Los ensayos de laboratorio se ejecutaron bajo las siguientes normas:

- NTP 339.127:1998 - Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo
- NTP 339.128:1999 - Método de ensayo para el análisis granulométrico
- NTP 339.129:1999 - Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite Plástico e índice de plasticidad de suelos

- NTP 339.131:1999 - Método de ensayo para determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo
- NTP 339:141:1999 - Método de ensayo para la compactación de suelos en Laboratorio utilizando una energía modificada (2700 kN-m/m³(56000 pie-lbf/pie³))
- NTP 339:166:2001 - Método de ensayo normalizado de compresión triaxial consolidado no drenado para suelos cohesivo.
- NTP 339:171:2001 - Método de ensayo normalizado para el ensayo de corte directo en suelos bajo condiciones consolidadas drenadas.
- NTP 339.154:2001 - Método de ensayo normalizado para propiedades de consolidación unidimensional de suelos.
- NTP 339:152:2001 - Método de ensayo normalizado para la determinación del contenido de sales solubles en suelos y agua subterránea.
- NTP 339:169:2001 - Método de ensayo para la determinación cuantitativa de sulfatos solubles en suelos y agua subterránea.
- NTP 339:177:2001 - Método de ensayo para la determinación cuantitativa de cloruros solubles en suelos y agua subterránea.

3.3 Ubicación y Descripción del Área en Estudio

El proyecto se encuentra localizado en el Distrito de Santiago de Surco, Provincia de Lima y Departamento de Lima. (Ver figura N° 3.1)

Según el sistema de coordenadas UTM – WGS 84 – Zona 18, el proyecto tiene la siguiente ubicación referencial:

-
 -ESTE: 284 826
 -NORTE: 8 657 451



FIGURA N° 3.1: Ubicación del área de estudio.

4. GEOLOGIA Y SISMICIDAD DEL AREA EN ESTUDIO

4.1 Geología Local

El distrito de Santiago de Surco presenta geoformas subordinadas al emplazamiento de rocas sedimentarias e intrusivas, que conforman los cerros del distrito, asimismo por la erosión fluvial, eólica, que han depositado materiales disgregados.

En los trabajos de campo, se ha permitido delinear las geoformas existentes y la identificación de los materiales masivos como disgregados, que componen este distrito. Además de la inspección geológica de campo, se realizaron trabajos geotécnicos (apertura de calicatas), cuya información proporcionada nos corroboró los datos geológicos.

4.1.1 Geomorfología Local

El modelamiento de las diferentes unidades geomorfológicas locales, en el área de estudio, se han producido por modelamiento debido a la acción geológica del agua (aguas superficiales y de lluvias extraordinarias) y del viento, que han producido las geoformas actuales. Últimamente la actividad antropogenética constituida mayormente por construcción de viviendas y habilitaciones urbanas, han trastocando la superficie del distrito.

Las geo formas locales actuales, se pueden clasificar de la siguiente manera:

Terrenos Llanos

Los terrenos llanos, se observan en mayormente en la parte central y sur del distrito. Se observan llanuras semi planas, algo ondulantes, su origen fue por depositación de materiales aluviales acarreados por el río Rímac y su tributario el río Surco, mayormente en la parte central, y llanuras de origen eólicas al sur del distrito. Estos terrenos fueron utilizados antiguamente como campos de cultivo, habiéndose construido varios canales de regadío, aprovechándose las aguas del río Surco. Actualmente, estos terrenos están urbanizados.

Lomadas y colinas

Son cerros de pequeña altitud, observados principalmente al noreste y sureste del distrito, presentan laderas con pendientes moderadas, estas se prolongan hacia los terrenos de superficie plana. Hacia el sureste, se observan lomadas de baja altimetría de cumbres alargadas, constituidas por rocas sedimentarias, estando estas lomadas cubiertas por acumulación de arena eólica. En la parte noreste del distrito se aprecian cerros (Centinela y San Francisco), mayormente conformadas por rocas intrusivas, son cerros que corresponden a las estribaciones de la Cordillera Occidental, presentan laderas de pendiente moderada a fuerte, son los más altos del distrito y sirven como límite distrital con otros distritos. De estas colinas, bajan pequeñas quebradas y cárcavas (actualmente secas). Estas colinas también están tapizadas por materiales finos (areno limosos), acarreados por el viento. Las laderas de estas colinas, también actualmente están se están urbanizando, construyéndose edificaciones de varios pisos.

Quebradas

Existe un cauce en la parte central del distrito, correspondiente al río Surco, un antiguo ramal del río Rímac, actualmente se encuentra canalizado, y rodeado de viviendas. Está quebrada en las temporadas de lluvia, trae agua, y acarreo materiales fluviales. En esta quebrada, no se han observado fehacientemente, materiales consistentes en flujos de lodo y piedras (huaycos), actualmente se usan sus aguas para regadío.

4.1.2 Litología Local

La litología local, está representada por afloramientos de rocas sedimentarias (clásticas y orgánicas) e ígneas (intrusivas), y materiales disgregados que forman depósitos inconsolidados, cuya granulometría van desde fragmentos pelíticos (limos – arcillas) hasta bloques que pueden tener diámetros de más de 1 m. Se describe las características litológicas de estas rocas y materiales sueltos existentes en el distrito de Santiago de Surco: A continuación, se describe las características litológicas de estos depósitos existente en el distrito de Santiago de Surco.

Rocas Sedimentarias

Rocas sedimentarias son del tipo calizas, margas, limo arcilloso, lutíticas, areniscas. Estas rocas se emplazan al sureste del distrito, forman lomadas de baja altimetría, actualmente la mayor parte de estas rocas están ocupadas por viviendas.

Rocas ígneas

Las rocas ígneas intrusivas son del tipo granito, granodiorita, diorita, tonalita. Estas rocas afloran al noreste del distrito, forman las colinas de mayor altimetría. Estas rocas intruyen a las rocas sedimentarias. Actualmente la mayor parte de estas rocas están urbanizándose.

Depósitos aluviales

Los depósitos aluviales se encuentran distribuidos mayormente en parte central y norte del distrito, ocupando los terrenos llanos; constan de gravas angulosas y sub redondeadas de origen polimícticos, y tamaños heterométrico mal clasificadas, unidos por una matriz arcillosa arenosa. El origen de estos depósitos aluviales, se debe al transporte de materiales por el río Rímac, y su ramal el río Surco. Estos terrenos aluviales, antes de ser urbanizados, eran campos de cultivo (ex haciendas Monterrico, Camacho, Vista Alegre). El grosor de la depositación de estas arenas, varía mucho, por ejemplo, será mayor en los terrenos planos, debido a que de las arenas que se depositaban en las laderas, por gravedad se deslizaban hacia las llanuras.

Depósitos Eólicos

Los materiales más notorios que se encuentran superficialmente, son arenas de origen eólico. Se han acumulado más notablemente en el sector sur del distrito. Se puede diferenciar dos épocas geológicas de depositación de estas arenas, de esta manera:

Depósitos Eólicos Pleistocenos

Son los más antiguos, estos materiales traídos por el viento, granulométricamente varían de arcillas a arenas finas, tienen tonalidades gris parduscas, presentando

cierto grado de compactación. Se ubican al sur del distrito de Santiago de Surco. Estos depósitos eólicos se encuentran mezclado con material muy fino limo arcilloso, posiblemente depositados por aguas tranquilas de origen pluvial, que posteriormente, fueron transportados por el viento. Son las acumulaciones de arenas más antiguas. Al sur del distrito, cerca del litoral, se ubican unos humedales, de gran importancia ecológica, denominados los Pantanos de Villa.

Depósitos Eólicos Recientes

Estos depósitos de arena de depositación reciente, cubren las todas las geoformas existentes, son de granulometría muy fina y de tonos beige claro. Estos depósitos constantemente migran de lugar, por medio de la fuerza del viento formando dunas. En ciertos lugares se acumulan formando espesores de varios metros; se encuentran tapizando tanto los terrenos planos, como trepando lomadas y colinas.

Depósitos marinos

El distrito de Santiago de Surco presenta varios arenamientos naturales de origen marino, que conforman playas, se trata de playas en un litoral recto, que no presenta acantilados ni farrallones. Se aprecia arenas mezcladas con material de origen orgánico de animales y plantas marinas. Limita con los Pantanos de Villa.

Depósitos antropogénicos

Debido al alto valor de los terrenos en este distrito, actualmente hay un dinamismo en hacer diferentes construcciones, debido a esto, se ha trastocado la superficie natural de los terrenos, donde se han realizado explanaciones, cortes, rellenos, para construcción de viviendas, cortes en roca para apertura de caminos carrozables y edificaciones de edificios.

4.1.3 Geología Estructural Local

En el distrito de Santiago de Surco se aprecian manifestaciones geo estructurales producto de la tectónica andina. Se aprecian fallas de gran longitud, con rumbos N-O a SE, mayormente cubiertas por materiales disgregados como arenas. Existen también manifestaciones neo tectónicas de edad geológica reciente, que hace que los terrenos tengan ciertas basculaciones, con desplazamientos pequeños.

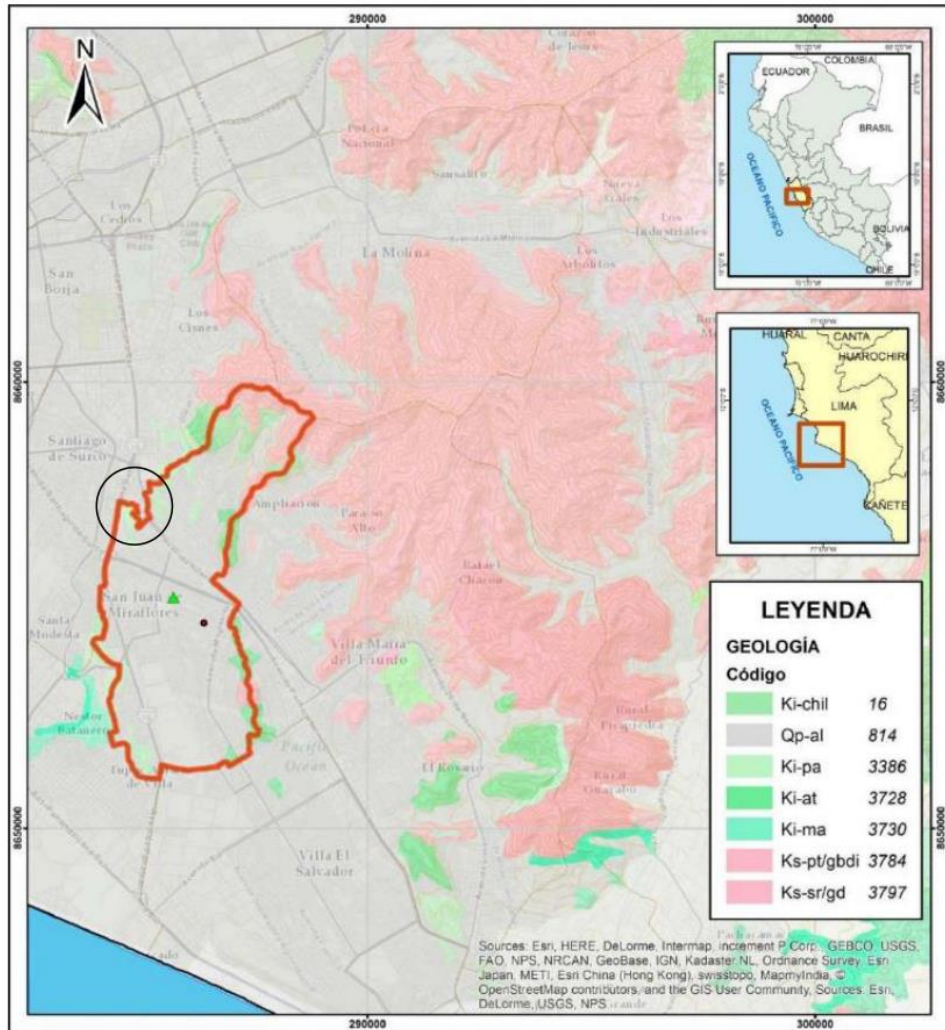


FIGURA N° 4.1: Geología del área de estudio.

4.2 Sismicidad

La zona de estudio está localizada en el distrito de Surco, en la provincia de Lima y Departamento de Lima, la cual se encuentra dentro de la zona 4 del mapa de zonificación sísmica del Perú de acuerdo a la Norma de Diseño Sismo resistente E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones (2018) como se puede observar en la Figura 4.2.

En cuanto a la sismicidad la zona está expuesta a un alto riesgo sísmico, especialmente a sismos superficiales de gran intensidad y magnitud. En la Figura

4.3 se presenta un mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas, (Alva et al, 1984). Note cómo en la zona se presentan intensidades en un rango de 6 a 10.

Las fuerzas sísmicas horizontales pueden calcularse de acuerdo a las normas de diseño sismo resistente según la siguiente relación:

$$V = \frac{ZUCS}{R}P$$

La zona donde se cimentarán las bases que conforman el proyecto, constituye depósitos aluviales de arenas con finos y finos.

En la siguiente tabla se muestra el tipo de perfil de suelo para la clasificación sísmica.

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{s}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Para nuestro proyecto se considera el suelo como intermedio y se clasifica como S2.

Para estas condiciones se consideran los siguientes parámetros sísmicos:

- Para las zonas donde se encuentran materiales clasificados como arenas y finos. (SP, CL).
- El tipo de suelo encontrado se encuentra dentro de tipo S2.
- El factor de suelo que corresponde es S=1.05, para un periodo predominante de Tp=0.60 s, TI=2.00 s y Z es el factor de la zona 4 resultando Z=0.45g.
- En la Figura 2.4 se muestra los valores de iso aceleraciones para un periodo de retorno de 500 años y para una vida útil de 50 años, con una excedencia de 10%.

En la siguiente tabla se muestra los parámetros de sitio del tipo de perfil de suelo para la clasificación sísmica

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla N° 4 PERÍODOS "T _P " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

FIGURA N° 4.2: Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según el Reglamento Nacional de Edificaciones (2018).

ZONAS SÍSMICAS



FIGURA N°4.3: Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas (Alva et., al, 1984)

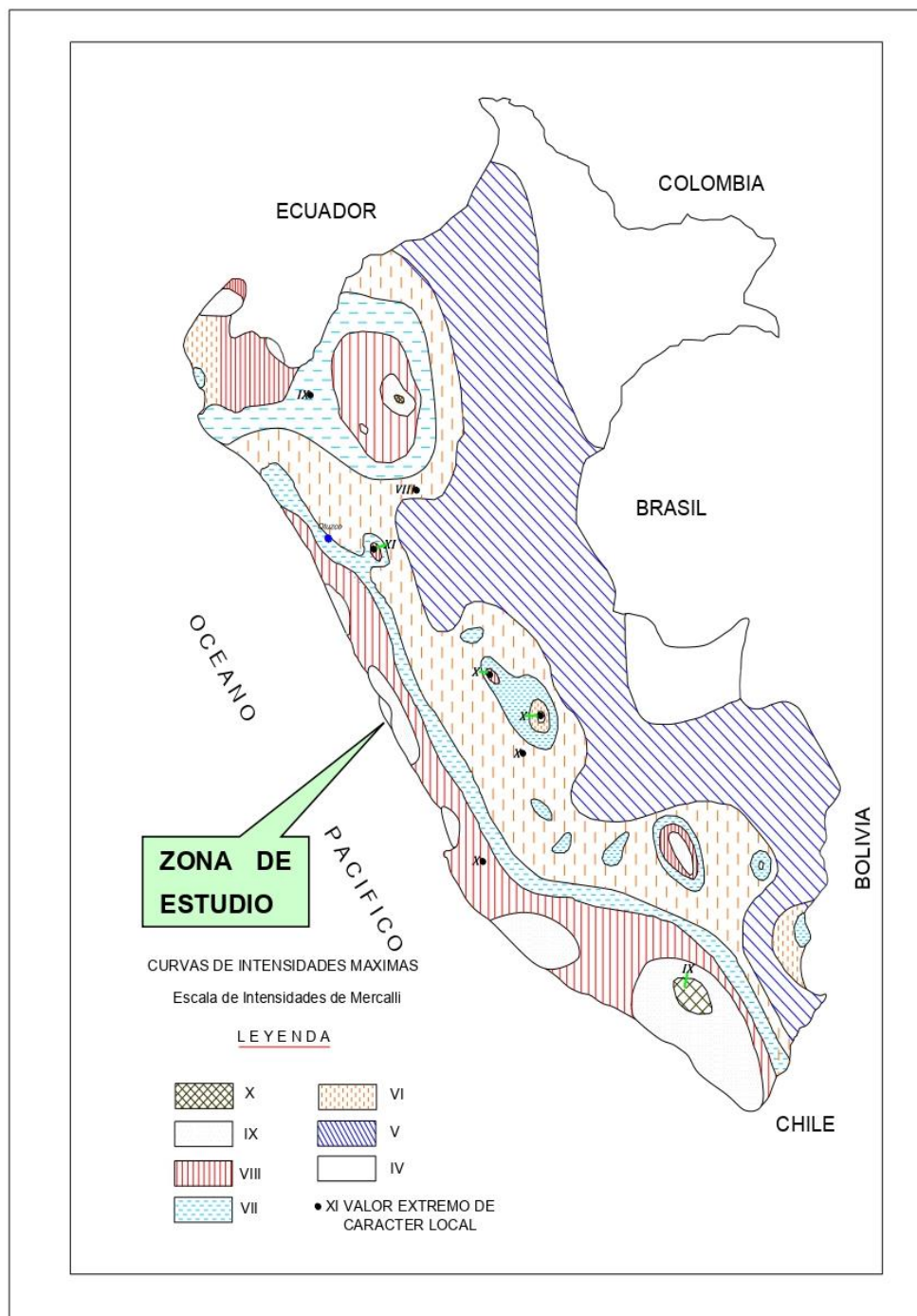
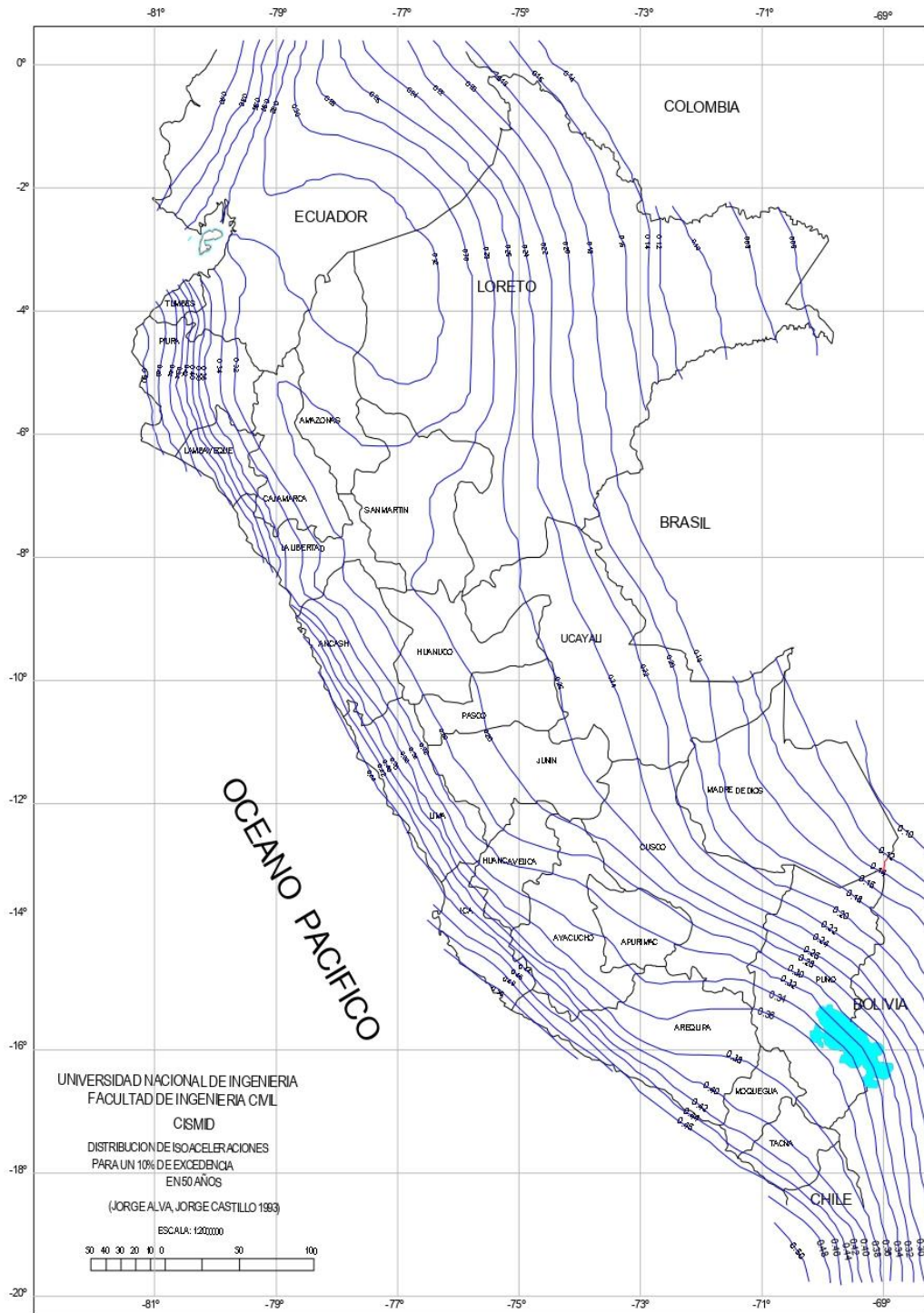


FIGURA N°4.4: Mapa de Isoaceleraciones para 475 años de periodo de retorno.



5. INVESTIGACIÓN DE CAMPO

La investigación de campo se ha efectuado según a las recomendaciones de la Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones (2018). Los trabajos efectuados corresponden a trabajos de campo.

5.1 Trabajos de Campo

Los trabajos de campo, desarrollados en la etapa de investigación, fueron los siguientes:

5.1.1 Calicatas

Con la finalidad de determinar el perfil estratigráfico del área de estudio fueron extraídas muestras de la calicata para la evaluación visual y por ensayos de laboratorio de las muestras, y de esta manera determinar y estimar a priori las características físicas y mecánicas de los suelos encontrados, así como de su conjunto. Se han realizado tres (3) calicatas a cielo abierto. Todas estas investigaciones mencionadas se realizaron en el área del terreno.

En el cuadro N° 5.1 se presenta las calicatas ejecutadas.

CUADRO N° 5.1 Calicatas Ejecutadas

Calicata	Profundidad (m)	Clasificación VISUAL	Descripción	Observación
C - 1	0.50 - 0.80	SM	Arena Limosa	Nivel freático no encontrado
	0.80 - 2.20	CL-ML	Arcilla limosa	
	2.20 - 4.40	CL	Arcilla de media plasticidad	
	4.40 - 5.10	SP	Arena uniforme	
C - 2	0.60 - 0.80	SM	Arena Limosa	Nivel freático no encontrado
	0.80 - 2.20	CL-ML	Arcilla limosa	
	2.20 - 4.60	CL	Arcilla de media plasticidad	
	4.60 - 6.30	SP	Arena uniforme	
C - 3	0.50 - 0.70	SM	Arena Limosa	Nivel freático

Calicata	Profundidad (m)	Clasificación VISUAL	Descripción	Observación
	0.70 - 2.30	CL-ML	Arcilla limosa	no encontrado
	2.30 – 3.10	CL	Arcilla de media plasticidad	

ELABORACIÓN: PROPIA

5.1.2 Muestreo

Se tomaron muestras de cada uno de los tipos de suelos encontrados en cantidad suficiente como para realizar los ensayos de clasificación y de identificación de los suelos. Se extrajo, además, muestras representativas para el ensayo de corte directo, ensayo de compresión triaxial y ensayo de consolidación, el mismo que nos permitirá realizar el cálculo de la capacidad portante, así como los asentamientos por acción de la carga aplicada.

5.1.3 Densidad de Campo

Se llevó a cabo el ensayo de densidad de campo por medio del método del cono de arena en la calicata que se señala. Se obtuvo el valor de la densidad húmeda a la profundidad señalada y el contenido de humedad para el cálculo de la densidad seca.

Los valores obtenidos son resumidos en el siguiente cuadro:

CUADRO N° 5.2 Resultados de Ensayo de Densidad de Campo.

Calicata	SUCS	Densidad húmeda (g/cm ³)	Densidad seca (g/cm ³)	Contenido de Humedad (w%)	Profundidad (m)
C - 1	SP	1.63	1.60	2.28	4.90

ELABORACIÓN: PROPIA

5.1.4 Registro de Excavaciones

Paralelamente al muestreo se realizó el registro de cada una de las calicatas, anotándose las principales características de los tipos de suelos encontrados, tales como: espesor, humedad, tipo de grano, plasticidad, consistencia, granulometría, textura, color, etc.

5.1.5 Registro de SPTs.

Se realizo 01 SPT hasta una profundidad de 8.50m, encontrandose el rechazo a esa profundidad.

CUADRO N° 5.3 Resultados de Ensayo del SPT

Calicata	Profundidad (m)	Clasificación Visual	Descripción	Observación
SPT-1	0.00 – 2.00	CL y ML	Relleno de limos y arcilla	No se encontro nivel Freatico
	2.00 – 3.00	CL	Arcilla de baja plasticidad	
	3.00 - 4.00	CL-ML	Arcilla de baja plasticidad	
	4.00 - 5.00	SM	Arena Limosa	
	5.00 - 6.00	SP-SM	Arena pobremente graduada y limosa	
	6.00 – 7.00	SP	Arena mal graduada	
	7.00 – 8.00	SM	Arena limosa	

Elaboración: Propia

6. CIMENTACIONES DE LAS ESTRUCTURAS A TOMAR EN CUENTA PARA EL CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE DE CARGA Y OTROS EFECTOS

6.1 Nivel de Cimentación

El nivel de cimentación estará ubicado en el estrato competente, libre de partículas orgánicas o rellenos no controlados.

En caso los terrenos de soporte no sean competente o adecuados, se deberán mejorar, y los cálculos deben considerar las mejoras del terreno.

El nivel de la cimentación estará de acuerdo con la arquitectura del proyecto, según lo indicado el fondo de la estructura de la edificación se apoyará en el estrato de arcilla de media plasticidad de consistencia firme y se ubica entre los 2.00m a 4.50m de profundidad, con una capa de arcilla de 2.0m como estrato de soporte, al colocar las zapatas estas deberán llegar a la arena uniforme y este será el suelo de soporte del peso de la edificación.

Para llegar a un valor de sollicitación de carga, esta se deberá mejorar o colocar un subcimiento, o mejorar con columnas de gravas o inclusiones rígidas.

La estructura cuyo valor de capacidad portante es menor a 1.2kg/cm^2 , deberán ser conectadas y reforzadas por vigas de cimentación, para el caso de losas no será necesaria la conexión.

FIGURA N° 6.1 Sección del suelo



6.2 Nivel freático

El nivel de freático no se ha detectado en las excavaciones.

7. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos estándar y físico mecánicos se realizaron en el laboratorio de la Empresa ROMAIA S.A.C.

Según a los estándares de la ASTM, tales como:

- Análisis Granulométrico por tamizado ASTM D-422
- Límites de Consistencia ASTM D-4318-93
- Peso Específico de Sólidos ASTM D-854
- Proctor Modificado ASTM D-1557
- Corte Directo ASTM D-3080
- Ensayo de compresión triaxial tipo CU ASTM D-4767
- Ensayo de consolidación unidimensional del suelo ASTM D-2435

- Análisis Químico de Suelos N.T.P. 339.117,339152 y N.T.P. 339.178

7.1 Clasificación de suelos

Los suelos han sido clasificados de acuerdo al sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), según se muestra en el siguiente cuadro y en las diversas zonas en que se ha realizado exploraciones.

CUADRO N° 7.1 Clasificación de Suelos por Calicatas.

CALICATA	C - 1		C - 2	
	M - 1	M - 1	M - 2	M - 2
Muestra	M - 1	M - 1	M - 2	M - 2
Profundidad	0.80 - 2.20	2.20 - 4.60	4.60 - 6.30	4.60 - 6.30
%Gravas	1.18	0.13	0.00	0.00
%Arena	10.93	34.00	96.77	96.77
%Finos	87.89	65.87	3.24	3.24
L.L.	24.51	32.30	N.P.	N.P.
I.P.	6.74	18.87	N.P.	N.P.
SUCS	CL-ML	CL	SP	SP

ELABORACIÓN: PROPIA

En el cuadro 7.1, no se ha incluido los ensayos de la C-3, debido a que estos presentan los mismo materiales de las calicatas C-1 y C-2.

7.2 Ensayo de Peso específico de solidos

Se llevó a cabo el ensayo de gravedad especifica de los materiales típicos encontrados. Los valores se obtuvieron siguiendo los procedimientos recomendados en la norma ASTM D-854 correspondiente. Los valores obtenidos de este ensayo se muestran en el cuadro N° 7.2

CUADRO N° 7.2 Resultados de Ensayo de peso especifica de sólidos.

Calicata	Sucs	Profundidad (m)	Gs
C - 2	SP	4.60-6.30	2.65

ELABORACIÓN: PROPIA

7.3 Ensayo de Compactación Proctor Modificado

Se realizó el ensayo de compactación de Proctor para estimar el grado de densidad que llega el material propio para controlar el grado de compactación.

El ensayo se realizó siguiendo el procedimiento indicado en la norma ASTM D-1557. Los valores se muestran en la siguiente tabla.

CUADRO N° 7.3 Resultados de Ensayo Proctor Modificado

Calicata	Sucs	OCH (%)	MDS (gr/cc)
C - 1 / M-1	CL-ML	16.8	1.79

ELABORACIÓN: PROPIA

7.4 Ensayo de Corte Directo

Se llevó a cabo el ensayo de corte directo en una muestra representativa de la zona de estudio. Los parámetros de resistencia cortante se obtuvieron siguiendo los procedimientos recomendados en la norma ASTM D-3080 correspondiente. Los valores de los parámetros de resistencia cortante del material son resumidos en la siguiente tabla.

CUADRO N° 7.4 Resultados de Ensayo de Corte Directo

Calicata	Clasificación SUCS	Profundidad	Parámetros Drenados	
			Angulo de Fricción (grados)	Cohesión (kg/cm ²)
C - 1 / M - 1	CL	2.20-4.60	24.70°	0.25
C - 1 / M - 2	SP	4.60-6.30	30.11°	0.00

ELABORACIÓN: PROPIA

7.5 Ensayo de compresión triaxial de tipo CU

Se llevó a cabo los ensayos de compresión triaxial de tipo CU en las muestras representativas de la zona de estudio. Los parámetros de resistencia cortante se obtuvieron siguiendo los procedimientos recomendados en la norma ASTM D-4767

correspondiente. Los valores de los parámetros de resistencia cortante del material son resumidos en la siguiente tabla.

CUADRO N° 7.5 Resultados de Ensayo de Compresión triaxial tipo CU

Calicata	Clasificación SUCS	Profundidad	Parámetros drenados		Parámetros No drenados	
			Angulo de Fricción (°)	Cohesión (kg/cm ²)	Angulo de Fricción (°)	Cohesión (kg/cm ²)
C - 1 / M - 1	CL	3.50	27.50°	0.09	22.00	0.035

ELABORACIÓN: PROPIA

7.6 Ensayo de consolidación unidimensional de suelos

Se llevó a cabo los ensayos de consolidación en la muestra representativa fina de la zona de estudio. Los parámetros de resistencia a compresión uniaxial se obtuvieron siguiendo los procedimientos recomendados en la norma ASTM D-2435 correspondiente. Los valores de los parámetros de consolidación del material son resumidos en la siguiente tabla.

CUADRO N° 7.6 Resultados de Consolidación

Calicata	SUCS	eo	Pc (kg/cm ²)	Cc	Cs
C - 1 / M-1	CL	0.96	0.95	0.15	0.010

ELABORACIÓN: PROPIA

8. PERFILES ESTRATIGRAFICOS

En función de los trabajos efectuados tanto en campo como en laboratorio describiremos el perfil estratigráfico del terreno correspondiente. En las calicatas realizadas, como son: C-1, C-2, C-3, se encontraron la siguiente descripción estratigráfica de la zona de estudio:

8.1 Perfil Estratigráfico

En la zona del proyecto se ha encontrado una intercalación de estratos de material cuaternario que va desde arcillas y arenas.

Superficialmente se tiene una capa de cobertura orgánica con relleno de 0.50 a 0.60m de potencia,

Debajo de esta capa se ha encontrado arena limosa de color gris, húmeda, de compactación media, esta capa es de poca potencia que va de 0.1 a 0.20m, esta capa se considera un lente.

Debajo de esta capa se ha encontrado una capa de material fino de arcilla limosa, de color marrón claro a beige, de consistencia firme y húmeda, presenta raíces, la potencia de esta capa va de 1.40m a 1.60m.

Debajo de esta capa se ha encontrado una capa de arcilla de media plasticidad, de color marrón claro a beige, húmeda y de consistencia firme a dura, la potencia de esta capa va desde 2.30 a 2.40m

Subyace a las capas de material fino un estrato de arena uniforme de tipo SP, color beige a gris, húmedo, consistencia.

Según el ensayo de SPT, debajo de esta arena uniforme o mal graduada, se ha encontrado arena limosa desde los 6.50m hasta los 8.0m de profundidad.

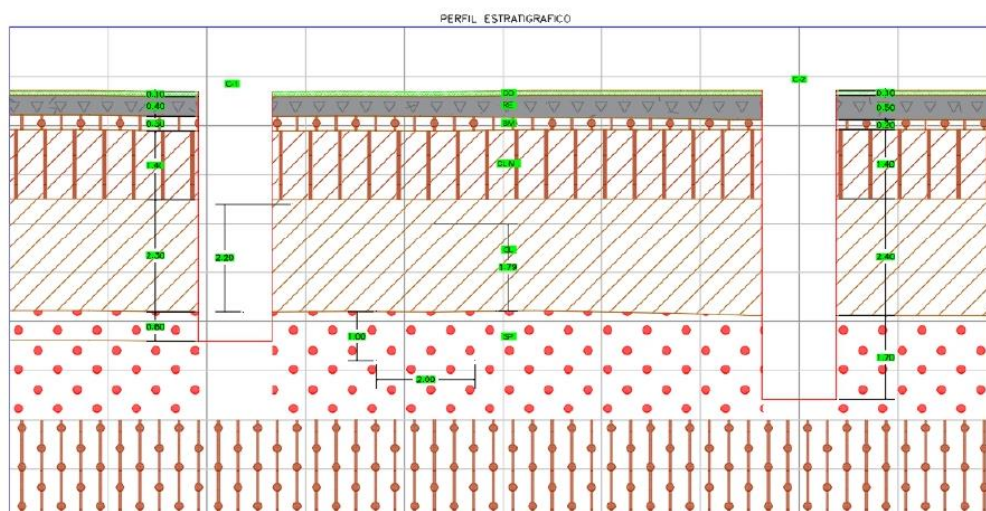
Resumen en el terreno se ha encontrado una intercalación de estratos que van desde arcillas limosas, arenas limosas, arcillas y arenas pobremente gradadas.

9. MODELO GEOTECNICO CONSIDERADO PARA EL ANALISIS DEL DISEÑO GEOTECNICO

9.1 CONSIDERACIONES GEOMETRICAS

Las consideraciones geométricas se obtienen a partir de las investigaciones directas de calicatas, según esto se ha obtenido el perfil de suelos con los diferentes estratos encontrados, la identificación del material se ha obtenido a partir de la clasificación SUCS, en la figura 9.1 se muestran los estratos encontrados.

FIGURA N° 9.1 Sección de suelos de zona de la edificación



Según la figura anterior se considerará como modelo geotécnico cuatro capas, la primera capa de material de arena unirme con limo, no saturada, pero esta capa se eliminará debido a que el terreno será cortado hasta 2.50m., en consecuencia, se considera tres estratos de análisis para el cálculo de la capacidad portante.

Segunda capa considerada es arcilla de media plasticidad, húmeda, de consistencia firme de tipo CL (Primer estrato).

Y la tercera capa encontramos a la arena fina uniforme tipo SP (Segundo estrato).

Según las investigaciones de campo se considera la arena con dos estratos debido a la consistencia el material a la penetración, esta capa de material tipo SP/SM sera el Tercer estrato.

9.2 PARAMETROS GEOTECNICOS DE ESTRATOS

Para asignar los valores de parámetro de análisis se han obtenido de los ensayos de corte directo y ensayos triaxiales, así como densidad de campo y ensayo de SPT, las cuales se ha obtenido parametros geotecnicos hasta los 8.00m, se indica que los parametros geotecnicos del tercer estrato han sido obteidos de la correlacion del ensayo del SPT.

A continuación, se muestran los resultados de ensayos de laboratorio y de campo.

CUADRO N° 9.1 Resultados de Ensayo de Densidad de Campo.

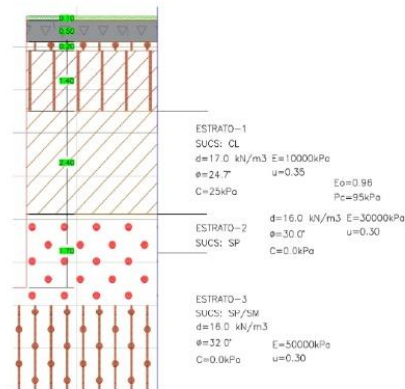
Calicata	Densidad húmeda (g/cm ³)	Densidad seca (g/cm ³)	Contenido de Humedad (w%)	Profundidad (m)
C - 1	1.63	1.60	2.28	4.90

CUADRO N° 9.2 Parámetros de resistencia cortante utilizados en los estratos encontrados

Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Parámetros Drenados	
		Angulo de Fricción (grados)	Cohesión (kg/cm ²)
2.20-4.60	CL	24.70°	0.25
4.60-5.50	SP	30.11°	0.00
5.50-8.50	SP y SM	32.00°	0.00

Finalmente se tiene el modelo geológico geotécnico para el análisis de capacidad portante según la gráfica 9.2.

FIGURA N° 9.2 Esquema de Modelo Geotécnico



CUADRO N° 9.3 Valores de propiedades mecánicas del Modelo Geotécnico

ESTRATO	Tipo de Suelo	Profundidad (m)	γ Ton/m ³	Φ °	C (kPa)	E (kpa)	u
ESTRATO-1	CL	2.50-4.50	1.70	24.70	25.00	10000.00	0.35
ESTRATO-2	SP	4.50-5.50	1.60	30.00	0.00	30000.00	0.30
ESTRATO-2	SP/SM	5.50-9.00	1.70	32.00	0.00	50000.00	0.30

10. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

10.1 CAPACIDAD PORTANTE

Es la máxima presión que puede admitir el suelo de cimentación bajo dos consideraciones:

- El factor de seguridad mínimo de una falla por cortante sea, $F_{s\text{mín}} = 3.0$
- Los asentamientos producidos por la presión recomendada no sean mayores a los asentamientos admisibles por la estructura.

La metodología para calcular la capacidad portante se inicia cumpliendo la primera consideración, es decir calculando la presión vertical, q_{adm} , de tal forma que se obtenga un factor de seguridad por cortante, $FS = 3.0$. Posteriormente se debe comprobar que los valores de q_{adm} produzcan valores de asentamientos menores a los permisibles.

Considerando la teoría de Terzaghi, la capacidad portante última modificada por Vesic es calculada de la siguiente ecuación:

$$Q_u = S_c * C * N_c * I_c + 0.5 * S_y * \gamma_2 * B * N_y * I_\gamma + S_q * \gamma_1 * D_f * N_q * I_q$$

Donde:

Q_u	= Capacidad ultima (kg/cm ²)
C	= Cohesión (kg/cm ²)
γ_1, γ_2	= Peso Unitario del suelo (g/cm ³)
D_f	= Profundidad del cimiento (m)
B	= Ancho del cimiento (m)
N_c, N_q, N_y	= Factores de capacidad de carga

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1)$$

$$N_q = e^{2\phi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_y = 2 \tan \phi (N_q + 1)$$

S_c, S_q, S_y = Factores de forma

$$S_q = 1 + tg\phi(B/L)$$

$$S_c = 1 + (N_q / N_c)(B/L)$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4(B/L)$$

Ic, Iq, Iy = Factores de inclinación

$$I_c = (1 - \frac{\beta}{90})^2$$

$$I_q = (1 - \frac{\beta}{90})^2$$

$$I_\gamma = (1 - \frac{\beta}{\phi})^2$$

Donde β es el ángulo de inclinación de la carga y ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

Para nuestro caso los factores de inclinación son todos 1.

10.2 ANALISIS DE ASENTAMIENTOS TOTALES

Los asentamientos en suelos finos se consideran dos efectos uno es el asentamiento elástico y el otro es el asentamiento producto de la consolidación de los suelos finos.

A continuación, se pasa a describir cada uno de ellos.

10.2.1 Asentamiento Elástico

Las presiones anteriores calculadas pueden generar asentamientos mayores a los admisibles, por lo tanto, se verificará los asentamientos previstos.

El asentamiento elástico depende del Módulo de Elasticidad y según la teoría elástica podemos utilizar la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{q_s \cdot B \cdot (1-\nu^2)lw}{E_s}$$

Donde:

δ	=	Asentamiento (cm)
q_s	=	Esfuerzo neto transmitido (kg/cm ²)
B	=	Ancho de cimentación (m)
E_s	=	Módulo de elasticidad (kg/cm ²)
U	=	Relación de Poisson
I_w	=	Factor de influencia que depende de la forma y la rigidez de la cimentación

Finalmente, para la evaluación del grado de serviciabilidad se verifica el asentamiento producido por la carga aplicada admisible mediante la fórmula elástica, descrita previamente.

El factor $I_w=I_p$, se ha estimado según la formulacion de Steinbrenner (1934)

$$I_p = I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2$$

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1}) \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \text{ (radianes)}$$

Donde:

B	=	Base de Cimentación
L	=	Lado más largo de la cimentación
H	=	Espesor del estrato de asentamiento elástico
M	=	L/B
N	=	H/B

10.2.2 Asentamiento por Consolidación

De los resultados de las pruebas de consolidación, ahora podemos proceder a calcular el asentamiento probable causado por la consolidación primaria en campo, suponiendo una consolidación unidimensional y con nivel freático.

$$S_p = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)$$

$$S = \frac{C_r H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_1}{\sigma'_0}\right) + \frac{C_c H}{1 + e_c} \log\left(\frac{\sigma'_c + \Delta\sigma'_2}{\sigma'_c}\right)$$

Siendo:

S: asentamiento total del estrato a tiempo infinito

H: altura o espesor total del estrato

e_0 : relación de vacíos inicial

e_c : relación de vacíos correspondiente al punto de preconsolidación

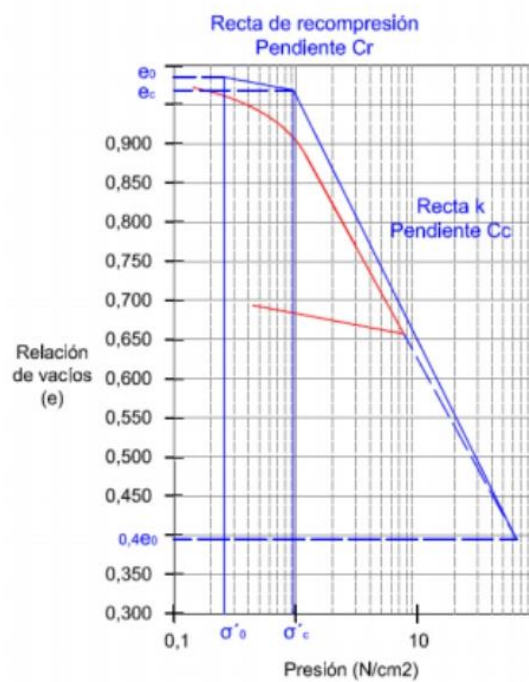
C_c : índice de compresibilidad

C_r : índice de recompresión

σ'_0 : presión efectiva de tapada actual

σ'_c : carga de preconsolidación

Figura N° 10.1: Grafica de consolidación



10.3 DETERMINACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

10.3.1 CONSIDERACIONES PARA EL CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Las consideraciones para el cálculo de la capacidad portante son:

Tipo de material

El tipo de material encontrado son finos y saturados, según esta condición se analizará en condición no drenada, con el ángulo de fricción igual a cero para el caso de arcillas.

Los parámetros de resistencia al corte no drenado obtenidos se presentan a continuación en la siguiente tabla:

TABLA N° 10.1 Parámetros de resistencia cortante considerados en los estratos

Estrato	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Parámetros No Drenados	
			Angulo de Fricción (grados)	Cohesión (kg/cm ²)
Estrato 1	2.5-4.5	CL	0.00°	0.25
Estrato 2	4.5-5.5	SP	30.0°	0.00
Estrato 3	5.5-8.00	SP/SM	32.0°	0.00

Nivel freático

El nivel freático no se ha encontrado en la zona del proyecto.

Profundidad de cimentación

Según la arquitectura del proyecto el empotramiento para la edificación será:

Empotramiento superficial Df=1.00m (Nivel de fundación a 3.50m – En arcilla)

Empotramiento superficial Df=2.00m (Nivel de fundación a 4.50m – En arena)

Empotramiento superficial Df=3.00m (Nivel de fundación a 5.50m – En arena)

Geometría de la cimentación

En el Tabla 10.2 se muestran las dimensiones de la fundación para su análisis respectivo.

Tabla Nº 10.2 Parámetros de cimentación

Estructura	Df (m)	Suelo de sostenimiento	Cimentación	B (m)	L (m)
Edificación	1.00	CL	Cuadrada	2.00	2.00
Edificación	2.00	SP	Cuadrada	2.00	2.00
Edificación	3.00	SP/SM	Cuadrada	2.00	2.00
Edificación	3.00	SP/SM	Cuadrada	3.50	3.50

Ver figura 10.2 y 10.3, esquemas de empotramiento de cimentación.

Figura Nº 10.2: Grafica de empotramiento de cimentación en arcilla

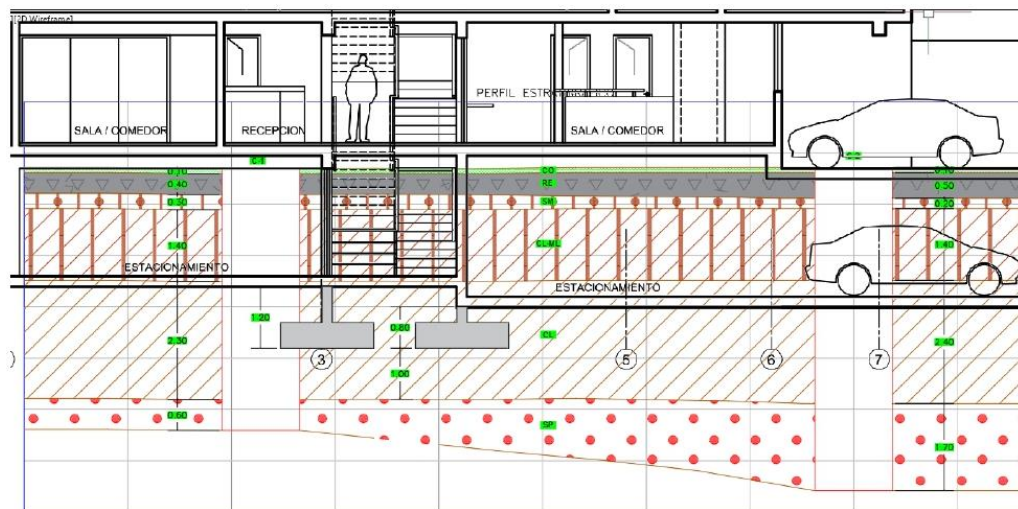
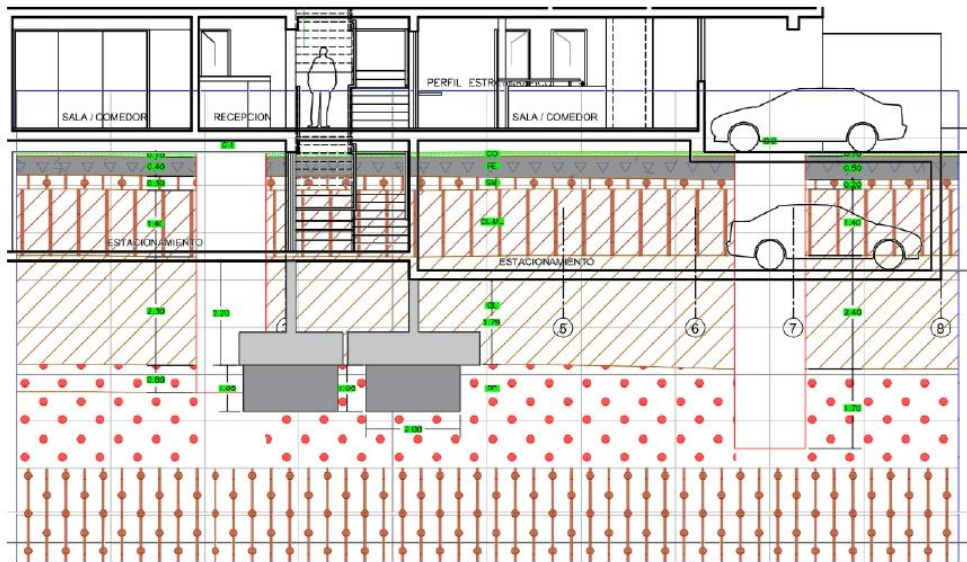


Figura N° 10.3: Grafica de empotramiento de cimentación en arena



Figura N° 10.4: Grafica de empotramiento de cimentación en arena con subcimiento



10.3.2 CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Considerando la teoría de Terzaghi, la capacidad portante última modificada por Vesic es calculada de la siguiente ecuación:

$$Q_u = S_c * C * N_c * I_c + 0.5 * S_y * \gamma_2 * B * N_y * I_y + S_q * \gamma_1 * D_f * N_q * I_q$$

Tabla N° 10.3 Parámetros de cimentación

Tipo de suelo	γ (gr/cm3)	Φ	C (ton/m2)	Nc	Nq	Ny	Ko	Ka	Kp
CL	1.70	0	2.5	5.14	1.00	0.0	1.0	1.00	1.00
SP	1.60	30	0.0	30.14	18.40	22.40	0.5	0.33	3.00
SP/SM	1.60	32	0.0	35.49	23.18	30.21	0.47	0.31	3.25

Tabla N° 10.4 resultados de la capacidad portante arcilla

Suelo soporte CL, Df = 1.0 m						
Estructuras	Cimentación	B	L	Qu (tn/m2)	Quf (kg/cm2)	Qadm* (kg/cm2)
EDIFICACION	CUADRADA	2.0	2.0	16.95	0.57	0.50
EDIFICACION	CUADRADA	2.5	2.5	16.95	0.57	0.50
EDIFICACION	CUADRADA	3.0	3.0	16.95	0.57	0.50
EDIFICACION	RECTANGULAR	2.0	3.0	16.12	0.54	0.50
EDIFICACION	RECTANGULAR	2.5	3.5	16.24	0.54	0.50
EDIFICACION	RECTANGULAR	3.0	4.0	16.36	0.54	0.50

Tabla N° 10.5 resultados de la capacidad portante arena

Suelo soporte SP Df = 2.0 m						
Estructuras	Cimentación	B	L	Qu (tn/m2)	Quf (kg/cm2)	Qadm* (kg/cm2)
EDIFICACION	CUADRADA	2.0	2.0	114.37	3.81	1.30
EDIFICACION	CUADRADA	2.5	2.5	123.77	4.13	1.30
EDIFICACION	CUADRADA	3.0	3.0	125.13	4.17	1.00
EDIFICACION	RECTANGULAR	2.0	3.0	107.82	3.59	1.30
EDIFICACION	RECTANGULAR	2.5	3.5	117.07	3.90	1.30
EDIFICACION	RECTANGULAR	3.0	4.0	122.00	4.07	1.00

Tabla N° 10.6 resultados de la capacidad portante arena con subcimiento

Suelo soporte SP Df = 3.0 m						
Estructuras	Cimentación	B	L	Qu (tn/m2)	Quf (kg/cm2)	Qadm* (kg/cm2)
EDIFICACION	CUADRADA	2.0	2.0	209.75	6.99	2.00
EDIFICACION	CUADRADA	2.5	2.5	217.00	7.23	1.80
EDIFICACION	CUADRADA	3.0	3.0	224.25	7.47	1.80
EDIFICACION	CUADRADA	3.5	3.5	231.50	7.72	1.80
EDIFICACION	RECTANGULAR	2.0	3.0	193.02	6.43	1.80
EDIFICACION	RECTANGULAR	2.5	3.5	204.04	6.80	1.80
EDIFICACION	RECTANGULAR	3.0	4.0	214.12	7.14	1.80
EDIFICACION	RECTANGULAR	2.0	9.0	170.73	5.69	1.80

Nota:

Se estimó el asentamiento total con la carga Quf, obteniéndose un asentamiento mayor al permisible, la cual es excesivo para las estructuras, por lo que el valor se redujo hasta obtener un valor de capacidad (Qadm) que no supere el asentamiento que supere la distorsión angular de 1/500 para estructuras de concreto.

Reemplazando valores en la ecuación anterior se obtiene el siguiente valor para la capacidad admisible de asentamientos (los cálculos correspondientes se encuentran en el ANEXO 3-CALCULOS).

10.4 CALCULOS DE ASENTAMIENTOS

Los asentamientos serán calculados según los parámetros de deformación y valores de cargas netas.

Según el nivel de cimentación se considera todos los asentamientos inherentes al material de sostenimiento de la estructura

Para el caso que el suelo de soporte sea arcilla.

El Asentamiento total del terreno es:

$$\text{Asentamiento total} = \text{Delastico} + \text{Dconsolidacion}$$

Para el caso que el suelo de soporte sea arcilla.

El Asentamiento total del terreno es:

$$\text{Asentamiento total} = \text{Delastico}$$

10.4.1 Asentamientos elásticos (Delastico)

El asentamiento elástico depende del Módulo de Elasticidad y según la teoría elástica.

Se ha considerado el modelo de dos capas para estimar el asentamiento, ya que la influencia de la carga no va más allá del ancho de la base, siendo la base de la zapata como máximo de 3.5m, entonces significa que no va más de 9.0m de profundidad ($Df+b=5.50+3.50=9.00\text{m}$) y los dos primeros estratos del modelo geotécnico suman 3.0m.

Tabla N° 10.7 Parámetros mecánicos elásticos utilizados en los estratos encontrados

Estrato	Clasificación SUCS	Profundidad (m)	Parámetros Elásticos	
			E (kPa)	u
Estrato 1	CL	2.5-4.5	10000	0.35
Estrato 2	SP	4.5-5.5	30000	0.30
Estrato 3	SP/SM	5.5-9.0	50000	0.30

Reemplazando valores se obtiene el asentamiento total para el caso de cimentación cuadrada (para las dimensiones antes dichas).

Tabla N° 10.8 Resultados del asentamiento elástico

Estructura	SUELO DE SOPORTE	Cimentación	I_w (cm/cm)	Q_{adm} (kg/cm ²)	D_e (cm)
EDIFICACION	CL	Cuadrada	0.98	0.50	0.54
EDIFICACION	SP	Cuadrada	0.98	1.30	0.77
EDIFICACION	SP/SM	Cuadrada	0.98	2.00	0.71

10.4.2 Asentamientos Consolidación (Consolidación)

Para realizar el cálculo del asentamiento por consolidación se está considerando los siguientes parámetros: $P_c=0.95$ kg/cm², $e_0=0.96$, $C_c=0.15$ y $C_r=0.010$

Tabla N° 10.9 Resultados del asentamiento elástico por consolidación

Estructura	SUELO	Cimentación	P_o (kg/cm ²)	Δq (kg/cm ²)	D_c (cm)
EDIFICACION	CL	Cuadrada	0.16	0.50	0.31
EDIFICACION	SP	Cuadrada	-	-	-

Donde:

P_c = presión de consolidación natural

e_0 = Relación de vacíos inicial

C_c = Pendiente de zona de consolidación

C_r =pendiente de zona de descarga o preconsolidación

P_o =Esfuerzo inicial

Δq =Carga adicional aplicada o carga portante

D_c = Asentamiento por consolidación.

Finalmente se calcula el asentamiento total, la que se muestra en el cuadro N 10.10.

En ese cuadro también se incluye los valores de distorsiones angulares permisibles, según la norma E-050, se muestra en la siguiente figura N 10.5.

Figura N° 10.5: Grafica de límites de distorsión angular

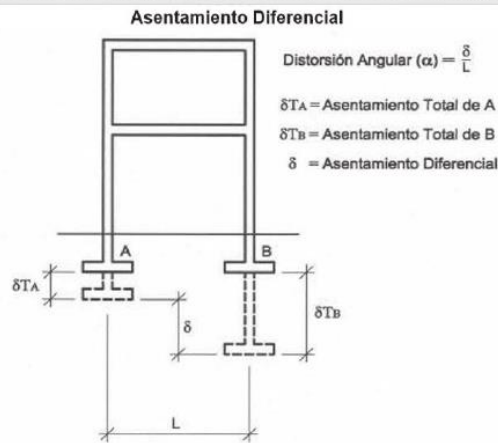


TABLA 8 DISTORSIÓN ANGULAR = α	
$\alpha = \delta/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.

Ref.: NAVFAC DM 7

Para las estructuras de concreto se considera la distorsión angular de 1/500.

Tabla N° 10.10 Resultados del asentamiento elástico más asentamiento por consolidación

Estructura	SUELO	L(m)	Distorsión angular 1/500	De(cm)	Dc(cm)	Dt(cm)	δ/L
Edificación	CL+SP	3.50	0.002	0.54	0.31	0.85	0.002
Edificación	CL+SP	4.00	0.002	0.68	0.31	0.99	0.002
Edificación	SP	3.50	0.002	0.77	0.00	0.77	0.002
Edificación	SP	4.00	0.002	0.90	0.00	0.90	0.002
Edificación	SP/SM	4.50	0.002	0.75	0.00	0.75	0.002
Edificación	SP/SM	5.00	0.002	0.99	0.00	0.99	0.002

Se observa que las deformaciones en el material para distintas profundidades son permisibles para el tipo del proyecto con las cargas admisibles indicadas, es decir estos asentamientos no son mayores que la distorsión angular de 1/500 para estructuras de concreto armado, como recomienda el Reglamento Nacional de Edificaciones para este tipo de cimentación.

11. AGRESION DE SALES AL SUELO DE CIMENTACION

La evaluación de sales en el suelo de cimentación se ha estimado en base a los resultados de ensayos realizados en el laboratorio geotecnico de ROMAIA SAC, los resultados se presentan a continuación:

Tabla N° 11.1 Evaluación de Sales

Calicata	Muestra	SST(ppm)	SO ₄ (ppm)	Cl(ppm)
C-1	M-2	992.30	144.60	60.54

Con respecto al contenido de sales solubles totales en el suelo de cimentación, se observa que estos valores no son mayores que 15000 ppm., lo que indicaría que el grado de alteración debido a las sales solubles totales es leve, como se observa el Cuadro N°11.2, por lo que el ataque químico al concreto de la cimentación será leve en toda la zona donde se cimentaran los diferentes componentes del proyecto.

El contenido de cloruros no es mayor que 6000 ppm., por lo que no será perjudicial, y habrá problemas mínimos de corrosión de armaduras y elementos metálicos.

Del cuadro N°11.3, se concluye que, por la existencia de un grado de alteración debido a los sulfatos, el tipo de cemento requerido para el concreto que constituye el concreto de la cimentación será Cemento Pórtland Tipo I.

Tabla N° 11.2 Elementos Químicos nocivos para la cimentación

PRESENCIA EN EL SUELO DE:	P.P.M.	GRADO DE ALTERACION	OBSERVACION
SULFATOS (*)	0 – 1,000 1,000 – 2,000 2,000 – 20,000 > 20,000	Leve Moderado Severo Muy severo	Ocasiona un ataque químico al Concreto de la cimentación.
CLORUROS (**)	> 6,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras y elementos metálicos.
SALES SOLUBLES TOTALES (**)	> 15,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia por lixiviación.

(*) COMITÉ 318-83 ACI

(**) EXPERIENCIA EXISTENTE.

Tabla N° 11.3 Tipo de cemento requerido para el concreto expuesto al ataque de los sulfatos

GRADO DE ATAQUE DE LOS SULFATOS	PORCENTAJE DE SULFATOS SOLUBLES (SO ₄) EN LA MUESTRA DE SUELO (%)	PARTES POR MILLON DE SULFATOS (SO ₄) EN AGUA (p.p.m.)	TIPO DE CEMENTO	RELACION AGUA/CEMENTO MAXIMA (concreto normal)
Despreciable	0 a 0.10	0 a 150	I	
Moderado	0.10 a 0.20	150 a 1,500	II	0.50
Agresivo	0.20 a 2.00	1,500 a 10,000	V	0.45
Muy Agresivo	> de 2.00	> 10,000	V + puzolana	0.45

P. C. A. ASOCIACIÓN CEMENTO PORTLAND

12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En base a las evaluaciones de campo, sondajes realizados; así como el análisis efectuado, se puede concluir lo siguiente:

- Según las excavaciones efectuadas, en el terreno se ha encontrado una intercalación de estratos que va desde arcillas limosas, arcillas de media plasticidad y arena uniforme.
- En las excavaciones no se encontró nivel freático.
- El material a la cual se cimentará las estructuras del proyecto es de tipo de arena uniforme de tipo SP, este estrato presenta una potencia mayor de 3.0m aproximadamente.
- Se ha considerado un modelo geotécnico de dos capas, cada uno con sus consideraciones geométricas obtenidas de las investigaciones directas y los valores de parámetros físicos incluye los parámetros mecánicos obtenidos de ensayos.

ESTRATO	Tipo de Suelo	Profundidad (m)	γ Ton/m ³	Φ°	C (kPa)	E (kpa)	u
ESTRATO-1	CL	2.50-4.50	1.70	24.70	25.00	10000.00	0.35
ESTRATO-2	SP	4.50-5.50	1.60	30.00	0.00	30000.00	0.30
ESTRATO-2	SP/SM	5.50-9.00	1.70	32.00	0.00	50000.00	0.30

- De acuerdo al tipo de estratificación, características geométricas de la estructura, parámetros de resistencia y deformación se tiene los valores de capacidad portante:

ESTRUCTURA	Tipo de Cimentacion	Df (m)	Tipo de Suelo	Base (m)	Qadm (kg/cm ²)	δ (cm)
EDIFICACION	CUADRADA	1.00	CL	2.00	0.50	0.99
EDIFICACION	CUADRADA	2.00	SP	2.00	1.30	0.90
EDIFICACION	CUADRADA	3.00	SP/SM	2.00	1.80	0.99

Se recomienda para la edificación cimentar en arena $D_f=3.0\text{m}$. (la profundidad de desplante medido desde la superficie del terreno es 5.50m , la que se debiera llegar con un subcimiento)

$$Q \text{ adm.} = 1.80 \text{ kg/cm}^2$$


- El factor de suelo que corresponde es $S=1.05$, para un periodo predominante de $T_p=0.60 \text{ s}$, $T_I=2.00 \text{ s}$ y Z es el factor de la zona 4, resultando $Z=0.45g$.
- Se empleará cemento Pórtland tipo I o similar, en la preparación del concreto de la cimentación en las estructuras del desarenador.
- En zonas de relleno no clasificado se eliminará todo el material de relleno y se cimentará en el terreno mejorado con material propio, previa evaluación de su calidad.
- Los cortes de las zanjas se podrá permitir cortes verticales hasta 1.50m de profundidad, en caso donde no sea posible o de mayores alturas hasta 3.0m de profundidad los cortes el talud será de $3V:1H$, en caso de mayores alturas específicamente para la construcción del desarenador se deberá realizar entibados y bombear el agua para alcanzar la cota de fundación del desarenador.
- Para los cortes de terrenos colindantes hasta los 2.50m , se deberán realizar calzaduras, corte mayor debe realizarse otros sistemas de sostenimientos como son muros anclados.
- Este informe contempla las recomendaciones de la Norma E-050 de E.M.S.
- Los resultados obtenidos en el presente estudio, así como las conclusiones y recomendaciones establecidas, sólo son válidos para el área investigada y no garantiza a otros proyectos que la tomen como referencia.

13. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

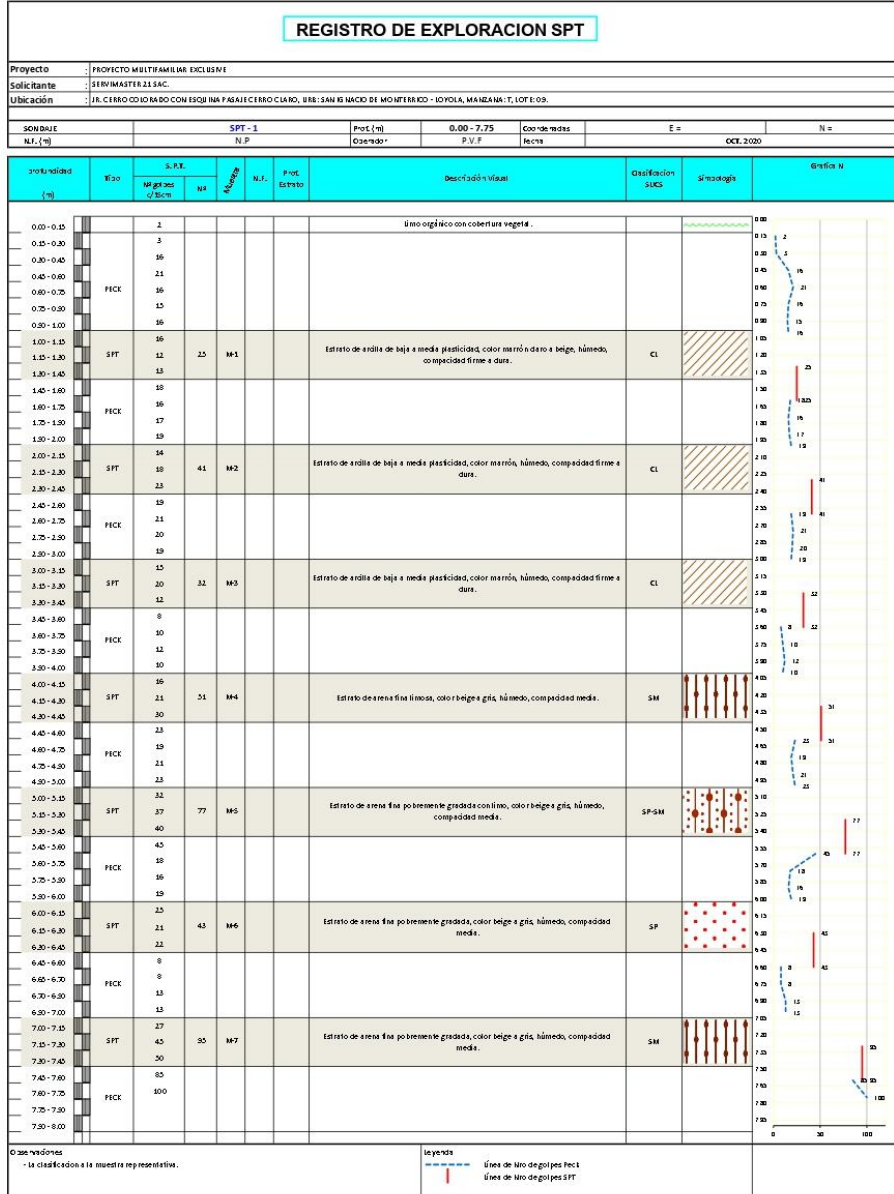
- Berry P. & D. Reid "Mecánica de Suelos".
- UNI-FIC: "Seminario de Mecánica de Suelos Aplicada a Cimentaciones" Junio 2000.
- Reglamento Nacional de Edificaciones – Norma E050 "Suelos y Cimentaciones".
- Reglamento Nacional de Edificaciones – Norma E030 "Diseño Sismorresistente".
- Burt Look "Geotechnical Investigation and Design Tables".
- Instituto Geológico Minero y Metalúrgico, CD de Mapas Geológicos del Perú.
- Biblioteca Encarta de Microsoft.
- Joseph E. Bowles "Foundation Analysis and Design"
- ACI-UNI "Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones"

REGISTRO DE EXCAVACION						
PROYECTO		EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE				
SOLICITANTE		SERVIMASTER 21 SAC.				
UBICACIÓN		JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.				
		Sistema de coordenadas: WGS 84		Fecha	MARZO - 2020	
Calicata	C - 1	Cota (msnm)	110	Realizado	F.R.S.	
Prof. Total (m)	5.10	Coordenadas	E= 0284816	Revisado	O.R.S.	
Prof. N. F. (m)	N.P.		N= 8657472			
Prof. (m.)	Esp. Estr.	Nº de Muest.	Descripción visual del Suelo		Clasif. SUCS	Simbología Gráfica
			Clasificación técnica; forma del material granular; color, contenido de humedad; índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compactación / consistencia; Otros: Presencia de oxidaciones, material orgánico, porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.			
	0.10	S/M	Cobertura Vegetal.		CO	
	0.40	S/M	Estrato de limo arcilloso de baja plasticidad, color marrón, húmedo, compactación media, presencia de trozos de ladrillo y raíces.		RE	
	0.30	S/M	Estrato de arena fina limosa, color gris, húmedo, compactación media, presencia de gravillas aisladas.		SM	
1.00						
	1.40	M-1	Estrato de arcilla limosa de baja plasticidad, color marrón claro a beige, húmedo, consistencia firme, presencia de raíces.		CL-ML	
2.00						
	2.30	S/M	Estrato de arcilla de baja a media plasticidad, color marrón, húmedo, compactación firme a dura, se encontró lentes de arcilla de 10mt. A partir de 2.80 a 2.90mt.		CL	
3.00						
	4.00					
	5.00	0.60	Estrato de arena fina pobremente gradada, color beige a gris, húmedo, compactación media.		SP	
6.00						
OBSERVACIONES:			FOTO:			

REGISTRO DE EXCAVACION					
PROYECTO		EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE			
SOLICITANTE		SERVIMASTER 21 SAC.			
UBICACIÓN		JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTE RRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.			
		Sistema de coordenadas: WGS 84		Fecha	MARZO - 2020
Calicata	C - 2	Cota (msnm)	110	Realizado	F.R.S.
Prof. Total (m)	6.30	Coordenadas	E= 0284823	Revisado	O.R.S.
Prof. N. F. (m)	N.P.		N= 8657475		
Prof. (m.)	Esp. Estr.	Nº de Muest.	Descripción visual del Suelo Clasificación técnica; forma del material granular; color, contenido de humedad; índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compactación / consistencia; Otros: Presencia de oxidaciones, material orgánico, porcentaje estimado de boleas / cantos, etc.	Clasif. SUCS	Simbología Gráfica
0.10	S/M		Cobertura vegetal.	CO	
0.50	S/M		Estrato de limo arcilloso de baja plasticidad, color marrón, húmedo, compactación media, presencia de trozos de ladrillo y raíces.	RE	
0.20	S/M		Estrato de arena fina limosa, color gris, húmedo, compactación media, presencia de gravillas	SM	
1.40	S/M		Estrato de arcilla limosa de baja plasticidad, color marrón claro a beige, húmedo, consistencia firme, presencia de raíces.	CL-ML	
2.40	M-1		Estrato de arcilla de baja a media plasticidad, color marrón, húmedo, compactación firme a dura, se encontró lentes de arcilla de 10mt. A partir de 2.90 a 3.00mt.	CL	
1.70	M-2		Estrato de arena fina pobremente gradada, color beige a gris, húmedo, compactación media.	SP	

OBSERVACIONES:	FOTO : 
----------------	---

REGISTRO DE EXCAVACION							
PROYECTO		EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE					
SOLICITANTE		SERVIMASTER 21 SAC.					
UBICACIÓN		JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTEERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.					
		Sistema de coordenadas: WGS 84			Fecha	MARZO - 2020	
Calicata	C - 03	Cota (msnm)	110		Realizado	F.R.S.	
Prof. Total (m)	3.10	Coordenadas	E= 0284835		Revisado	O.R.S.	
Prof. N. F. (m)	N.P.		N= 8657451				
Prof. (m.)	Esp. Estr.	Nº de Muest.	Descripción visual del Suelo Clasificación técnica; forma del material granular; color, contenido de humedad; índice de plasticidad / compresibilidad; grado de compacidad / consistencia; Otros: Presencia de oxidaciones, material orgánico, porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.			Clasif. SUCS	Simbología Gráfica
0.10	S/M		Cobertura vegetal.			CO	
0.40	S/M		Estrato de limo arcilloso de baja plasticidad, color marrón, húmedo, compacidad media, presencia de trozos de ladrillo y raíces.			RE	
0.50	S/M		Estrato de arena fina limosa, color gris, húmedo, compacidad media, presencia de gravillas aisladas .			SM	
1.00	1.60	S/M	Estrato de arcilla limosa de baja plasticidad, color marrón claro a beige, húmedo, consistencia firme, presencia de raíces.			CL-ML	
1.50							
2.00	0.80	S/M	Estrato de arcilla de baja a media plasticidad, color marrón, húmedo, compacidad firme a dura.			CL	
2.50							
3.00							
OBSERVACIONES:				FOTO:			



ENSAYO DE DENSIDAD DE CAMPO

(METODO DEL CONO DE ARENA)

NORMA ASTM D - 1556 AASHTO T - 180

PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
SOLICITANTE : SERVIMASTER 21 SAC.
UBICACIÓN : JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTERRICO - LOYOLA,
 MANZANA: T, LOTE: 09.
FECHA : MARZO - 2020

CALICATAS		C - 1		
DENSIDAD		D - 1		
PROFUNDIDAD	mt	4.90		
MATERIAL (SUCS)		SP		
1. Peso del frasco + arena	grs	7789		
2. Peso del frasco + arena que queda	grs	3649		
3. Peso de arena empleada	(1) - (2) grs	4140		
4. Peso de arena en el cono	grs	1664		
5. Peso de arena en excavación	(3) - (4) grs	2476		
6. Densidad de la arena	gr/cc	1.33		
7. Volumen de material extraído	(5)/(6) cc	1861		
8. Peso de la muestra	grs	3042		
9. Densidad húmeda	(8)/(7) grs/cc	1.63		
10. Humedad	%	2.28		
11. Densidad Seca	(9)/(1+(10/100)) gr/cc	1.60		

CONTENIDO DE HUMEDAD

TARA N°		302		
1. Peso recipiente + suelo húmedo	grs	964.00		
2. Peso recipiente + suelo seco	grs	951.00		
3. Peso de agua	(1) - (2) grs	13.00		
4. Peso de recipiente	grs	380.00		
5. Peso de suelo seco	(2) - (4) grs	571.00		
6. Contenido de humedad	(3)/(5)*100 %	2.28		

Observaciones:

**ENSAYOS ESTÁNDARES DE CLASIFICACIÓN
NORMAS ASTM D2216 - D422 - D4318 - D427**

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
SOLICITANTE: SERVIMASTER 21 SAC.
UBICACIÓN: JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTE RRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.
FECHA: MARZO - 2020

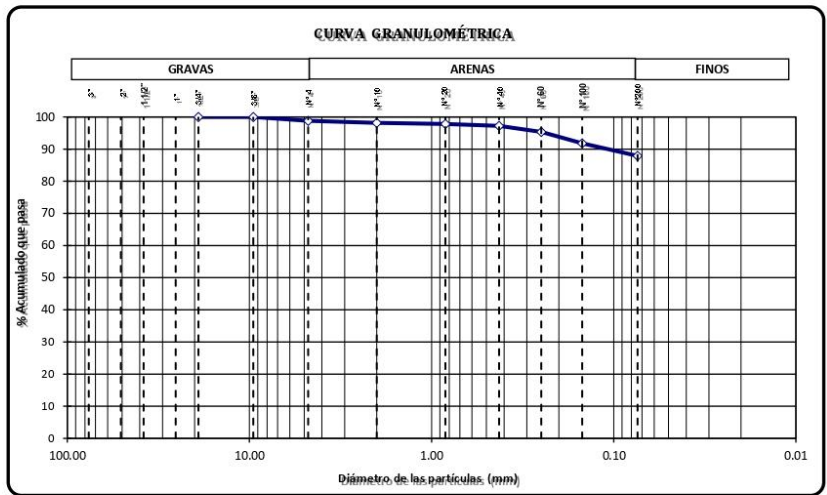
CALECATA: C - 1 MUESTRA: M - 1 PROF. (m): 0.80 - 2.20 TÉCNICO: F.R.S

CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)		
1	N° tara	NO
2	Peso de tara	730.00
3	Peso tara + suelo húmedo	7740.00
4	Peso tara + suelo seco	6523.00
5	Peso del agua	1217.00
6	Peso del suelo seco	5793.00
7	Contenido de Humedad (%)	21.01

DATOS PESOS DE MUESTRA	
Peso de la muestra seca (g)	400.00
Peso de muestra lavada y secada (g)	48.44
Peso de finos lavados (g)	351.56
Finos totales (g)	
Finos tomados (g)	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM - D422)					
TAMICES ASTM	DESCRIPCIÓN ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	PESO PARCIAL RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO RETENIDO (%)	QUE PASA (%)
3"	76.200				
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.050				100.00
3/8"	9.525				100.00
Nro. 4	4.760	4.71	1.18	1.18	98.82
Nro. 10	2.000	2.62	0.66	1.83	98.17
Nro. 20	0.840	1.42	0.36	2.19	97.81
Nro. 40	0.426	2.31	0.58	2.77	97.24
Nro. 60	0.250	7.44	1.86	4.63	95.38
Nro. 100	0.149	14.35	3.59	8.21	91.79
Nro. 200	0.074	15.59	3.90	12.11	87.89

LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM-D4318)	
Límite Líquido (%)	24.51
Límite Plástico (%)	17.78
Índice de Plasticidad (%)	6.74
Límite de Contracción (%)	
RESULTADOS	
COEFICIENTES	
Uniformidad (Cu)	
Curvatura (Cc)	
MATERIAL	
Grava (N° 4 < ϕ < 3") (%)	1.18
Arena (N° 200 < ϕ < N° 4) (%)	10.93
Finos (ϕ < N° 200) (%)	87.89
CLASIFICACIÓN: ASTM - D3282 / D2487	
AASHTO	A-4(8)
SUCS	CL-ML
NOMBRE DE GRUPO (SUCS)	
Arcilla con Limo de Baja Plasticidad	



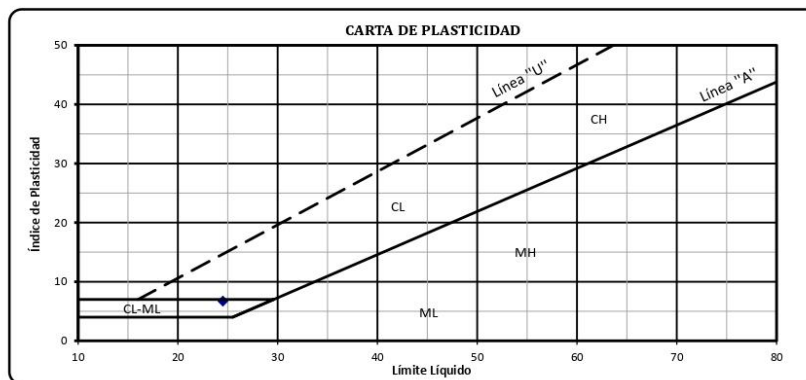
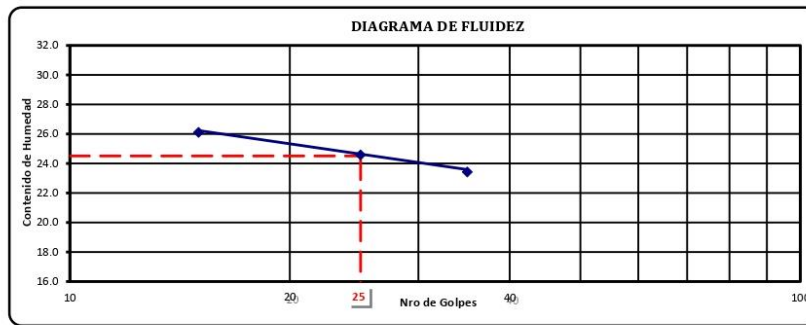
Jr. Javier Cortez N° 116 Dpto. 202 - Lima - Lima 01
E-mail: roma.ingenieria.andina@gmail.com Teléfono: (00-51-1) 3959333

**LÍMITES LÍQUIDO Y PLÁSTICO
ASTM D - 4318**

PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE	OPERADOR:	F.R.S
SOLICITANTE:	SERVIMASTER 21 SAC.	CALICATA:	C - 1
UBICACIÓN:	JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.	MUESTRA:	M - 1
FECHA:	MARZO - 2020	PROF. (m):	0.80 - 2.20

ENSAYO N°	LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D-424)		LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D-423)		
	1	2	1	2	3
CAPSULA N°	9	12	5	4	1
NÚMERO DE GOLPES			15	25	35
1 PESO CÁPSULA + SUELO HÚMEDO	18.30	24.19	30.49	22.61	26.92
2 PESO CÁPSULA + SUELO SECO	17.49	23.26	27.97	20.70	24.83
3 PESO CÁPSULA	12.94	18.02	18.32	12.92	15.91
4 PESO AGUA (1-2)	0.81	0.93	2.52	1.91	2.09
5 PESO SUELO SECO (2-3)	4.55	5.24	9.65	7.78	8.92
6 CONTENIDO DE HUMEDAD (4/5*100)	17.80	17.75	26.11	24.58	23.43
	L.P.	17.78	L.L.		24.51

I.P. = 6.74



DESCRIPCION DEL MATERIAL FINO: CL-ML

Jr. Javier Cortez N° 116 Dpto. 202 - Lima - Lima 01
E-mail: roma.ingenieria.andina@gmail.com Teléfono: (00-51-1) 3959333

**ENSAYOS ESTÁNDARES DE CLASIFICACIÓN
NORMAS ASTM D2216 - D422 - D4318 - D427**

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
SOLICITANTE: SERVIMASTER 21 SAC.
UBICACIÓN: JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTECERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.
FECHA: MARZO - 2020

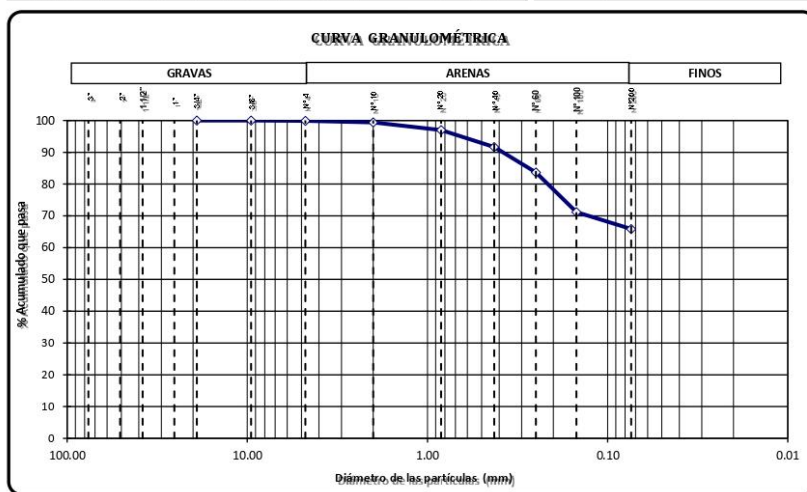
CALECATA: C-2 MUESTRA: M-1 PROF. (m): 2.20 - 4.60 TÉCNICO: F.R.S

CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)		
1	N° tara	N
2	Peso de tara	392.00
3	Peso tara + suelo húmedo	3645.00
4	Peso tara + suelo seco	3186.00
5	Peso del agua	459.00
6	Peso del suelo seco	2794.00
7	Contenido de Humedad (%)	16.43

DATOS PESOS DE MUESTRA	
Peso de la muestra seca (g)	400.00
Peso de muestra lavada y secada (g)	136.53
Peso de finos lavados (g)	263.47
Finos totales (g)	
Finos tomados (g)	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM - D422)					
TAMICES ASTM	DESCRIPCIÓN ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	PESO PARCIAL RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO RETENIDO (%)	QUE PASA (%)
3"	76.200				
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.050				100.00
3/8"	9.525				100.00
Nro. 4	4.760	0.52	0.13	0.13	99.87
Nro. 10	2.000	1.82	0.46	0.59	99.42
Nro. 20	0.840	9.65	2.41	3.00	97.00
Nro. 40	0.426	21.41	5.35	8.35	91.65
Nro. 60	0.250	31.85	7.96	16.31	83.69
Nro. 100	0.149	49.92	12.48	28.79	71.21
Nro. 200	0.074	21.36	5.34	34.13	65.87

LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM-D4318)	
Limite Líquido (%)	32.30
Limite Plástico (%)	13.43
Índice de Plasticidad (%)	18.87
Limite de Contracción (%)	
RESULTADOS	
COEFICIENTES	
Uniformidad (Cu)	
Curvatura (Cc)	
MATERIAL	
Grava ($N^{\circ} 4 < \phi < 3"$) (%)	0.13
Arena ($N^{\circ} 200 < \phi < N^{\circ} 4$) (%)	34.00
Finos ($\phi < N^{\circ} 200$) (%)	65.87
CLASIFICACIÓN: ASTM - D3282 / D2487	
AAASHTO	A-6(11)
SUCS	CL
NOMBRE DE GRUPO (SUCS)	
Arcilla de Baja a Media Plasticidad	

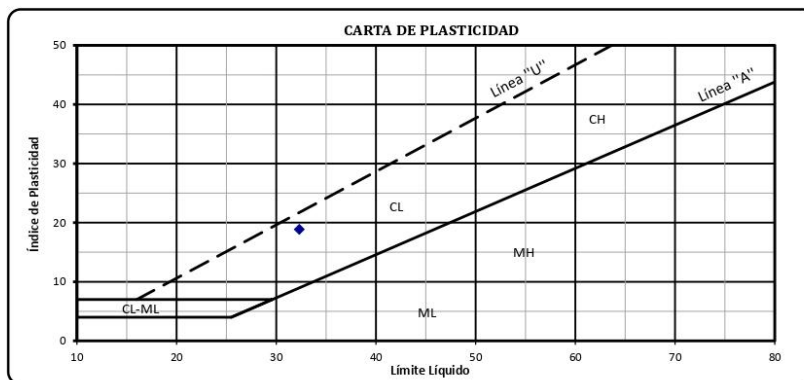
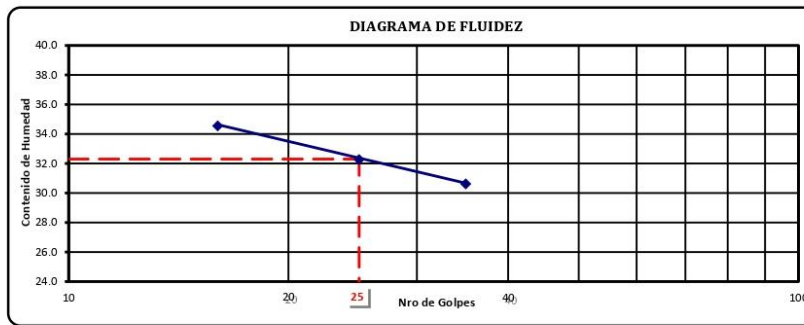


**LÍMITES LÍQUIDO Y PLÁSTICO
ASTM D - 4318**

PROYECTO:	EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE	OPERADOR:	F.R.S
SOLICITANTE:	SERVIMASTER 21 SAC.	CALICATA:	C - 2
UBICACIÓN:	JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.	MUESTRA:	M - 1
FECHA:	MARZO - 2020	PROF. (m):	2.20 - 4.60

ENSAYO N°	LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D-424)		LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D-423)		
	1	2	1	2	3
CAPSULA N°	10	3	6	8	11
NÚMERO DE GOLPES			16	25	35
1 PESO CÁPSULA + SUELO HÚMEDO	18.06	21.46	26.80	29.84	22.50
2 PESO CÁPSULA + SUELO SECO	17.36	20.72	23.21	26.99	19.79
3 PESO CÁPSULA	12.09	15.27	12.82	18.16	10.94
4 PESO AGUA (1-2)	0.70	0.74	3.59	2.85	2.71
5 PESO SUELO SECO (2-3)	5.27	5.45	10.39	8.83	8.85
6 CONTENIDO DE HUMEDAD (4/5*100)	13.28	13.58	34.55	32.28	30.62
	L.P.	13.43	L.L.		32.30

I.P. = 18.87



DESCRIPCION DEL MATERIAL FINO: CL

Jr. Javier Cortez N° 116 Dpto. 202 - Lima - Lima 01
E-mail: roma.ingenieria.andina@gmail.com Teléfono: (00-51-1) 3959333

**ENSAYOS ESTÁNDARES DE CLASIFICACIÓN
NORMAS ASTM D2216 - D422 - D4318 - D427**

PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
SOLICITANTE: SERVIMASTER 21 SAC.
UBICACIÓN: JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTE RRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.
FECHA: MARZO - 2020

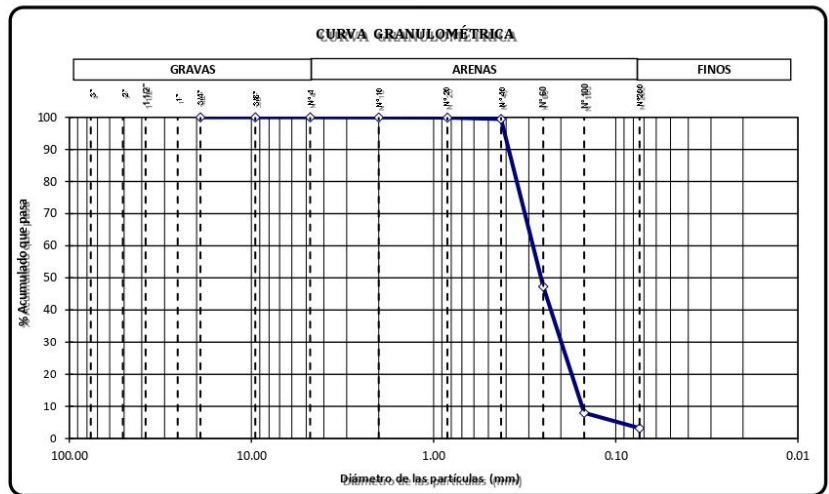
CAUCATA: C - 2 MUESTRA: M - 2 PROF. (m): 4.60 - 6.30 TÉCNICO: F.R.S

CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)		
1	N° tara	113
2	Peso de tara	201.00
3	Peso tara + suelo húmedo	2854.00
4	Peso tara + suelo seco	2806.00
5	Peso del agua	48.00
6	Peso del suelo seco	2605.00
7	Contenido de Humedad (%)	1.84

DATOS PESOS DE MUESTRA	
Peso de la muestra seca (g)	400.00
Peso de muestra lavada y secada (g)	387.06
Peso de finos lavados (g)	12.94
Finos totales (g)	
Finos tomados (g)	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM - D422)					
TAMICES ASTM	DESCRIPCIÓN ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	PARCIAL RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO RETENIDO (%)	QUE PASA (%)
3"	76.200				
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.050				100.00
3/8"	9.525				100.00
Nro. 4	4.760				100.00
Nro. 10	2.000	0.21	0.05	0.05	99.95
Nro. 20	0.840	0.21	0.05	0.11	99.90
Nro. 40	0.426	1.72	0.43	0.54	99.47
Nro. 60	0.250	208.64	52.16	52.70	47.31
Nro. 100	0.149	157.26	39.32	92.01	7.99
Nro. 200	0.074	19.02	4.76	96.77	3.24

LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM-D4318)	
Límite Líquido (%)	
Límite Plástico (%)	
Índice de Plasticidad (%)	
Límite de Contracción (%)	
RESULTADOS	
COEFICIENTES	
Uniformidad (Cu)	
Curvatura (Cc)	
MATERIAL	
Grava (N° 4 < ϕ < 3") (%)	0.00
Arena (N° 200 < ϕ < N° 4) (%)	96.77
Finos (ϕ < N° 200) (%)	3.24
CLASIFICACIÓN: ASTM - D3282 / D2487	
AASHTO	A-2-4(0)
SUCS	SP
NOMBRE DE GRUPO (SUCS)	
Arena Pobremente Gradada	



Jr. Javier Cortez N° 116 Dpto. 202 - Lima - Lima 01
E-mail: roma.ingenieria.andina@gmail.com Teléfono: (00-51-1) 3959333

**PESO ESPECIFICO RELATIVO DE SOLIDOS (Gs)
ASTM D - 854**

PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
SOLICITANTE: SERVIMASTER 21 SAC.
UBICACIÓN : JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTEERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.
FECHA : MARZO - 2020

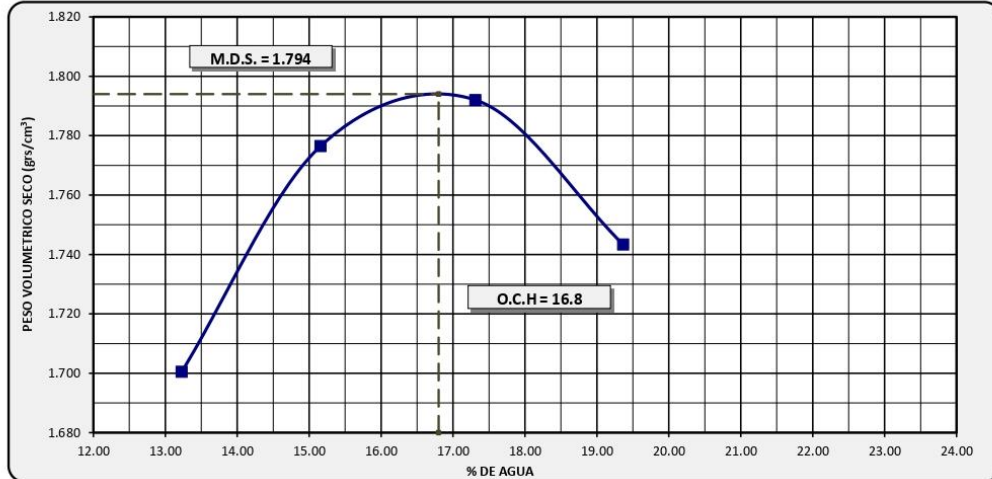
CALICATAS		C - 2		
MUESTRA		M - 2		
PROFUNDIDAD mt.		4.60 - 6.30		
NRO DEL FRASCO		1	2	3
1	Temperatura de Ensayo (°C)	28	28	28
2	Peso del frasco volumétrico	163.00	174.00	164.00
3	Peso del suelo seco (gr)	100.00	100.00	100.00
4	Peso del frasco + peso del agua enrasada (gr)	663.00	673.00	664.00
5	Peso del frasco + peso suelo + peso agua (gr)	725.30	735.44	726.42
6	Volumen del suelo (3+4-5) (cm ³)	37.70	37.56	37.58
7	Gs (3)/(6) gr/cc	2.65	2.66	2.66
8	Gs Promedio gr/cc	2.65		

CALICATA				
MUESTRA				
PROFUNDIDAD mt.				
NRO DEL FRASCO				
1	Temperatura de Ensayo (°C)			
2	Peso del frasco volumétrico			
3	Peso del suelo seco (gr)			
4	Peso del frasco + peso del agua enrasada (gr)			
5	Peso del frasco + peso suelo + peso agua (gr)			
6	Volumen del suelo (3+4-5) (cm ³)			
7	Gs (3)/(6) gr/cc			
8	Gs Promedio gr/cc			

**ENSAYO DE COMPACTACION
PROCTOR MODIFICADO
ASTM D-1557**

PROYECTO :	EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE		
SOLICITADO:	SERVIMASTER 21 SAC.		
UBICACIÓN :	JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTE RRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.		
FECHA :	MARZO - 2020		
CALICATA :	C - 1	MUESTRA :	M-1
		PROF:	0.80 - 2.20 mt.

MOLDE N° :	4"		N° CAPAS	5
METODO DE COMPACTACION	A		N° GOLPES	25
			VOLUMEN	939 cc
Peso suelo + Molde	6081	6194	6247	6227
Peso Molde	4273	4273	4273	4273
Peso suelo húmedo compactado	1808	1921	1974	1954
Peso volumétrico húmedo	1.925	2.046	2.102	2.081
Recipiente N°	58	55	19	61
			65	49
			K	29
Peso suelo húmedo + Tara	154.21	154.21	123.66	134.01
			101.41	98.43
			123.09	136.11
Peso suelo seco + Tara	137.62	137.61	108.78	118.00
			88.22	86.00
			104.90	115.78
Tara	12.32	12.00	11.08	11.89
			11.68	14.52
			10.11	11.74
Peso de agua	16.59	16.60	14.88	16.01
			13.19	12.43
			18.19	20.33
Peso de suelo seco	125.30	125.61	97.70	106.11
			76.54	71.48
			94.79	104.04
Contenido de agua	13.24	13.22	15.23	15.09
			17.23	17.39
			19.19	19.54
Humedad promedio	13.23		15.16	
			17.31	
			19.37	
Peso volumétrico seco	1.701	1.776	1.792	1.743



OBSERVACIONES :

Jr. Javier Cortez N° 116 Dpto. 202 - Lima - Lima 01
E-mail: roma.ingenieria.andina@gmail.com Teléfono: (00-51-1) 3959333

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM D - 3080

Proyecto : EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE

Solicitante : SERVIMASTER 21 SAC.

Ubicación : JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.

Fecha : MARZO - 2020

Calicata : C - 2

Velocidad : 0.25 mm/min

Muestra : M - 1

SUCS : CL

Profund (m) : 2.20 - 4.60

Arcilla de Baja a Media Plasticidad

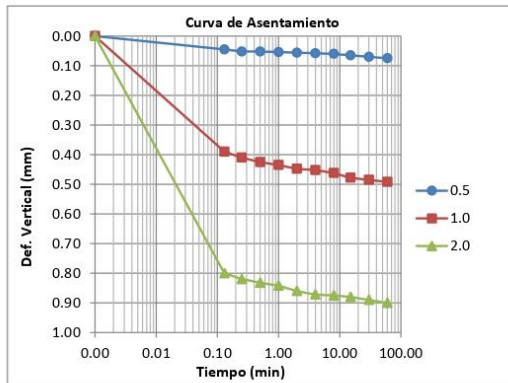
Datos del Especímen	Diámetro :	6 cm.
	Altura :	2 cm.
	Area Cont. :	28.27

Material menor del Tamiz Nº 4

ω_h =	2.09	gr/cm3
ω =	19.83	%
ω_d =	1.74	gr/cm3
Peso =	98.63	gr
Estado/Muestra:	INALTERADA	

Esf. Normal	0.5 Kg/cm2	1.0 Kg/cm2	2.0 Kg/cm2
Tiempo (min)	Deformación Vertical (mm)	Deformación Vertical (mm)	Deformación Vertical (mm)
0.00	0.00	0.00	0.00
0.13	0.05	0.39	0.80
0.25	0.05	0.41	0.82
0.5	0.05	0.43	0.83
1	0.05	0.44	0.84
2	0.06	0.45	0.86
4	0.06	0.45	0.87
8	0.06	0.46	0.88
15	0.07	0.48	0.88
30	0.07	0.49	0.89
60	0.08	0.49	0.90

Esf. Cortante	0.5 Kg/cm2	1.0 Kg/cm2	2.0 Kg/cm2
Deformación Horizontal %	Esfuerzo de Corte kg/cm2	Esfuerzo de Corte kg/cm2	Esfuerzo de Corte kg/cm2
0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.05	0.08	0.12
0.10	0.06	0.13	0.16
0.20	0.08	0.16	0.20
0.35	0.13	0.19	0.23
0.50	0.16	0.22	0.27
0.75	0.20	0.26	0.33
1.00	0.23	0.30	0.38
1.25	0.26	0.36	0.47
1.50	0.30	0.41	0.51
1.75	0.34	0.48	0.57
2.00	0.39	0.51	0.59
2.50	0.43	0.58	0.71
3.00	0.46	0.62	0.84
3.50	0.47	0.64	0.94
4.00	0.48	0.66	1.04
4.50	0.49	0.67	1.12
5.00	0.49	0.69	1.16
6.00	0.50	0.70	1.18
7.00	0.51	0.71	1.18
8.00	0.49	0.72	1.19
9.00	0.48	0.68	1.18
10.00	0.47	0.63	1.15
11.00	0.45	0.60	1.14
12.00	0.42	0.56	1.12
13.00	0.39	0.52	1.10
14.00	0.35	0.49	1.08
15.00	0.32	0.45	1.06



Observación:

La muestra ha sido identificado y entregado por el solicitante.

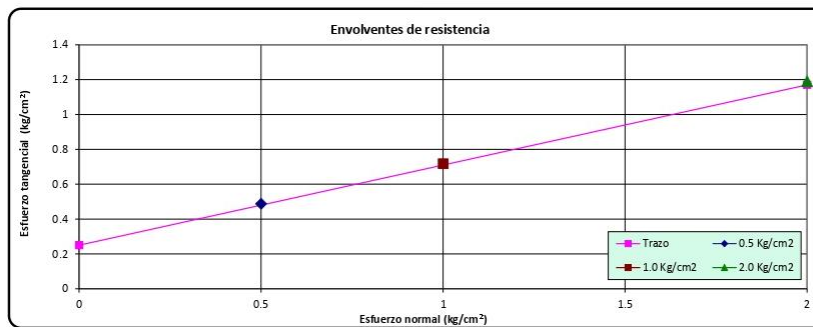
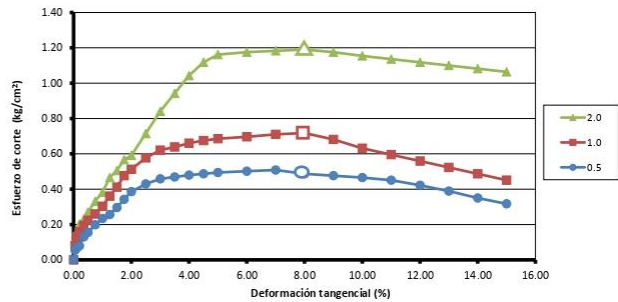
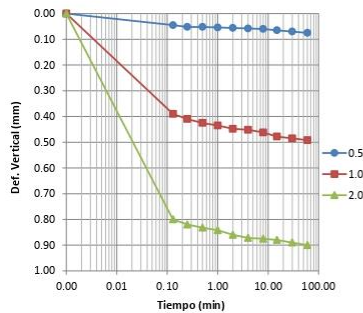
Material que pasa el tamiz Nº 4, humedad = saturado, densidad húmeda = 1.74g/cm³.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM D - 3080

Proyecto : EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
Solicitante : SERVIMASTER 21 SAC.
Ubicación : JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.
Fecha : MARZO - 2020

Calicata : C - 2 Velocidad : 0.25 mm/min
Muestra : M - 1 SUCS : CL
Profund (m) : 2.20 - 4.60 **Árilla de Baja a Media Plasticidad**

Aplicación del esfuerzo cortante



$\Phi =$
24.70

$C =$
0.25
Kg/cm²

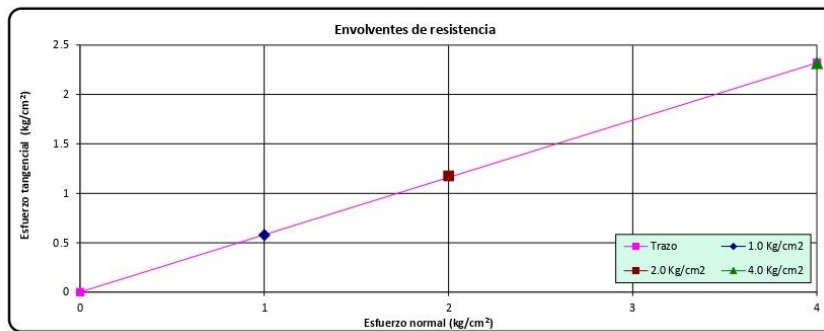
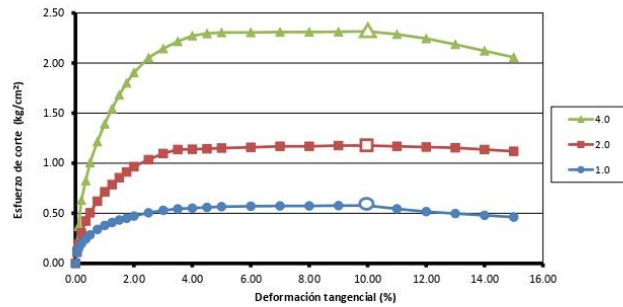
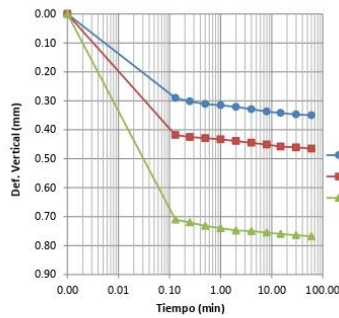
Observación:
La muestra ha sido identificado y entregado por el solicitante.
Material que pasa el tamiz N° 4, humedad = saturado, densidad húmeda = 1.74g/cm³.

ENSAYO DE CORTE DIRECTO
NORMA ASTM D - 3080

Proyecto : EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
Solicitante : SERVIMASTER 21 SAC.
Ubicación : JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTEERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.
Fecha : MARZO - 2020

Calicata : C - 2 Velocidad : 0.25 mm/min
Muestra : M - 2 SUCS : SP
Profund (m) : 4.60 - 6.30 Arena Pobrementada Gradada

Aplicación del esfuerzo cortante



$\Phi =$
30.11

$C =$
0.00
Kg/cm²

Observación:
La muestra ha sido identificado y entregado por el solicitante.
Material que pasa el tamiz N° 4, humedad = saturado, densidad seca = 1.60g/cm³

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ASTM D2435

OBRA: EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
 SOLICITADO: SERVIMASTER 21
 UBICACIÓN: Mz T - Lt 09 - Urb San Ignacio de Monterrico-Loyola - Santiago de Surco - Lima
 CALICATA: C - 2 PROFUNDIDAD: 2.20 - 4.60
 MUESTRA: M - 1 FECHA: JUNIO - 2020
 SUCS: CL

Wm= 98.63 Yd (gr/cc) 1.71
 H= 2 Gs 2.70
 D= 6
 Area= 28.27
 Volumen= 56.55
 eo= 0.960
 Ht=(mm.) 20
 Hs=(mm.) 12.92

Etapa: CARGA

Carga Aplicada (kg/cm2)	Lectura Final (mm)	Asentamiento (mm)	Altura Final (mm)	Relacion de vacios (e)	Deformacion Vertical (%)
0.20	0.02	0.001	19.984	0.941	0.001
0.40	0.09	0.069	19.915	0.936	0.007
0.80	0.20	0.115	19.800	0.927	0.015
1.60	0.69	0.49	19.310	0.889	0.053
3.20	1.507	0.817	18.493	0.826	0.117
6.40	2.273	0.766	17.727	0.766	0.176
12.80	2.988	0.715	17.012	0.711	0.231

Etapa: DESCARGA

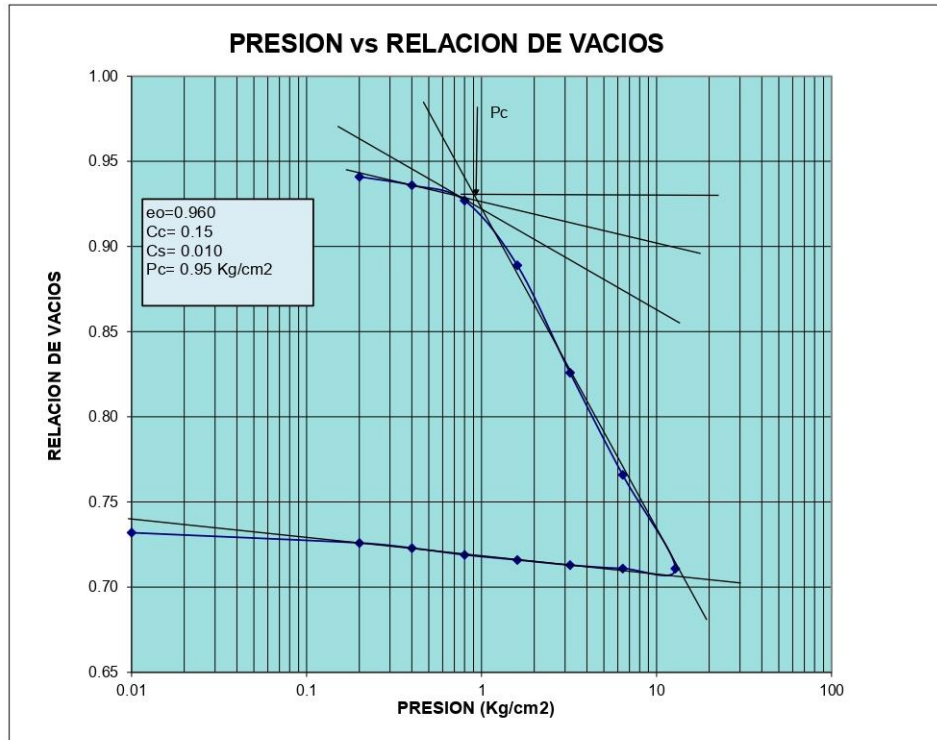
Carga Aplicada (kg/cm2)	Lectura Final (mm)	Asentamiento (mm)	Altura Final (mm)	Relacion de vacios (e)	Deformacion Vertical (%)
6.40	2.99	0.715	17.012	0.711	0.231
3.20	2.97	-0.02	17.032	0.713	0.229
1.60	2.93	-0.037	17.069	0.716	0.227
0.80	2.89	-0.043	17.112	0.719	0.223
0.40	2.835	-0.053	17.165	0.723	0.219
0.20	2.791	-0.044	17.209	0.726	0.216
0.05	2.758	-0.033	17.242	0.729	0.213
0.01	2.723	-0.035	17.277	0.732	0.211

ENSAYO DE CONSOLIDACION

ASTM D2435

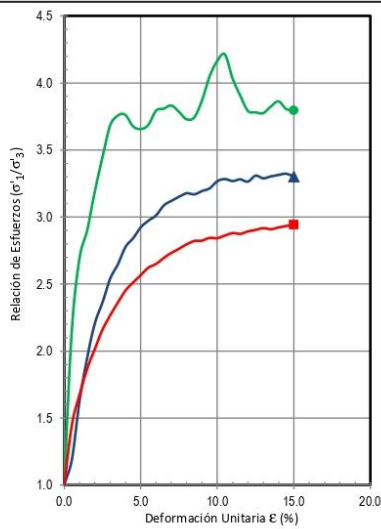
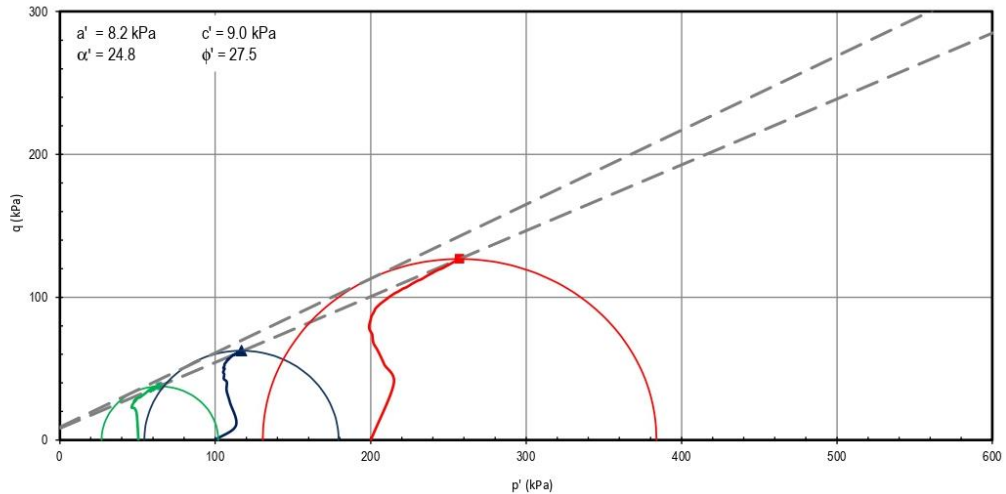
OBRA: EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
SOLICITADO: SERVIMASTER 21
UBICACIÓN: Mz T - Lt 09 - Urb San Ignacio de Monterrico-Loyola - Santiago de Surco - Lima
CALICATA: C - 2 **PROFUNDIDAD:** 2.20 - 4.60
MUESTRA: M - 1 **FECHA:** JUNIO - 2020
SUCS: CL

PRESION vs RELACION DE VACIOS



Informe: 20D04767-510-001
 Solicitante: Servimaster 21 SAC
 Proyecto: Edificio Multifamiliar Exclusive
 Ubicación: Urb. San Ignacio de Monterrico-Loyola Mz T Lt-09, Santiago de Surco-Lima

Fecha: 2020-03-13
 Zona: C-2
 Muestra: M-1
 Prof. (m): 3.50



Símbolo		●	▲	■	
Ensayo N°		01	02	03	
Muestra		Remoldeado			
Inicio	Diámetro	mm	35.1	35.1	35.1
	Altura	mm	75.0	75.0	75.0
	Contenido de humedad	%	20.0	20.0	20.0
	Densidad Seca	N/m ³	17,262	17,262	17,262
	Saturación	%	81.5	81.5	81.5
Relación de vacíos			1.159	1.159	1.159
Antes del Corte	Contenido de humedad	%	27.8	24.5	28.2
	Densidad Seca	N/m ³	17,286	17,815	17,218
	Saturación	%	100.0	100.0	100.0
	Relación de vacíos		1.160	1.070	1.170
Esfuerzo Efectivo Vertical Consolid.		kPa	48.8	99.6	199.4
Esfuerzo Cortante		kPa	37.5	62.5	126.7
Deformación en la Falla		%	15.0	15.0	15.0
Velocidad de Deformación		mm/min	0.075		
Gravedad Específica Estimada			2.70		
Límite Líquido		%	-		
Límite Plástico		%	-		
Valor B			0.95	0.95	0.95

Observaciones:
 Los parámetros de resistencia del suelo del presente informe, podrán ser reinterpretados en caso de ser considerado pertinente por un profesional especialista en geotecnia.

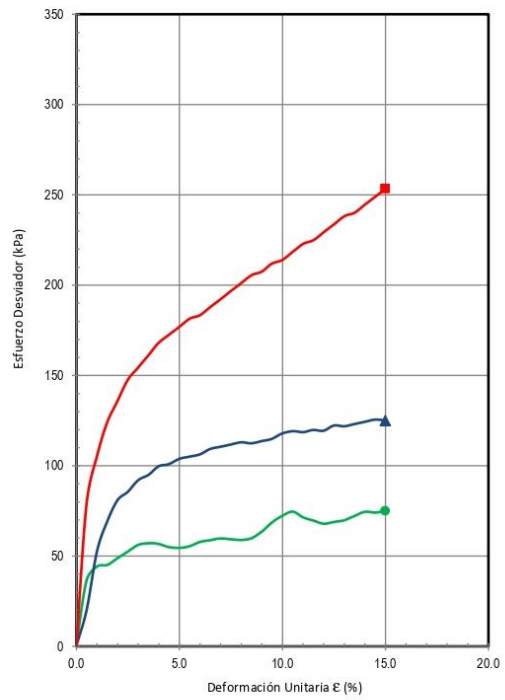
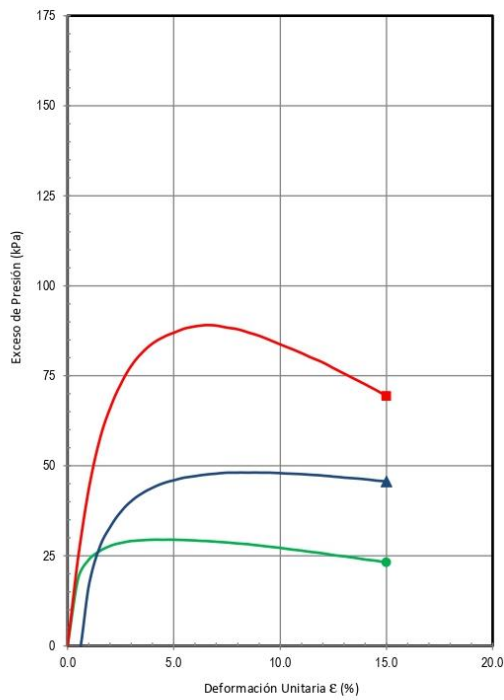
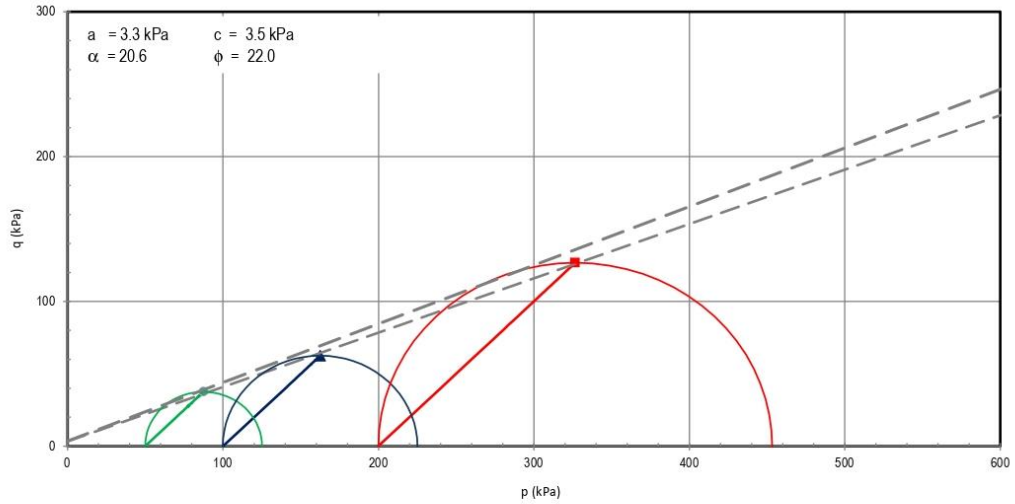


Fotos

Densidad Seca = 1.70 gr/cm3 y Contenido de Humedad = 20.0 %, datos proporcionados por el cliente.

Informe: 20004767-510-001
Solicitante: Servimaster 21 SAC
Proyecto: Edificio Multifamiliar Exclusive
Ubicación: Urb. San Ignacio de Monterrico-Loyola Mz T Lt-09, Santiago de Surco-Lima

Fecha: 2020-03-13
Zona: C-2
Muestra: M-1
Prof. (m): 3.50



Informe	20D04767-510-001	Fecha	2020-03-13
Solicitante	Servimaster 21 SAC	Zona	C-2
Proyecto	Edificio Multifamiliar Exclusive	Muestra	M-1
Ubicació	Urb. San Ignacio de Monterrico-Loyola Mz T Lt-09, Santiago de Surco-Lima	Prof. (m)	3.50

ESPECIMEN N° 01 - 50 kPa										
Vertical Strain	Deviator Stress	Pore Pressure	Total Vertical Stress	Total Horizontal Stress	Efective Vertical Stress	Efective Horizontal Stress	Excess Pore Pressure	Effective p	q	
%	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	Kpa
0.0	1.1	795.55	846.7	845.6	51.1	50.0	0.0	50.6	0.6	
0.5	36.4	814.33	882.0	845.6	67.7	31.2	18.8	49.5	18.2	
1.0	44.2	819.42	889.7	845.6	70.3	26.1	23.9	48.2	22.1	
1.5	45.1	821.83	890.7	845.6	68.9	23.7	26.3	46.3	22.6	
2.0	48.8	823.29	894.4	845.6	71.1	22.3	27.7	46.7	24.4	
2.5	52.5	824.12	898.0	845.6	73.9	21.4	28.6	47.7	26.2	
3.0	56.1	824.63	901.7	845.6	77.1	20.9	29.1	49.0	28.1	
3.5	57.1	824.85	902.7	845.6	77.8	20.7	29.3	49.3	28.6	
4.0	56.7	825.02	902.3	845.6	77.2	20.5	29.5	48.9	28.4	
4.5	55.0	825.02	900.5	845.6	75.5	20.5	29.5	48.0	27.5	
5.0	54.6	825.02	900.1	845.6	75.1	20.5	29.5	47.8	27.3	
5.5	55.5	824.91	901.1	845.6	76.2	20.7	29.4	48.4	27.8	
6.0	57.8	824.80	903.3	845.5	78.5	20.7	29.2	49.6	28.9	
6.5	58.8	824.63	904.3	845.6	79.7	20.9	29.1	50.3	29.4	
7.0	59.7	824.45	905.3	845.6	80.8	21.1	28.9	51.0	29.9	
7.5	59.3	824.23	904.9	845.6	80.7	21.3	28.7	51.0	29.7	
8.0	58.9	823.95	904.5	845.6	80.5	21.6	28.4	51.1	29.5	
8.5	59.9	823.73	905.5	845.6	81.7	21.8	28.2	51.8	29.9	
9.0	63.6	823.40	909.1	845.6	85.7	22.2	27.9	53.9	31.8	
9.5	68.6	823.06	914.2	845.6	91.1	22.5	27.5	56.8	34.3	
10.0	72.3	822.73	917.8	845.6	95.1	22.8	27.2	59.0	36.1	
10.5	74.6	822.34	920.1	845.6	97.8	23.2	26.8	60.5	37.3	
11.0	71.5	821.99	917.0	845.6	95.0	23.6	26.4	59.3	35.7	
11.5	69.7	821.60	915.3	845.6	93.7	24.0	26.1	58.9	34.9	
12.0	68.0	821.21	913.5	845.6	92.3	24.3	25.7	58.3	34.0	
12.5	68.9	820.77	914.5	845.6	93.7	24.8	25.2	59.2	34.5	
13.0	69.9	820.38	915.4	845.6	95.1	25.2	24.8	60.1	34.9	
13.5	72.2	819.99	917.7	845.6	97.8	25.6	24.4	61.7	36.1	
14.0	74.5	819.54	920.1	845.6	100.5	26.0	24.0	63.3	37.2	
14.5	74.1	819.14	919.7	845.6	100.5	26.4	23.6	63.5	37.0	
15.0	75.1	818.70	920.6	845.6	101.9	26.9	23.2	64.4	37.5	

Informe	20D04767-510-001	Fecha	2020-03-13
Solicitante	Servimaster 21 SAC	Zona	C-2
Proyecto	Edificio Multifamiliar Exclusive	Muestra	M-1
Ubicació	Urb. San Ignacio de Monterrico-Loyola Mz T Lt-09, Santiago de Surco-Lima	Prof. (m)	3.50

ESPECIMEN N° 02 - 100 kPa									
Vertical Strain	Deviator Stress	Pore Pressure	Total Vertical Stress	Total Horizontal Stress	Efective Vertical Stress	Efective Horizontal Stress	Excess Pore Pressure	Efective p	q
%	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
0.0	0.3	773.2	873.5	873.1	100.3	99.9	0.0	100.1	0.2
0.5	20.0	769.9	893.1	873.2	123.2	103.3	-3.3	113.3	10.0
1.0	52.4	789.9	925.6	873.2	135.8	83.4	16.7	109.6	26.2
1.5	69.2	800.5	942.4	873.2	141.9	72.7	27.3	107.3	34.6
2.0	80.9	806.2	954.1	873.2	147.9	67.1	33.0	107.5	40.4
2.5	85.6	810.4	958.8	873.2	148.4	62.8	37.2	105.6	42.8
3.0	92.0	813.4	965.2	873.2	151.8	59.8	40.2	105.8	46.0
3.5	95.0	815.5	968.2	873.2	152.7	57.7	42.3	105.2	47.5
4.0	99.7	817.1	972.9	873.2	155.8	56.1	43.9	106.0	49.8
4.5	100.9	818.3	974.1	873.2	155.7	54.8	45.2	105.3	50.5
5.0	103.9	819.2	977.1	873.2	157.9	54.0	46.0	105.9	51.9
5.5	105.1	819.9	978.3	873.2	158.4	53.3	46.7	105.8	52.6
6.0	106.3	820.3	979.5	873.2	159.2	52.9	47.1	106.0	53.2
6.5	109.3	820.8	982.5	873.2	161.7	52.4	47.6	107.1	54.7
7.0	110.5	821.0	983.7	873.2	162.7	52.1	47.8	107.4	55.3
7.5	111.8	821.2	985.0	873.2	163.7	52.0	48.1	107.9	55.9
8.0	113.0	821.3	986.2	873.2	164.9	51.9	48.1	108.4	56.5
8.5	112.5	821.3	985.7	873.2	164.4	51.9	48.1	108.1	56.2
9.0	113.7	821.3	986.9	873.2	165.6	51.9	48.1	108.7	56.9
9.5	115.0	821.2	988.1	873.2	166.9	51.9	48.1	109.4	57.5
10.0	117.9	821.1	991.1	873.2	170.0	52.0	48.0	111.0	59.0
10.5	119.2	821.0	992.3	873.2	171.4	52.2	47.8	111.8	59.6
11.0	118.6	820.9	991.8	873.2	171.0	52.3	47.7	111.6	59.3
11.5	119.9	820.7	993.1	873.2	172.4	52.6	47.5	112.5	59.9
12.0	119.4	820.5	992.6	873.2	172.1	52.7	47.3	112.4	59.7
12.5	122.3	820.2	995.6	873.2	175.3	53.0	47.0	114.2	61.2
13.0	121.8	819.9	995.0	873.2	175.1	53.2	46.7	114.2	60.9
13.5	123.1	819.7	996.2	873.2	176.5	53.5	46.5	115.0	61.5
14.0	124.3	819.4	997.5	873.2	178.0	53.7	46.3	115.9	62.1
14.5	125.5	819.1	998.7	873.2	179.6	54.1	45.9	116.8	62.8
15.0	125.0	818.8	998.2	873.2	179.4	54.3	45.6	116.9	62.5

Informe	20004767-510-001	Fecha	2020-03-13
Solicitante	Servimaster 21 SAC	Zona	C-2
Proyecto	Edificio Multifamiliar Exclusive	Muestra	M-1
Ubicació	Urb. San Ignacio de Monterrico-Loyola Mz T Lt-09, Santiago de Surco-Lima	Prof. (m)	3.50

ESPECIMEN N° 03 - 200 kPa									
Vertical Strain	Deviator Stress	Pore Pressure	Total Vertical Stress	Total Horizontal Stress	Efective Vertical Stress	Efective Horizontal Stress	Excess Pore Pressure	Effective p	q
%	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	Kpa
0.0	0.5	800.1	1000.5	1000.0	200.4	199.9	0.0	200.2	0.3
0.5	79.0	824.6	1079.0	1000.0	254.4	175.4	24.6	214.9	39.5
1.0	105.2	843.6	1105.2	1000.0	261.6	156.4	43.6	209.0	52.6
1.5	124.2	857.2	1124.2	1000.0	267.0	142.8	57.1	204.9	62.1
2.0	135.9	866.1	1135.9	1000.0	269.7	133.9	66.1	201.8	67.9
2.5	147.6	872.8	1147.6	1000.0	274.8	127.2	72.7	201.0	73.8
3.0	154.4	877.9	1154.4	1000.0	276.5	122.1	77.8	199.3	77.2
3.5	161.3	881.5	1161.3	1000.0	279.8	118.5	81.4	199.1	80.6
4.0	168.1	884.1	1168.1	1000.0	284.0	115.9	84.0	200.0	84.1
4.5	172.5	885.8	1172.5	1000.0	286.7	114.2	85.7	200.5	86.3
5.0	177.0	887.0	1177.0	1000.0	289.9	113.0	87.0	201.4	88.5
5.5	181.4	888.2	1181.4	1000.0	293.2	111.8	88.1	202.5	90.7
6.0	183.4	888.8	1183.4	1000.0	294.6	111.2	88.7	202.9	91.7
6.5	187.8	889.1	1187.8	1000.0	298.7	110.9	89.0	204.8	93.9
7.0	192.2	889.0	1192.2	1000.0	303.2	111.0	88.9	207.1	96.1
7.5	196.7	888.4	1196.7	1000.0	308.2	111.6	88.4	209.9	98.3
8.0	201.1	888.0	1201.1	1000.0	313.1	112.0	87.9	212.6	100.5
8.5	205.5	887.1	1205.5	1000.0	318.4	112.9	87.0	215.7	102.8
9.0	207.5	886.2	1207.5	1000.0	321.3	113.8	86.1	217.6	103.8
9.5	212.0	885.0	1212.0	1000.0	326.9	115.0	84.9	221.0	106.0
10.0	214.0	883.8	1214.0	1000.0	330.2	116.2	83.7	223.2	107.0
10.5	218.4	882.6	1218.3	999.9	335.7	117.3	82.5	226.5	109.2
11.0	222.8	881.4	1222.8	1000.0	341.4	118.6	81.3	230.0	111.4
11.5	224.8	880.0	1224.8	1000.0	344.8	120.0	79.9	232.4	112.4
12.0	229.3	878.8	1229.2	1000.0	350.5	121.2	78.7	235.8	114.6
12.5	233.7	877.2	1233.7	1000.0	356.5	122.8	77.2	239.6	116.8
13.0	238.1	875.7	1238.1	1000.0	362.4	124.3	75.6	243.3	119.1
13.5	240.1	874.2	1240.1	1000.0	365.9	125.8	74.1	245.9	120.1
14.0	244.5	872.7	1244.5	1000.0	371.9	127.3	72.6	249.6	122.3
14.5	249.0	871.1	1249.0	1000.0	377.9	128.9	71.0	253.4	124.5
15.0	253.4	869.4	1253.4	1000.0	384.0	130.6	69.4	257.3	126.7

ANALISIS QUIMICO DE SUELOS

N.T.P 339.152 , 339.177 , 339.178

PROYECTO : EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
SOLICITADO : SERVIMASTER 21 SAC
UBICACION : Mz T - Lt 09 - Urb San Ignacio de Monterrico-Loyola - Santiago de Surco - Lima
FECHA : Junio - 2020

Nº Muestra	S.S.T. (ppm)	Cl ⁻ (ppm)	SO ₄ ⁻ (ppm)	pH	M.O (%)
C - 2 M - 1 Prof.: 2.20 - 4.60 mt.	992.30	60.54	144.60		

TABLAS NORMATIVAS

CUADRO COMPARATIVO DE CONTENIDO DE SULFATOS Y SU GRADO DE AGRESIVIDAD AL CONCRETO
SEGÚN DIFERENTES NORMAS Y REGLAMENTOS
(Valores expresados en ppm)

ACI - 201.2R.77			BRS DIGEST (SEGUNDA SERIE) 90 (inglesa)		DIN 4030 (Alemana)	R.N.C. (Peruana)
Grado de Ataque	Sulfatos en el suelo	Sulfatos en el Agua	Sulfatos en el Suelo	Sulfatos en el Agua	Sulfatos	Sulfatos
Leve	0-1.000	0-150	<2.400	<360	0 - 600	50
Moderado	1.000-2.000	150-1.500	2.400-6.000	360-1440	600 - 3.000	--
Severo	2.000-20.000	1.500-10.000	6.000-24.000	1.440-6.000	>3.000	--
Muy Severo	>20.000	>10.000	>24.000	>6.000	--	--

Los valores máximos tolerables recomendados en nuestro medio, en comparación con los del agua potable, expresados en partes por millón (ppm)

Sustancia	Referencias	MTC	RIVVA 5	Agua Potable
Cloruros		300	300	250
Sulfatos		300	50	50
Sales Solubles Totales		1 500	300	300
Sales en Magnesio		--	125	125
Sólidos en Suspensión		1 000	10	10
pH		< de 7	> de 8	10,5
Mat. Orgánica expres. en Oxígeno		16	0.001	0.001

* Para concretos que han de estar expuestos a ataques por sulfatos

**ENSAYOS ESTÁNDARES DE CLASIFICACIÓN
NORMAS ASTM D2216 - D422 - D4318 - D427**

PROYECTO: PROYECTO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
SOLICITANTE: SERVIMASTER 21 SAC.
UBICACIÓN: JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTEERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.
FECHA: OCTUBRE - 2020

CALICATA: SPT - 1 MUESTRA: M - 1 PROF. (m): 1.00 - 1.45 TÉCNICO: F.R.S

CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)		
1	N° tara	80
2	Peso de tara	154
3	Peso tara + suelo húmedo	1045
4	Peso tara + suelo seco	986
5	Peso del agua	59
6	Peso del suelo seco	832
7	Contenido de Humedad (%)	7.09

DATOS PESOS DE MUESTRA	
Peso de la muestra seca (g)	300.00
Peso de muestra lavada y secada (g)	96.75
Peso de finos lavados (g)	203.25

Finos totales (g)	
Finos tomados (g)	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM - D422)					
TAMICES ASTM	DESCRIPCIÓN ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	PESO PARCIAL RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO	
				RETENIDO (%)	QUE PASA (%)
3"	76.200				
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.050				
3/8"	9.525				100.00
Nro. 4	4.760	4.98	1.66	1.66	98.34
Nro. 10	2.000	5.90	1.97	3.63	96.37
Nro. 20	0.840	3.69	1.23	4.86	95.14
Nro. 40	0.426	3.99	1.33	6.19	93.81
Nro. 60	0.250	10.60	3.53	9.72	90.28
Nro. 100	0.149	27.74	9.25	18.97	81.03
Nro. 200	0.074	39.85	13.28	32.25	67.75

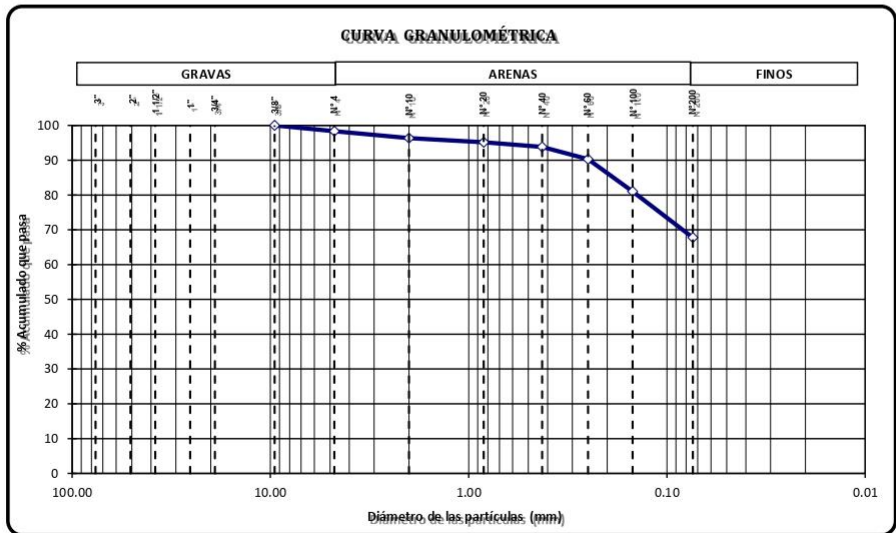
LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM-D4318)	
Límite Líquido (%)	25.81
Límite Plástico (%)	17.67
Índice de Plasticidad (%)	8.14
Límite de Contracción (%)	

RESULTADOS	
COEFICIENTES	
Uniformidad (Cu)	
Curvatura (Cc)	

MATERIAL	
Grava (N° 4 < ϕ < 3") (%)	1.66
Arena (N° 200 < ϕ < N° 4) (%)	30.59
Finos (ϕ < N° 200) (%)	67.75

CLASIFICACIÓN: ASTM - D3282 / D2487	
AASHTO	A-4(3)
SUCS	CL

NOMBRE DE GRUPO (SUCS)	
Arcilla de Baja Plasticidad	

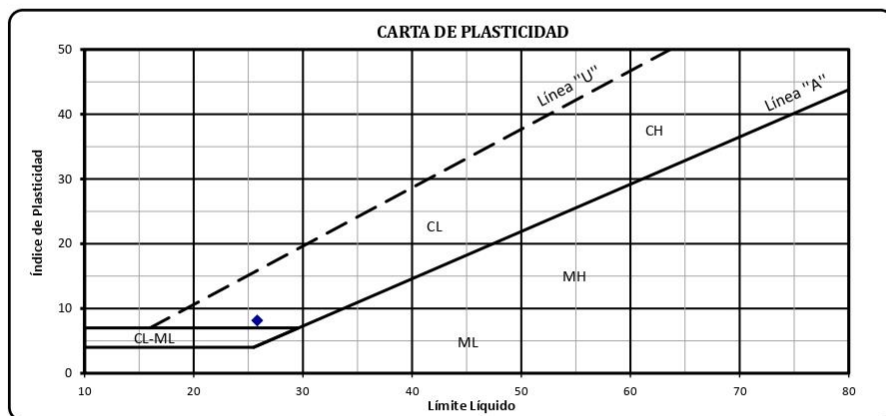
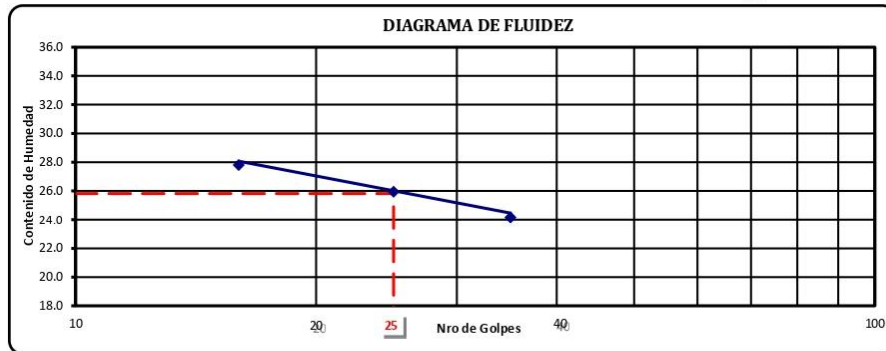


**LÍMITES LÍQUIDO Y PLÁSTICO
ASTM D - 4318**

PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE	OPERADOR:	F.R.S
SOLICITANTE:	SERVIMASTER 21 SAC.	CALICATA:	SPT - 1
UBICACIÓN:	JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.	MUESTRA:	M - 1
FECHA:	OCTUBRE 2020	PROF. (m):	1.00 - 1.45

ENSAYO N°	LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D-424)		LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D-423)		
	1	2	1	2	3
CÁPSULA N°	5B	12C	B	N	K
NÚMERO DE GOLPES			16	25	35
1 PESO CÁPSULA + SUELO HÚMEDO	26.96	27.04	35.10	33.00	35.03
2 PESO CÁPSULA + SUELO SECO	25.66	25.69	31.92	29.55	32.24
3 PESO CÁPSULA	18.33	18.02	20.48	16.25	20.69
4 PESO AGUA (1-2)	1.30	1.35	3.18	3.45	2.79
5 PESO SUELO SECO (2-3)	7.33	7.67	11.44	13.30	11.55
6 CONTENIDO DE HUMEDAD (4/5*100)	17.74	17.60	27.80	25.94	24.16
	L.P.	17.67		L.L.	25.81

I.P. = 8.14



DESCRIPCION DEL MATERIAL FINO:

CL

**ENSAYOS ESTÁNDARES DE CLASIFICACIÓN
NORMAS ASTM D2216 - D422 - D4318 - D427**

PROYECTO: PROYECTO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
SOLICITANTE: SERVIMASTER 21 SAC.
UBICACIÓN: JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTEERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.
FECHA: OCTUBRE - 2020

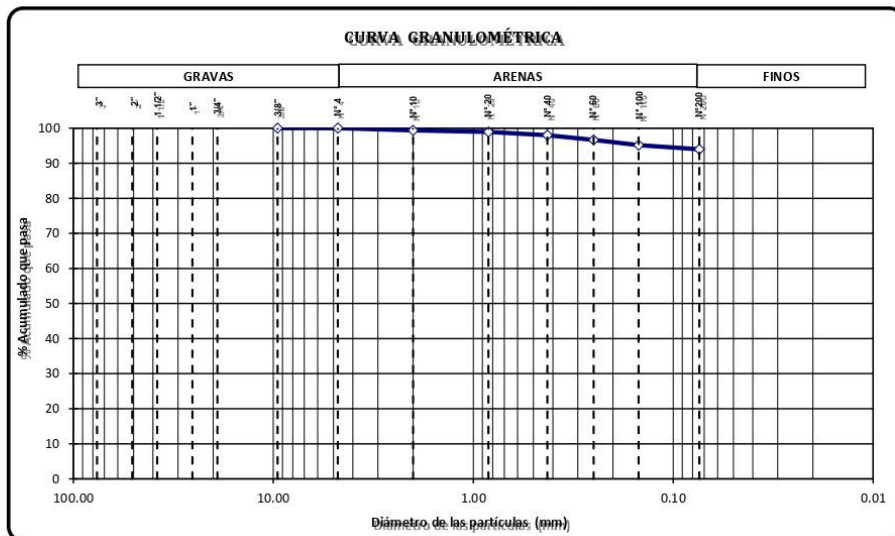
CALICATA: SPT - 1 MUESTRA: M - 2 PROF. (m): 2.00 - 2.45 TÉCNICO: F.R.S

CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)		
1	Nº tara	90
2	Peso de tara	157.00
3	Peso tara + suelo húmedo	979.00
4	Peso tara + suelo seco	855.00
5	Peso del agua	124.00
6	Peso del suelo seco	698.00
7	Contenido de Humedad (%)	17.77

DATOS PESOS DE MUESTRA	
Peso de la muestra seca (g)	300.00
Peso de muestra lavada y secada (g)	18.08
Peso de finos lavados (g)	281.92
Finos totales (g)	
Finos tomados (g)	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM - D422)					
TAMICES ASTM	DESCRIPCIÓN ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	PESO PARCIAL RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO RETENIDO (%)	QUE PASA (%)
3"	76.200				
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.050				
3/8"	9.525				100.00
Nro. 4	4.760	0.00	0.00	0.00	100.00
Nro. 10	2.000	1.88	0.63	0.63	99.37
Nro. 20	0.840	1.30	0.43	1.06	98.94
Nro. 40	0.426	2.85	0.95	2.01	97.99
Nro. 60	0.250	4.05	1.35	3.36	96.64
Nro. 100	0.149	4.50	1.50	4.86	95.14
Nro. 200	0.074	3.50	1.17	6.03	93.97

LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM-D4318)	
Límite Líquido (%)	33.57
Límite Plástico (%)	18.18
Índice de Plasticidad (%)	15.39
Límite de Contracción (%)	
RESULTADOS	
COEFICIENTES	
Uniformidad (Cu)	
Curvatura (Cc)	
MATERIAL	
Grava (Nº 4 < ϕ < 3") (%)	0.00
Arena (Nº 200 < ϕ < Nº 4) (%)	6.03
Finos (ϕ < Nº 200) (%)	93.97
CLASIFICACIÓN: ASTM - D3282 / D2487	
AASHTO	A-6(14)
SUCS	CL
NOMBRE DE GRUPO (SUCS)	
Arcilla de Media Plasticidad	

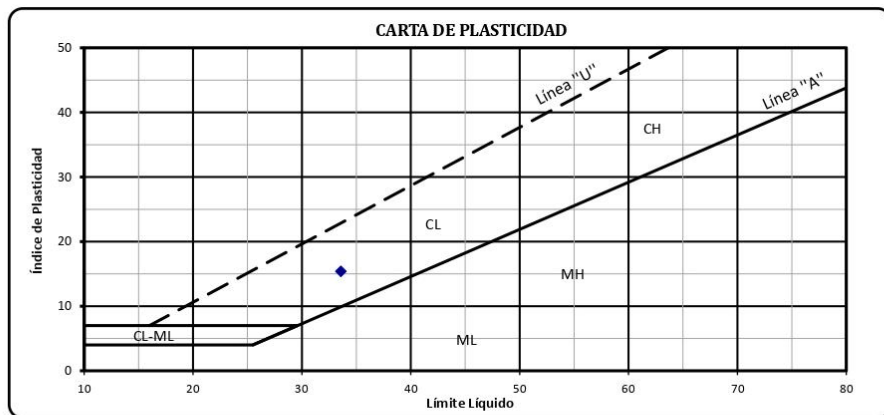
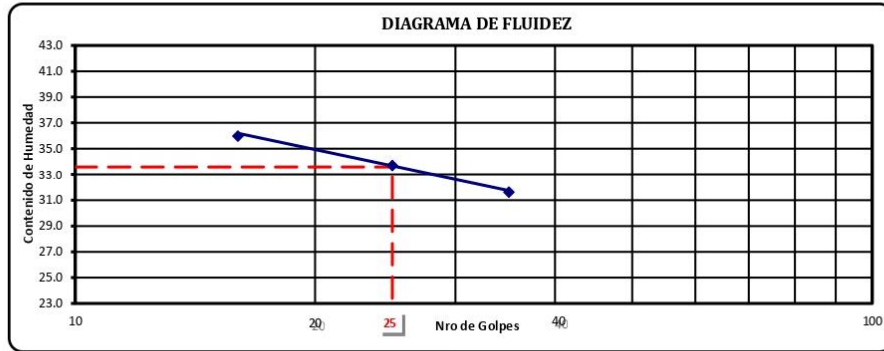


**LÍMITES LÍQUIDO Y PLÁSTICO
ASTM D - 4318**

PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE	OPERADOR:	F.R.S
SOLICITANTE:	SERVIMASTER 21 SAC.	CALICATA:	SPT - 1
UBICACIÓN:	JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTEERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.	MUESTRA:	M - 2
FECHA:	OCTUBRE 2020	PROF. (m):	2.00 - 2.45

ENSAYO N°	LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D-424)		LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D-423)		
	1	2	1	2	3
CÁPSULA N°	23A	3A	61	84	18
NÚMERO DE GOLPES			16	25	35
1 PESO CÁPSULA + SUELO HÚMEDO	18.56	20.43	30.32	32.09	33.45
2 PESO CÁPSULA + SUELO SECO	17.56	19.64	25.69	28.58	28.04
3 PESO CÁPSULA	12.09	15.27	12.82	18.16	10.94
4 PESO AGUA (1-2)	1.00	0.79	4.63	3.51	5.41
5 PESO SUELO SECO (2-3)	5.47	4.37	12.87	10.42	17.10
6 CONTENIDO DE HUMEDAD (4/5*100)	18.28	18.08	35.98	33.69	31.64
	L.P.	18.18	L.L.		33.57

LP. = 15.39



DESCRIPCION DEL MATERIAL FINO:

CL

**ENSAYOS ESTÁNDARES DE CLASIFICACIÓN
NORMAS ASTM D2216 - D422 - D4318 - D427**

PROYECTO: PROYECTO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
SOLICITANTE: SERVIMASTER 21 SAC.
UBICACIÓN: JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.
FECHA: OCTUBRE - 2020

CALICATA: SPT - 1 MUESTRA: M - 3 PROF. (m): 3.00 - 3.45

TÉCNICO: F.R.S

CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)		
1	N° tara	60
2	Peso de tara	158.00
3	Peso tara + suelo húmedo	557.00
4	Peso tara + suelo seco	498.00
5	Peso del agua	59.00
6	Peso del suelo seco	340.00
7	Contenido de Humedad (%)	17.35

DATOS PESOS DE MUESTRA	
Peso de la muestra seca (g)	150.00
Peso de muestra lavada y secada (g)	64.35
Peso de finos lavados (g)	85.65

Finos totales (g)	
Finos tomados (g)	

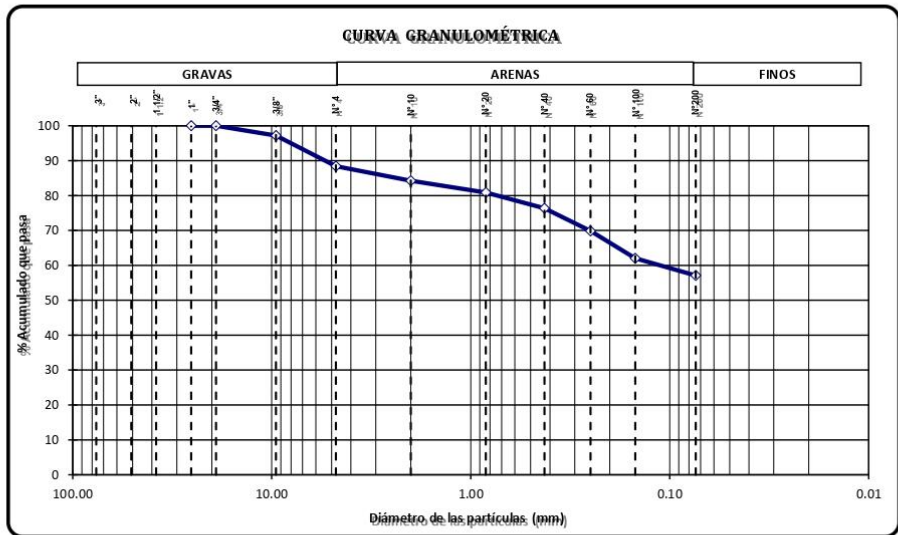
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM - D422)					
TAMICES ASTM	DESCRIPCIÓN ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	PESO PARCIAL RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO	
				RETENIDO (%)	QUE PASA (%)
3"	76.200				
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				100.00
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.525	4.20	2.80	2.80	97.20
Nro. 4	4.760	13.21	8.81	11.61	88.39
Nro. 10	2.000	6.21	4.14	15.75	84.25
Nro. 20	0.840	5.05	3.37	19.11	80.89
Nro. 40	0.426	6.78	4.52	23.63	76.37
Nro. 60	0.250	9.76	6.51	30.14	69.86
Nro. 100	0.149	11.76	7.84	37.98	62.02
Nro. 200	0.074	7.38	4.92	42.90	57.10

LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM-D4318)	
Límite Líquido (%)	
Límite Plástico (%)	
Índice de Plasticidad (%)	
Límite de Contracción (%)	

RESULTADOS	
COEFICIENTES	
Uniformidad (Cu)	9.12
Curvatura (Cc)	0.99

MATERIAL	
Grava (N° 4 < ϕ < 3") (%)	11.61
Arena (N° 200 < ϕ < N° 4) (%)	31.29
Finos (ϕ < N° 200) (%)	57.10

CLASIFICACIÓN: ASTM - D3282 / D2487	
AASHTO	A-6(4)
SUCS	CL
NOMBRE DE GRUPO (SUCS)	
Arcilla de Media Plasticidad	

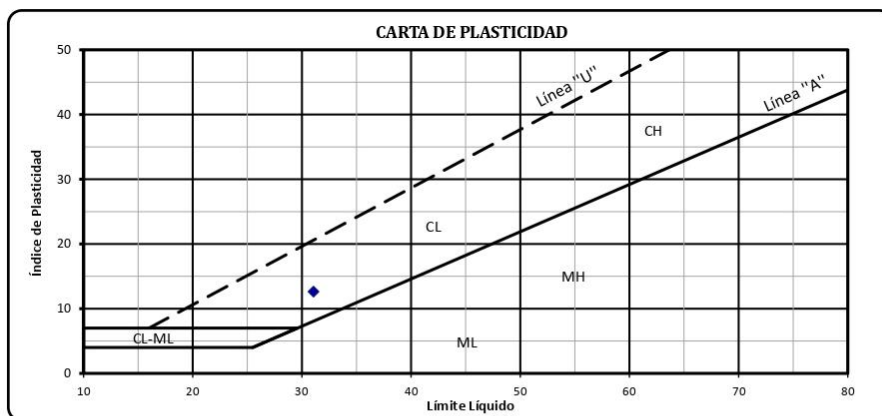
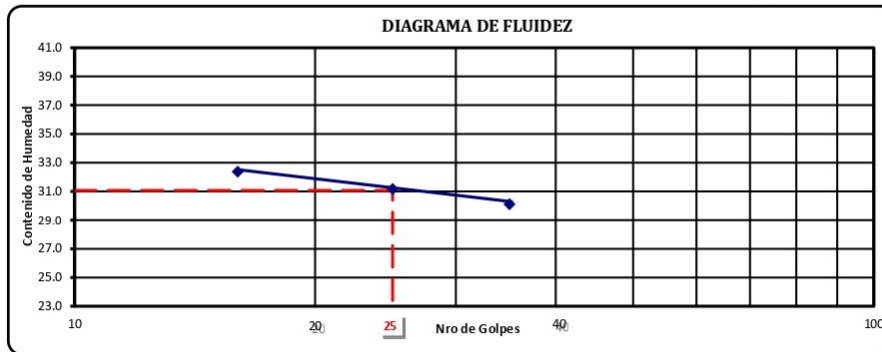


**LÍMITES LÍQUIDO Y PLÁSTICO
ASTM D - 4318**

PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE	OPERADOR:	F.R.S
SOLICITANTE:	SERVIMASTER 21 SAC.	CAUCATA:	SPT - 1
UBICACIÓN:	JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.	MUESTRA:	M - 3
FECHA:	OCTUBRE 2020	PROF. (m):	3.00 - 3.45

	LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D-424)		LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D-423)		
	1	2	1	2	3
ENSAYO N°	R	T	U	W	A
CAPSULA N°					
NÚMERO DE GOLPES			16	25	35
1 PESO CÁPSULA + SUELO HÚMEDO	19.86	19.32	33.56	34.05	34.33
2 PESO CÁPSULA + SUELO SECO	18.69	18.39	30.74	30.84	31.35
3 PESO CÁPSULA	12.23	13.43	22.03	20.54	21.45
4 PESO AGUA (1-2)	1.17	0.93	2.82	3.21	2.98
5 PESO SUELO SECO (2-3)	6.46	4.96	8.71	10.30	9.90
6 CONTENIDO DE HUMEDAD (4/5*100)	18.11	18.75	32.38	31.17	30.10
	L.P.	18.43	L.L.		31.06

LP. = 12.63



DESCRIPCION DEL MATERIAL FINO: CL

**ENSAYOS ESTÁNDARES DE CLASIFICACIÓN
NORMAS ASTM D2216 - D422 - D4318 - D427**

PROYECTO: PROYECTO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
SOLICITANTE: SERVIMASTER 21 SAC.
UBICACIÓN: JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTEERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.
FECHA: OCTUBRE 2020

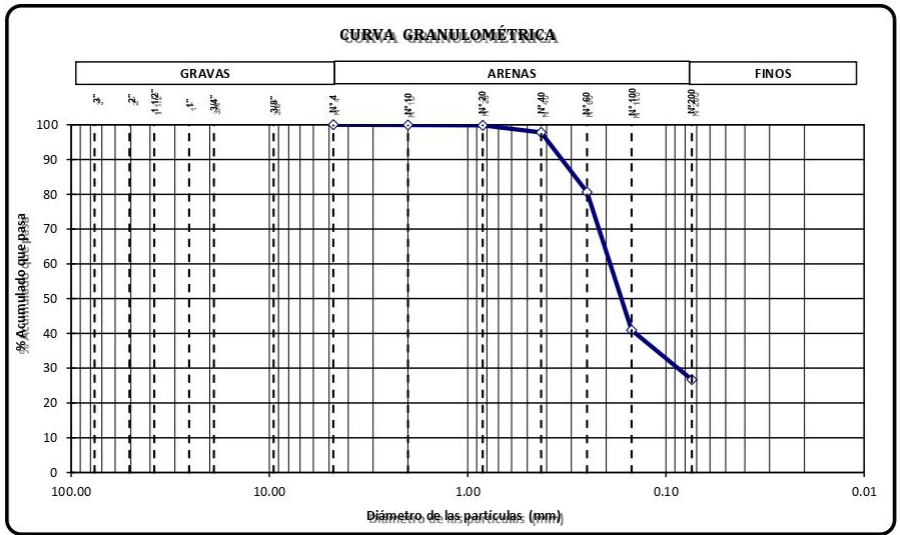
CALICATA:	SPT - 1	MUESTRA:	M - 4	PROF. (m):	4.05 - 4.50	TÉCNICO:	F.R.S
------------------	---------	-----------------	-------	-------------------	-------------	-----------------	-------

CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)		
1	N° tara	50
2	Peso de tara	195.00
3	Peso tara + suelo húmedo	1359.00
4	Peso tara + suelo seco	1300.00
5	Peso del agua	59.00
6	Peso del suelo seco	1105.00
7	Contenido de Humedad (%)	5.34

DATOS PESOS DE MUESTRA	
Peso de la muestra seca (g)	300.00
Peso de muestra lavada y secada (g)	219.88
Peso de finos lavados (g)	80.12
Finos totales (g)	
Finos tomados (g)	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM - D422)					
TAMICES ASTM	DESCRIPCIÓN ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	PESO PARCIAL RETENIDO (%)	RETENIDO (%)	QUE PASA (%)
3"	76.200				
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.050				
3/8"	9.525				
Nro. 4	4.760				100.00
Nro. 10	2.000	0.31	0.10	0.10	99.90
Nro. 20	0.840	0.28	0.09	0.20	99.80
Nro. 40	0.426	5.98	1.99	2.19	97.81
Nro. 60	0.250	51.62	17.21	19.40	80.60
Nro. 100	0.149	119.01	39.67	59.07	40.93
Nro. 200	0.074	42.68	14.23	73.29	26.71

LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM-D4318)	
Límite Líquido (%)	
Límite Plástico (%)	
Índice de Plasticidad (%)	
Límite de Contracción (%)	
RESULTADOS	
COEFICIENTES	
Uniformidad (Cu)	
Curvatura (Cc)	
MATERIAL	
Grava (N° 4 < ϕ < 3") (%)	0.00
Arena (N° 200 < ϕ < N° 4) (%)	73.29
Finos (ϕ < N° 200) (%)	26.71
CLASIFICACIÓN: ASTM - D3282 / D2487	
AASHTO	A-2-4(0)
SUCS	SM
NOMBRE DE GRUPO (SUCS)	
Arena Limosa	



**ENSAYOS ESTÁNDARES DE CLASIFICACIÓN
NORMAS ASTM D2216 - D422 - D4318 - D427**

PROYECTO: PROYECTO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
SOLICITANTE: SERVIMASTER 21 SAC.
UBICACIÓN: JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTEERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.
FECHA: OCTUBRE 2020

CALICATA: SPT - 1 MUESTRA: M - 5 PROF. (m): 5.00 - 5.45

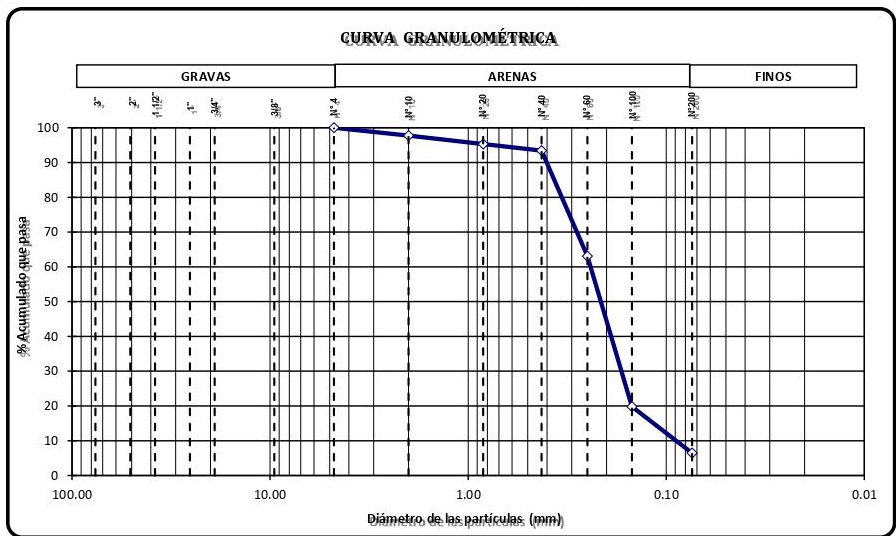
TÉCNICO: F.R.S

CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)		
1	N° tara	T
2	Peso de tara	164.00
3	Peso tara + suelo húmedo	683.00
4	Peso tara + suelo seco	672.00
5	Peso del agua	11.00
6	Peso del suelo seco	508.00
7	Contenido de Humedad (%)	2.17

DATOS PESOS DE MUESTRA	
Peso de la muestra seca (g)	508.00
Peso de muestra lavada y secada (g)	475.25
Peso de finos lavados (g)	32.75
Finos totales (g)	
Finos tomados (g)	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM - D422)					
TAMICES ASTM	DESCRIPCIÓN ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	PESO PARCIAL RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO	
				RETENIDO (%)	QUE PASA (%)
3"	76.200				
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.050				
3/8"	9.525				
Nro. 4	4.760				100.00
Nro. 10	2.000	11.51	2.27	2.27	97.73
Nro. 20	0.840	12.29	2.42	4.69	95.31
Nro. 40	0.426	9.51	1.87	6.56	93.44
Nro. 60	0.250	154.25	30.36	36.92	63.08
Nro. 100	0.149	219.85	43.28	80.20	19.80
Nro. 200	0.074	67.84	13.35	93.55	6.45

LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM-D4318)	
Límite Líquido (%)	
Límite Plástico (%)	
Índice de Plasticidad (%)	
Límite de Contracción (%)	
RESULTADOS	
COEFICIENTES	
Uniformidad (Cu)	2.58
Curvatura (Cc)	1.31
MATERIAL	
Grava (N° 4 < ϕ < 3") (%)	0.00
Arena (N° 200 < ϕ < N° 4) (%)	93.55
Finos (ϕ < N° 200) (%)	6.45
CLASIFICACIÓN: ASTM - D3282 / D2487	
AASHTO	A-2-4(0)
SUCS	SP-SM
NOMBRE DE GRUPO (SUCS)	
Arena Pobremente Gradada con Limo	



**ENSAYOS ESTÁNDARES DE CLASIFICACIÓN
NORMAS ASTM D2216 - D422 - D4318 - D427**

PROYECTO: PROYECTO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
SOLICITANTE: SERVIMASTER 21 SAC.
UBICACIÓN: JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.
FECHA: OCTUBRE 2020

CALICATA: SPT - 1 MUESTRA: M - 6 PROF. (m): 6.00 - 6.45

TÉCNICO: F.R.S

CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)		
1	Nº tara	75
2	Peso de tara	188.00
3	Peso tara + suelo húmedo	370.00
4	Peso tara + suelo seco	366.00
5	Peso del agua	4.00
6	Peso del suelo seco	178.00
7	Contenido de Humedad (%)	2.25

DATOS PESOS DE MUESTRA	
Peso de la muestra seca (g)	178.00
Peso de muestra lavada y secada (g)	169.22
Peso de finos lavados (g)	8.78

Finos totales (g)	
Finos tomados (g)	

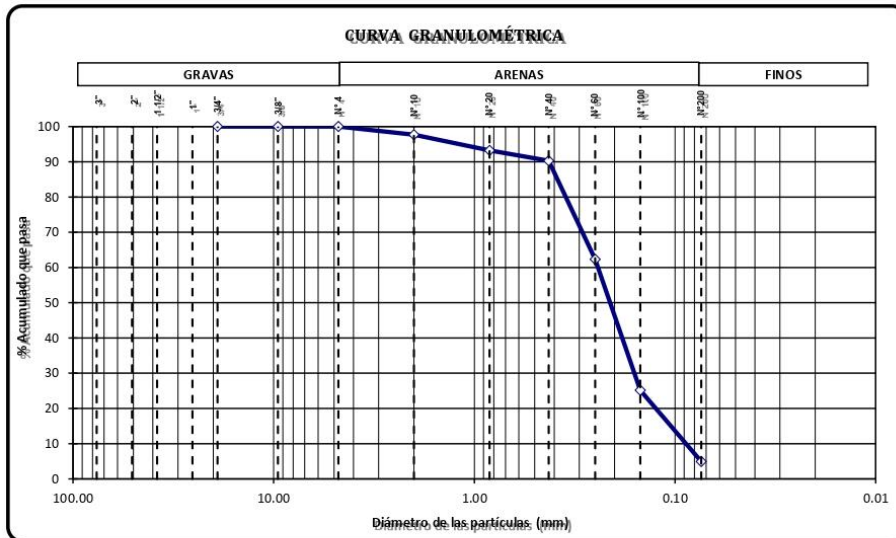
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM - D422)					
TAMICES ASTM	DESCRIPCIÓN ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	PESO PARCIAL RETENIDO (%)	PORCENTAJE ACUMULADO RETENIDO (%)	QUE PASA (%)
3"	76.200				
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.050				100.00
3/8"	9.525				100.00
Nro. 4	4.760	0.00	0.00	0.00	100.00
Nro. 10	2.000	4.15	2.33	2.33	97.67
Nro. 20	0.840	7.92	4.45	6.78	93.22
Nro. 40	0.426	5.23	2.94	9.72	90.28
Nro. 60	0.250	49.80	27.98	37.70	62.30
Nro. 100	0.149	66.12	37.15	74.84	25.16
Nro. 200	0.074	36.00	20.22	95.07	4.93

LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM-D4318)	
Límite Líquido (%)	
Límite Plástico (%)	
Índice de Plasticidad (%)	
Límite de Contracción (%)	

RESULTADOS	
COEFICIENTES	
Uniformidad (Cu)	2.63
Curvatura (Cc)	1.16

MATERIAL	
Grava (Nº 4 < ϕ < 3") (%)	0.00
Arena (Nº 200 < ϕ < Nº 4) (%)	95.07
Finos (ϕ < Nº 200) (%)	4.93

CLASIFICACIÓN: ASTM - D3282 / D2487	
AASHTO	A-2-4(0)
SUCS	SP
NOMBRE DE GRUPO (SUCS)	
Arena pobremente gradada	



**ENSAYOS ESTÁNDARES DE CLASIFICACIÓN
NORMAS ASTM D2216 - D422 - D4318 - D427**

PROYECTO: PROYECTO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE
 SOLICITANTE: SERVIMASTER 21 SAC.
 UBICACIÓN: JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTE RRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.
 FECHA: OCTUBRE 2020

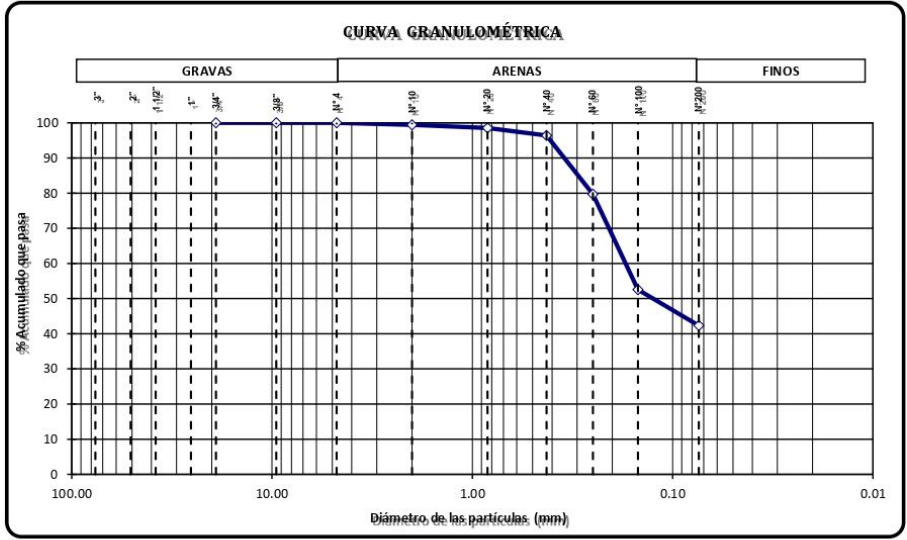
CALICATA: SPT - 1 MUESTRA: M - 7 PROF. (m): 7.00 - 7.45 TÉCNICO: F.R.S

CONTENIDO DE HUMEDAD (ASTM - D2216)		
1	N° tara	96
2	Peso de tara	158.00
3	Peso tara + suelo húmedo	804.00
4	Peso tara + suelo seco	790.00
5	Peso del agua	14.00
6	Peso del suelo seco	632.00
7	Contenido de Humedad (%)	2.22

DATOS PESOS DE MUESTRA	
Peso de la muestra seca (g)	300.00
Peso de muestra lavada y secada (g)	173.07
Peso de finos lavados (g)	126.93
Finos totales (g)	
Finos tomados (g)	

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO (ASTM - D422)					
TAMICES ASTM	DESCRIPCIÓN ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (g)	PESO PARCIAL RETENIDO (%)	RETENIDO (%)	QUE PASA (%)
3"	76.200				
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.050				100.00
3/8"	9.525				100.00
Nro. 4	4.760	0.00	0.00	0.00	100.00
Nro. 10	2.000	1.78	0.59	0.59	99.41
Nro. 20	0.840	2.63	0.88	1.47	98.53
Nro. 40	0.426	6.37	2.12	3.59	96.41
Nro. 60	0.250	50.19	16.73	20.32	79.68
Nro. 100	0.149	81.34	27.11	47.44	52.56
Nro. 200	0.074	30.76	10.25	57.69	42.31

LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM-D4318)	
Límite Líquido (%)	21.12
Límite Plástico (%)	
Índice de Plasticidad (%)	
Límite de Contracción (%)	
RESULTADOS	
COEFICIENTES	
Uniformidad (Cu)	
Curvatura (Cc)	
MATERIAL	
Grava (N° 4 < ϕ < 3") (%)	0.00
Arena (N° 200 < ϕ < N° 4) (%)	57.69
Finos (ϕ < N° 200) (%)	42.31
CLASIFICACIÓN: ASTM - D3282 / D2487	
AASHTO	A-6(14)
SUCS	SM
NOMBRE DE GRUPO (SUCS)	
Arena Limosa	



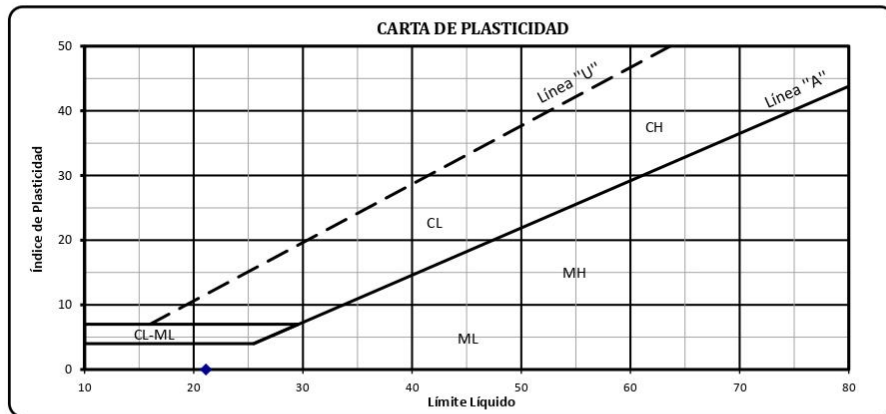
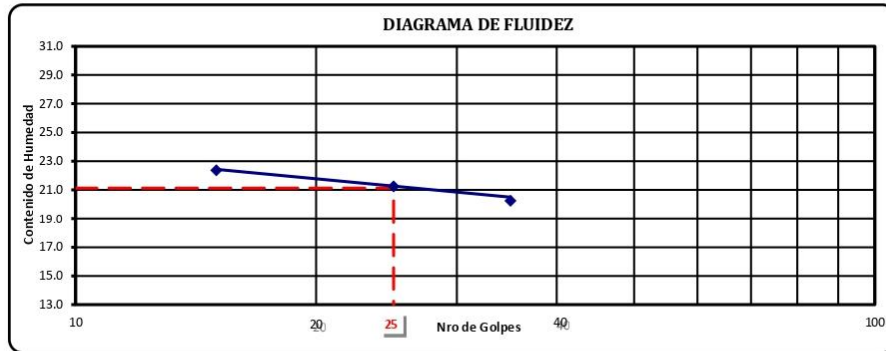
Jr. Javier Cortez N° 116 Dpto. 202 - Lima - Lima 01
 E-mail: roma.ingenieria.andina@gmail.com Teléfono: (00-51-1) 3959333

**LÍMITES LÍQUIDO Y PLÁSTICO
ASTM D - 4318**

PROYECTO:	PROYECTO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVE	OPERADOR:	F.R.S
SOLICITANTE:	SERVIMASTER 21 SAC.	CALICATA:	SPT - 1
UBICACIÓN:	JR. CERRO COLORADO CON ESQUINA PASAJE CERRO CLARO, URB: SAN IGNACIO DE MONTERRICO - LOYOLA, MANZANA: T, LOTE: 09.	MUESTRA:	M - 5
FECHA:	OCTUBRE 2020	PROF. (m):	5.00 - 5.45

ENSAYO N°	LÍMITE PLÁSTICO (ASTM D-424)		LÍMITE LÍQUIDO (ASTM D-423)		
	1	2	1	2	3
CÁPSULA N°			K	109	H
NÚMERO DE GOLPES			15	25	35
1 PESO CÁPSULA + SUELO HÚMEDO			35.80	33.20	35.90
2 PESO CÁPSULA + SUELO SECO			33.00	30.23	33.34
3 PESO CÁPSULA			20.48	16.25	20.69
4 PESO AGUA (1-2)			2.80	2.97	2.56
5 PESO SUELO SECO (2-3)			12.52	13.98	12.65
6 CONTENIDO DE HUMEDAD (4/5*100)			22.36	21.24	20.24
	L.P.	N.T.	L.L.		21.12

L.P. = N.P.



DESCRIPCION DEL MATERIAL FINO: ML

MEMORIA DE CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE - SUELO

Calculo de la capacidad ultima

$$q_{ult} = cN_c s_c b_c + qN_q C_w s_q b_q d_q + 0.5 \gamma B_f N_\gamma C_w s_\gamma b_\gamma d_\gamma$$

- q_u = Capacidad ultima (kg/cm²)
- c = Cohesion (kg/cm²)
- N_c = Factor de capacidad de carga
- s_c = Factor de forma
- b_c = Factor de ancho de cimentación
- q = Peso unitario del suelo (kg/cm³)
- N_q = Factor de capacidad de carga
- C_w = Factor de capacidad de carga
- s_q = Factor de forma
- b_q = Factor de ancho de cimentación
- d_q = Factor de profundidad del asiento (m)
- γ = Ancho del asiento (m)
- N_γ = Factor de capacidad de carga
- C_w = Factor de capacidad de carga
- s_γ = Factor de forma
- b_γ = Factor de ancho de cimentación
- d_γ = Factor de profundidad del asiento (m)

ESTRUCTURAS ESTACION DE BOMBEO

φ	C (ton/m ²)	Nc	Nq	Nγ	tan φ	Kc	Ka	Kp
0	2.50	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
30	0.00	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58	0.50	3.30

Es (kg/cm ²)	u (Pasos)	Nis(m)	Ys	Y
100	0.35			
300	0.3			

so	Pc (kg/cm ²)	Cc	Cr	H	z	Hc
0.96	0.95	0.15	0.01	0	0.00	1.00

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	14.70	0.49	0.49	0.18	0.34	0.49	0.49	3.00	1.82	0.67	0.60	0.77	0.603	0.001

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	14.75	0.49	0.49	0.18	0.34	0.49	0.49	3.00	1.55	0.69	0.31	1.00	0.003	0.001

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.95	0.57	0.57	0.18	0.34	0.50	0.50	3.00	1.80	0.42	0.31	0.73	0.003	0.004

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.95	0.57	0.57	0.18	0.34	0.50	0.50	3.00	1.80	0.42	0.31	1.20	0.003	0.003

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.95	0.57	0.57	0.18	0.34	0.50	0.50	3.00	1.80	0.42	0.31	1.12	0.002	0.003

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.24	0.54	0.54	0.18	0.34	0.50	0.50	4.00	1.67	0.79	0.31	1.10	0.002	0.003

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.33	0.54	0.54	0.18	0.34	0.50	0.50	4.00	1.61	0.80	0.31	1.21	0.002	0.003

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	15.70	0.52	0.52	0.18	0.34	0.52	0.52	3.00	1.39	0.41	0.32	0.73	0.002	0.002

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	15.70	0.52	0.52	0.18	0.34	0.52	0.52	4.00	1.52	0.31	0.32	0.91	0.002	0.001

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.12	0.54	0.54	0.18	0.34	0.50	0.50	4.00	1.14	0.88	0.31	0.96	0.002	0.002

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.24	0.54	0.54	0.18	0.34	0.50	0.50	4.00	1.07	0.79	0.31	1.10	0.002	0.003

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.33	0.54	0.54	0.18	0.34	0.50	0.50	4.00	1.01	0.80	0.31	1.21	0.002	0.003

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	15.95	0.52	0.52	0.18	0.34	0.52	0.52	3.00	1.05	0.38	0.34	0.71	0.002	0.002

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	15.95	0.52	0.52	0.18	0.34	0.50	0.50	3.00	1.01	0.46	0.31	0.77	0.002	0.003

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.95	0.57	0.57	0.18	0.34	0.50	0.50	3.50	0.98	0.38	0.31	0.89	0.002	0.003

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.95	0.57	0.57	0.18	0.34	0.50	0.50	4.00	1.07	0.79	0.31	1.10	0.002	0.003

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.95	0.57	0.57	0.18	0.34	0.50	0.50	4.00	1.01	0.80	0.31	1.21	0.002	0.003

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.95	0.57	0.57	0.18	0.34	0.50	0.50	3.50	0.98	0.38	0.31	0.89	0.002	0.003

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.95	0.57	0.57	0.18	0.34	0.50	0.50	3.50	0.98	0.38	0.31	0.89	0.002	0.003

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.95	0.57	0.57	0.18	0.34	0.50	0.50	3.50	0.98	0.38	0.31	0.89	0.002	0.003

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.95	0.57	0.57	0.18	0.34	0.50	0.50	3.50	0.98	0.38	0.31	0.89	0.002	0.003

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.95	0.57	0.57	0.18	0.34	0.50	0.50	3.50	0.98	0.38	0.31	0.89	0.002	0.003

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ²)	Qs(Kg/cm ²)	Ds(Kg/cm ²)	Gn(Kg/cm ²)	Qn(Kg/cm ²)	Δ Q (kg/cm ²)	L	lw	De(cm)	Dc(cm)	Df(cm)	1500	SL
1.00	10.00	1.00	1.80	1.60	16.95	0.57	0.57	0.18	0.34	0.50	0.50	3.50	0.98	0.38	0.31	0.89	0.002	0.003

B(m)	L(m)	Df(m)	Ys	Y	Qu(t/m ²)	Qad(Kg/cm ^{2</}
------	------	-------	----	---	-----------------------	-----------------------------

MEMORIA DE CALCULO DE CAPACIDAD PORTANTE - SUELO

-Calculo de la capacidad ultima

$$q_{ult} = cN_c s_c s_b + qN_q C_{wq} s_{wq} s_{bq} d_{q1} + 0.5 \gamma B_f N_{\gamma} C_{w\gamma} s_{w\gamma} s_{b\gamma}$$

Q_u = Capacidad ultima (kg/cm²)
 C_u = Cohesion (kg/cm²)
 γ = Peso Unitario del suelo (kg/cm³)
 B_f = Profundidad del cimentado (m)
 S = Ancho de cimentado (m)
 N_c, N_q, N_{γ} = Factores de capacidad de carga
 $C_w, s_w, s_b, s_{w\gamma}, s_{b\gamma}$ = Factores de forma

TABLE 5-2: BEARING CORRECTION FACTORS (ASTM 1998)

Factor	Friction Angle (°)	Cohesion Term (c)	Unit Weight Term (γ)	Surcharge Term (q)
Shape Factors	4 + 0	$1 + \frac{B_f}{L_f}$	1.0	1.0
Friction Angle	4 + 0	$1 + \frac{B_f}{L_f} \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B_f}{L_f} \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B_f}{L_f} \frac{N_q}{N_c}$

TABLE 5-3: INCLUDED BASE CORRECTION FACTOR (BROCH & HANSEN, 1970)

Factor	Friction Angle (°)	Cohesion Term (c)	Unit Weight Term (γ)	Surcharge Term (q)
Base Inclination Factor	0	$1 - \frac{B_f}{L_f} \frac{N_q}{N_c}$	1.0	1.0
Friction Angle	0	$1 - \frac{B_f}{L_f} \frac{N_q}{N_c}$	$(1 - 0.01 \frac{B_f}{L_f})^2$	$(1 - 0.01 \frac{B_f}{L_f})^2$

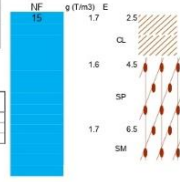


TABLE 5-3: CORRECTION FACTOR FOR LOCATION OF GROUND WATER TABLE (ASTM, 1998)

Depth of Ground Water Table (Dw)	C _w	C _{wγ}
0	0.5	0.5
D _u	0.5	1.0
> 1.5B _f + D _u	1.0	1.0

ESTRUCTURAS ESTACION DE BOMBEO

h	C (kg/cm ²)	N _c	N _q	N _γ	N _q /N _c	tan δ	K ₀	K _a	K _p
0	2.50	5.14	1.00	0.00	0.19	0.00	1.00	1.00	1.00
32	0.00	35.49	23.18	30.21	0.65	0.62	0.47	0.31	3.25

Es (kg/cm ²)	u (Poisson)	ν	μ (m)	γ (m)
100	0.35		4.5	1.6
200	0.3			

Cimentacion corrida

B _{cm} (cm)	L (cm)	D _{cm} (cm)	Y _s	Y	Q _{ult} (kg/cm ²)	Q _{adm} (kg/cm ²)	Q _s (kg/cm ²)	D _s (kg/cm ²)	Q _n (kg/cm ²)	Q _u (kg/cm ²)	ΔQ (kg/cm ²)	L	hw	De(cm)	D _{cm} (cm)	D _{cm} (cm)	1/500	ΔL
1.00	7.00	3.00	1.60	1.60	143.36	4.89	1.80	0.48	1.80	1.80	1.80	4.00	1.54	0.60	0.00	0.60	0.002	0.0009

Cimentacion cuadrada

B _{cm} (cm)	L (cm)	D _{cm} (cm)	Y _s	Y	Q _{ult} (kg/cm ²)	Q _{adm} (kg/cm ²)	Q _s (kg/cm ²)	D _s (kg/cm ²)	Q _n (kg/cm ²)	Q _u (kg/cm ²)	ΔQ (kg/cm ²)	L	hw	De(cm)	D _{cm} (cm)	D _{cm} (cm)	1/500	ΔL
1.00	1.00	3.00	1.60	1.60	195.25	6.51	2.00	0.48	2.00	2.00	2.00	4.00	1.05	0.38	0.00	0.38	0.002	0.0010

Cimentacion rectangular

B _{cm} (cm)	L (cm)	D _{cm} (cm)	Y _s	Y	Q _{ult} (kg/cm ²)	Q _{adm} (kg/cm ²)	Q _s (kg/cm ²)	D _s (kg/cm ²)	Q _n (kg/cm ²)	Q _u (kg/cm ²)	ΔQ (kg/cm ²)	L	hw	De(cm)	D _{cm} (cm)	D _{cm} (cm)	1/500	ΔL
1.00	2.00	3.00	1.60	1.60	165.33	5.51	2.00	0.48	2.00	2.00	2.00	4.00	1.39	0.50	0.00	0.50	0.002	0.0013

$$\bar{\sigma} = \frac{q_u \cdot B \cdot \left(1 - \frac{1-\nu}{2}\right) \cdot I_w}{B_z}$$

Table 6.9 Typical values of Poisson's ratio

Type of soil	ν
Saturated clay	0.4-0.5
Unsaturated or sandy clay	0.2-0.4
Sand: φ = 40°	0.2
φ = 20°	0.5

$I_w = I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2$
 $I_1 = \frac{f}{\pi} \left[\frac{M \ln \left(\frac{f + \sqrt{f^2 + 1}}{M^2 + N^2} \right) + N^2}{M + \sqrt{M^2 + 1}} \right]$
 $I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right)$ (radiantes)

$S = \frac{C_u H}{1 + e_p} \log \left(\frac{\sigma'_a + \Delta \sigma'_1}{\sigma'_0} \right) + \frac{C_u H}{1 + e_p} \log \left(\frac{\sigma'_a + \Delta \sigma'_2}{\sigma'_0} \right)$
 Siendo:
 S: asentamiento total del estado a tiempo infinito
 H: altura o espesor total del estrato
 e_p : relación de vacios inicial
 e_c : relación de vacios correspondiente al punto de preconsolidación
 C_u: índice de compresibilidad
 C_r: índice de recomposición
 σ'_0 : presión efectiva de tapado actual
 σ'_a : carga de preconsolidación

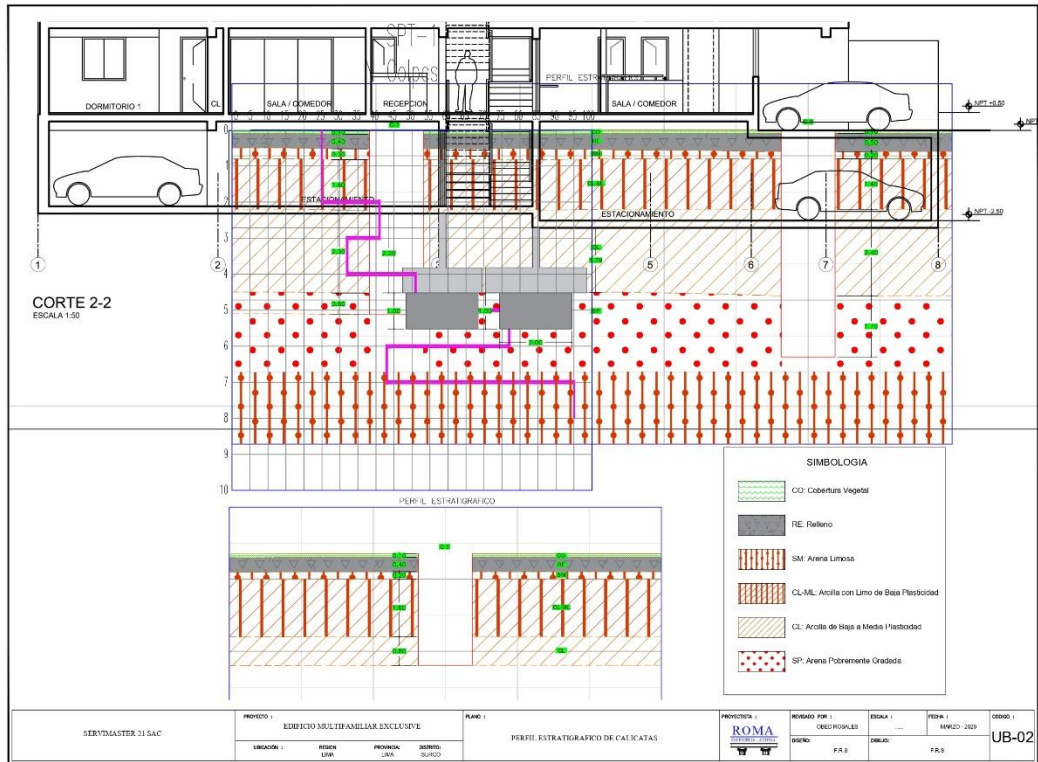
PLANTA SOTANO

COORDENADAS DE CALICATA - UTM WGS 84 ZONA 18			
CALICATA	ESTE	NORTE	
C-1	284816	8657472	
C-2	284823	8657475	
C-3	284835	8657451	

COORDENADAS DE SPT - UTM WGS 84 ZONA 18			
SPTs	ESTE	NORTE	
SPT-1	284821	8657461	

LEYENDA	
ITEM	SIMBOLO
Calicatas	+
SPT	▲

PROYECTO: SERVIDMASTER 21 SAC	PROYECTO: EDIFICIO MULTIFAMILIAR EXCLUSIVO	PLANO: UBICACION DE CALICATA	PROYECTISTA: ROMA	REVISADO POR: CECILIA ROSALES	ESCALA: ...	FECHA: 09/07/2019	COORDINADOR: UB-01
UBICACION: RISSAN URB.	PROVINCIA: JUNIN	DISTRITO: SUYUCO	UBICACION DE CALICATA	FECHA: 09.8	UBICACION: FR.8		



Anexo N° 10: Carta permiso de la empresa



PERMISO DE LA EMPRESA

Lima, 10 de Setiembre de 2021

Por la presente, autorizamos al Sr. César Manuel Velásquez Ruiz y al Sr. Jaime Jesús Canchis Gutarra, a fin de que puedan utilizar los datos, figuras, o fotografías de la empresa para la elaboración de su tesis. Sin otro particular, me despido.

Atentamente,

Nombre: Leoncio Antolin Gallardo Gordillo

DNI: 41439143

Cargo: Gerente General / Contratista

Teléfono: 960-133-462



PERMISO DE LA EMPRESA

Lima, 10 de Setiembre de 2021

Por la presente, autorizamos al Sr. César Manuel Velásquez Ruiz, a fin de que pueda utilizar los datos, figuras, o fotografías de la empresa para la elaboración de su tesis. Sin otro particular, me despido.

Atentamente,

JOSE MUNANTE SOLIS
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 213539

Nombre: Jose Munante Solis

DNI: 42716981

Cargo: Ing- Supervisor

Teléfono: 921208283