



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL Y GEOMÁTICA
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

**DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN
COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE
INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA**

TESINA

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

PRESENTA:

RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

DIRECTOR DE TESINA:

M. EN I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA



CIUDAD UNIVERSITARIA, OCTUBRE 2020.

JURADO ASIGNADO:

PRESIDENTE: ***M. I. WALTER IVÁN PANIAGUA ZAVALA***
SECRETARIO: ***ING. HÉCTOR ALFREDO LEGORRETA CUEVAS***
VOCAL 1: ***M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA***
VOCAL 2: ***DR. HÉCTOR RAÚL AGUILAR BECERRIL***
VOCAL 3: ***M.I. ÓSCAR JESÚS LUNA GONZÁLEZ***

LUGAR DONDE SE REALIZÓ LA TESINA:
CIUDAD DE MÉXICO, FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESINA:
M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

“POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU”

AGRADECIMIENTOS Y DEDICATORIAS.

Con dedicación a mi **grandiosa familia**, mi mayor tesoro en la vida. **A mis padres**, quienes han sido mis mejores mentores, gracias por su amor y formarme con bases sólidas en la ética y moral, los cuales, son el verdadero valor humano. Gracias por nunca dudar de mí, por enseñarme a dar lo mejor de mí y nunca rendirme, a levantarme cada vez más alto en cada ocasión que parece no existir esperanza. **A mis hermanos**, gracias por su apoyo incondicional en cada momento, su guía, las risas, sus valiosos consejos y su gran amistad. **A mi esposa Daniela**, por su gran amor, paciencia, apoyo, por ayudarme a cimentar nuestra vida, por ser la geóloga perfecta para un apasionado geotecnista.

Agradezco sinceramente al **Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT)** por su confianza, apoyo y patrocinio para realizar los estudios de posgrado, siendo esta tesina el resultado del aprovechamiento y contribución a la práctica profesional.

Gracias a la **Universidad Nacional Autónoma de México**, gracias a la **Facultad de Ingeniería UNAM**, por permitirme estudiar en la máxima casa de estudios. Cada uno de los días vividos los aproveche al máximo, con mucha emoción por cada conocimiento y vivencia adquirida. Ciudad Universitaria es mi hogar, agradezco su cultura, las personas que conocí, los conocimientos adquiridos en sus aulas, laboratorios y las bibliotecas, el ambiente y paisaje dentro de las instalaciones, su filosofía. Gracias por ser mi amada alma máter. **Goya! México! Pumas! ¡Universidad!. "Por mi raza hablará el espíritu".**

Gracias al epónimo **M. I. Agustín Deméneghi Colina**, por su incondicional confianza, apoyo, amistad, consejos, amabilidad, paciencia, por sus conocimientos e inspiración a través de sus cápsulas culturales durante clases. Gracias por aceptar dirigir esta tesina. Es un honor haber tenido la posibilidad de conocerlo antes de entrar a la UNAM, cuyo curso de Cimentaciones me hizo darme cuenta de que tenía que entrar al posgrado. Sus anécdotas sobre el gran Dr. Leonardo Zeevaert Wiechers, motivo a la incorporación de diversas partes del contenido de esta tesina. **¡La acción lo es todo, la gloria nada es!, Fausto, Goethe.**

Gracias en especial al **Dr. Raúl Aguilar y el Ing. Cristian Medina**, por su gran apoyo, confianza y amabilidad para conformar este trabajo.

Gracias a **todos y cada uno de los profesores** con quien tuve el gran honor de conocer y aprender durante mi estancia en la UNAM, gracias por aceptarme en sus clases, sus excelentes cátedras, consejos, atención, disposición, amabilidad, por ayudarme a formar un sentido más crítico. Gracias por permitirme aprender de los mejores expertos. Pero, sobre todo, gracias por ayudarme a mejorar mi desempeño profesional, por incrementar mi pasión en la geotecnia y a motivarme a seguir preparando. Este trabajo es el resultado de sus diversas enseñanzas:

M.I. Walter Iván Paniagua Zavala, M.I. Juan Paulín Aguirre, Dr. Héctor Raúl Aguilar Beceril, M. I. Óscar Jesús Luna González, M.I. Valentín Castellanos Pedroza, M. I. Juan Luis Umaña Romero, Ing. Héctor Alfredo Legorreta Cuevas, Ing. Roberto Sosa Garrido, Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Dra. Alexandra Ossa López, M.I. Oliver Nava Tristán. Ing. Cristian Rubén Medina Guzmán.

ÍNDICE.

ÍNDICE DE SIGLAS.....	VI
INTRODUCCIÓN.	XIV
FUNDAMENTOS TEÓRICOS.	XVIII
I. INFORMACIÓN DE PROYECTO.....	1
I.1. Localización.	1
I.2. Descripción general.	1
I.3. Descripción arquitectónica.	1
I.4. Descripción de estructuración.	2
I.5. Plantas arquitectónicas.	3
I.6. Combinaciones de carga.....	6
II. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO.....	11
II.1. Contexto geológico-geotécnico.	11
II.1.1. Provincia fisiográfica.	11
II.1.2. Geología local.	11
II.1.3. Zonificación geotécnica.....	12
II.1.4. Zonificación sísmica.....	17
II.1.5. Hundimiento regional.	17
II.1.6. Sondeo de referencia.....	18
II.2. Diagnóstico de solución.	19
II.3. Investigación.	20
II.3.1. Trabajos de campo.	21
II.3.1.1 Objetivo.	21
II.3.1.2. Descripción de trabajos.	21
II.3.1.2.1 Sondeo tipo penetración estándar.	22
II.3.1.2.2 Sondeo selectivo.	23
II.3.1.2.3 Sondeo tipo Down-Hole.....	23
II.3.1.2.4 Prueba de vibración ambiental.	26
II.3.1.2.5 Pozos a cielo abierto.	27
II.3.1.2.6 Condiciones hidráulicas.....	27

II.3.2. Trabajos de laboratorio.	27
II.3.2.1. Objetivo.	27
II.3.2.2 Descripción de trabajos.	28
II.3.2.2.1 Peso volumétrico.	28
II.3.2.2.2 Densidad relativa de sólidos.	28
II.3.2.2.3 Contenido de agua.	28
II.3.2.2.4 Granulometría.	29
II.3.2.2.5 Límites de consistencia.	29
II.3.2.2.6 Compresión triaxial no consolidada no drenada UU.	29
II.3.2.2.7 Consolidación unidimensional.	29
II.4. Interpretación.	30
II.4.1 Modelo estratigráfico.	30
II.4.1.1 Corte estratigráfico.	36
II.4.2 Modelo geotécnico.	37
II.5 Predicción de la respuesta del sitio.	40
II.6 Hipótesis o propuesta.	40
III. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.	41
III.1. Cajón de cimentación.	41
III.2. Sensitividad y esfuerzo crítico en arcillas.	43
III.3. Estado límite de falla.	45
III.3.1 Condiciones estáticas.	46
III.3.2 Condiciones sísmicas.	49
III.3.2.1 Interacción dinámica suelo-estructura.	50
III.3.2.1.1 Respuesta en campo libre del sitio.	52
III.3.2.1.1.1 Periodo dominante de vibración del suelo en comportamiento lineal.	54
III.3.2.1.1.2 Periodo dominante de vibración del suelo en comportamiento no lineal.	55
III.3.2.1.1.3 Periodo dominante de vibración del suelo considerando el efecto de la consolidación regional.	59
III.3.2.1.2 Interacción cinemática suelo-estructura.	59
III.3.2.1.3 Funciones de impedancia.	60
III.3.2.1.3.1 Funciones de impedancia para cimentaciones someras.	62

III.3.2.1.4 Interacción inercial suelo-estructura.	63
III.3.2.1.4.1 Periodo y amortiguamiento efectivos del sistema.	63
III.3.2.1.4.2 Espectros elásticos y de diseño.	67
III.3.2.1.4.3 Cortante basal y momento de volteo.	71
III.3.2.2 Revisión por falla general en capacidad de carga.	73
III.3.2.3 Revisión de falla contra cortante basal.	76
III.4. Estado límite de servicio.	79
III.4.1 Transmisión de esfuerzos en la masa de suelo.	83
III.4.1.1 Solución de Damy y Dashkó para carga rectangular uniformemente repartida.	83
III.4.1.2 Solución de Damy para incrementos de esfuerzos bajo una superficie poligonal y con diferentes valores de χ	84
III.4.2 Condiciones estáticas.	85
III.4.2.1 Expansiones elásticas.	85
III.4.2.2 Asentamiento elástico por recompresión.	88
III.4.2.3 Asentamiento inmediato por compresión.	88
III.4.2.4 Asentamientos diferidos por consolidación primaria y secundaria.	90
III.4.2.4.1 Modelo de Zeevaert para consolidación primaria y secundaria.	90
III.4.2.5 Asentamiento total.	106
III.4.2.6 Curvas Isócronas y curva de grado de consolidación.	106
III.4.3 Condiciones sísmicas.	110
III.4.3.1 Giro permanente de la cimentación.	110
IV. DISEÑO DE LA EXCAVACIÓN.	113
IV.1 Diagramas de empujes de tierra.	117
IV.1.1. Diagramas de empujes de tierra a corto plazo.	117
IV.1.1.1. Estados locales de equilibrio plástico para sistemas de contención apuntalados.	117
IV.1.1.2. Envolvente de empujes aparentes de Terzaghi-Peck.	119
IV.1.1.3. Diagramas de empujes por criterio de Zeevaert.	122
IV.1.1.4. Diagramas de empujes por criterio de Tamez.	125
IV.1.2. Diagramas de empujes de tierra a largo plazo.	127
IV.2. Diseño de muro Milán.	128
IV.2.1 Obtención de elementos mecánicos en muro Milán.	132

IV.2.2 Revisión estructural.	134
IV.2.2.1. Revisión a flexión.	134
IV.2.2.2. Revisión a cortante.....	135
III.2.2.2.1 Revisión de acero por temperatura.	137
IV.2.2.2.2 Revisión de acero mínimo por cortante en muros.	137
III.2.2.3 Revisión a compresión de troqueles de acero.	138
IV.2.2.4 Conclusiones de diseño estructural.	140
IV.2.3 Revisión geotécnica.	144
IV.2.3.1 Falla de fondo por esfuerzos cortantes.....	144
IV.2.3.1.1 Método de Tamez.	144
IV.2.3.1.2 Método de Deméneghi y Puebla.	147
IV.2.3.2 Falla por pateo.	148
IV.2.3.2.1 Criterio de Zeevaert.....	148
IV.2.3.2.1 Criterio de Tamez.....	150
IV.3 Falla de fondo por subpresión.....	151
IV.3.1 Propuesta de solución	153
IV.3.2 Diseño del sistema de bombeo.....	155
IV.3.1.1 Gasto de extracción y ordenada de cono de abatimiento en un solo pozo de bombeo.	157
IV.3.1.2 Gasto de extracción y ordenada de cono de abatimiento en un conjunto de pozos de bombeo.....	159
IV.3.3 Efecto de lastrado y suspensión del sistema de bombeo.....	163
IV.4 Estado límite de servicio.	164
IV.4.1 Asentamiento inducido en estructuras colindantes.	166
IV.4.2.1 Método de Romo, Rodríguez y Magaña.....	166
IV.5 Secuencia de excavación.	173
V. ESPECIFICACIONES Y RECOMENDACIONES COMPLEMENTARIAS.	198
V.1 Cimentación.....	198
V.2 Respaldo legal.....	198
V.3 Demolición.....	198
V.4 Plataforma de trabajo para maquinaria pesada.	199

V.5 Sistema de bombeo eyector.	199
V.6 Instrumentación.	200
V.7 Plataforma de trabajo temporal de acero para excavación y troquelado.	201
V.8 Muro Milán troquelado.	202
V.9 Registros de construcción.	209
CONCLUSIONES	210
RECOMENDACIONES PARA MEJORAR CRITERIO DE DISEÑO	216
BIBLIOGRAFÍA	222
ÍNDICE DE FIGURAS.....	228
ÍNDICE DE ESQUEMAS	235
ÍNDICE DE GRÁFICAS	236
ÍNDICE DE TABLAS	237
ANEXO A MEMORIA DE CÁLCULO	238

ÍNDICE DE SIGLAS.

En general, las siglas que son usadas en este texto se listan a continuación con su respectivo significado.

Abreviatura alfabeto latín.

a	Ordenada del espectro elástico sin efectos de interacción suelo-estructura.
\tilde{a}	Ordenada del espectro elástico con efectos de interacción suelo-estructura.
a'	Ordenada de espectro de diseño sin efectos de interacción suelo-estructura.
\tilde{a}'	Ordenada de espectro de diseño con efectos de interacción suelo-estructura.
a_0	Coefficiente de aceleración del terreno.
A	Área de la losa de cimentación.
B	Ancho de la cimentación/excavación.
B'	Ancho efectivo de la cimentación.
c	Coefficiente sísmico.
c_u	Cohesión no drenada del suelo.
CL	Celda lastrada de cajón de cimentación.
$c_{r,h,v}$	Coefficiente de impedancia para amortiguamiento por rotación, traslación horizontal o traslación vertical.
$C_{r,h,v}$	Amortiguador equivalente del suelo por rotación, traslación horizontal o traslación vertical.
C_t	Pendiente correspondiente al tramo por efecto de viscosidad intergranular en una curva de consolidación, en escala semilogarítmica
C_v	Coefficiente de consolidación.
d_i	Espesor de estrato permeable que contribuyen al flujo de agua a un pozo de bombeo.
D	Profundidad de desplante de la cimentación.
D_{cl}	Profundidad de desplante de la cimentación colindante.
e	Oquedad.
$e_{x,y}$	Excentricidad en dirección x o y respectivamente.
E_A	Empuje del suelo en condición activa.
E_{at}	Empuje del suelo total teórico de Rankine en condición activa.
E'_{at}	Empuje del suelo efectivo teórico de Rankine en condición activa.

E_d	Módulo de elasticidad dinámico.
E_e	Módulo de elasticidad elástico.
ELF	Estado límite de falla.
ELS	Estado límite de servicio.
E_o	Empuje del suelo en condición en reposo.
E_p	Empuje del suelo en condición pasiva.
E_{u50}	Módulo de elasticidad elastoplástico al 50% de la carga de falla.
$f'c$	Resistencia a la compresión simple del concreto.
$f'y$	Resistencia a la fluencia del acero.
f_θ	Factor de reducción por carga inclinada.
F%	Porcentaje de finos.
F_c	Factor de carga.
F_e	Esfuerzo crítico de Euler en elementos sometido a compresión donde el pandeo es elástico.
F_p	Reacción normal al muro solicitada en el troquel por metro lineal longitudinal del muro de contención.
F_R	Factor de reducción.
F_S	Factor de seguridad.
F_{tu}	Carga última axial en el troquel.
$F(T)$	Grado de consolidación.
FT	Función de transferencia.
g	Gravedad.
G%	Porcentaje de gravas.
G	Módulo de rigidez al cortante elástico del suelo.
G'	Módulo de rigidez al cortante en comportamiento no lineal.
G_{max}	Módulo de rigidez al cortante máximo.
G_{ep}	Módulo de rigidez al cortante elastoplástico.
G_s	Densidad de sólidos. Módulo de rigidez al cortante del suelo.
h_i	Espesor de suelo entre NME y la profundidad del estrato permeable.
h_m	Longitud entre el desplante del muro de contención y el último nivel de troquelamiento.
h_ω	Altura de columna piezométrica entre NAF y la profundidad del estrato permeable.
H	Espesor del estrato de suelo. Altura de la excavación.
H_s	Espesor total de la estratigrafía del sitio para análisis de IDSE.
H_e	Altura efectiva del edificio.

H_{ed}	Altura total del edificio desde la superficie.
H_{eT}	Altura total del edificio desde la profundidad de desplante.
H_d	Espesor efectivo drenante del suelo.
H_t	Altura del muro de contención.
H_p	Longitud de la pata del muro de contención.
IDSE	Interacción dinámica suelo-estructura.
$I_p\%$	Índice plástico.
$I_{x,y}$	Momento de inercia de la cimentación en dirección x o y respectivamente.
I_z	Factor de influencia para distribución de esfuerzos en la masa de suelo.
k	Coeficiente de conductividad hidráulica.
k_o	Coeficiente de empuje de tierras en reposo.
k_a	Coeficiente de empuje de tierras caso activo.
K_A	Coeficiente de esfuerzos para diagramas de presión redistribuida en arcillas, definido por Terzaghi.
k_p	Coeficiente de empuje de tierras caso pasivo.
$k_{r,h,v}$	Coeficiente de impedancia para rigidez por rotación, traslación horizontal o traslación vertical.
K	Número de onda, factor de longitud efectiva para miembros de acero estructural.
$K_{r,h,v}^0$	Rigidez estática por rotación, traslación horizontal o traslación vertical.
$K_{r,h,v}$	Rigidez equivalente del suelo por rotación, traslación horizontal o traslación vertical.
L	Largo de la cimentación/excavación, longitud de troquel.
L'	Largo efectivo de la cimentación.
$L_L\%$	Límite líquido.
$L_P\%$	Límite plástico.
L_{trib}	Longitud tributaria del muro que soporta el troquel en su extremo.
m_v	Módulo de compresibilidad volumétrica en consolidación primaria.
m_t	Módulo de compresibilidad volumétrica por viscosidad intergranular.
M	Momento actuante por metro lineal longitudinal del muro de contención.
MDOCS	Manual de diseño de obras civiles diseño por sismo.
$\tilde{M}_{d\ x,y}$	Momento de volteo efectivo de diseño por sismo en dirección x o y respectivamente.
M_R	Momento resistente a flexión del muro de contención de concreto armado.
M_u	Momento último actuante en muro de contención.
$M_{x,y}$	Momento de volteo por sismo en dirección x o y respectivamente.

<i>N</i>	Resistencia a la penetración estándar.
<i>N</i>₆₀	Número de golpes corregido para la prueba de penetración estándar.
<i>N</i>_c	Factor de capacidad de carga por cohesión.
<i>N</i>_{TR}	Nivel de troquelamiento.
NAF	Nivel de aguas freáticas.
NB	Nivel de banqueteta.
NDPCPLA	Nivel de desplante de pila-columna para plataforma metálica temporal.
NDMM	Nivel de desplante muro Milán.
NDTC	Nivel de desplante trabe de coronamiento.
NMCP	Nivel máximo de colado para pila-columna.
NME	Nivel máximo de excavación.
NTCMM	Nivel de terminado de concreto muro Milán.
NTC-ACE	Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero.
NTC-CIM	Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones.
NTC-CON	Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto.
NTC-SIS	Normas técnicas complementarias para diseño por sismo.
NTC-EDI	Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de edificaciones.
<i>P</i>_o	Presión horizontal total en reposo.
<i>P</i>_{em}	Incremento de presión en el muro inducido por precarga de los troqueles, según Tamez.
<i>P</i>_A	Presión horizontal total en condición activa.
<i>P'</i>_A	Presión horizontal efectiva en condición activa.
<i>P</i>_d	Presión activa promedio redistribuida de Zeevaert.
<i>P</i>_p	Presión horizontal total en condición pasiva.
<i>P</i>_R	Presión resistente por peso propio del suelo y del lastre ante la fuerza de subpresión.
<i>P</i>_{rm}	Presión activa redistribuida máxima de Tamez.
<i>q</i>_{max, med, ins}	Presión media de contacto transmitida por la estructura en combinación de cargas máxima, media o instantánea, respectivamente.
<i>q</i>_{cl}	Presión por sobrecarga de estructura colindante.
<i>q</i>_{n max, med, ins}	Presión neta de contacto transmitida por la estructura en combinación de cargas máxima, media o instantánea, respectivamente.
<i>q</i>_L	Presión ejercida por lastre.
<i>q</i>_u	Resistencia a la compresión simple del suelo.

q_w	Gasto extraído en un pozo de bombeo.
Q	Coeficiente de comportamiento sísmico.
\tilde{Q}	Coeficiente de comportamiento sísmico efectivo o acoplado.
Q'	Factor de reducción por ductilidad.
\tilde{Q}'	Factor de reducción por ductilidad efectivo o acoplado.
$Q_{max, med, ins}$	Carga total gravitacional de la estructura en combinación de cargas máxima, media o instantánea.
r	Capacidad de carga reducida o admisible de la cimentación, radio de un círculo equivalente al área de la cimentación para análisis de IDE.
r_o	Radio de pozo de bombeo.
R	Factor de reducción por sobre resistencia.
R_o	Radio de influencia en un pozo de bombeo según Sichardt.
R_{oit}	Radio de influencia en un pozo de bombeo inicial para proceso iterativo.
R_c	Resistencia de diseño a compresión en troqueles de acero.
RCDF	Reglamento de construcción del Distrito Federal 2004.
S_o	Nivel dinámico de agua dentro de un pozo de bombeo.
S%	Porcentaje de arenas.
SASID	Sistema de acciones sísmicas de diseño.
SDH	Sondeo tipo Down-Hole
SPT	Sondeo de penetración estándar
SS	Sondeo selectivo para extracción de muestras inalteradas con tubo de pared delgada
SUCS	Sistema unificado de clasificación de suelos
T	Factor tiempo.
T_a, T_b	Periodos característicos que indican el inicio y final de la meseta en los espectros elásticos y de diseño.
T_e	Periodo fundamental de vibración estructural.
\tilde{T}_e	Periodo efectivo o acoplado.
T_h	Periodo de la estructura infinitamente rígida únicamente con movimiento horizontal en su base.
T_r	Periodo de la estructura infinitamente rígida únicamente con movimiento a rotación en su base.
T_s	Periodo dominante de vibración del suelo en comportamiento lineal.
T'_s	Periodo dominante de vibración del suelo en comportamiento no lineal.
T_{s50}	Periodo dominante de vibración del suelo en comportamiento lineal a 50 años.
T'_{s50}	Periodo dominante de vibración del suelo en comportamiento no lineal a 50 años.

u	Presión de poro.
U	Fuerza de subpresión
UE	Unidad estratigráfica.
UG	Unidad geotécnica.
v_0	Velocidad de onda de partícula en la superficie.
v_H	Velocidad de asentamiento por consolidación regional.
v_p	Velocidad de onda compresional o longitudinal.
v_s	Velocidad de onda de cortante o transversal.
v'_s	Velocidad de onda de cortante o transversal en comportamiento no lineal.
$\overline{v_s}$	Velocidad de onda de cortante equivalente en comportamiento no lineal.
$\overline{v'_s}$	Velocidad de onda de cortante equivalente.
V	Cortante actuante por metro lineal longitudinal del muro de contención.
V_{0R}	Cortante resultante del efecto bidireccional por sismo.
$V_{0x,y}$	Cortante basal por sismo en dirección x o y respectivamente.
$\tilde{V}_{0x,y}$	Cortante basal efectivo en dirección x o y respectivamente.
V_{CR}	Cortante resistente del muro de contención aportado por el concreto, para elementos de concreto reforzado.
$\tilde{V}_{dx,y}$	Cortante basal efectivo de diseño en dirección x o y respectivamente.
V_{SR}	Cortante resistente del muro de contención aportado por el acero a cortante, para elementos de concreto reforzado.
V_u	Cortante último actuante en muro de contención.
W_0	Peso total de la edificación instantáneo.
W_e	Peso efectivo del edificio
y	Ordenada del cono de abatimiento a una distancia r del centro del pozo de bombeo.
y_{oit}	Ordenada de cono de abatimiento dentro de los pozos de abatimiento inicial para proceso iterativo.
z	Profundidad del subsuelo medido desde la superficie.
z_d	Profundidad del subsuelo medido desde la profundidad de desplante.

Abreviatura alfabeto griego.

α	Factor de adherencia, ángulo comprendido entre el troquel y el muro de contención.
β	Factor reductor por amortiguamiento suplementario debido a la interacción dinámica suelo-estructura.
β_t	Relación de viscosidad intergranular respecto a deformación primaria.
γ	Peso volumétrico del suelo.
γ_θ	Deformación angular.
δ_0	Deformación elástica instantánea una prueba de consolidación.
$\Delta\delta_d$	Asentamiento total diferido para un tiempo t.
$\Delta\delta_e$	Expansión del fondo de excavación.
$\Delta\delta_H$	Asentamiento por consolidación regional.
$\Delta\delta_p$	Asentamiento por consolidación primaria al 100% del grado de consolidación.
$\Delta\delta_{pt}$	Asentamiento por consolidación primaria en un tiempo t.
$\Delta\delta_{rc}$	Asentamiento elástico por recompresión del fondo.
$\Delta\delta_{st}$	Asentamiento por consolidación secundaria en un tiempo t.
$\Delta\delta_u$	Asentamiento inmediato por compresión.
$\Delta\delta_T$	Asentamiento total.
$\Delta\delta_\theta$	Asentamiento diferencial
$\delta_Z(t)$	Función para ajuste de curva experimental de consolidación con teoría de Zeevaert
η_m	Frecuencia normalizada.
η_p	Frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración vertical.
η_s	Frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración lateral.
θ	Ángulo de inclinación respecto a la vertical entre el cortante resultante y las fuerzas gravitacionales del edificio.
μ	Relación de Poisson.
ξ	Parámetro adimensional de ajuste para aplicación de la teoría de consolidación secundaria de Zeevaert.
ξ_e	Coefficiente de amortiguamiento estructural.
$\widetilde{\xi}_e$	Coefficiente de amortiguamiento efectivo o acoplado.
ξ_h	Factor de amortiguamiento del suelo a traslación horizontal.
ξ_r	Factor de amortiguamiento del suelo a rotación.
ξ_s	Coefficiente de amortiguamiento del suelo.
ρ	Densidad del suelo, cuantía de acero de refuerzo.

σ'_b	Esfuerzo crítico de compresión, también llamado esfuerzo de preconsolidación.
σ_c	Esfuerzo de confinamiento.
σ_{exc}	Decremento de esfuerzo debido a la excavación realizada a la profundidad Z.
σ_v	Esfuerzo total vertical.
σ_{vo}	Esfuerzo total vertical correspondiente al estado de esfuerzos inicial.
σ'_v	Esfuerzo efectivo vertical.
σ'_{vo}	Esfuerzo efectivo vertical correspondiente al estado de esfuerzos inicial.
σ'_{vm}	Esfuerzo efectivo vertical correspondiente a la mitad del estrato.
σ'_{vf}	Esfuerzo efectivo vertical correspondiente al estado de esfuerzos final, es decir, incluyendo el efecto del incremento de esfuerzo en la masa del suelo debido a la estructura.
$\Delta\sigma_{x,y,z}$	Incremento de esfuerzos en la masa de suelo normal al eje x, y, z respectivamente, debidos a una carga en la superficie.
τ_{rl}	Fuerza resistente desarrollada bajo la losa ante acción del cortante basal.
τ_{rm}	Fuerza resistente desarrollada en las paredes del cajón ante acción del cortante basal.
τ_R	Fuerza resistente ante acción del cortante basal.
φ	Ángulo de fricción.
φ_u	Ángulo de fricción no drenado.
ϕ_e	Giro o desplome elástico de la cimentación.
ϕ_{ep}	Giro o desplome elastoplástico de la cimentación.
ϕ_p	Giro o desplome permanente de la cimentación.
ϕ_{adm}	Giro o desplome admisible de la cimentación.
χ	Factor de concentración de Fröhlich.
$\omega\%$	Contenido de agua.
ω_e	Frecuencia fundamental de vibración estructural.
ω_s	Frecuencia de vibración del suelo.
ω_{sis}	Frecuencia de excitación sísmica.
$\tilde{\omega}_e$	Frecuencia efectiva o acoplada.

INTRODUCCIÓN.

Una cimentación es el elemento que permite transferir las cargas de una estructura al material de apoyo, sin provocar la falla por esfuerzos cortantes o deformaciones excesivos. El diseño de una cimentación que cumpla con los estados límites de falla y de servicio es uno de los temas principales en el área de la geotecnia. Todo tipo de obra se desplanta directamente sobre los depósitos de suelo y/o afloramiento de rocas, desde la estructura de una vivienda, un tanque de almacenamiento, un muro de contención, una torre de transmisión de energía, una presa hidráulica para generación de energía, una estación petrolera en mar abierto, los hastiales de un túnel, un puente que conecta dos puntos de una barranca, etc.

Debe comprenderse que el diseño de una cimentación no es una labor sencilla, ya que implica el manejo de un alto grado de incertidumbres relacionadas con: las características propias del proyecto y las condiciones reales de su uso, las características intrínsecas de la estructura, la disposición de los diferentes depósitos de suelos y afloramientos de roca que conforman la estratigrafía, la naturaleza heterogénea y anisotrópica de los suelos y rocas como materiales de desplante, las condiciones hidráulicas, el contexto ambiental en que se encuentra inmerso el sitio (sismicidad, viento, oleaje, zonas de inundación, zonas de erosión), la calidad en la ejecución de los trabajos para la investigación de campo y pruebas de laboratorio, la selección de teorías y métodos en cuyas limitaciones sea válida la predicción del comportamiento de la cimentación, la calidad misma de los materiales y procedimientos de construcción. Por lo tanto, cada obra debe contar con su propio estudio de mecánica de suelos que cumpla con las necesidades específicas del proyecto. Estos estudios nunca deben ser usados para extrapolar el modelo geotécnico y la solución de cimentación, aun cuando se trate de proyectos colindantes

La omisión de estos estudios conlleva a riesgos en la integridad y funcionalidad de la estructura, generando gastos adicionales para su corrección. En muchos casos como éstos, es cuando se recurre a un estudio de mecánica de suelos para detectar el problema y describir su solución.

La práctica profesional de la geotecnia exige la adquisición y desarrollo de conocimientos teóricos tanto de campo, laboratorio y teorías básicas de análisis, así como la experiencia en los procedimientos constructivos y retroalimentación del comportamiento real de las obras que puede obtenerse de una campaña de instrumentación. Es muy importante el razonamiento que tiene la relación diseño-construcción, ya que el área de ingeniería debe estudiar y analizar el problema según los procedimientos constructivos a realizar y las teorías válidas de diseño; por otro lado, la calidad del proceso constructivo ejecutado in situ determinará el comportamiento real de la obra, la cual, deberá de permanecer dentro de las limitaciones que fueron impuestas según la hipótesis y suposiciones teóricas.

Adicionalmente, es necesario que el ingeniero tenga una visión general de la interacción multidireccional que tiene la geotecnia con otras áreas de la ingeniería como la geología, geofísica, estructuras, hidráulica, vías terrestres, construcción, con la finalidad de realizar una correcta integración de la información que sean plasmadas en un proyecto constituido de planos detallados, especificaciones, control de calidad, recomendaciones y volúmenes de conceptos para su ejecución en sitio. Adicionalmente, es necesario que, dentro de dicha visión general, el ingeniero sea capaz de entender el entorno en el que se desarrolla el proyecto para anticipar todos aquellos factores que pueden impactar a la obra y de esta manera incluir todas aquellas medidas preventivas necesarias.

La naturaleza compleja del suelo sigue exigiendo al ingeniero su capacidad de razonamiento, sentido común, capacidad de observación, capacidad de imaginación, experiencia y conocimiento técnicos. Conviene subrayar que la ciudad de México sigue siendo uno de los escenarios en el mundo que exige una mayor destreza para el diseño de cimentaciones, esto es debido a los grandes espesores de las arcillas lacustres sensitivas que presentan una baja resistencia, alta compresibilidad que suele presentarse a largo tiempo por efecto de la consolidación primaria y secundaria, dicho sea de paso, es una zona de alta sismicidad en donde los efectos de sitio tienden a amplificar el movimiento en la superficie con respecto al movimiento de entrada en la roca basal, así como la presencia de un hundimiento regional que modifica las propiedades del suelo y genera efectos locales en las cimentaciones.

Esta tesina busca servir como *una guía práctica al lector sobre el diseño de una cimentación compensada*, contribuyendo a que forme su propio criterio y reflexione con sentido crítico; aportando de esta forma al desarrollo de una mejor práctica profesional. *Se pretende la aplicación integral con un enfoque práctico de los conocimientos adquiridos en la especialidad de geotecnia, junto con la experiencia profesional del autor*, para el diseño tradicional de una cimentación compensada de un edificio de oficinas, desplantado en la zona geotécnica lacustre de la Ciudad de México, incluyendo el efecto de la interacción dinámica suelo-estructura. Se aplicarán las teorías existentes en la literatura y las normas disponibles, cumpliendo con los estados límite de falla y de servicio. Así mismo, se incluye recomendaciones y comentarios para mejorar el criterio de diseño.

Cabe aclarar que, para el desarrollo de este trabajo se ha utilizado la metodología tradicional de diseño de cimentaciones en la Ciudad de México, haciendo uso único de métodos analíticos. Estos métodos analíticos involucran hipótesis simplistas que permiten reducir la complejidad de la naturaleza de estudio a expresiones que sean de solución más sencilla para el cálculo. No obstante, debe reconocerse la evolución del conocimiento y experiencias adquiridas en la geotecnia. En la actualidad existen métodos más sofisticados que permiten obtener una predicción más aproximada del comportamiento de la cimentación. Ejemplo de ello es el uso de modelos numéricos que permiten introducir modelos constitutivos para definir los parámetros de diseño del suelo y rocas a un comportamiento más realista, teniendo la ventaja que, permiten el análisis con geometrías y condiciones complejas, análisis por etapas de construcción y comparando más rápidamente los beneficios que conllevan diferentes propuestas de solución, que resulta ser de complicada y/o laboriosa solución con métodos analíticos.

Basándose en la información recopilada en gabinete se describirá brevemente los trabajos de exploración y muestreo en campo más adecuados, así como las pruebas de laboratorio a realizar con las muestras recuperadas. Dicha información se interpretará integralmente para la caracterización de los materiales, cuyos resultados se mostrarán en el modelo estratigráfico y el modelo geotécnico del sitio.

En función de las descargas que transmite la edificación y el modelo geotécnico, se diseñará el tipo de cimentación más adecuada indicando la profundidad de desplante y

la capacidad de carga admisible en condiciones estática y sísmica, dicho sea de paso, se incluyen los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura. Se evaluarán los asentamientos inmediatos y diferidos que se desarrollarán. Se describirá y diseñará el sistema de contención para la excavación que cumpla con los requisitos de seguridad y de servicio.

Todo lo anterior se revisará para que cumpla con los estados límites de falla (ELF) y estados límites de servicio (ELS) que se establecen las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones (NTC-CIM, 2017).

El capítulo I trata la descripción de la edificación y las combinaciones de carga que indican las normas técnicas complementarias.

El capítulo II concierne a la información preliminar recopilada de gabinete, descripción y resultados de los trabajos de campo y laboratorio. Así mismo, resultado de la caracterización de los materiales, se muestra el corte estratigráfico y los modelos geotécnicos definidos.

El capítulo III trata el diseño de la cimentación compensada con un desplante de cinco metros, cumpliendo con los estados límite de falla y de servicio. El análisis incluye los efectos que tiene el análisis de la interacción dinámica suelo-estructura.

El capítulo IV presenta el diseño de la excavación resuelta con un muro Milán restringido mediante troqueles y un sistema de pozos de bombeo con puntas eectoras para la reducción de la presión piezométrica en estratos drenantes, los cuales, permitan cumplir con los estados límite de falla y de servicio de la excavación.

El capítulo V contiene especificaciones y recomendaciones complementarias que conforman parte de los datos de entrada al proyecto de la cimentación y su construcción.

Finalmente, se presentan las conclusiones del trabajo junto con recomendaciones dirigidas al lector para mejorar el criterio de diseño basado en la propia reflexión del trabajo presentado.

FUNDAMENTOS TEÓRICOS.

Antecedentes.

En sus orígenes la práctica de la geotecnia era mediante observación, experimentación empírica, prueba y error, casos de fracaso y éxito que contribuyeron a incrementar la experiencia. Dicho conocimiento empírico era transmitido por los experimentados ingenieros a través de los años, el cual, era susceptible a ser modificado en función de las nuevas experiencias acumuladas de las siguientes generaciones. Sin embargo, el suelo siempre es complejo y nunca tiene el mismo comportamiento, aun cuando se traten de construcciones en un mismo sitio; dicha naturaleza compleja es la razón por la cual el conocimiento empírico solamente era válido para ciertas circunstancias específicas.

No obstante, con el pasar de los años la experiencia subjetiva puede ser plasmada en hipótesis, la cual, será sometida a validación mediante los resultados de su aplicación a diversos casos de estudio; consecuentemente podrá ser considerada como teoría si se demuestra su validez. Tal como lo indica Reséndiz (1996), el arte las cimentaciones demostró que este proceso puede tomar siglos.

Lo anterior es notable si tomamos en cuenta que la geotecnia se encuentra presente desde los inicios del hombre, por el simple hecho de que cualquier construcción requiere ser desplantada en suelos o rocas. “Problemas como el desplome de la torre de Pisa incitaron a los ingenieros a tomar mejores aproximaciones basadas científicamente. De 1700 a 1900 científicos como Coulomb, Darcy, Rankine, Boussinesq, Mohr y Atterberg publicaron las teorías fundamentales de la mecánica de suelos y flujo de agua” (ISSMGE, 2013). Gran cantidad de este conocimiento fue integrado con gran maestría en *Erdbaumechnik*, escrito por Karl Von Terzaghi en 1925, a quien se le considera como el padre de la mecánica de suelos ya que esta publicación estableció los cimientos a la geotecnia como la conocemos hoy en día.

En menos de un siglo desde su nacimiento, la geotecnia ha destacado por su naturaleza innovadora y objetiva. Esto ha exigido a los ingenieros el uso y desarrollo de la capacidad de observación, sentido común, deducción, razonamiento lógico, creatividad e imaginación (Reséndiz N., 1996).

Cabe mencionar que en la práctica profesional común de la geotecnia han existido dos tendencias totalmente opuestas. Mientras que en un extremo se encuentran los ingenieros que tienden a aplicar las ecuaciones de la teoría como una receta de cocina, sin comprender el planteamiento del problema desde donde fueron originadas, ni sus limitaciones; del lado contrario, existe la tendencia de subestimar los conocimientos básicos y sus aplicaciones simplemente por la necesidad de avanzar la construcción, olvidando de esta manera que la calidad del procedimiento constructivo afecta al comportamiento de las estructuras dentro del rango de validez de la teoría. Aunque ambos casos son opuestos en su filosofía de tratamiento, conllevan a un mismo desenlace fatal para el éxito de la obra, por lo que la buena práctica de la geotécnica se encuentra en un balance de la construcción y el diseño.

Para enfatizar la severidad de esta situación se puede citar la siguiente frase de Terzaghi:

Presenté mis teorías e hice mis experimentos con el propósito de establecer una ayuda en la formación de una opinión correcta, me di cuenta con espanto que todavía son consideradas por la mayoría como un sustituto para el sentido común y la experiencia (Goodman, 1999).

Metodología.

Para la aplicación satisfactoria de la geotecnia en una cimentación, deberá procederse conforme al método científico, tal como lo observa Reséndiz (1996). Es interesante la calidad con la que Reséndiz establece las diferencias en la aplicación del método científico en la ciencia y la ingeniería.

Según Reséndiz (1996), en la ciencia se presenta como datos de entrada las necesidades de los especialistas para generar conocimiento, en la aplicación del método científico se tiende a reducir las incógnitas a una limitada cantidad. Sin embargo, en el caso de la ingeniería, los datos de entrada son las necesidades del proyecto o sociedad para generar la solución del problema, intervienen una mayor cantidad de variables e incertidumbres que en la ciencia durante la aplicación del método científico; en el caso especial de la geotécnica se incrementa el número de incertidumbres debido a: las características propias del proyecto y las condiciones

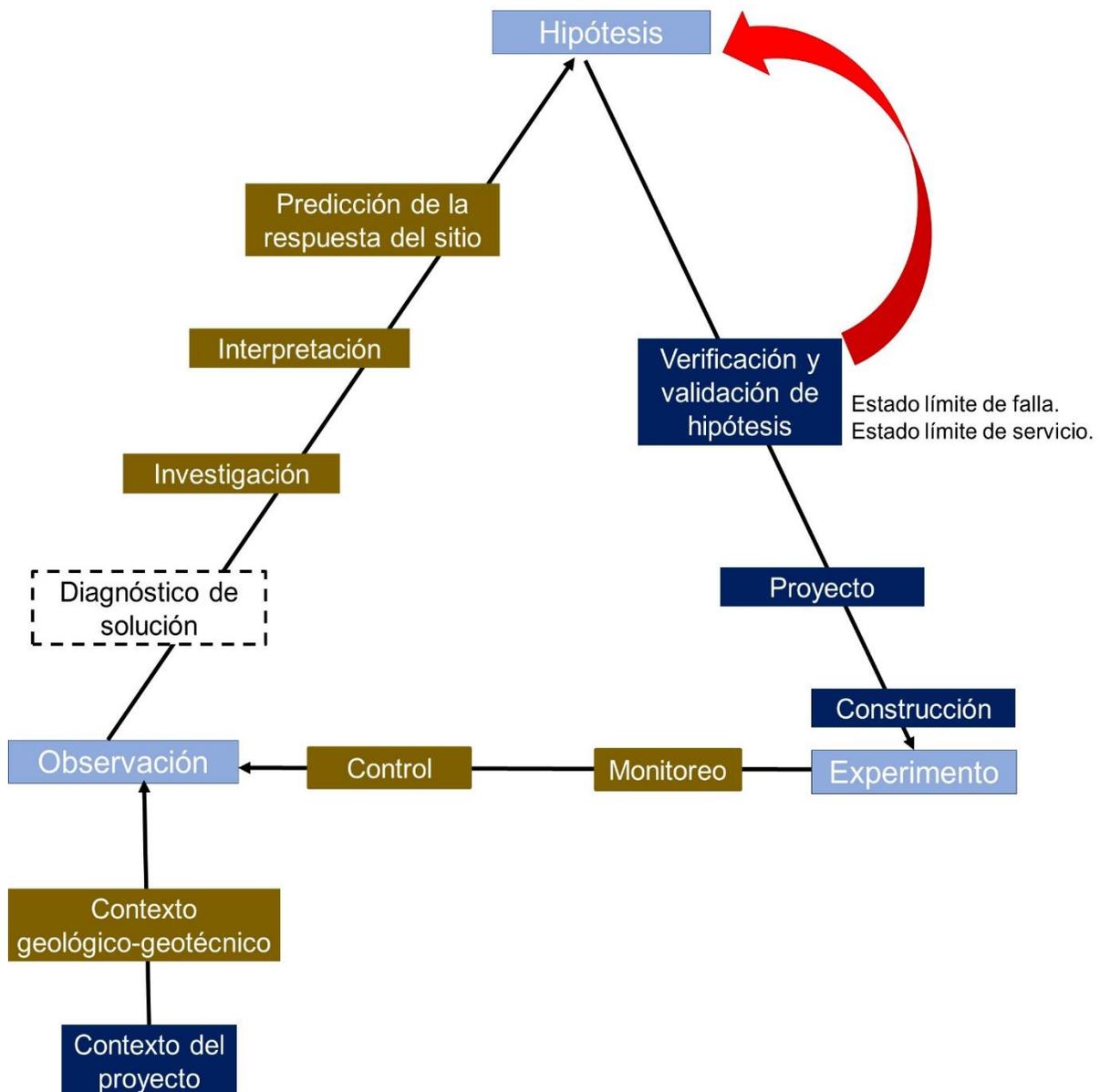
reales de su uso, la disposición de los diferentes depósitos de suelos y afloramientos de roca que conforman la estratigrafía, la naturaleza heterogénea y anisotrópica de los suelos y rocas como materiales de desplante, las condiciones hidráulicas, el contexto ambiental en que se encuentra inmerso el sitio (sismicidad, viento, oleaje, zonas de inundación, zonas de erosión), la calidad en la ejecución de los trabajos para la investigación de campo y pruebas de laboratorio, la selección de teorías y métodos en cuyas limitaciones sea válida la predicción del comportamiento de la cimentación, la calidad misma de los materiales y procedimientos de construcción.

Adaptando lo presentado por Reséndiz (1996), el diseño de una cimentación puede seguirse según el diagrama global mostrado en el esquema I, el cual, se muestra desglosado en los esquemas II, III, IV, V y VI. Esta propuesta pretende servir como una guía integral y general del diseño de cualquier cimentación, por lo tanto, según las características de cada proyecto podrán omitirse algunos de los pasos que se indican. Para demostrar lo anterior, se exponen dos casos con contraste en el material de desplante:

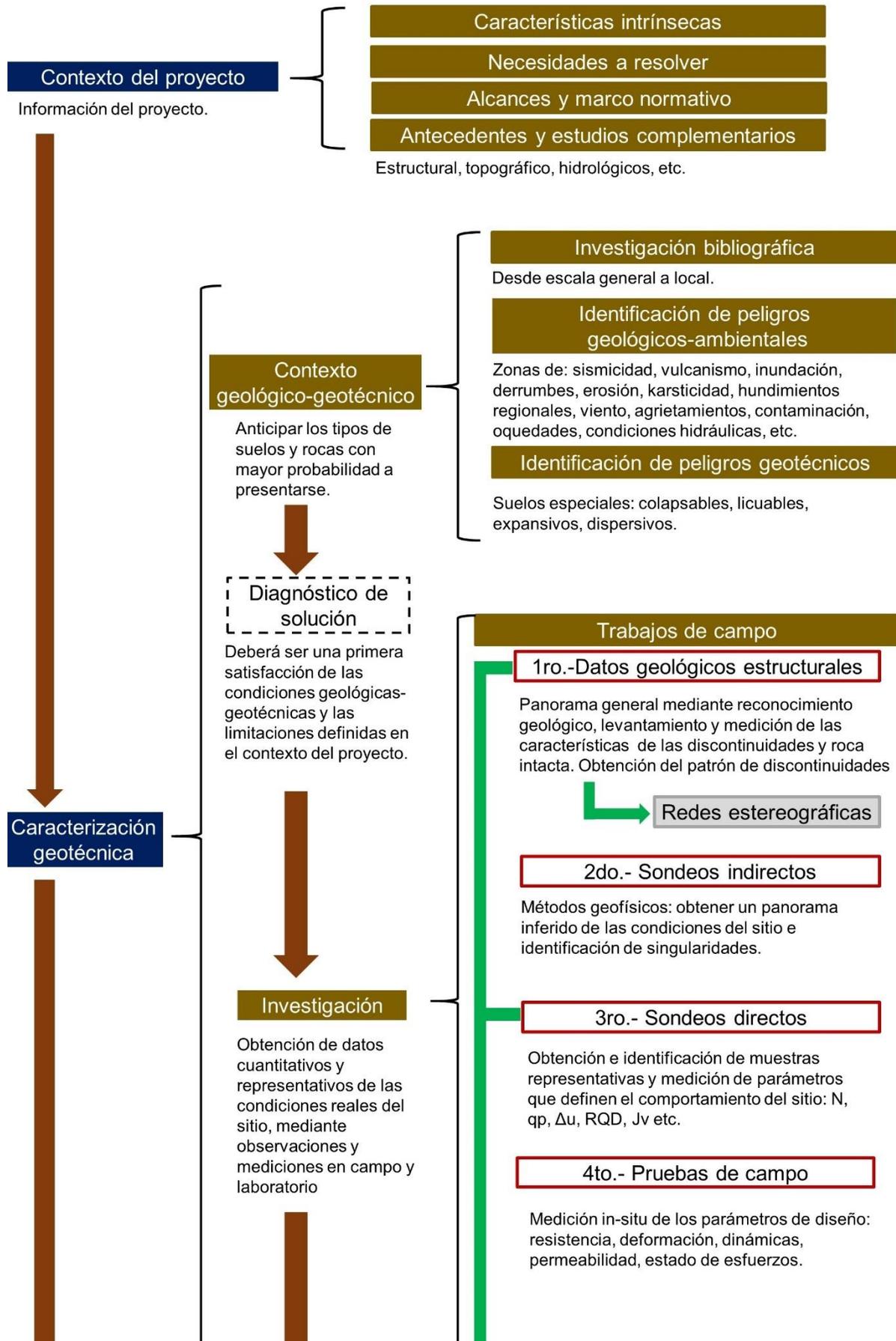
- Para el caso de la cimentación de un puente desplantado en un talud rocoso, será fundamental la obtención de los datos geológicos estructurales, identificación de familias principales en la red estereográfica, modelo litológico, estimación de la respuesta del terreno a una falla posiblemente en cuña, se podrá despreciar los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura debido a que podría no existir una gran cambio de rigidez entre la roca y la cimentación, suponiendo que la excavación sea superficial para el estribo podrá omitirse la revisión de subpresión.
- Un edificio desplantado en grandes depósitos de suelos blandos y en un terreno sensiblemente horizontal, como la zona lacustre de la ciudad de México. Se omite la obtención de datos geológicos estructurales y descripción de las discontinuidades de la roca, la respuesta del terreno será de una alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante. Además, será fundamental revisar los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura debido a la amplificación del movimiento del terreno ante el cambio notable de

rigideces de la cimentación y el suelo de desplante, además, en caso de tratarse de un cajón de cimentación, deberá revisarse la falla por subpresión.

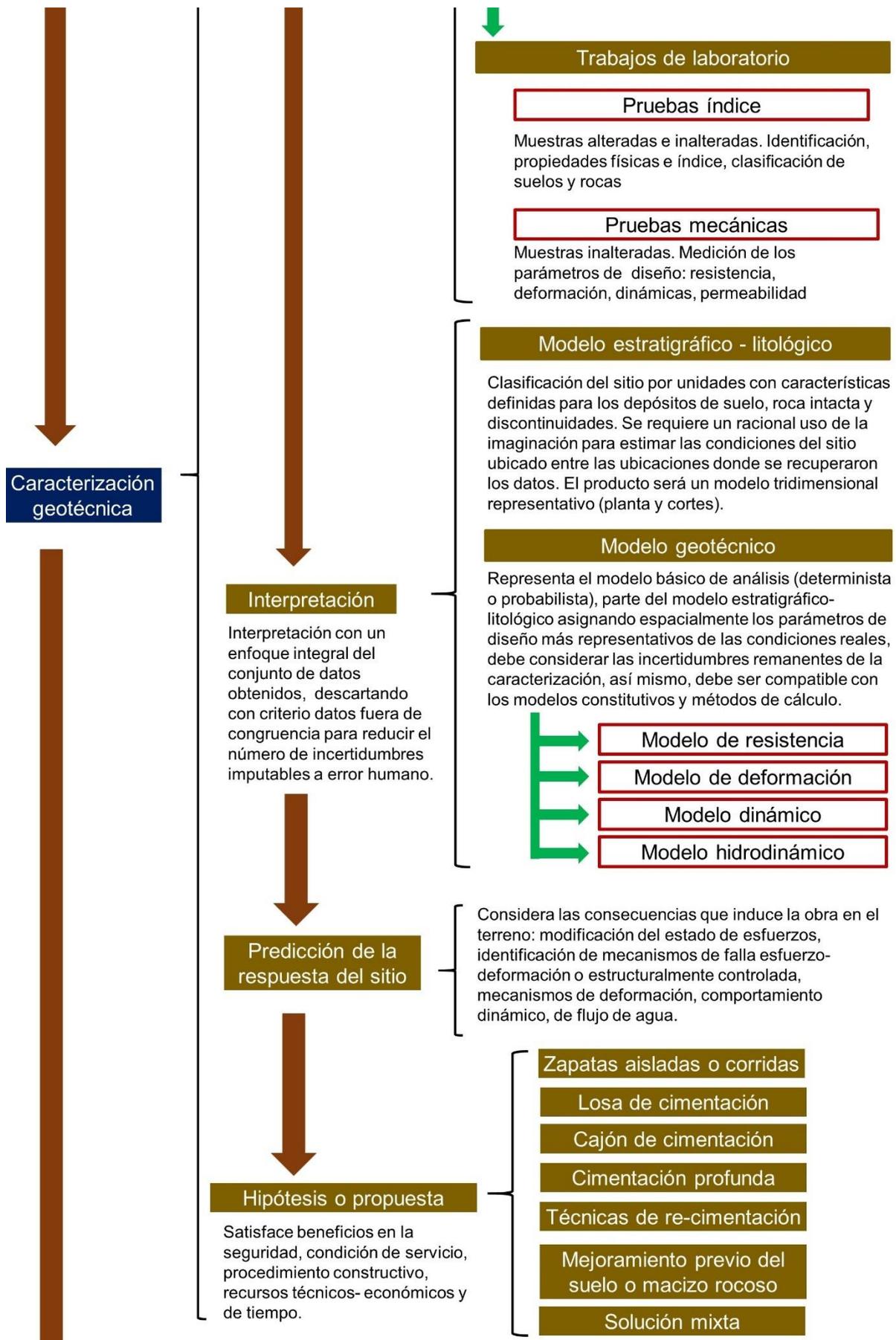
No obstante, en ambos casos, es importante la especificación de los procedimientos constructivos, calidad de materiales y propuesta de instrumentación a fin de garantizar que, durante la construcción, el comportamiento real de la obra se dentro de la predicción realizada en el diseño, y en su caso, aplicar las medidas correctivas en caso a cualquier desviación detectada con la instrumentación.



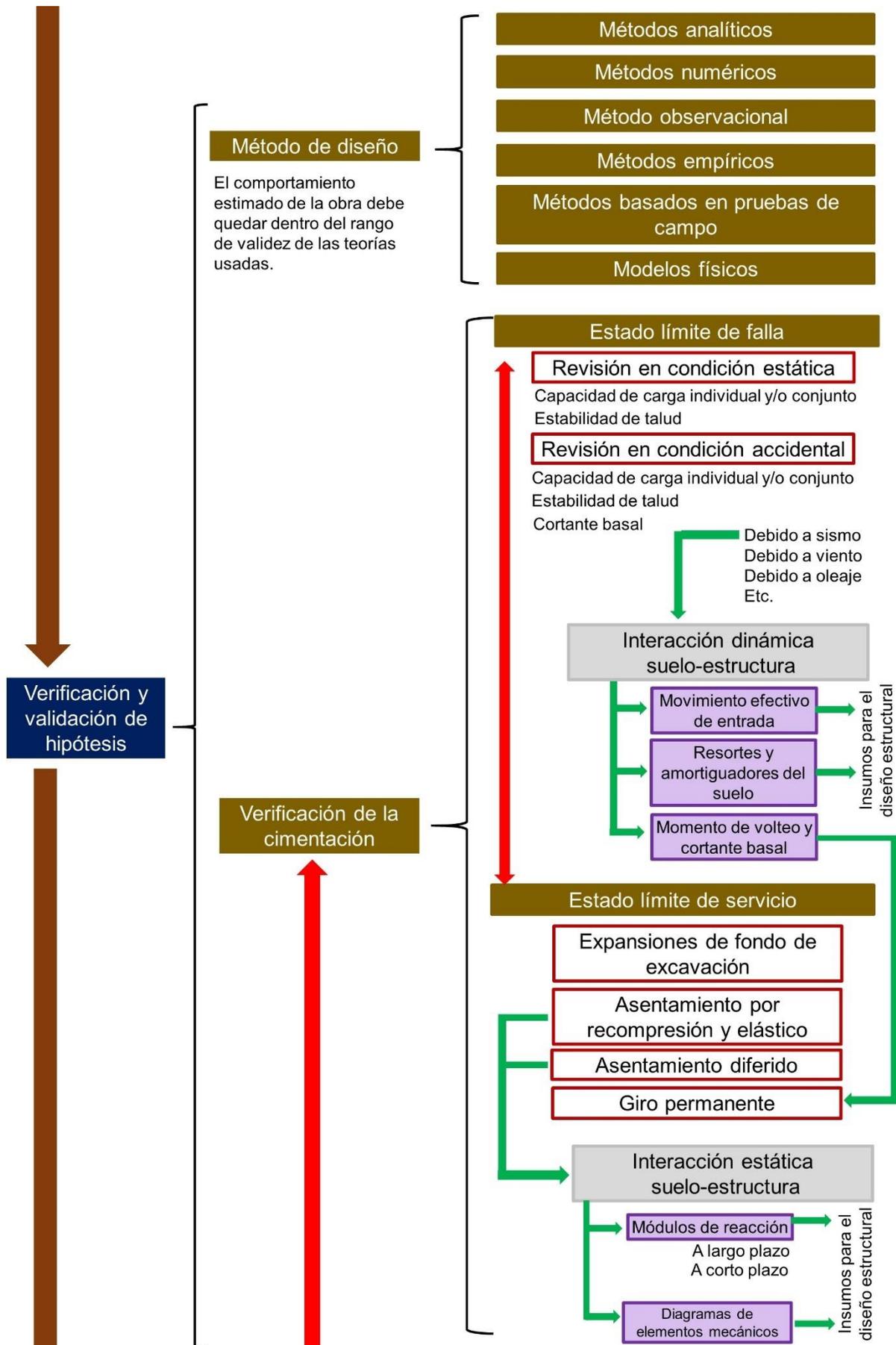
Esquema I Aplicación del método científico para el diseño y construcción de una cimentación. Diagrama general.



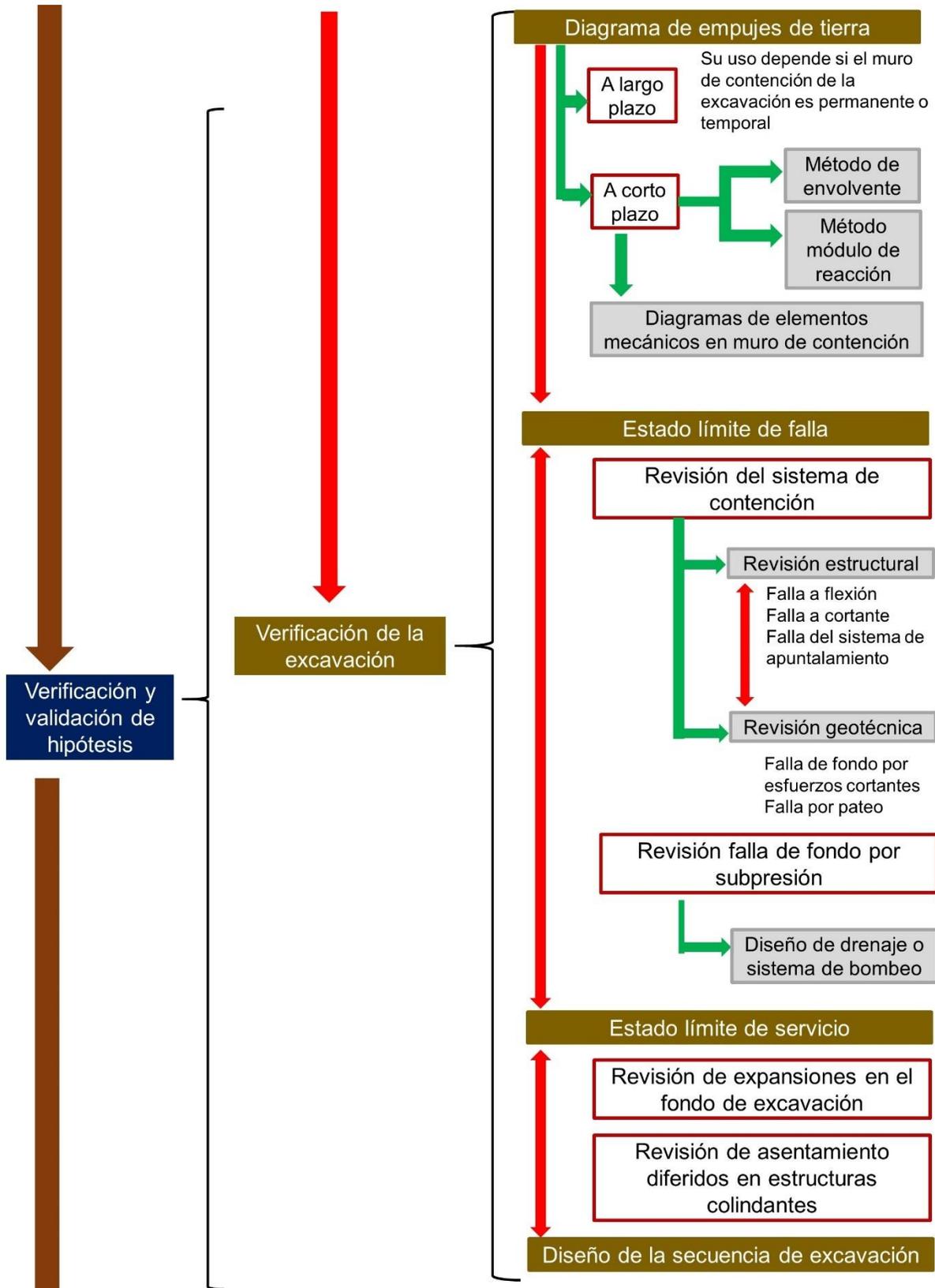
Esquema II Aplicación del método científico para el diseño y construcción de una cimentación. Diagrama desglosado (1 de 5).



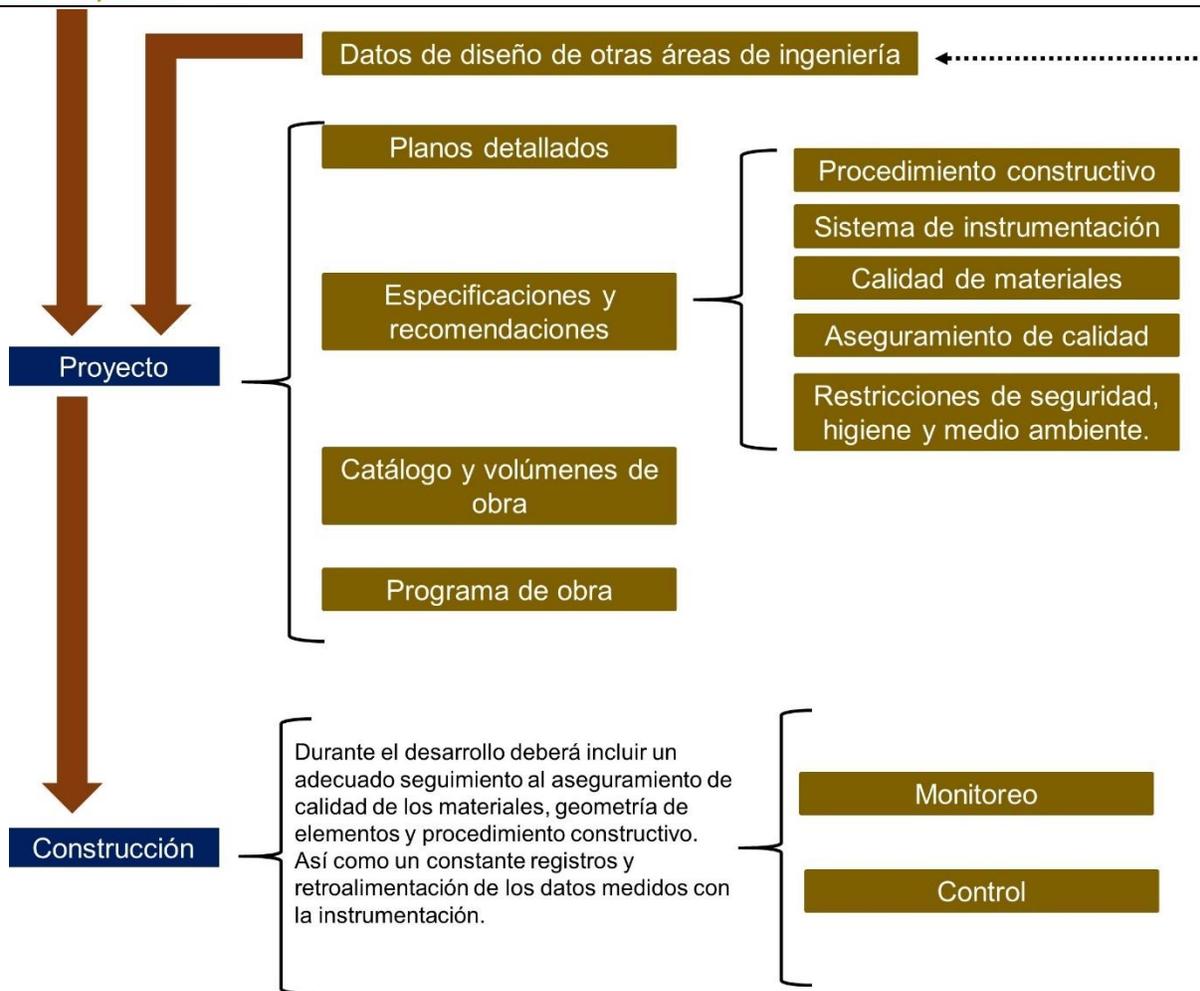
Esquema III Aplicación del método científico para el diseño y construcción de una cimentación. Diagrama desglosado (2 de 5).



Esquema IV Aplicación del método científico para el diseño y construcción de una cimentación. Diagrama desglosado (3 de 5).



Esquema V Aplicación del método científico para el diseño y construcción de una cimentación. Diagrama desglosado (4 de 5).



Esquema VI Aplicación del método científico para el diseño y construcción de una cimentación. Diagrama desglosado (5 de 5).

Principio de esfuerzos efectivos.

Los depósitos de suelo son materiales complejos con tres fases (sólido, líquido y gaseoso), heterogéneo y anisotrópico. El esfuerzo efectivo también llamado intergranular es el generado entre los granos sólidos que forman la estructura interna del suelo (Zeevaert, 1998), su conocimiento es de vital importancia para interpretar el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo y la respuesta al esfuerzo cortante de los suelos. Según el principio de esfuerzos efectivos de Terzaghi (1948), la presión de poro u no aporta a la resistencia y deformabilidad del suelo, por lo tanto, ambos son parámetros que dependen de la variación de los esfuerzos efectivos σ' . Los esfuerzos totales σ son la suma de los esfuerzos efectivos σ' y la presión de poro u .

$$\sigma = \sigma' + u$$

La presión de poro se determina en cada caso sea en forma estática o hidrodinámica.

Nivel de aguas freáticas, acuíferos, acuicludos y acuitardos.

El nivel de aguas freáticas (NAF) se considera como el nivel donde la presión de poro es igual a la presión atmosférica, así mismo, representa la frontera superior de un acuífero (Preene et al., 2000). Por debajo de este nivel el suelo se encuentra en estado saturado, mientras que en la zona de su parte superior se encuentran actuando presiones de poro negativas por efecto de capilaridad.

El agua intersticial puede fluir con mayor o menor facilidad dependiendo de la permeabilidad de los suelos y rocas del sitio (Preene et al., 2000). Se conocen como acuíferos a los suelos y rocas de gran permeabilidad que permiten la facilidad de movimiento del agua gravitacional. Mientras que a los suelos y rocas con muy baja permeabilidad que pueden actuar como fronteras impermeables se conocen como acuicludos. Los suelos y rocas con una permeabilidad intermedia se conocen como acuitardos. Si la frontera superior de un acuífero esta expuesta a la atmósfera entonces se le conoce como acuífero libre, si en la frontera superior se encuentra un acuicludo o un acuitardo entonces se llama acuífero confinado.

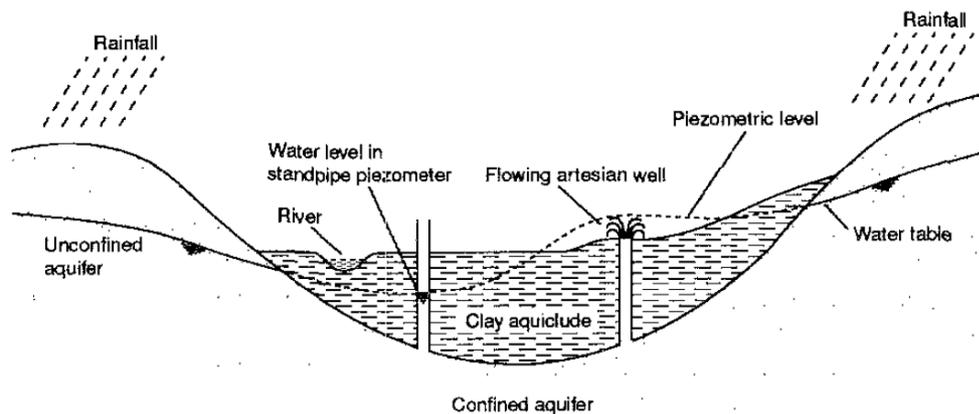


Figura 1 Corte transversal a través de un acuífero confinado y libre (Preene et al., 2000).

Resistencia al esfuerzo cortante.

La determinación de la resistencia de los suelos es un parámetro fundamental que se utiliza para determinar la estabilidad de cualquier tipo de obra geotécnica: cimentaciones, túneles, taludes, muros de contención, etc. La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no es un parámetro constante, debido a que depende de las

condiciones hidráulicas y de permeabilidad que permitan la disipación del incremento de la presión de poro, velocidad de aplicación de carga externa, estado de esfuerzos iniciales, tiempo de vida útil de la obra; además se debe considerar las variables propias de la naturaleza del suelo (Zeevaert, 1998): forma y rugosidad de los granos, compacidad, consistencia, grado de saturación, etc.

Es deseable ensayar las muestras de suelo bajo las mismas condiciones de frontera y de carga que se presentarán en campo, sin embargo, esto es difícil de lograr debido a la presencia de variables no controlables y del grado de incertidumbre que siempre existente en la geotecnia. Por lo tanto, es necesario anticipar la naturaleza del mecanismo de falla más probable a presentarse para seleccionar el tipo de prueba y condiciones de carga que sean más representativas del problema. En la figura II se muestran diferentes mecanismos de falla donde se observa la superficie potencial de falla donde se movilizará la resistencia al esfuerzo cortante del suelo y el tipo de prueba más adecuada.

El modelo constitutivo más común para definir la resistencia es el definido por Mohr-Coulomb, éste considera que un suelo llega a la ruptura cuando el cociente del esfuerzo cortante y del esfuerzo normal asociados en un plano alcanza punto crítico. La resistencia al esfuerzo cortante τ a lo largo de una superficie potencial de falla, se considera como la suma de la fuerza de cohesión c entre las partículas del suelo y la fuerza de fricción dada por un esfuerzo normal σ_n actuando en dicha superficie de rugosidad φ .

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi$$

La cohesión c y el ángulo de rozamiento φ son conocidos como los parámetros de resistencia al corte; dichos factores se representan gráficamente en el círculo de Mohr, ya que definen la geometría de la envolvente de falla, la cual, representa toda combinación de esfuerzos normales y tangenciales que provocan la falla del suelo. La figura III muestra esquemas equivalentes representativos de las fuerzas de cohesión de fricción que aportan a la resistencia según el modelo Mohr-Coulomb.

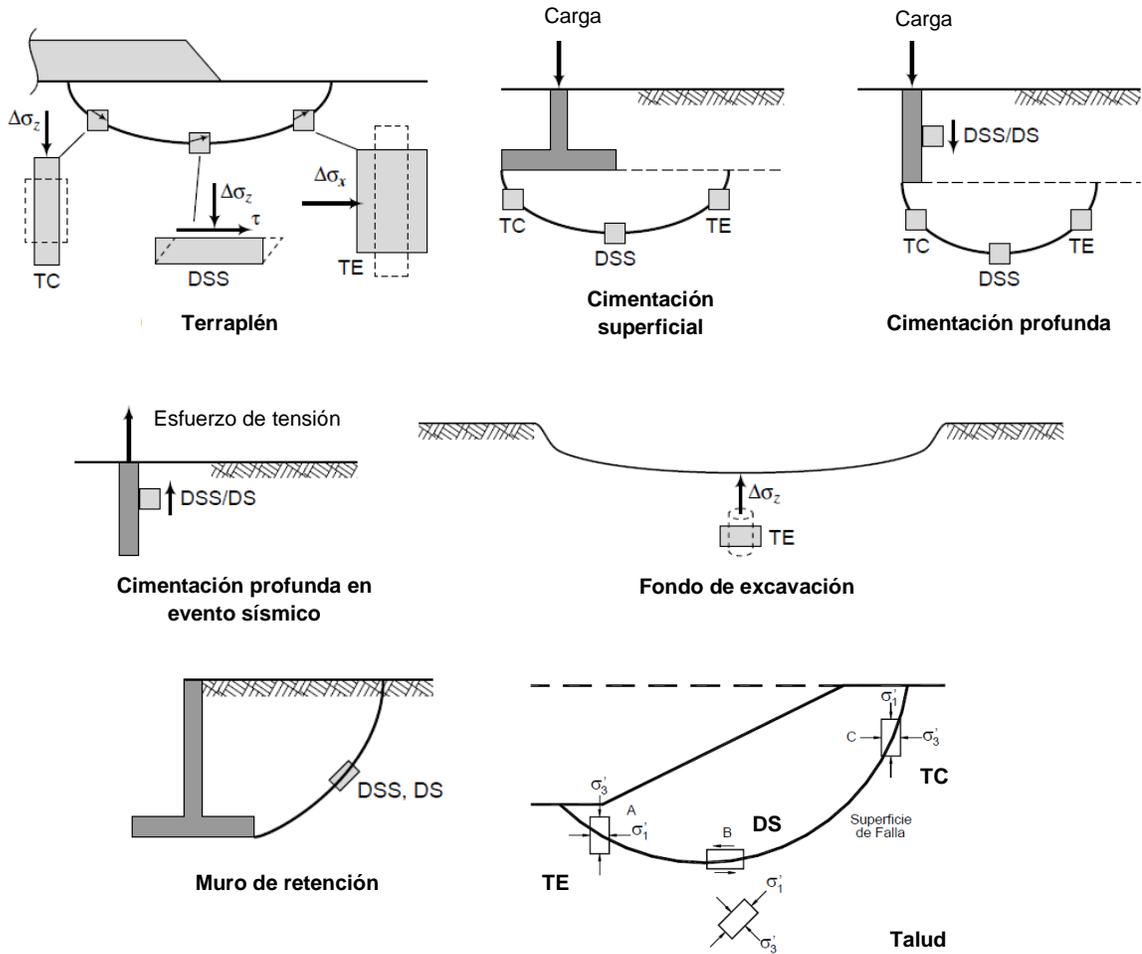


Figura II Mecanismos de falla para diversas obras geotécnicas en donde se muestra las superficies potenciales de falla y un esquema del tipo de prueba representativa: DS (Corte Directo), TC (Compresión triaxial), DSS (Corte directo simple). TE (Extensión triaxial) o compresión triaxial modificando orientación de probeta (Budhu, 2011).

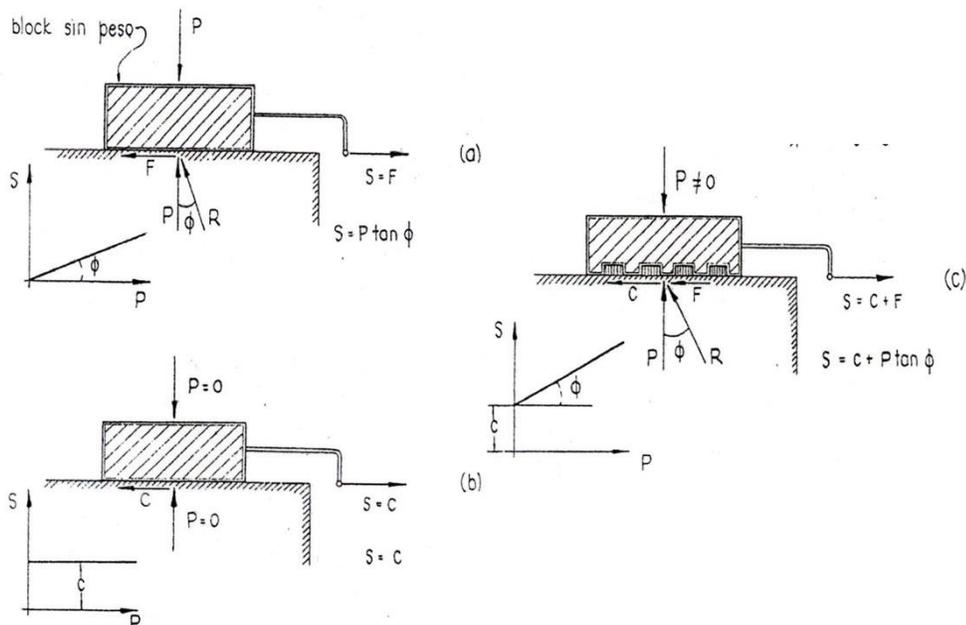


Figura III Esquemas representativos de resistencia al esfuerzo cortante de Mohr-Coulomb (Zeevaert, 1998).

Respuesta esfuerzo-deformación-tiempo.

La estimación de la deformación de los suelos es de vital importancia para asegurar la funcionalidad de la estructura durante toda su vida útil. Al igual que la resistencia al esfuerzo cortante, la deformación de los suelos no es un parámetro constante pues depende el porcentaje de gruesos y finos que lo componen, compactación, consistencia, condiciones hidráulicas, estados de esfuerzos iniciales y el historial de carga al cual ha estado sometido.

Tal como lo indica Zeevaert (1998), ante una modificación del estado de esfuerzos y debido a la naturaleza trifásica del suelo se presenta una deformación elástica asociada a la compresión misma de los sólidos, así como una deformación plástica (no recuperable) debido al reacomodo de la estructura interna del suelo o fracturamiento mismo de los granos (ver figura IV), es decir, se presenta una deformación elastoplástica. Este tipo de comportamiento es usual en suelos granulares con un muy reducido contenido de finos. Si el suelo es sometido a una baja modificación del estado de esfuerzos se podrá presentar un comportamiento puramente elástico sin inducir un reacomodo de su estructura interna. Por otro lado, en el caso de suelos finos es importante considerar el factor tiempo en la relación esfuerzo-deformación, ya que, debido a las propiedades mineralógicas de la arcilla, se presentará un fenómeno viscoso que retrasa la deformación total inducida del suelo (ver figura V).

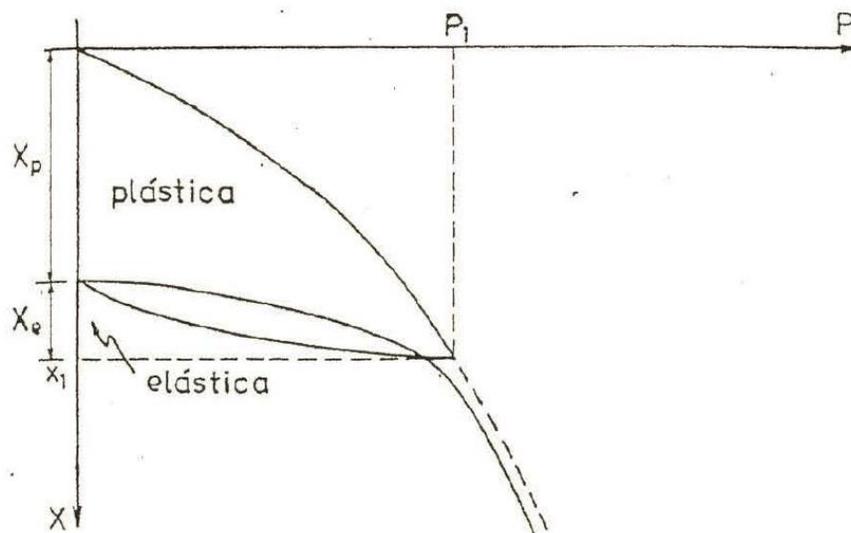


Figura IV Respuesta esfuerzo-deformación típica de un suelo con ciclo de carga y descarga, se observa las componentes elástica y plástica de deformación (Zeevaert, 1998).

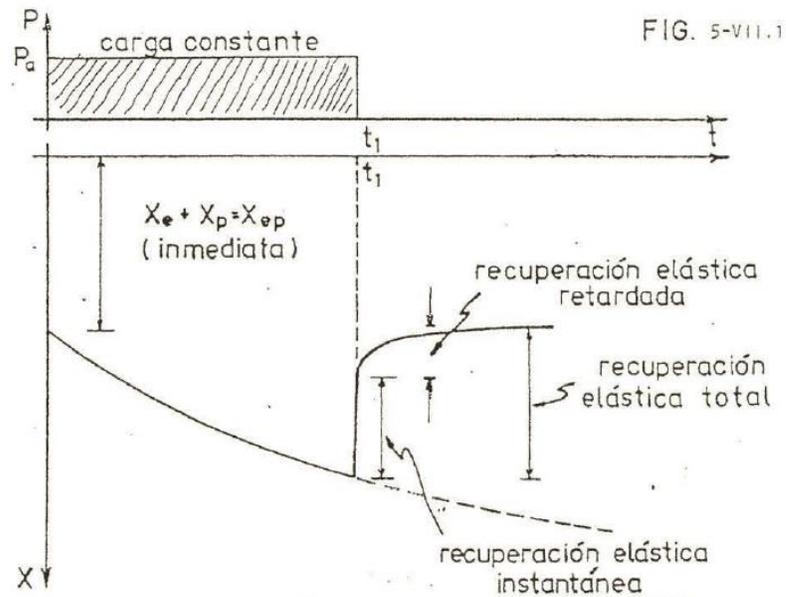


Figura V Resposta esforço-deformação-tempo típica de um solo fino com ciclo de carga e descarga, se observa las componentes elástica y plástica de deformación, así como el retardamiento debido al fenómeno viscoso de los minerales arcillosos (Zeevaert, 1998).

Fenómeno de la consolidación primaria de suelos.

Este proceso se presenta en suelos finos en estado saturado y representa el fenómeno del retardamiento de la deformación volumétrica del suelo (Zeevaert, 1998). En un inicio la presión de poro u es quien soporta el incremento de esfuerzos en la masa de suelo $\Delta\sigma_z$, con el paso del tiempo se produce una expulsión de agua en el suelo que reduce la presión de poro. Este efecto provoca un aumento en el esfuerzo efectivo σ' y reacomodo de la estructura interna pues ahora ésta es quien soporta dicho incremento de esfuerzos. Tal como lo indica Zeevaert, la teoría de la consolidación desarrollada por Terzaghi (1943) tiene por objeto definir una función que permita determinar la variación del exceso de la presión de poro asociada a cualquier profundidad y en un tiempo dado.

Las hipótesis generales para el desarrollo de la consolidación primaria son las siguientes (Zeevaert, 1998):

- 1) La masa de suelo es homogéneo e isótropo en sentido vertical.
- 2) La fracción sólida y el agua en el suelo son incompresibles.

3) El agua que se expulsa dentro de los vacíos durante el proceso de la consolidación es únicamente el agua gravitacional y supone válido la ley de Darcy en régimen laminar.

4) Los parámetros mecánicos de deformación del material son exclusivamente los relacionados con la elasticidad y plasticidad inmediata, las cuales, no son función del tiempo.

La ecuación diferencial que modela el fenómeno de la consolidación primaria, según Terzaghi (1943), se expresa como:

$$\frac{\partial \Delta u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial Z^2}$$

La función solución $\Delta u(z, t)$ permite estimar el exceso de la presión de poro según sea la profundidad y tiempo de análisis considerado, la cual, resulta ser una familia de curvas paramétricas llamadas curvas isócronas (figura VI). Existen métodos numéricos y analíticos para resolver la ecuación diferencial, una de estas soluciones se representa con la siguiente expresión analítica:

$$\Delta u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2\Delta\sigma_z}{M} \sin\left(M \frac{z}{H_d}\right) e^{-M^2 T}$$

$$M = \frac{\pi}{2}(2m + 1)$$

Donde: m es el número de términos que conforman la serie, T es el factor tiempo, $\Delta\sigma_z$ es el incremento de esfuerzos al centro del estrato de suelo, z es la profundidad, H_d es el espesor total efectivo drenante.

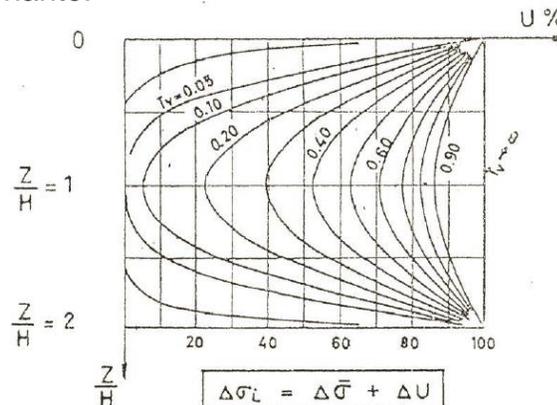


Figura VI Curvas isócronas como solución a la ecuación diferencial de la consolidación primaria (Zeevaert, 1998).

Transmisión de esfuerzos en la masa de suelo.

Aunque la naturaleza del suelo es compleja, se ha demostrado que la solución de Boussinesq basada en la teoría de la elasticidad ha ofrecido estimaciones aceptables. El método de Boussinesq supone que el suelo es homogéneo, isótropo, semi-infinito y con una respuesta esfuerzo-deformación de tipo elástico. Este método permite obtener el incremento de esfuerzos $\Delta\sigma$, en el suelo provocado por cargas puntuales, lineales, rectangulares y circulares. Al graficar la distribución de esfuerzos en un punto conforme avanza la profundidad, se obtiene el llamado bulbo de presiones, el cual, es la representación gráfica de la disipación del esfuerzo conforme aumenta la profundidad.

Flujo de agua en suelos.

El estudio del flujo de agua en suelos ha sido uno de los temas centrales de la geotecnia debido al número de obras cuya estabilidad depende de las fuerzas de filtración. El principio de conservación de la energía y el principio de conservación de la masa son los cimientos de este estudio. La cantidad de energía en un punto del flujo se obtiene mediante el teorema de Bernoulli, donde se obtiene la carga por posición, de velocidad y de presión. La sumatoria de estas energías se conoce como potencial hidráulico, cualquier diferencial de este potencial provocará un flujo de agua.

Estados locales de equilibrio plástico.

Si consideramos el caso de un muro de contención con su base rugosa pero su pared interna lisa, se obtendrán según Terzaghi (1948) los estados locales de equilibrio plástico, los cuales se muestran en la figura VII para un suelo de arena homogénea.

Para el caso activo mostrado en la figura VIIa, tan pronto como el muro se desplaza de su posición ab hacia $a1b$, la cuña de falla se desarrolla entre la pared vertical del muro y una superficie potencial de falla con inclinación de $45 + \varphi/2$ respecto a la horizontal; dentro de esta cuña el suelo alcanza el estado de equilibrio plástico. Debido a la condición de borde en las paredes del muro, el empuje activo se aplica perpendicular a la pared de este.

Para el caso pasivo mostrado en la figura VIIb, tan pronto como el muro se desplaza de su posición ab hacia $a2b$, la cuña de falla se desarrolla entre la pared vertical del muro y

una superficie potencial de falla con inclinación de $45 - \varphi/2$ respecto a la horizontal; dentro de esta cuña el suelo alcanza el estado de equilibrio plástico. Debido a la condición de borde en las paredes del muro, el empuje pasivo se aplica perpendicular a la pared de este.

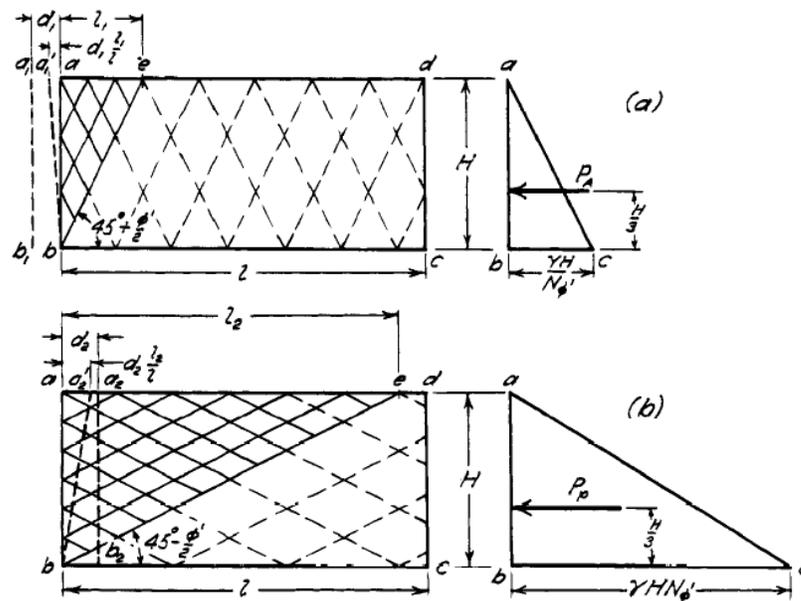


Figura VII Estados locales de equilibrio plástico (Terzaghi, 1948): a) Caso activo; b) Caso pasivo.

La figura VIII muestra una comparativa en el círculo de Mohr para los estados de equilibrio límite plásticos y elásticos, considerando que el esfuerzo vertical permanece constante.

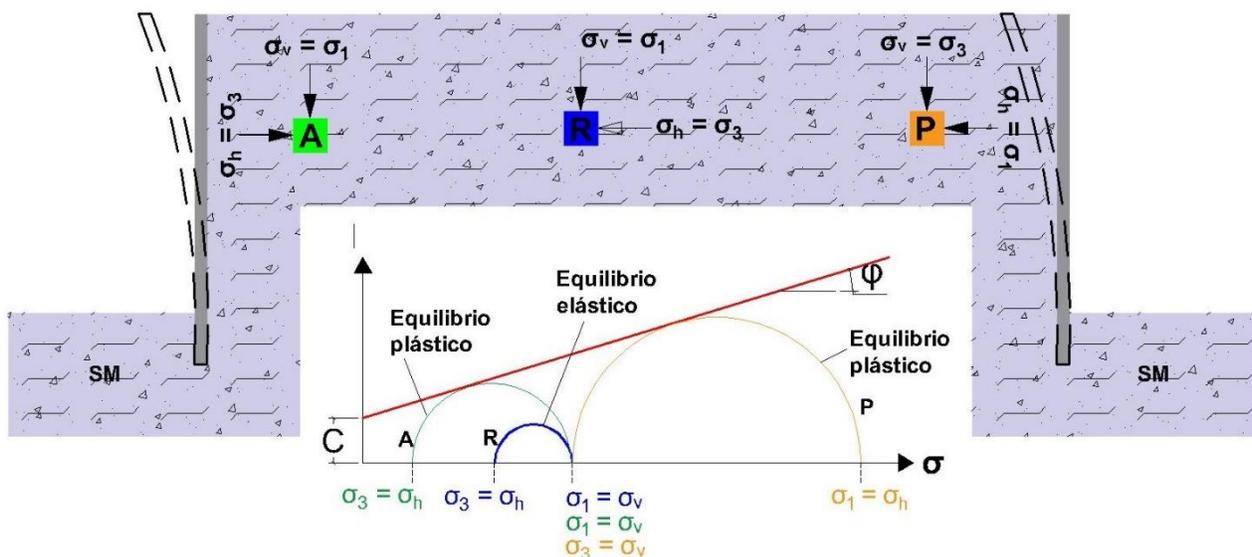


Figura VIII Estados de equilibrio elástico (R: reposo), locales de equilibrio plástico (A: activo, P: pasivo) y su representación en el círculo de Mohr (Dominguez, 2016).

La presión horizontal en reposo, según Rankine, es:

$$P_0 = \sigma'_v k_0 + q_{cl} k_0 + u$$

Para un suelo de respuesta puramente friccionante (figura IXa), la presión horizontal activa, según Rankine, es:

$$P_A = \sigma'_v k_a + u + q_{cl} k_a$$

Para un suelo de respuesta puramente friccionante (figura IXb), la presión horizontal pasiva, según Rankine, es:

$$P_P = \sigma'_v k_P + u + q_{cl} k_P$$

Para un suelo de respuesta cohesivo-friccionante (figura IXc), la presión horizontal activa, según Rankine, es:

$$P_A = \sigma'_v k_a + u + q_{cl} k_a - 2c\sqrt{k_a}$$

Para un suelo de respuesta cohesivo-friccionante (figura IXd), la presión horizontal pasiva, según Rankine, es:

$$P_P = \sigma'_v k_P + u + q_{cl} k_P + 2c_u\sqrt{k_P}$$

Donde:

k_0 es el coeficiente de empuje de tierras en reposo e igual a:

$$k_0 = 1 - \sin \varphi$$

$$k_0 = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

k_a es el coeficiente de empuje de tierras activo e igual a:

$$k_a = \tan \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)^2$$

k_P es el coeficiente de empuje de tierras pasivo e igual a:

$$k_P = \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)^2$$

El empuje de tierras en reposo E_0 , activo E_A o pasivo E_P , se obtienen respectivamente como el área del diagrama de empuje de tierras.

Cabe aclarar que dichos diagramas no consideran la disipación del incremento de esfuerzos inducido por la sobrecarga, en muros de considerable altura deberá de verificarse este efecto.

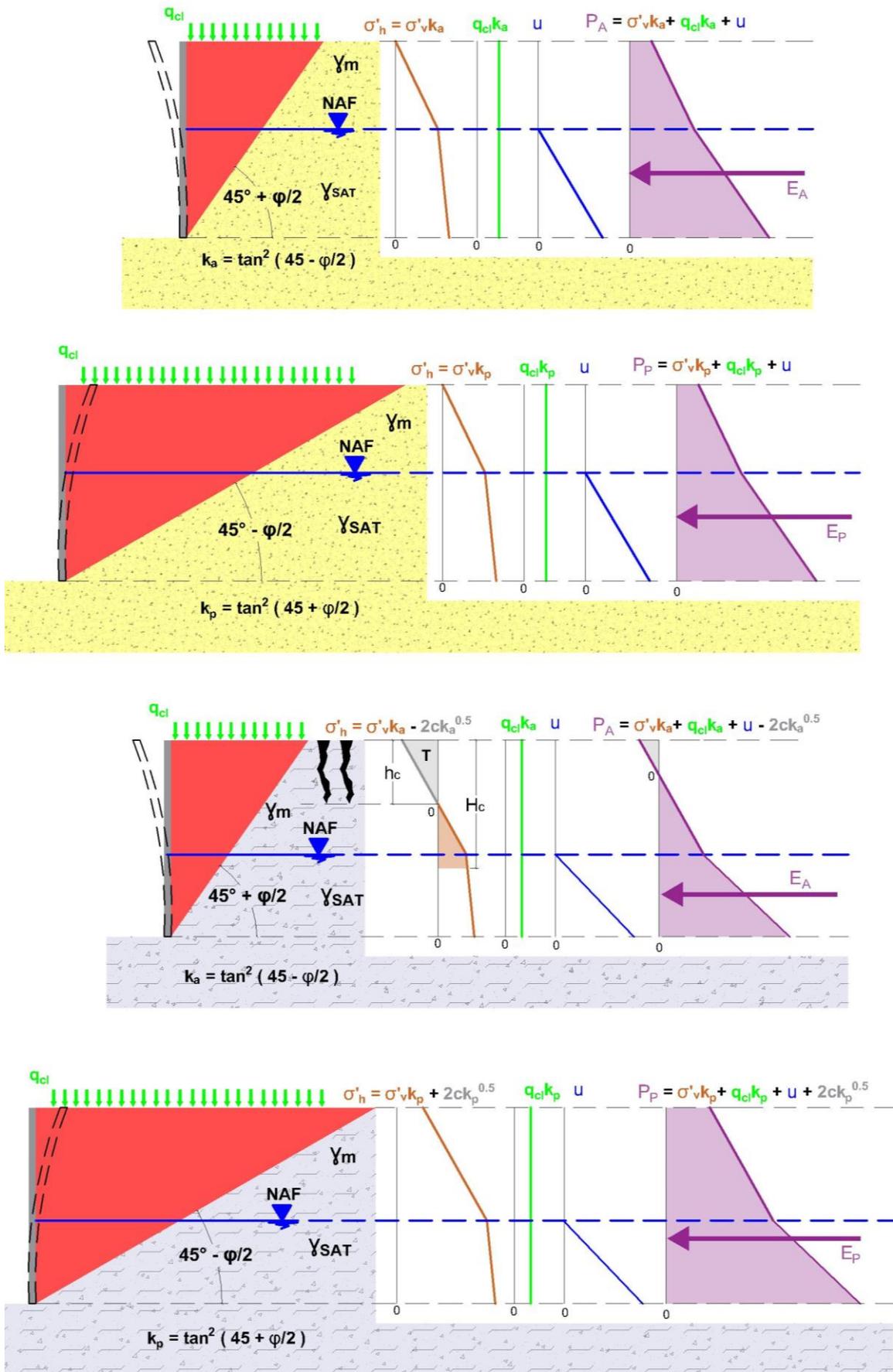


Figura IX Diagrama de presiones para un suelo saturado en condición hidrostática y considerando el efecto de sobrecarga (Dominguez, 2016): a) caso activo para suelo de respuesta puramente friccionante, b) caso pasivo para suelo de respuesta puramente friccionante, c) caso activo para suelo de respuesta cohesivo-friccionante, d) caso pasivo para suelo de respuesta cohesivo-friccionante.

I. INFORMACIÓN DE PROYECTO.

I.1. Localización.

El sitio de estudio se encuentra localizado en la colonia Roma Norte, alcaldía Cuauhtémoc, CDMX. La figura I.1 muestra un mapa de la zona.

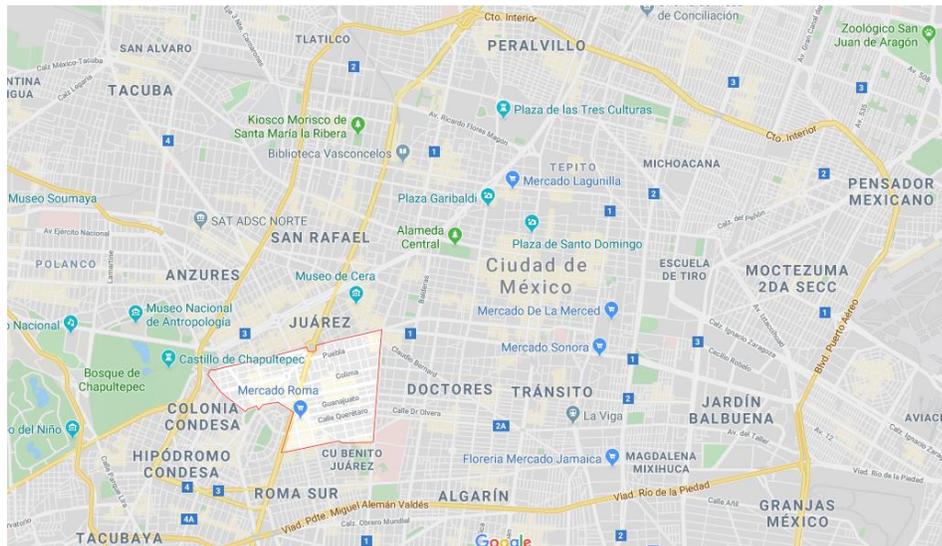


Figura I.1 Localización del sitio de estudio (Google Earth, 2019).

I.2. Descripción general.

En base a lo estipulado en el reglamento de construcción del Distrito Federal (RCDF, 2017) art.6, el presente proyecto de edificación se clasifica por su destino como servicios y por su uso como oficinas.

Se trata de una edificación de concreto armado de seis niveles y con un nivel para cajones de estacionamiento. Presenta una altura de entrepiso constante de 3.00m, una altura total de 18.00m, largo de 36.00m de largo y un ancho de 31.60m. A partir de la planta baja presenta un largo de 36.00m y un ancho de 44.0m.

En base a la clasificación de las edificaciones que se establece en el RCDF (2017) art. 139, este edificio se clasifica como tipo B; teniendo en cuenta su altura y metros cuadrados de construcción, se clasifica como subgrupo B1.

I.3. Descripción arquitectónica.

En la planta baja se presenta una zona de atención con sala de espera para acceso al edificio, así como un módulo de vigilancia, sanitarios y un almacén general. Se

presentan elevadores y escaleras centrales para subir a la zona de oficinas, así también como escaleras al fondo del edificio para bajar a los cajones de estacionamiento. Dichos elevadores tienen una capacidad de hasta 14 personas.

Al mismo nivel de planta baja, del lado izquierdo del edificio se presenta la entrada al estacionamiento por medio de una rampa con 8% de pendiente, mientras que del lado derecho se presenta la salida con otra rampa de 8% de pendiente. La planta baja considerando la salida y entrada del estacionamiento, presenta una dimensión de 36.00m de largo y 44.00m de ancho. Cada planta tipo está conformada por dos módulos de oficinas independientes (oficina "A" y oficina "B"). Se puede acceder a estas oficinas desde el vestíbulo de entrepiso. La oficina "A" y oficina "B" se encuentran separadas por muros permanentes de mampostería, mientras que internamente cuentan con muros divisorios. En el perímetro del edificio se ha proyectado un muro de cancelería. Las dimensiones del edificio en su planta tipo es de 36.00m de largo y 31.60m de ancho. En la planta azotea se proyecta el cuarto de máquinas para los elevadores y perimetralmente un muro de mampostería de 1.20m de altura.

1.4. Descripción de estructuración.

El edificio está estructurado por medio de marcos de concreto reforzado, tipo clase I de $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$. Los marcos de concreto presentan un claro máximo de 8.80m. Las trabes principales presentan una sección transversal única de 45cmX90cm. En cuanto a las columnas, en todos los niveles presentan una dimensión de 85cmx85cm. Se ha diseñado un sistema de piso a base de losa aligerada de 40cm de peralte, la cual, funcionará como un diafragma rígido. La figura I.2 muestra lo anterior.

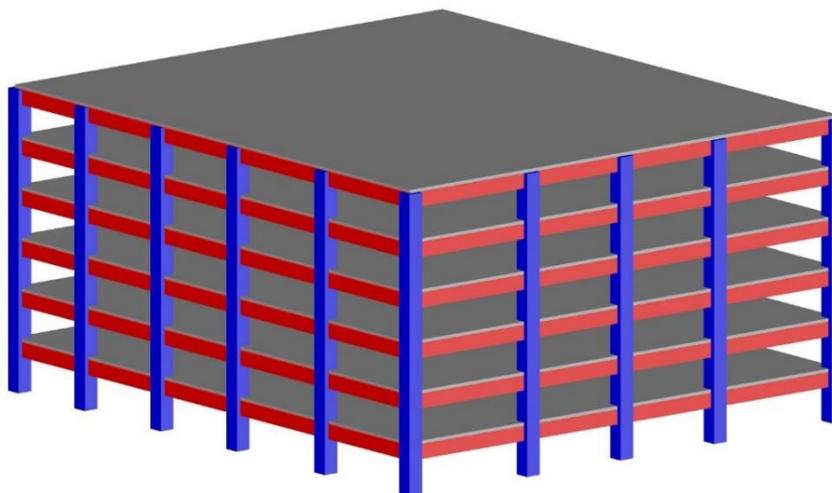


Figura I.2 Estructuración del edificio a base marcos de concreto armado.

Los muros de mampostería permanentes se consideran como desligados del comportamiento de los marcos de concreto. En función de la eficiencia de la estructura dentro de un evento sísmico, presenta un coeficiente de comportamiento sísmico $Q = 2$. Preliminarmente, se considera que el nivel de cajones de estacionamiento contará con un muro perimetral de 0.60m de ancho y una losa de fondo de concreto armado de 20cm de espesor.

I.5. Plantas arquitectónicas.

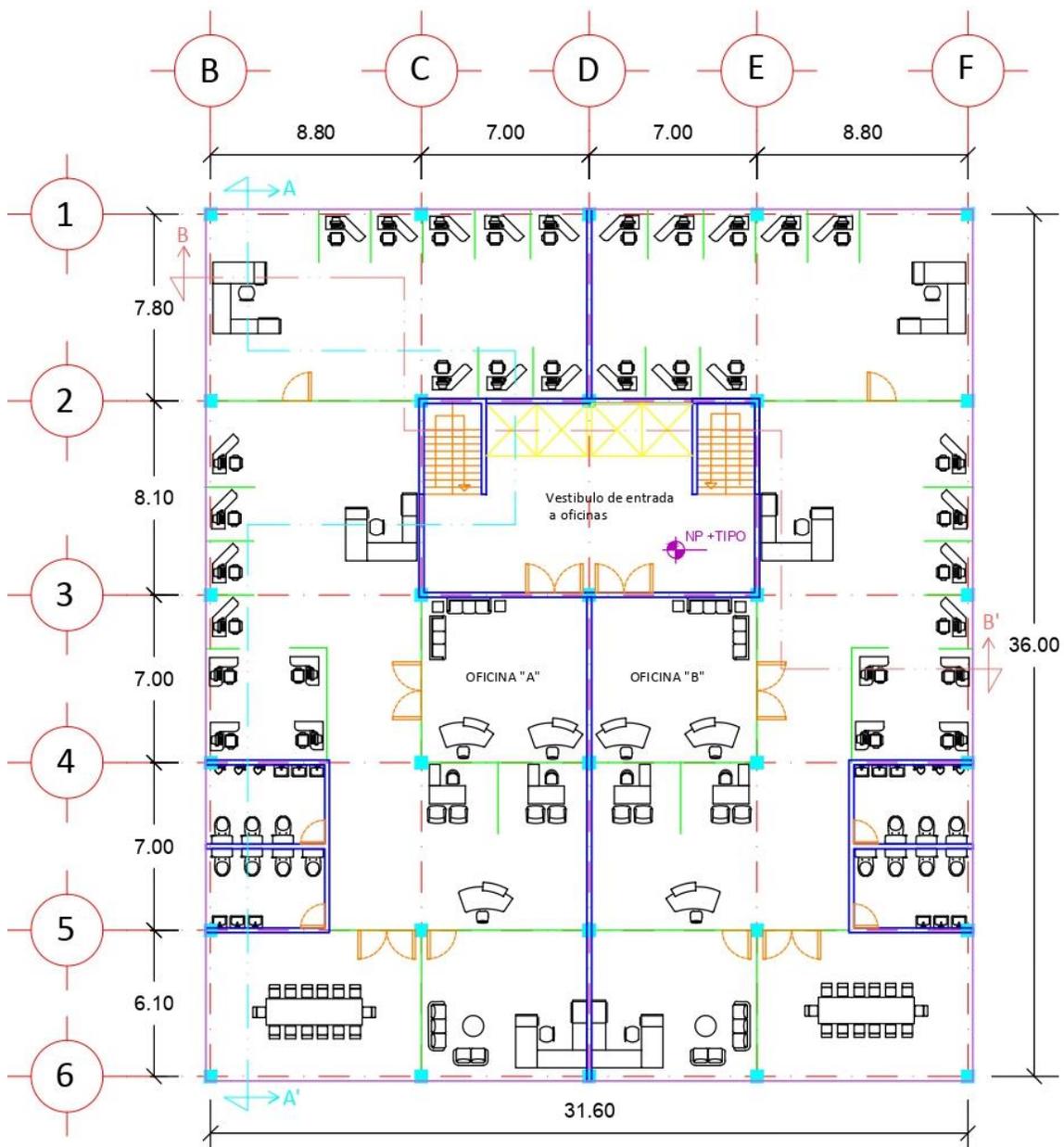


Figura I.3 Plantas arquitectónicas: planta de entrepiso tipo.

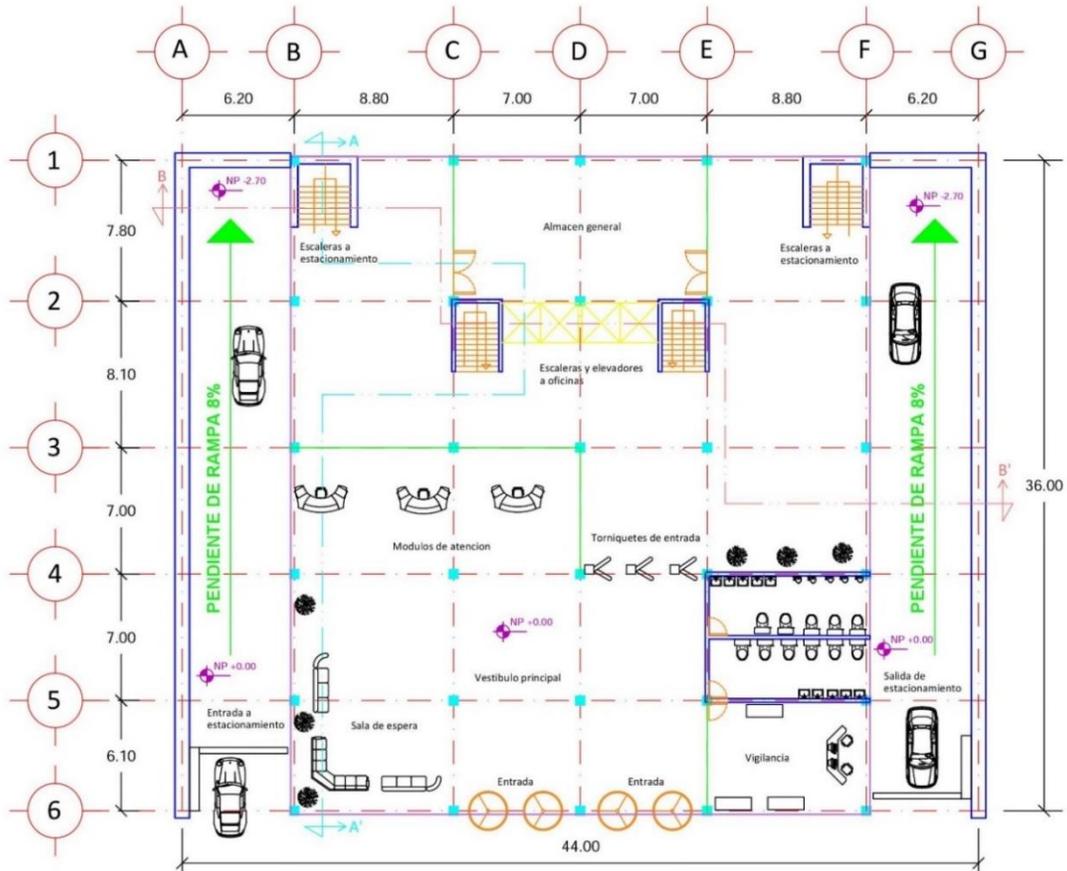


Figura I.4 Plantas arquitectónicas: planta baja.

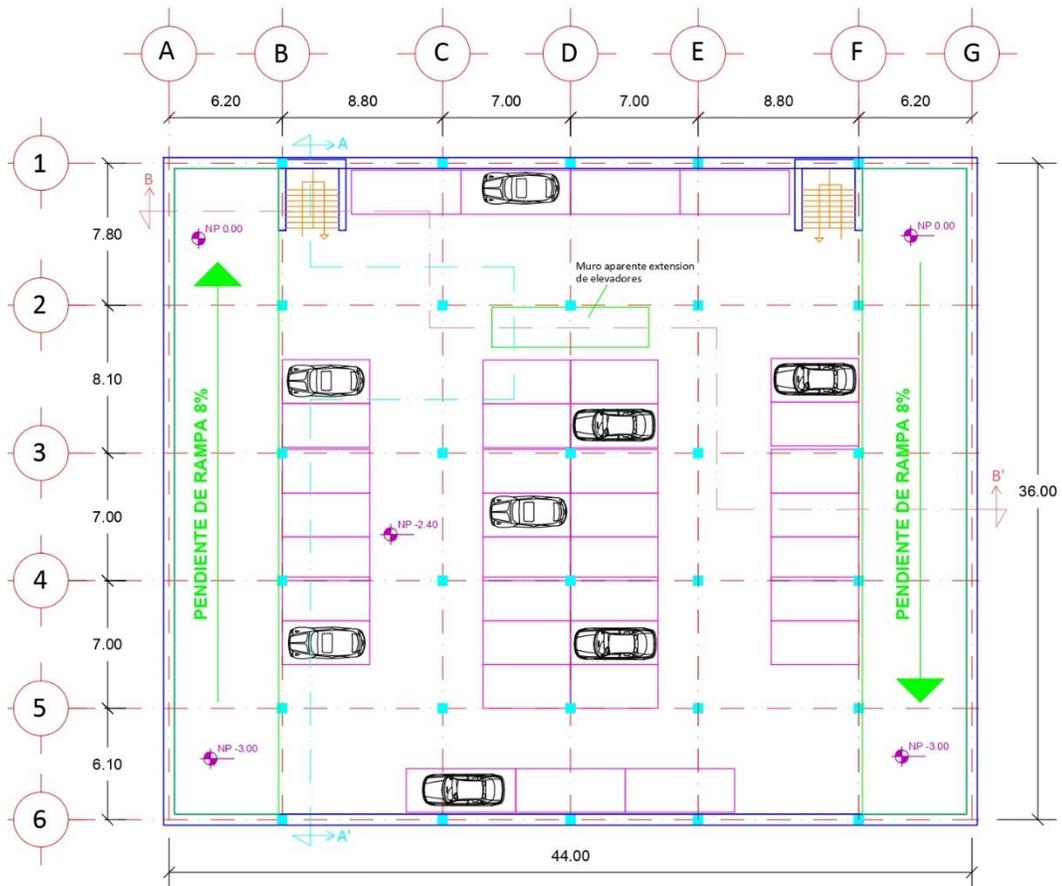


Figura I.5 Plantas arquitectónicas: planta cajón de estacionamiento.

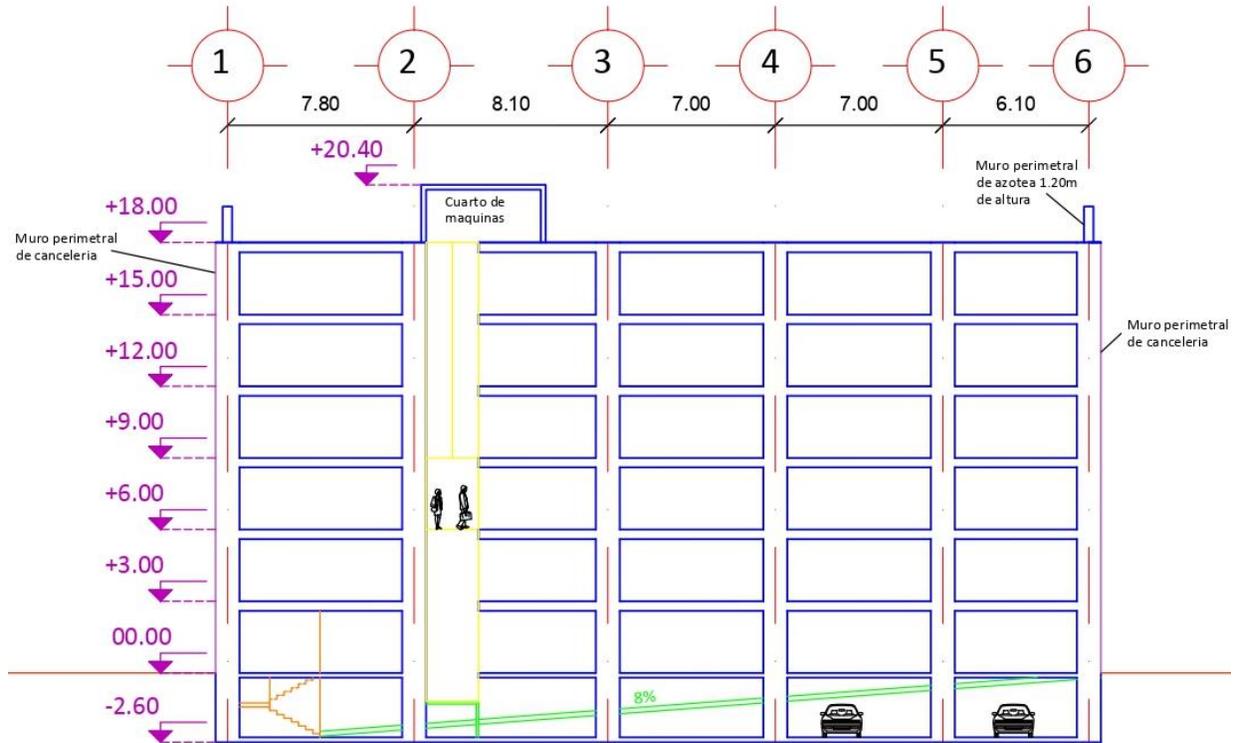


Figura I.6 Plantas arquitectónicas: corte A-A'.

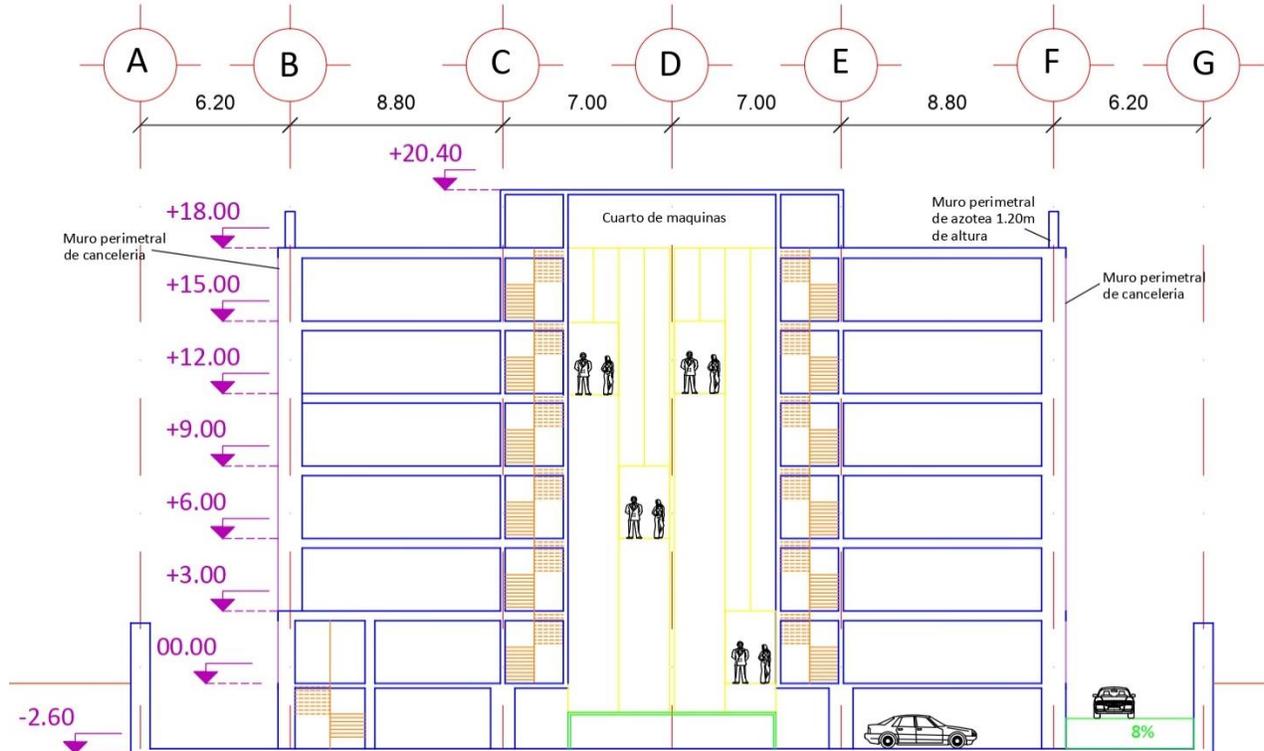


Figura I.7 Plantas arquitectónicas: corte B-B'.

1.6. Combinaciones de carga.

Las combinaciones de acciones actuantes en la estructura se definen en base a lo establecido en las normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de edificaciones (NTC-EDI, 2017), cap.2.3 “Combinaciones de carga” y capítulo 3.4 “Factores de carga”. Mientras que las revisiones con las que se usara cada combinación de cargas se establecen en las mismas normas, capítulo 6.1.2 “Disposiciones generales”.

Para obtener los elementos mecánicos transmitidos por las columnas se ha utilizado herramientas computacionales para modelar el edificio, la figura 1.8 muestra el modelo computacional del edificio. En las tablas 1.1, 1.2 y 1.3 se muestran los elementos mecánicos transmitidos por las columnas a una elevación correspondiente al nivel de desplante de la cimentación, los cuales, incluyen el peso de la estructura más el peso estimado de la cimentación en condiciones estáticas.

Combinación A.

$$(CP + CV_{med})F_C$$

CP = Carga permanente.

CV_{med} = Carga variable con intensidad media.

F_C = Factor de carga igual a 1.00.

Esta combinación se empleará para la revisión del estado límite de servicio por asentamientos diferidos.

Combinación B.

$$CPF_{C CP} + CV_{max}F_{C CV}$$

CP = Carga permanente.

CV_{max} = Carga variable con intensidad máxima.

$F_{C CP}$ = Factor de carga para carga permanente igual a 1.30 para estructuras tipo B.

$F_{C CV}$ = Factor de carga para carga variable igual a 1.50 para estructuras tipo B.

Esta combinación se empleará para la revisión del estado límite de falla por capacidad de carga y estado límite de servicio por asentamientos inmediatos.

Combinación C.

$$(CP + CV_{ins})F_C$$

CP = Carga permanente.

CV_{ins} = Carga variable con intensidad instantánea.

F_C = Factor de carga igual 1.10.

Esta combinación se empleará para la revisión del estado límite de falla por capacidad de carga y estado límite de servicio por giro permanente.

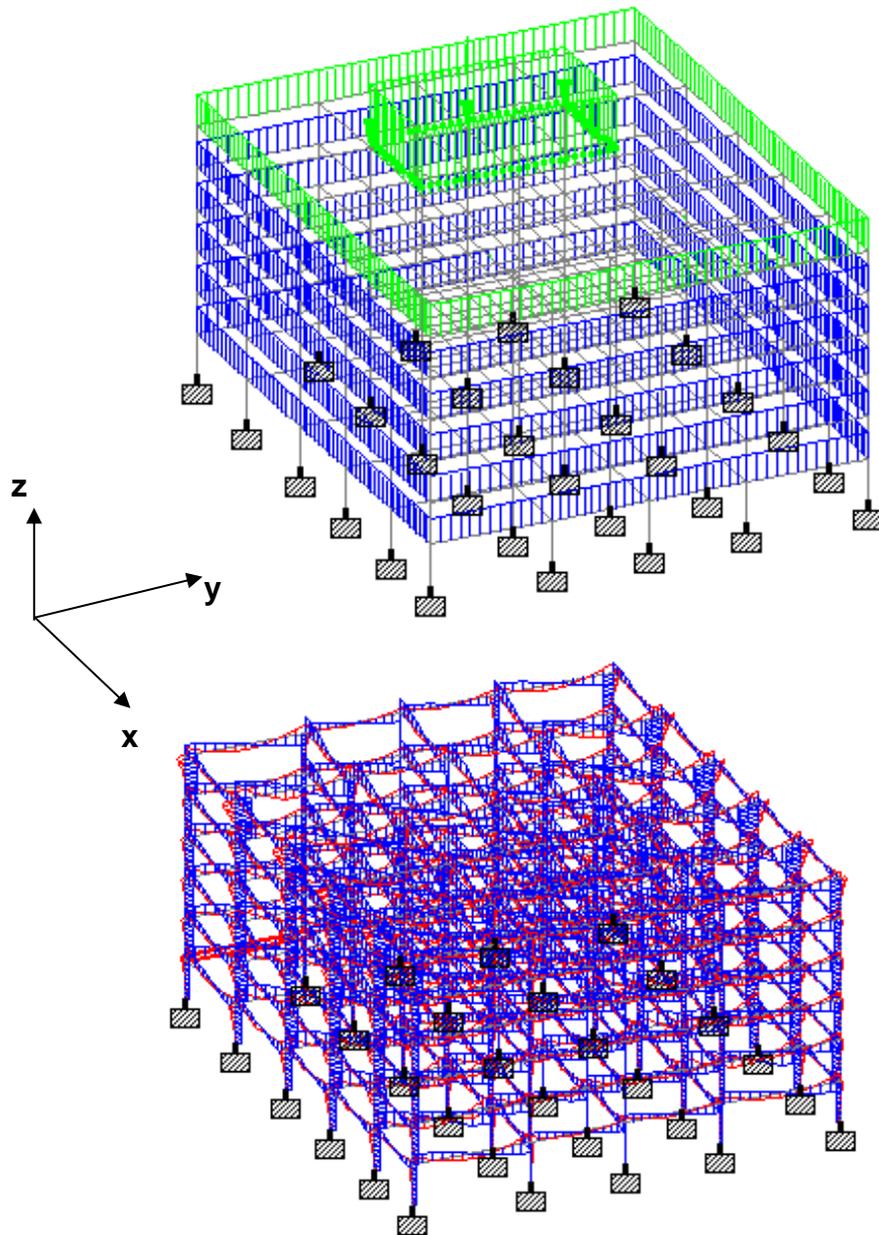


Figura I.8 Modelo computacional para obtener elementos mecánicos transmitidos por la estructura.

Tabla I.1 Combinación de cargas A: Elementos mecánicos transmitidos por columna y en general.

Columna	Elementos Mecánicos		
	Q t	Mx t-m	My t-m
B1	218.98	-4.63	3.43
C1	324.88	1.95	5.32
D1	304.48	0.00	5.65
E1	324.88	-1.95	5.32
F1	218.98	4.63	3.43
B2	351.09	-7.38	0.39
C2	560.72	2.95	0.95
D2	535.73	0.00	0.26
E2	560.72	-2.95	0.95
F2	351.09	7.38	0.39
B3	338.68	-7.29	-1.07
C3	525.20	2.89	-2.12
D3	486.05	0.00	-1.49
E3	525.20	-2.89	-2.12
F3	338.68	7.29	-1.07
B4	326.65	-7.49	0.07
C4	489.05	3.21	0.33
D4	450.22	0.00	0.07
E4	489.05	-3.21	0.33
F4	326.65	7.49	0.07
B5	308.46	-7.27	-0.75
C5	460.76	3.06	-1.47
D5	423.73	0.00	-1.26
E5	460.76	-3.06	-1.47
F5	308.46	7.27	-0.75
B6	191.19	-4.35	-1.81
C6	281.58	1.72	-2.72
D6	262.93	0.00	-2.91
E6	281.58	-1.72	-2.72
F6	191.66	4.35	-1.81
Suma=	11,217.60	0.00	1.42

Nota 1: Elementos mecánicos transmitidos a nivel -3.00.

Nota 2: Los elementos mecánicos incluyen factores de carga y el peso estimado de la cimentación.

Nota 3: Los momentos indicados en la tabla son debido a la diferencia del centro de cargas y geométrico del edificio.

$$q_{med} = 7.08 \text{ t/m}^2$$

Tabla I.2 Combinación de cargas B: Elementos mecánicos transmitidos por columna y en general.

Columna	Elementos Mecánicos		
	Q t	Mx t-m	My t-m
B1	294.08	-6.51	4.80
C1	446.07	2.77	7.72
D1	415.12	0.00	8.10
E1	446.07	-2.77	7.72
F1	294.08	6.51	4.80
B2	484.79	-10.75	0.57
C2	786.43	4.42	1.31
D2	743.48	0.00	0.47
E2	786.43	-4.42	1.31
F2	484.79	10.75	0.57
B3	467.02	-10.62	-1.53
C3	738.80	4.33	-3.01
D3	679.52	0.00	-2.24
E3	738.80	-4.33	-3.01
F3	467.02	10.62	-1.53
B4	447.98	-10.80	0.10
C4	687.46	4.67	0.42
D4	629.44	0.00	0.11
E4	687.46	-4.67	0.42
F4	487.05	10.80	0.10
B5	421.75	-10.48	-1.05
C5	645.72	4.44	-2.09
D5	590.75	0.00	-1.83
E5	645.72	-4.44	-2.09
F5	421.75	10.48	-1.05
B6	254.06	-6.07	-2.50
C6	382.37	2.43	-3.91
D6	354.78	0.00	-4.13
E6	382.37	-2.43	-3.91
F6	254.06	6.07	-2.50
Suma=	15,526.11	0.00	2.14

Nota 1: Elementos mecánicos transmitidos a nivel -3.00.

Nota 2: Los elementos mecánicos incluyen factores de carga y el peso estimado de la cimentación.

Nota 3: Los momentos indicados en la tabla son debido a la diferencia del centro de cargas y geométrico del edificio.

$$q_{max} = 9.80 \text{ t/m}^2$$

Tabla I.3 Combinación de cargas C: Elementos mecánicos transmitidos por columna y en general.

Columna	Elementos Mecánicos		
	Q t	Mx t-m	My t-m
B1	238.78	-5.16	3.81
C1	357.88	2.18	6.01
D1	334.31	0.00	6.35
E1	357.88	-2.18	6.01
F1	238.78	5.16	3.81
B2	387.76	-8.35	0.45
C2	623.77	3.39	1.05
D2	593.05	0.00	0.33
E2	623.77	-3.39	1.05
F2	387.76	8.35	0.45
B3	373.81	-8.25	-1.20
C3	585.06	3.32	-2.37
D3	539.90	0.00	-1.71
E3	585.06	-3.32	-2.37
F3	373.81	8.25	-1.20
B4	359.63	-8.44	0.08
C4	544.60	3.63	0.35
D4	500.09	0.00	0.08
E4	544.60	-3.63	0.35
F4	359.63	8.44	0.08
B5	339.14	-8.19	-0.83
C5	512.38	3.46	-1.65
D5	470.07	0.00	-1.42
E5	512.38	-3.46	-1.65
F5	339.14	8.19	-0.83
B6	207.49	-4.83	-2.00
C6	308.60	1.92	-3.06
D6	287.34	0.00	-3.25
E6	308.60	-1.92	-3.06
F6	207.49	4.83	-2.00
Suma=	12,402.53	0.00	1.63

Nota 1: Elementos mecánicos transmitidos a nivel -3.00.

Nota 2: Los elementos mecánicos incluyen factores de carga y el peso estimado de la cimentación.

Nota 3: Los momentos indicados en la tabla son debido a la diferencia del centro de cargas y geométrico del edificio.

$$Q_{ins} = 12,402.53 t$$

II. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SITIO.

II.1. Contexto geológico-geotécnico.

II.1.1. Provincia fisiográfica.

La zona la ciudad de México se encuentra localizada en la provincia fisiográfica de la Sierra Volcánica Transversal o también llamado Eje Neovolcánico.

Esta provincia presenta una planicie situada a más de 2,000 msnm, en la cual, morfológicamente sobresalen sistemas de cerros y sierras que en su mayoría son volcánicos con rocas ígneas. Estos cerros y sierras se localizan rodeando llanuras y cuencas que están constituidas típicamente por rellenos aluviales o lacustres. La figura II.1 muestra las provincias fisiográficas de la república mexicana.



Figura II.1 Mapa fisiográfico: 1) Península de Baja California; 2) Cordilleras sepultadas; 3) Sierra Madre Occidental; 4) Provincia de Sierras y Cuencas; 5) Meseta Central; 6) Sierra Madre Oriental; 7) Planicie costera del Golfo; 8) Eje Neovolcánico; 9) Sierra Madre del Sur; 10) Tierras altas de Chiapas; 11) Península de Yucatán. (Paniagua et al., 2010).

II.1.2. Geología local.

Como puede observarse, el predio en cuestión se encuentra en la formación lacustre según indica la carta geológica E14-2. Se presentan depósitos de arcilla lacustre con espesores desde 25m hasta 50m con intercalaciones de lentes duros por secado solar, arena basáltica o vidrio pómez.

Morfológicamente el sitio de estudio colinda al norte con la Sierra de Guadalupe y con el cerro de Tepeyac, los cuales, son masas rocosas ígneas de tipo andesítico. Mientras que al oeste colinda con las faldas de la Sierra de las Cruces-Monte Alto, donde al centro de esta se presentan macizos rocosos andesíticos y a las faldas de la sierra se presentan depósitos piroclásticos de lahares, tobas y materiales pumíticos. Al sur colinda con la sierra de Chichinautzin conformado principalmente por rocas basalto-andesíticas. Al sureste con el cerro de la estrella y con la sierra de Santa Catarina conformados por rocas del tipo basalto-andesíticas. La figura II.2 muestra una zona tomada de la carta geológica-minera E14-2.



Figura II.2 Carta geológica-minera de la zona de estudio. (SGM, 2002).

II.1.3. Zonificación geotécnica

Para la definición de la zona geotécnica en la cual se localiza el sitio en estudio, se empleó el mapa de zonificación geotécnica de la Ciudad de México incluido en las NTC-CIM (2017), mostrado en la figura II.3. Con base en lo anterior, el sitio se encuentra localizado en la *zona III*. Tomando como referencia lo escrito en el capítulo 2.2 “Reconocimiento del sitio”, dentro de las mismas normas: la zona está integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son en general medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a

metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50m.

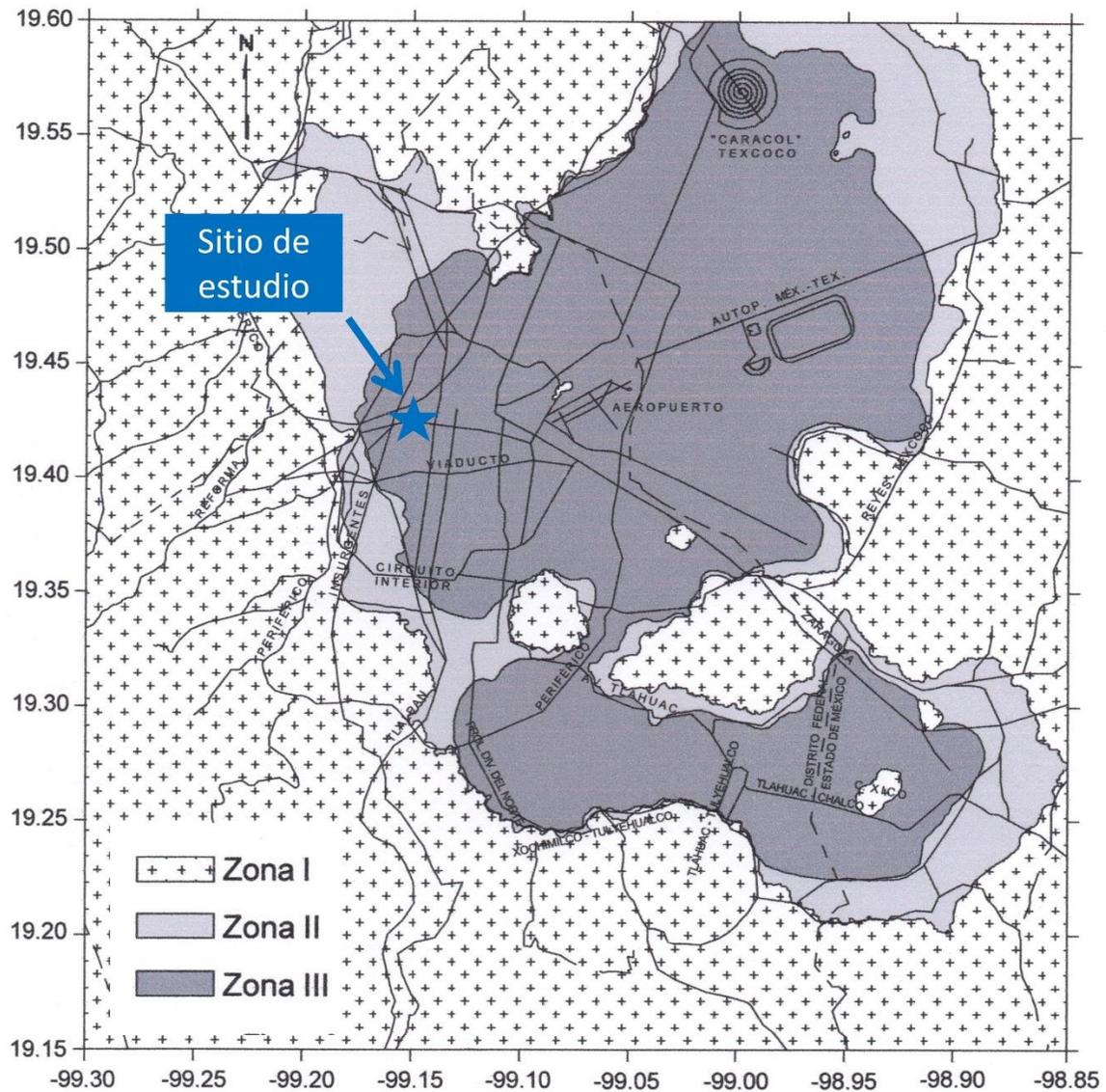


Figura II.3 Mapa de zonificación geotécnica CDMX (NTC-CIM, 2017).

Para un mejor entendimiento del contexto geotécnico en el cual se localiza el sitio, se utilizó el mapa de zonificación geotécnica del Distrito Federal publicado originalmente por Tamez et al. (1987) y reimpresso por Santoyo et al. (2005), mostrado en la figura II.4. El predio en base a lo anterior se encuentra en *la zona lago centro I*.

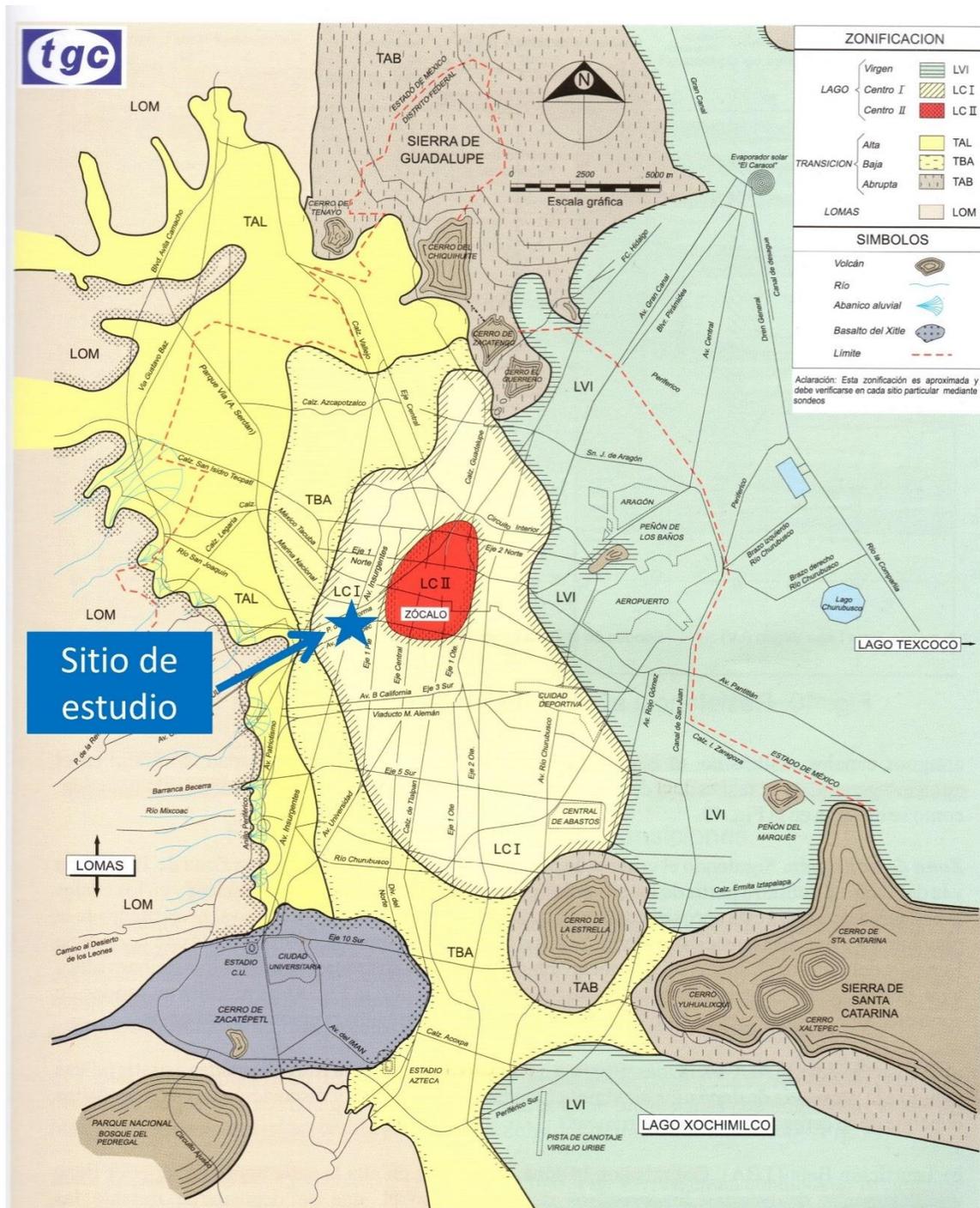


Figura II.4 Mapa de zonificación geotécnica CDMX (Santoyo et al., 2005).

Los profesores Raúl. J Marsal y Marcos Mazari (1959) propusieron un modelo estratigráfico inicial de los suelos de la antigua zona lacustre, la cual, se encuentra estructurada por (Santoyo et al., 2005):

1) Costra superficial: La cual se encuentra conformada por tres subestratos:

Relleno artificial: Conformada por restos de construcción y restos arqueológicos, con espesor de 1 a 7m en el centro de la ciudad y casi inexistente a las orillas del lago.

Deposito blando: Es un depósito aluvial blando de espesor tan pequeño que casi queda desapercibido.

Costra seca: Formado en los descensos del nivel del lago, durante los cuales, quedaron expuestas algunas zonas del fondo y fueron sometidas al secado solar.

2) Formación arcillosa superior: Con espesor de 25m a 50m, conformado de tres substratos separados por lentes duros, dichos substratos se identifican por la consolidación que han sufrido a base del efecto de las sobrecargas y el bombeo de mantos acuíferos profundos.

Arcilla preconsolidada superior: Debida principalmente al efecto de las sobrecargas externas y las producidas por los rellenos artificiales.

Arcilla normalmente consolidada: Considerada normalmente consolidada para la condición de las sobrecargas actuales y que no han sufrido efecto por el bombeo profundo.

Arcilla consolidada profunda: Debido al bombeo de las aguas subterráneas para abastecer a la ciudad de agua potable, éstas han sufrido una consolidación que resultar ser más significativa que la que sufren los estratos más superficiales.

3) Lentes duros: Pueden ser debidas al secado solar de las arcillas, arenas basálticas o vidrio Pómez, con espesor de unos cuantos centímetros hasta 2m.

4) Capa dura: Es un depósito en el cual predominan los limos arenosos con algo de arcilla e incluso gravas, se trata de un depósito de formación muy irregular, ésta suele tener un espesor muy delgado al centro del lago y hasta de 5m de espesor a las orillas de este. El espesor de la capa dura y su resistencia aumentan gradualmente hacia el poniente y se reduce al oriente. La capa desempeña un papel importante en las cimentaciones profundas ya que ocasionalmente sirve como apoyo de pilotes de punta, control y punta penetrante.

5) Formación arcillosa inferior: Con un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior y con espesor hasta de 15m y casi desaparece en las orillas del lago.

6) Depósitos profundos: Conformada de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonato de calcio.

La zona de lago se subdividió en tres subzonas (ver figura II.5) tomando en cuenta los siguientes dos efectos (Santoyo et al., 2005): 1) el espesor y propiedades de la costra superficial, 2) La consolidación inducida en cada sitio.

Lago centro I: Corresponde al sector no colonial de la ciudad en donde las arcillas han estado sujetas a las sobrecargas generadas por pequeñas y medianas construcciones. Los parámetros mecánicos del subsuelo representan una condición intermedia entre las del lago virgen (arcillas con bajo efecto de preconsolidación por historia de cargas impuestas por estructuras y por bombeo del agua) y la del lago centro II (arcillas con efecto de preconsolidación debido a la historia de cargas desde la época prehispánica y colonial, así como por efecto del bombeo de agua subterránea).

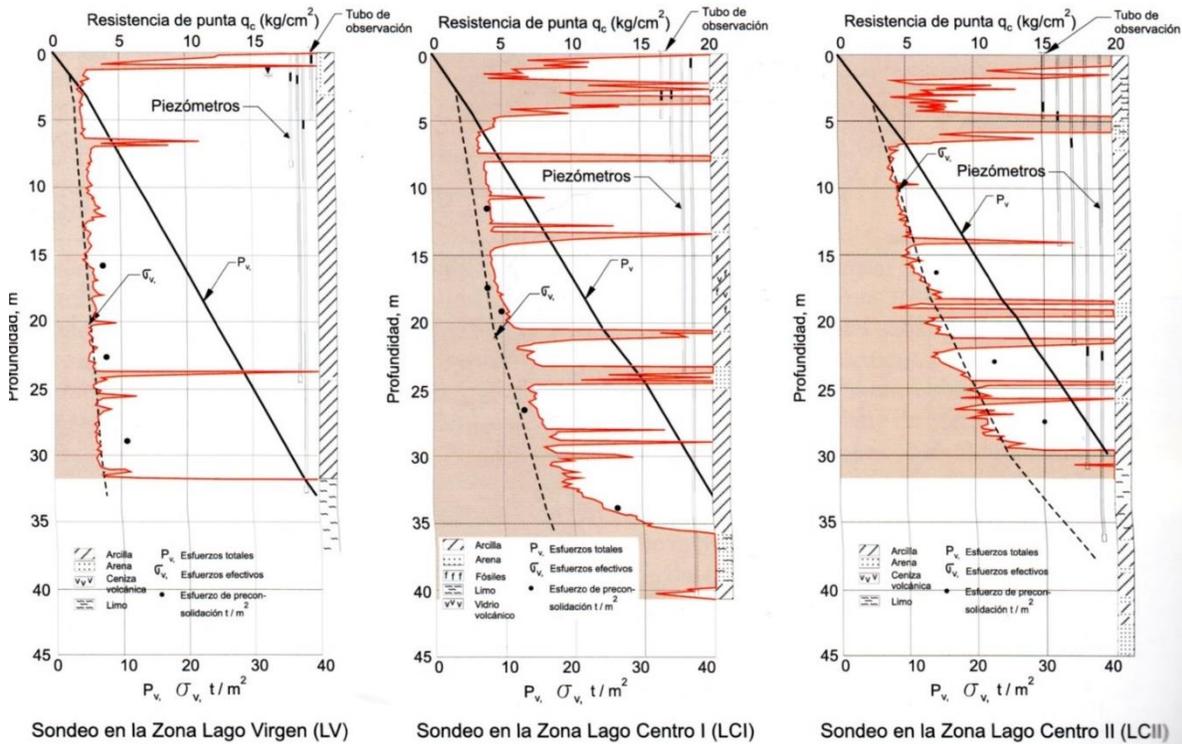


Figura II.5 Comparativa ilustrativa entre sondeos de cono en las diferentes zonas de lago (Santoyo et al., 2005).

II.1.4. Zonificación sísmica.

Conforme a lo establecido en las normas técnicas complementarias para diseño por sismo (NTC-SIS, 2017), capítulo 1.3 “Zonas”; el sitio se encuentra en la *zona III o de lago*. Así mismo, conforme al capítulo 3.1.1 “Espectros obtenidos del sistema de acciones sísmicas de diseño”, se obtienen los parámetros del espectro elástico y de diseño mostrados en la imagen II.6.

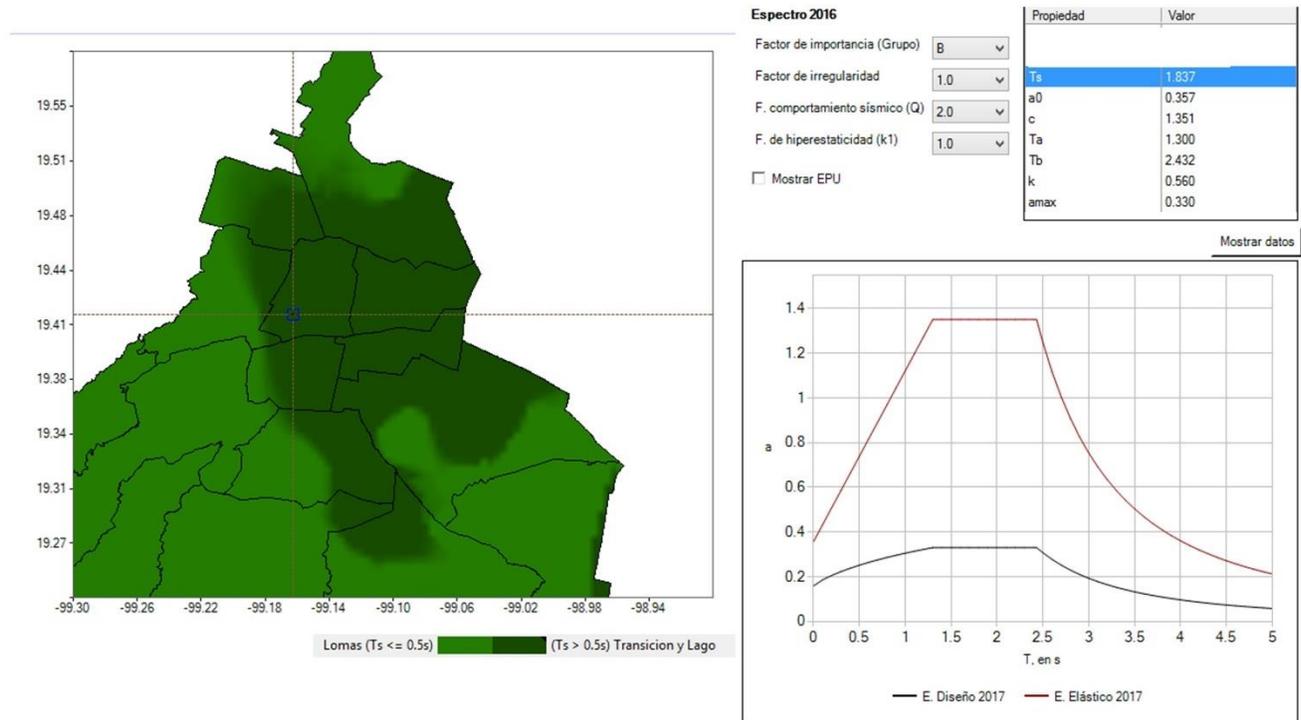


Figura II.6 Parámetros de espectro elástico y de diseño obtenidos con SASID.

II.1.5. Hundimiento regional.

El fenómeno del hundimiento regional asociado por la constante extracción de agua en el subsuelo de la ciudad posee un mayor impacto en el diseño geotécnico de las cimentaciones en las zonas de lago. Cabe aclarar que el hundimiento regional no es un comportamiento constante establecido de cada zona, ya que éste varía principalmente en función del gasto de agua extraída del suelo por medio de pozos. Por lo tanto, dependiendo de la época de las cuales se tomen valores referenciales estudiados, en su mayoría por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se tendrán diferentes valores medidos.

En la figura II.7 se muestra la información encontrada de los datos publicados por la extinta gerencia de aguas del Valle de México y reimpresso por Santoyo et al. (2005).

Estos datos indican que en la zona de estudio se ha presentado un hundimiento regional medio de 10 cm/año.



Figura II.7 Mapa de hundimientos regionales CDMX (Santoyo et al., 2005).

II.1.6. Sondeo de referencia.

En la ciudad de México puede encontrarse estudios y sondeos especializados de buena confiabilidad que pueden usarse como referencia, en este caso, la figura II.8 muestra un sondeo continuo localizado en la misma colonia del sitio de estudio, el cual, incluye el diagrama de esfuerzos efectivos y la ubicación del NAF.

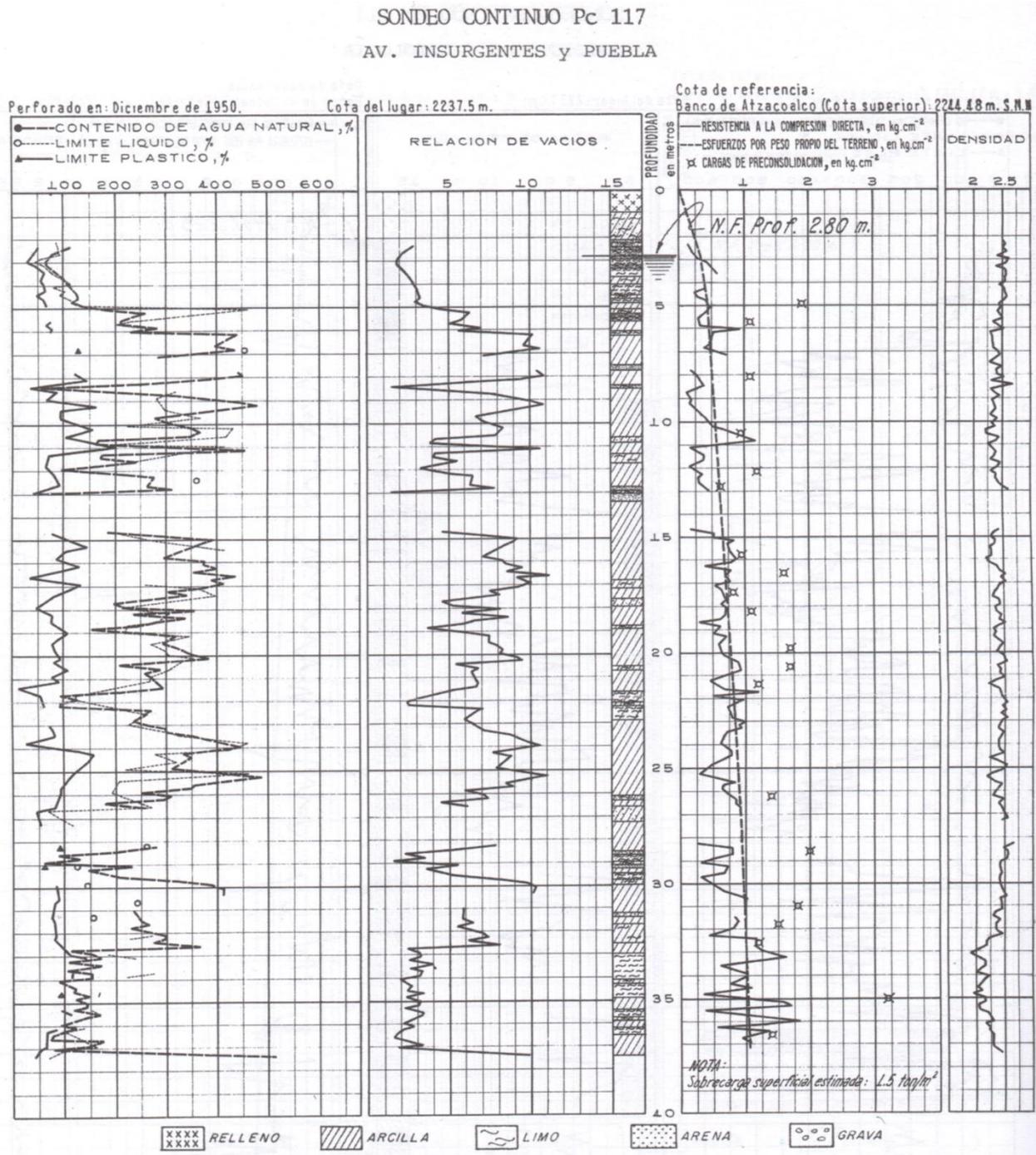


Figura II.8 Sondeo continuo de referencia, según Marsal y Mazari (1959).

II.2. Diagnóstico de solución.

Siguiendo la filosofía de cimentaciones de Zeevaert (1977), ante la presencia de grandes espesores de arcilla lacustre con baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad, el edificio podrá cimentarse mediante las siguientes opciones:

- Cajón de cimentación.

- Solución mixta entre un cajón de cimentación y elementos de cimentación profunda.

De estas dos opciones, la primera requerirá menor maquinaria especializada para su construcción, por lo tanto, será la primera opción como diagnóstico de solución. Tal como indica Zeevaert (1977), el objetivo del cajón de cimentación será buscar una sustitución del peso de material excavado por el peso de la estructura, tal que permita satisfacer los asentamientos y capacidad de carga. Para este caso, se considera que los asentamientos serán el uno de los principales aspectos que gobiernen el criterio de diseño de la cimentación

De la tabla I.1 se obtiene la presión de contacto media que será usada en la revisión por asentamientos diferidos.

$$q_{med} = 7.08 \text{ t/m}^2$$

Del sondeo continuo de referencia, figura II.8, se observa que aproximadamente a 5m de profundidad se presenta el esfuerzo total:

$$\sigma_v = 4.80 \text{ t/m}^2 + (5.0 \text{ m} - 2.8 \text{ m})(1.0 \text{ t/m}^3)$$

$$\sigma_v = 7.0 \text{ t/m}^2$$

Comparado ambos resultados se observa que la compensación se logra con una razonable profundidad de desplante.

Finalmente, **el diagnóstico de solución es una cimentación compensada, desplantada a una profundidad de 4 a 6m.**

II.3. Investigación.

Con el objetivo de definir la estratigrafía, propiedades índices, parámetros mecánicos, parámetros dinámicos y las condiciones hidráulicas del sitio de interés, se requiere una campaña de exploración y muestreo del suelo. Para definir estos trabajos, se toma como referencia lo estipulado capítulo 2.3 “Exploraciones” de las NTC-CIM (2017):

- A. Tomando en cuenta la descarga media de $7.08 \text{ t/m}^2 > 4.00 \text{ t/m}^2$ y $D = 2.60 \text{ m} > 2.50 \text{ m}$, por lo tanto, se considera como construcción pesada con excavaciones profundas.

- B. Para zona III, se considera mínimo un sondeo por cada 120.00m de perímetro. Ya que el edificio cuenta con 160.00m de perímetro, por lo menos deberán de realizarse dos sondeos exploratorios.
- C. La profundidad del sondeo está en función de las características de la cimentación y del suelo, es decir, debe ser la suficiente para obtener el modelo geotécnico por capacidad de carga (0.70B a 3B), por asentamientos en donde el incremento de esfuerzos de la masa de suelo se disipe (2B a 4B), así como para garantizar el cambio de rigidez y obtener el periodo dominante de vibración del suelo. En base a lo anterior se seleccionó una profundidad mínima de 40.00m. (Ver apartado recomendaciones para mejorar criterio de diseño).

II.3.1. Trabajos de campo.

II.3.1.1 Objetivo.

Conforme a lo establecido el capítulo 2.3 “Exploraciones” de las NTC-CIM (2017), obtener un perfil estratigráfico continuo por medio de muestras alteradas, obtención de muestras inalteradas a profundidades de interés, medición de la velocidad de propagación de ondas de cortante y compresionales, así como la medición de las condiciones hidráulicas definidas por la posición del nivel de aguas freáticas, para obtener los parámetros de diseño que conformarán el modelo geotécnico.

II.3.1.2. Descripción de trabajos.

- Un sondeo de penetración estándar (SPT) hasta una profundidad de 40.00m con recuperación continua de muestras alteradas.
- Una vez identificado las profundidades de interés (con base a la resistencia N_{60} , propiedades índice y clasificación del suelo), se procede con un sondeo selectivo (SS) adyacente al SPT, en donde se recuperan muestras inalteradas con tubos de pared delgada.
- Un sondeo geofísico tipo Down-Hole (SDH) hasta una profundidad de 40.00m y registrando las velocidades de onda a cada metro de profundidad.
- Una prueba de vibración ambiental para obtener de forma aproximada el periodo dominante de vibración del sitio.
- Tres pozos a cielo abierto a una profundidad de 2.10m, 2.30m y 3.00m.
- Medición del nivel de aguas freáticas una vez estabilizado el nivel de agua dentro de los barrenos realizados previamente.

II.3.1.2.1 Sondeo tipo penetración estándar.

Objetivo: Obtener muestras representativas alteradas de suelo para fines de identificación y clasificación SUCS, así como medición de la resistencia del suelo a la penetración de un muestreador partido.

Se ejecuta conforme a la normativa ASTM D 1586 (2011), es una prueba que se realiza en el fondo de una perforación en donde un muestreador de tubo partido de 38.1mm o 34.9mm de diámetro interior es hincado en tres intervalos de 15cm cada uno, por medio de la acción dinámica de un martillo con peso aproximado de 623kN que se deja caer libremente hasta una altura de $76\text{cm} \pm 2.54\text{cm}$, ver figura II.9. El número de golpes que representa la resistencia a la penetración del suelo N , se considera como la suma de número de golpes para hincar el muestreador en el segundo y tercer intervalo de 15cm. Por otro lado, el número de golpes correspondientes del primer intervalo, según Skempton (1986), se considera como la zona del suelo que ha sufrido una posible alteración por el proceso de perforación. Debido a la variación de medición de la resistencia N incluso si se repite el sondeo en el mismo sitio y con el mismo equipo, se requiere la corrección para normalizar los resultados al 60% de energía N_{60} , conforme a lo recomendado por Skempton (1986) y lo indicado en ASTM D 6066 (1996). Para el proceso de barrenación es importante que el fluido de perforación tenga incidencia hacia las paredes y no en el fondo del barreno. Este tipo de sondeo permite definir el tipo de material del subsuelo por identificación según ASTM D 2488 (2000), así como por las propiedades índices del suelo determinadas en laboratorio.

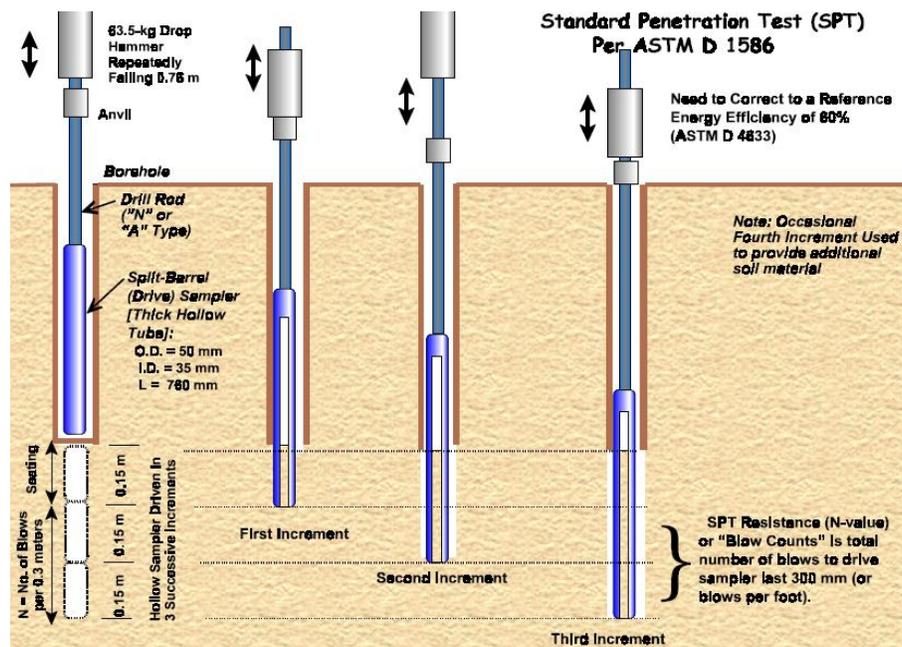


Figura II.9 Generalidad de la prueba de penetración estándar SPT (Mayne et al., 2002).

II.3.1.2.2 Sondeo selectivo.

Objetivo: A las profundidades de interés, obtener muestras inalteradas de suelo para fines de identificación y obtención de parámetros mecánicos del suelo: resistencia, deformabilidad y compresibilidad.

El sondeo SS se ejecuta conforme a la normativa ASTM D 1587 (2000), ver figura II.10, no es aplicable para muestreo de suelos granulares y de gran resistencia en donde no sea factible el hincado del tubo. El diámetro del tubo es de 50.8mm, espesor de 18mm y longitud de 0.90m. Para el proceso de barrenación es importante que el fluido de perforación tenga incidencia hacia las paredes y no en el fondo del barreno. El tubo deberá ser hincado mediante presión continua del equipo y sin ninguna rotación, para suelos blandos se requiere un tiempo de reposo de 5 a 30min para mejorar la recuperación, previo a la extracción se deberá de aplicar una ligera rotación del tubo para cortar la muestra al fondo del tubo.

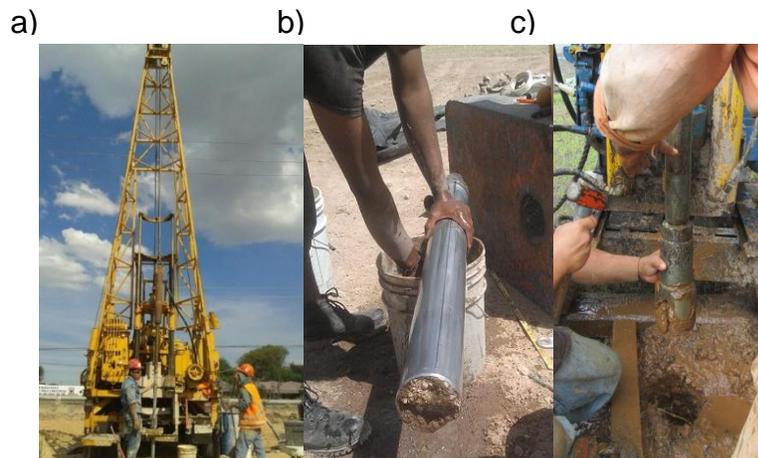


Figura II.10 Sondeo selectivo: a) Equipo de perforación Mobile Drill, b) tubo de pared delgada extraído del barreno con muestra inalterada, C) perforación con broca tricónica hasta la profundidad de interés.

II.3.1.2.3 Sondeo tipo Down-Hole.

Objetivo: Medición del tiempo de arribo y consecuentemente la velocidad de ondas compresionales v_p y ondas de corte v_s , que son generadas cerca de la superficie y viajan de manera descendente a un arreglo de sensores sísmicos colocados verticalmente en una perforación previa.

El sondeo SDH se ejecuta conforme a la normativa ASTM D 7400 (2008), ver figura II.11, las velocidades sísmicas de propagación son generadas y registradas a cada metro de profundidad cumpliendo con las limitaciones indicadas en la normativa:

avance en tramos de 0.50m a 1.50m. Para este método se requiere perforar previamente un barreno que no exceda de 17.50cm, verificando constantemente su verticalidad. Dentro de la perforación se coloca un ademe de PVC o tubería de aluminio de 5 a 10cm de diámetro, finalizado la colocación del ademe se procede a rellenar el espacio anular entre el ademe y las paredes del barreno con una lechada que posterior al fraguado posea aproximadamente la misma densidad del suelo.

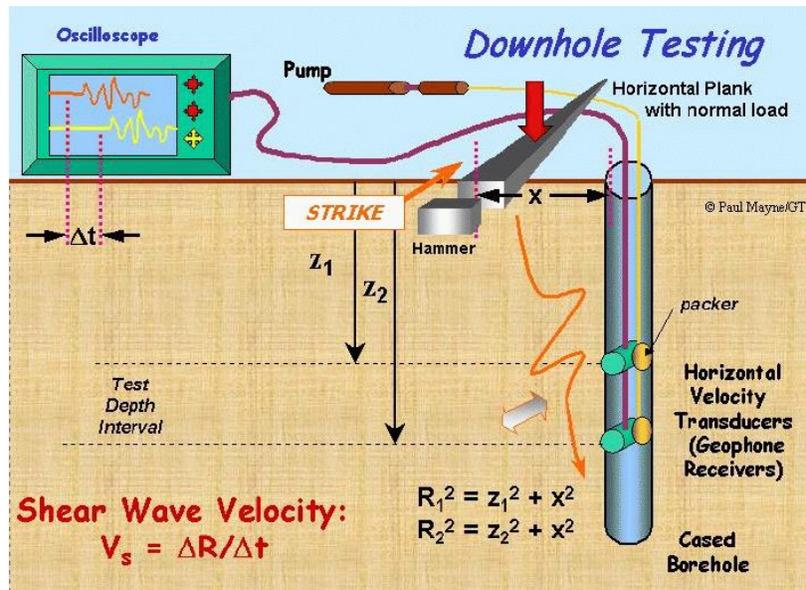


Figura II.11 Generalidad de la prueba Down-Hole SDH (Mayne et al., 2002)

En la superficie se coloca la fuente generadora de ondas sísmicas que varía según el tipo de onda a registrar:

- **Ondas P:** Fuente de impulsos tales como explosivos, martillos y placas metálicas, así como pistolas de aire favorecen a la generación de ondas compresionales. Ver figura II.12a.
- **Ondas S:** Para producir preferentemente ondas de cortante la fuente debe transmitir energía al terreno de forma perpendicular o transversal al eje vertical. La viga de cortante es un dispositivo de este tipo, el cual puede ser de metal o acero, es colocado a una distancia de su centro de 1 a 6 metros del barrero con geófonos, ver figura II.12b. Después, la viga de cortante es típicamente cargada en su longitud por gatos hidráulicos o un vehículo. La viga recibe el impacto en sus extremos por martillos con peso nominal de 15kg que favorecen a la propagación de un tren de ondas de cortante.



Figura II.12 a) Martillo y placa metálica para favorecer propagación de ondas compresionales, b) viga de cortante para favorecer propagación de ondas de cortante (Parra, 2011).

Los receptores son colocados verticalmente a una profundidad dada dentro de un barreo previamente preparado, estos receptores deben ser transductores con la capacidad y sensibilidad adecuada para determinar el arribo del tren de ondas, ver figura II.13. Los receptores deben ser colocados dentro de un contenedor cilíndrico para su protección a una distancia de 10cm entre sí, permitiendo orientarlos en distintas direcciones dependiendo del tipo de onda. Cada receptor constara de al menos tres transductores dispuestos en ejes perpendiculares para formar un arreglo triaxial, aunque la normativa permite la colocación de un arreglo uniaxial o biaxial con sus debidas consideraciones.

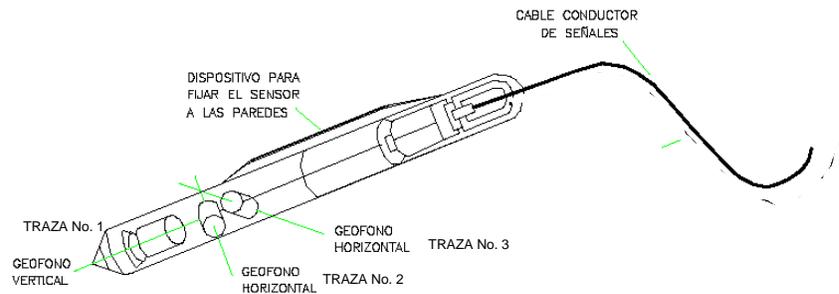


Figura II.13 Receptores típicos para prueba tipo Down-Hole (Parra, 2011).

A partir de los registros de la velocidad de ondas de cortante y compresionales, se obtendrán los **parámetros dinámicos**:

Relación de Poisson μ :

$$\mu = \frac{0.50 \left(\frac{v_p}{v_s} \right)^2 - 1}{\left(\frac{v_p}{v_s} \right)^2 - 1}$$

Módulo de rigidez al corte G :

$$G = v_s^2 \rho$$

Módulo de elasticidad dinámico E_d :

Usando el módulo de rigidez al corte y la relación de Poisson previamente calculados.

$$E_d = 2(1 + \mu)G$$

II.3.1.2.4 Prueba de vibración ambiental.

Objetivo: Obtener la frecuencia fundamental de vibración del sitio registrando las vibraciones ambientales naturales en la superficie del terreno.

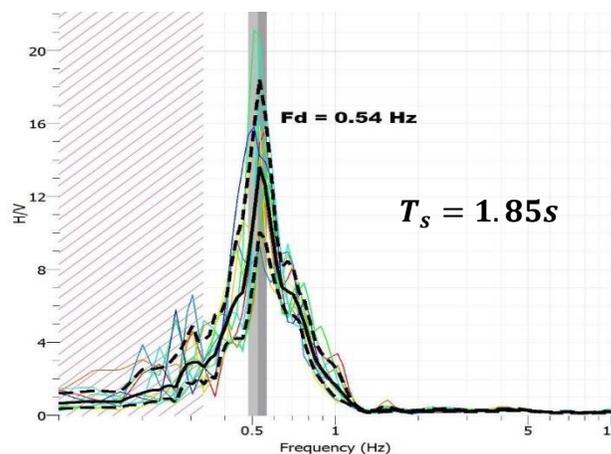
El método relaciona las componentes horizontales y verticales de las vibraciones generadas por la vibración del suelo debida a fuentes naturales y e inducidas por el personal. En cada sitio de estudio se coloca un instrumento de medición, capaz de registrar las amplificaciones inducidas en términos de aceleración de partícula en función del tiempo, para ello se utiliza un geófono de tres componentes, ver figura II.14.



Figura II.14 Prueba de vibración ambiental (Aguilar, 2020).

Una vez obtenida la frecuencia fundamental de vibración F_d mediante los registros de campo, tal como la mostrada en la gráfica II.1, puede obtenerse de forma aproximada el periodo dominante de vibración del suelo T_s mediante la expresión:

$$T_s = \frac{1}{F_d}$$



Gráfica II.1 Resultados de prueba de vibración ambiental.

II.3.1.2.5 Pozos a cielo abierto.

Objetivo: Definir la estratigrafía superficial y obtener las muestras alteras y/o inalteradas con fines de identificación, clasificación SUCS y obtención de parámetros mecánicos.

Se trata de excavaciones manuales o por medio mecánicos de dimensiones suficientes para el ingreso de un técnico capacitado para examinar e inspeccionar los estratos existentes, así como la extracción de muestras alteradas e inalteradas.

II.3.1.2.6 Condiciones hidráulicas.

El NAF se encontró a 2.90m de profundidad por medio de una sonda eléctrica. Es de interés mencionar que este nivel no es constante ya que puede variar en su posición según la estación del año. De esta manera en tiempo de lluvias los escurrimientos que se infiltran en el suelo aportan agua al acuífero, elevando el nivel de aguas freáticas. Otro tipo de escurrimientos superficiales extraordinarios y la fuga de agua en tuberías también pueden afectar este nivel.

II.3.2. Trabajos de laboratorio.

II.3.2.1. Objetivo.

Conforme a lo establecido en el capítulo 2.4 “Determinación de las propiedades en el laboratorio” de las NTC-CIM (2017), realizar una serie de pruebas de laboratorio a cada una de las muestras extraídas para obtener las siguientes propiedades y parámetros de los suelos:

Propiedades índices: Peso volumétrico γ , densidad de sólidos G_s , contenido de agua $\omega\%$, granulometría (porcentaje de gravas $G\%$, porcentaje de arenas $S\%$, porcentaje de finos $F\%$), límites de consistencia (límite líquido $LL\%$, límite plástico $LP\%$, índice de plasticidad $IP\%$); estas propiedades se obtienen de muestras inalteradas y alteradas.

Parámetros mecánicos de deformabilidad y compresibilidad: módulo de elasticidad elástico E_e , módulo de elasticidad elastoplástico al 50% de la carga de falla E_{u50} , módulo de compresibilidad volumétrica unitaria primaria m_v , módulo de compresibilidad volumétrica unitaria por viscosidad intergranular m_t , coeficiente de consolidación C_v , esfuerzo crítico de compresión o también llamado esfuerzo de preconsolidación σ'_b . Estos parámetros se obtienen de muestras inalteradas.

Para determinar los parámetros mecánicos de resistencia se debe considerar las condiciones de drenaje y velocidad de aplicación de la carga en la masa de suelo al momento de la falla. Considerando la baja permeabilidad de la arcilla, se estima que la falla ocurrirá a volumen constante en donde el incremento de esfuerzo en la masa de suelo será soportado inicialmente por la presión de poro y sin modificación del esfuerzo efectivo; adicionalmente, la condición más desfavorable es que la falla ocurra a corto plazo ya que los parámetros de resistencia son mayores al producirse el fenómeno de consolidación (aumento del esfuerzo efectivo), tal como recomienda Deméneghi et al. (2018) para suelos cohesivos totalmente saturados. Por lo tanto, la prueba de resistencia que se ajusta a dicha consideración es una prueba de compresión triaxial no consolidada no drenada UU y complementada con la prueba de compresión simple.

Parámetros mecánicos de resistencia: parámetros de resistencia al corte no drenados: cohesión c_u y ángulo de fricción φ_u , resistencia a la compresión simple q_u . Estos parámetros se obtienen de muestras inalteradas.

II.3.2.2 Descripción de trabajos.

II.3.2.2.1 Peso volumétrico.

M-MMP-1-08 (2003). El peso volumétrico es la relación entre el peso contenido en una unidad de volumen del suelo, en el cual, se consideran las tres fases del suelo en su estado natural. Se le conoce también como peso unitario o peso específico del suelo. En laboratorio se aplica el método de la parafina empleado el principio de Arquímedes para determinar el volumen de la muestra de suelo.

II.3.2.2.2 Densidad relativa de sólidos.

M-MMP-1-05 (2018). Tiene por objeto determinar la relación que existe entre el peso de la fase sólida contenida en una unidad de volumen del suelo y normalizado con respecto al agua de laboratorio. Su determinación es auxiliar para determinar la altura de sólidos en otras pruebas de laboratorio, identificar el tipo de minerales y la abrasión del suelo.

II.3.2.2.3 Contenido de agua.

ASTM D 2216 (1998). La prueba determina porcentualmente la cantidad de agua contenida en el suelo con respecto a la cantidad de sólidos. Realizando una interpretación en conjunta con los límites de consistencia se puede anticipar la

resistencia que posee el suelo considerando la proporcionalidad inversa que existe entre resistencia y consistencia.

II.3.2.2.4 Granulometría.

ASTM D 422 (1998). Tiene por objetivo determinar la composición por tamaños de las partículas que integran una muestra de materiales en campo (suelos con o sin fragmentos de roca), mediante el paso de la muestra por una serie de mallas con aberturas gradualmente reducidas. El material retenido en cada malla representa la variación de tamaños existentes. El porcentaje de gravas, arenas, finos, coeficiente de curvatura y coeficiente de uniformidad permitirán realizar una clasificación cuantitativa del suelo en base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos ASTM D 2487 (2000).

II.3.2.2.5 Límites de consistencia.

ASTM D 4318 (2000). Tiene por objetivo obtener el contenido de agua en el cual un suelo fino cambia de estado semilíquido a plástico (Límite Líquido), de estado plástico a semisólido (Límite Plástico) y de estado semisólido a sólido (Límite de Contracción); así como obtener el Índice de Plasticidad (IP) y el índice de contracción (LC). Con base al Límite Líquido y el índice de Plasticidad se obtendrá la clasificación del suelo fino según la carta de plasticidad del SUCS ASTM D 2487 (2000).

II.3.2.2.6 Compresión triaxial no consolidada no drenada UU.

ASTM D 2850 (2003). Tiene por objetivo obtener los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante no drenados (cohesión c_u , ángulo de fricción interna ϕ_u) así como los parámetros de deformabilidad no drenados (módulo de elasticidad E_u , E_{50u}) de una muestra inalterada de suelo fino, ensayada a carga controlada y mediante la aplicación de una combinación de esfuerzos principales hasta provocar la falla en un plano natural.

II.3.2.2.7 Consolidación unidimensional.

ASTM D 2435 (1996). Consiste en la aplicación gradual de incrementos de carga a una muestra inalterada de suelo en la que se restringe la deformación lateral mediante un anillo rígido, con el objetivo de obtener los parámetros de compresibilidad, retrasados por el efecto hidrodinámico en suelos finos saturados: módulo de variación volumétrica unitaria primaria m_v , módulo de variación volumétrica unitaria por viscosidad

intergranular m_t , coeficiente de consolidación C_v , esfuerzo crítico de compresión o de preconsolidación σ_b .

II.4. Interpretación.

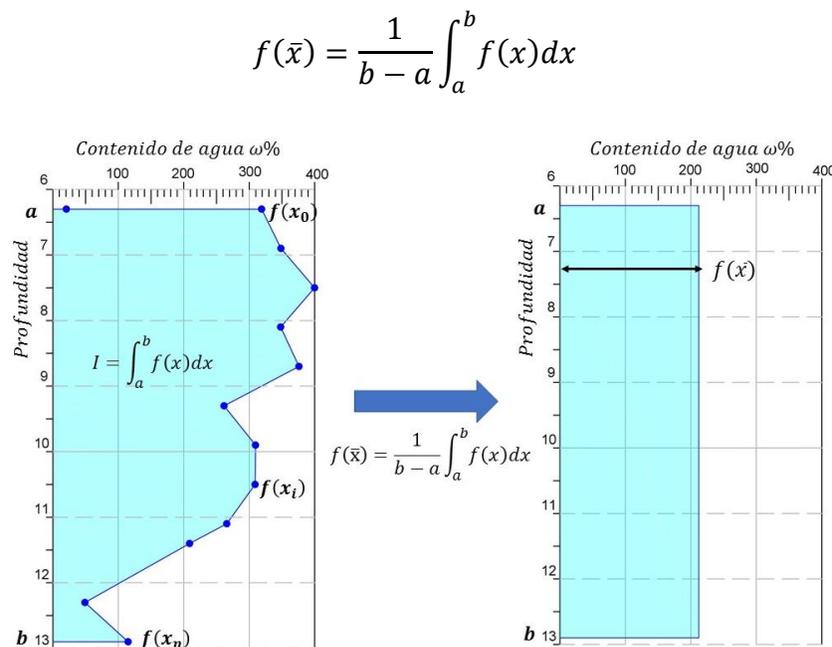
II.4.1 Modelo estratigráfico.

Tomando en cuenta que existe una variación en la magnitud de cualquier parámetro conforme a la profundidad, para obtener un valor representativo según los límites de cada unidad estratigráfica, se utilizará la siguiente metodología:

Inicialmente se empleará el método numérico de integración por trapecio múltiple (Chapra, 2015):

$$I = \int_a^b f(x)dx = \frac{(b-a)}{2n} \left[f(x_0) + f(x_n) + 2 \sum_{i=1}^{n-1} f(x_i) \right]$$

Donde: a y b son los límites de integración, es decir, son los límites en profundidad de la unidad geotécnica, n es el número de datos y $f(x)$ es la magnitud del parámetro en cuestión. Seguidamente, se utilizará el teorema del valor medio para la integración (Varberg, 2007) con el fin de obtener el valor promedio representativo \bar{x} del parámetro, (ver gráfica II.2).



Gráfica II.2 Aplicación del método de trapecio múltiple y teorema del valor medio para obtener valor representativo de la unidad.

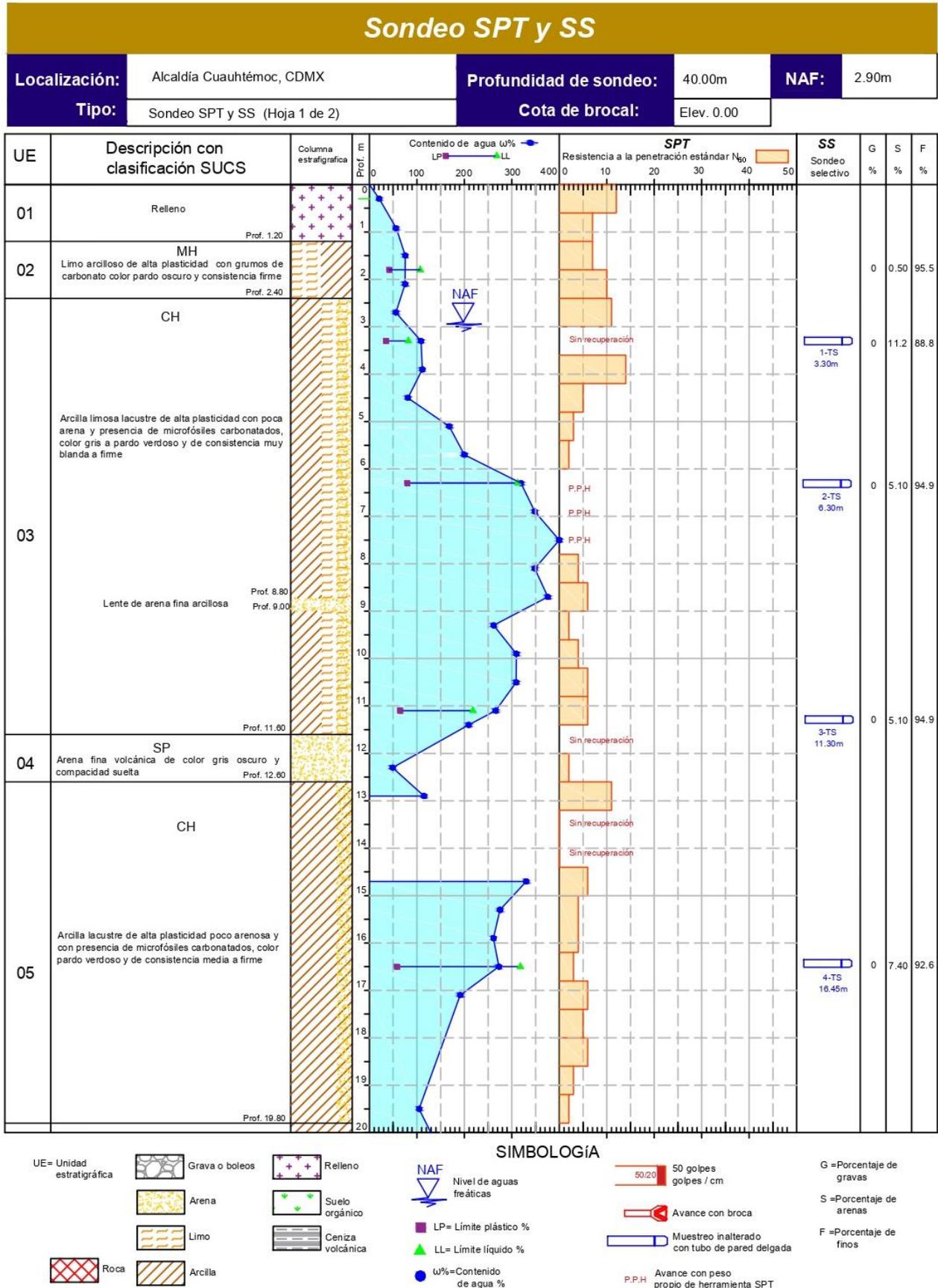


Figura II.15 Sondeo SPT y SS (1 de 2).

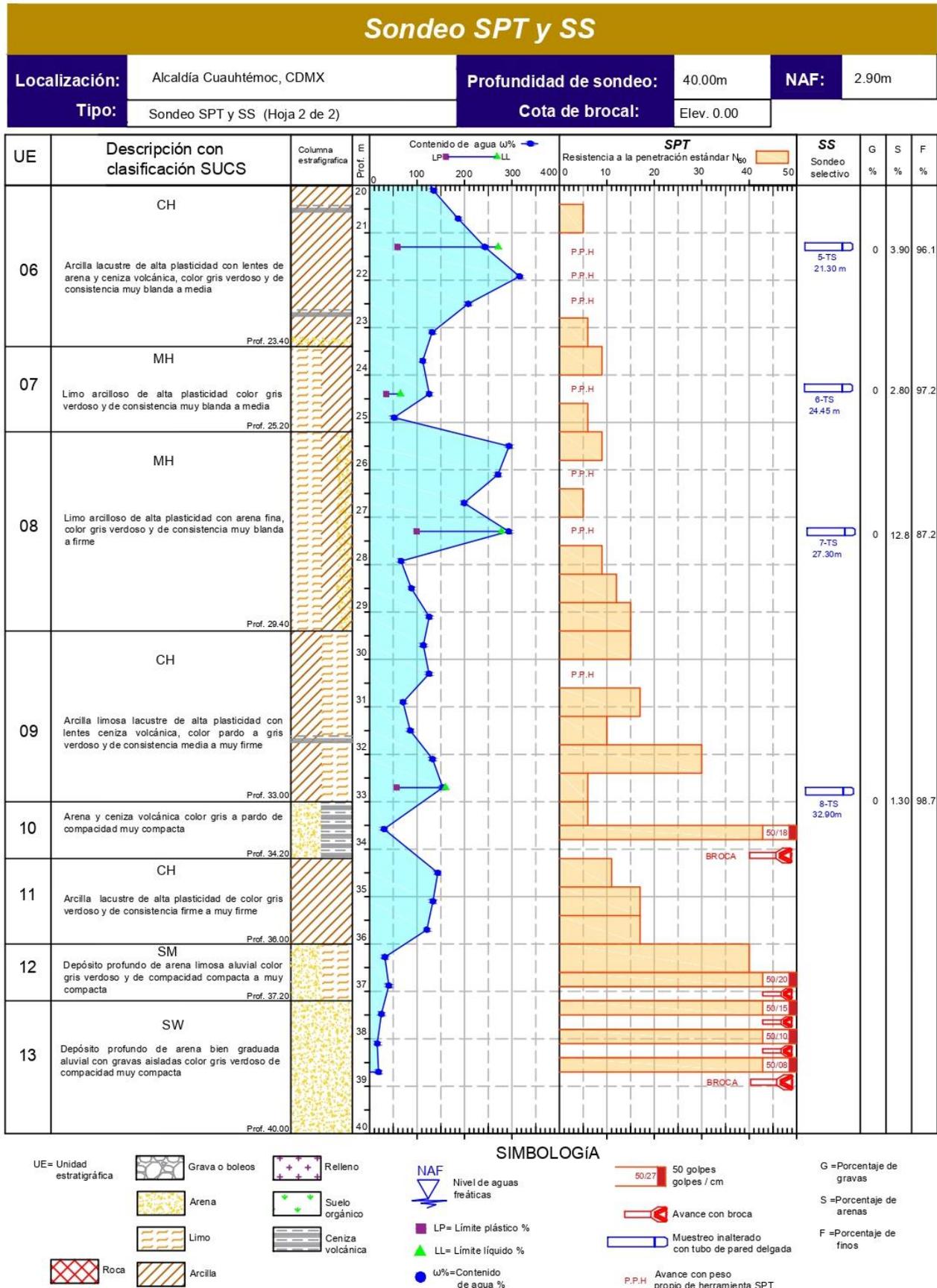
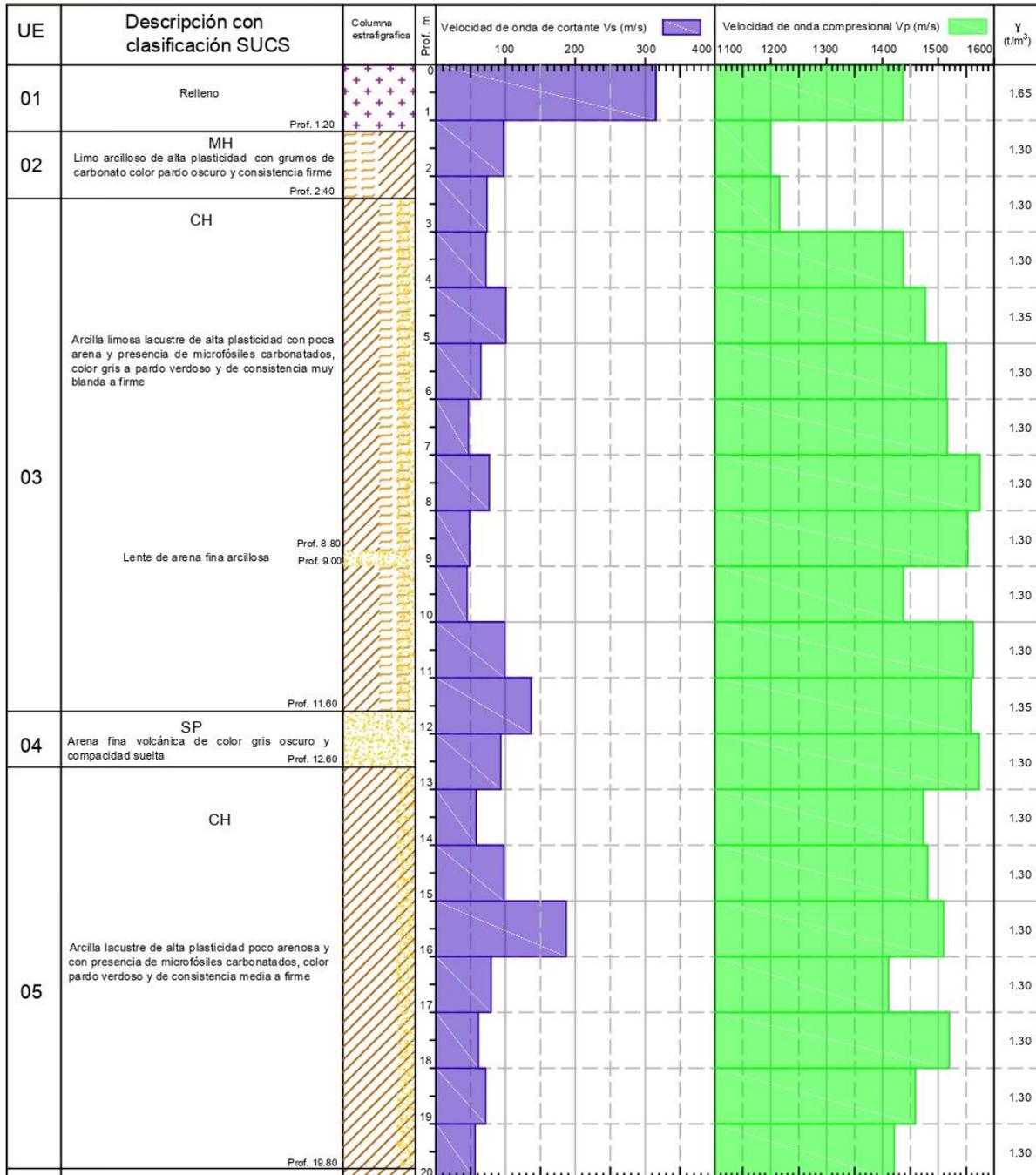


Figura II.16 Sondeo SPT y SS (2 de 2).

Sondeo SDH

Localización:	Alcaldía Cuauhtémoc, CDMX	Profundidad de sondeo:	40.00m	NAF:	2.90m
Tipo:	Sondeo Down-Hole (Hoja 1 de 2)	Cota de brocal:	Elev. 0.00		



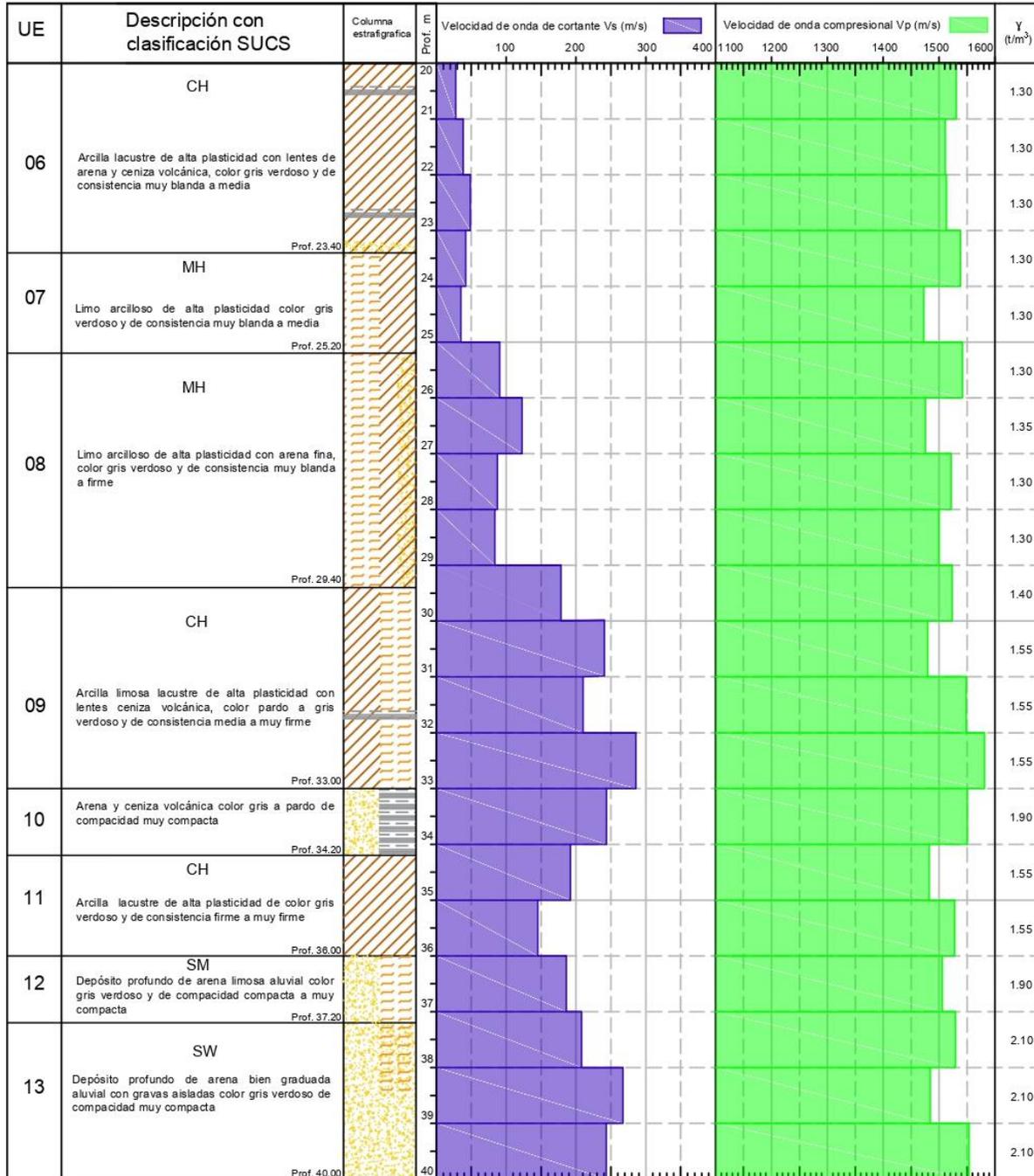
SIMBOLOGÍA

UE= Unidad estratigráfica	[Symbol: Red cross pattern] Roca	[Symbol: Orange wavy pattern] Limo	[Symbol: Red cross pattern] Relleno
	[Symbol: Grey circles] Grava o boleos	[Symbol: Yellow diagonal lines] Arcilla	[Symbol: Grey horizontal lines] Ceniza volcánica
	[Symbol: Yellow dotted pattern] Arena	[Symbol: Green wavy pattern] Suelo orgánico	γ = Peso volumétrico

Figura II.17 Sondeo SDH (1 de 2).

Sondeo SDH

Localización:	Alcaldía Cuauhtémoc, CDMX	Profundidad de sondeo:	40.00m	NAF:	2.90m
Tipo:	Sondeo Down-Hole (Hoja 2 de 2)	Cota de brocal:	Elev. 0.00		



SIMBOLOGÍA

UE= Unidad estratigráfica



Roca



Limo



Relleno

Y =Peso volumétrico



Grava o boleos



Arcilla



Ceniza volcánica



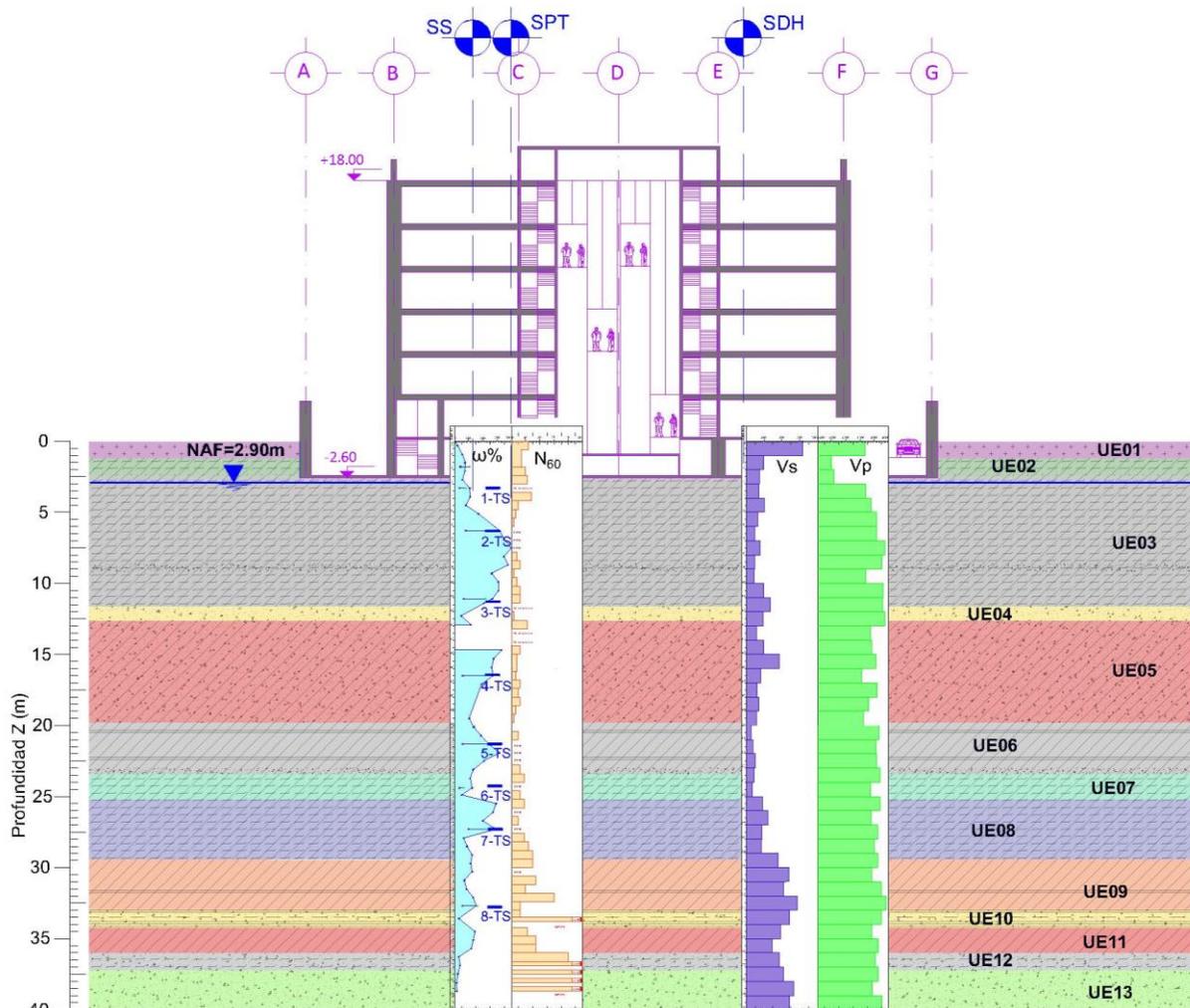
Arena



Suelo orgánico

Figura II.18 Sondeo SDH (2 de 2).

II.4.1.1 Corte estratigráfico.



UNIDAD	DESCRIPCIÓN
UE01	Relleno.
UE02	Limo arcilloso de alta plasticidad con grumos de carbonato color pardo oscuro y consistencia firme.
UE03	Arcilla limosa lacustre de alta plasticidad con poca arena y presencia de microfósiles carbonatados, color gris a pardo verdoso y de consistencia muy blanda a firme.
UE04	Arena fina volcánica de color gris oscuro y compactad suelta.
UE05	Arcilla lacustre de alta plasticidad poco arenosa y con presencia de microfósiles carbonatados, color pardo verdoso y de consistencia media a firme.
UE06	Arcilla lacustre de alta plasticidad con lentes de arena y ceniza volcánica, color gris verdoso y de consistencia muy blanda a media.
UE07	Limo arcilloso de alta plasticidad color gris verdoso y de consistencia muy blanda a media.
UE08	Limo arcilloso de alta plasticidad con arena fina, color gris verdoso y de consistencia muy blanda a firme.
UE09	Arcilla limosa lacustre de alta plasticidad con lentes ceniza volcánica, color pardo a gris verdoso y de consistencia media a muy firme.
UE10	Arena y ceniza volcánica color gris a pardo de compactad muy compacta.
UE11	Arcilla lacustre de alta plasticidad de color gris verdoso y de consistencia firme a muy firme.
UE12	Depósito profundo de arena limosa aluvial color gris verdoso y de compactad compacta a muy compacta.
UE13	Depósito profundo de arena bien graduada aluvial con gravas aisladas color gris verdoso de compactad muy compacta.

Figura II.19 Corte del edificio A-A' mostrando las unidades estratigráficas interpretadas.

II.4.2 Modelo geotécnico.

El modelo geotécnico del sitio permitirá realizar el análisis y diseño de la cimentación. Para su elaboración se requiere una interpretación integral de la información bibliográfica, los registros y pruebas de campo, así como los resultados de las pruebas de laboratorio, incluye cuantitativamente los parámetros de diseño: mecánicos de resistencia, deformabilidad, compresibilidad y dinámicos. Un adecuado modelo geotécnico debe de cumplir con las siguientes características:

- Representativo de las condiciones reales del sitio.
- Incluir los suficientes parámetros de diseño.
- Los parámetros de diseño deberán de coincidir con la metodología de cálculo y el modelo constitutivo empleado: analítico, numérico o empírico.

Para los parámetros de diseño que tienen más de tres valores a lo largo de la profundidad de la unidad geotécnica, el valor representativo se obtiene aplicando el método de integración por trapecio múltiple y del valor medio. Por otro lado, para las unidades geotécnicas donde no fue posible recuperar muestras inalteradas, los parámetros mecánicos se obtuvieron mediante correlaciones empíricas y datos que se encuentran disponibles en la literatura. Por criterio, tomando en cuenta la heterogeneidad que existe en el medio, se ha subdividido el medio en unidades geotécnicas no mayores a 5.00m de espesor. Las tablas II.2 y II.3 muestran el modelo geotécnico con los parámetros dinámicos y mecánicos, respectivamente.

Tabla II.2 Modelo geotécnico dinámico.

UG	Z		H	SUCS	Parámetros dinámicos				
	de m	a m			μ	E_d t/m ²	G t/m ²	v_p m/s	v_s m/s
01	0.00	1.20	1.20	Relleno	0.475	49,439.81	16,763.48	1,436.60	315.70
02	1.20	2.40	1.20	MH	0.497	2,938.72	981.38	1,207.85	85.25
03	2.40	4.80	2.40	CH	0.498	3,115.41	1,039.84	1,457.20	86.30
04	4.80	8.80	4.00	CH	0.499	1,503.33	501.42	1,541.48	60.07
05	8.80	9.00	0.20	SC	0.500	927.15	309.15	1,552.90	48.30
06	9.00	11.60	2.60	CH	0.498	4,047.10	1,351.56	1,530.18	94.68
07	11.60	12.60	1.00	SP	0.497	5,568.19	1,860.05	1,565.95	114.95
08	12.60	16.20	3.60	CH	0.497	5,431.52	1,816.71	1,489.05	105.24
09	16.20	19.80	3.60	CH	0.499	1,806.51	602.63	1,465.02	66.98
10	19.80	23.40	3.60	CH	0.500	708.15	236.13	1,508.61	41.10
11	23.40	25.20	1.80	MH	0.499	1,243.47	414.84	1,506.45	50.88
12	25.20	28.20	3.00	MH	0.498	4,094.26	1,367.11	1,505.98	99.18
13	28.20	29.40	1.20	MH	0.496	8,191.04	2,741.40	1,511.75	131.20
14	29.40	31.20	1.80	CH	0.490	20,414.54	6,856.95	1,501.70	209.70
15	31.20	33.00	1.80	CH	0.486	29,538.58	9,951.36	1,515.05	248.10
16	33.00	34.20	1.20	SP	0.487	27,890.65	9,375.99	1,550.40	243.60
17	34.20	36.00	1.80	CH	0.493	13,689.32	4,584.76	1,505.40	168.75
18	36.00	37.20	1.20	SM	0.492	20,019.23	6,707.76	1,505.80	186.10
19	37.20	40.00	2.80	SW	0.486	39,028.10	13,135.96	1,513.00	246.53

Tabla II.3 Modelo geotécnico mecánico.

UG	Z		H	SUCS	Parámetros mecánicos: resistencia, deformabilidad y compresibilidad.								
	de m	a m			c_u t/m ²	φ_u grados	E_e t/m ²	E_{u50} t/m ²	m_v m ² /t	m_t m ² /t	C_v cm ² /s	ξ	σ_b t/m ²
01	0.00	1.20	1.20	Relleno	0.00	30.00	1,105.00	850.00	-	-	-	-	-
02	1.20	2.40	1.20	MH	2.05	0.00	1,313.00	1,010.00	-	-	-	-	-
03	2.40	4.80	2.40	CH	3.20	0.00	1,235.00	950.00	-	-	-	-	-
04	4.80	8.80	4.00	CH	2.95	0.00	520.00	400.00	0.005300	0.002800	0.00440	0.19	9.00
05	8.80	9.00	0.20	SC	0.00	32.00	2,340.00	1,800.00	-	-	-	-	-
06	9.00	11.60	2.60	CH	4.65	0.00	780.00	600.00	0.002900	0.001500	0.003300	0.11	10.00
07	11.60	12.60	1.00	SP	0.00	32.00	2,340.00	1,800.00	-	-	-	-	-
08	12.60	16.20	3.60	CH	3.50	0.00	754.00	580.00	0.003667	0.001727	0.010307	0.42	-
09	16.20	19.80	3.60	CH	4.60	0.00	780.00	600.00	0.002100	0.001400	0.005000	0.25	15.00
10	19.80	23.40	3.60	CH	7.30	0.00	546.00	420.00	0.001500	0.000510	0.008000	0.35	20.00
11	23.40	25.20	1.80	MH	5.10	0.00	754.00	580.00	0.000850	0.000720	0.004500	0.13	19.00
12	25.20	28.20	3.00	MH	6.00	0.00	767.00	590.00	0.001900	0.001200	0.005800	0.23	20.50
13	28.20	29.40	1.20	MH	10.00	0.00	1,430.00	1,100.00	0.002190	0.001032	0.006155	0.25	-
14	29.40	31.20	1.80	CH	5.00	0.00	1,209.00	930.00	0.002228	0.001050	0.006264	0.26	-
15	31.20	33.00	1.80	CH	11.00	0.00	1,560.00	1,200.00	0.000780	0.000250	0.005200	0.32	40.00
16	33.00	34.20	1.20	SP	0.00	36.00	6,500.00	5,000.00	-	-	-	-	-
17	34.20	36.00	1.80	CH	5.00	0.00	1,820.00	1,400.00	0.002727	0.001285	0.007667	0.31	-
18	36.00	37.20	1.20	SM	0.00	42.00	9,230.00	7,100.00	-	-	-	-	-
19	37.20	40.00	2.80	SW	0.00	45.00	9,750.00	7,500.00	-	-	-	-	-

II.5 Predicción de la respuesta del sitio.

El sitio de estudio presentará un mecanismo de falla gobernado por materiales de baja resistencia al esfuerzo cortante. Debido a los grandes espesores de arcilla de consistencia muy blanda a firme, se presentarán amplificaciones de movimiento durante un evento sísmico, por lo tanto, será fundamental revisar los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura.

La arcilla lacustre presenta materia orgánica, por lo que el comportamiento de alta viscosidad intergranular tomará importancia para la evaluación de los asentamientos diferidos. Tomando en cuenta los bajos valores de módulo de elasticidad elástico y las dimensiones del proyecto, se presentarán altas expansiones durante las excavaciones realizadas, lo cual, se traduce en grandes asentamientos por recompresión del fondo. Grandes alteraciones en el estado de esfuerzos efectivos provocarán el colapso de la estructura interna del suelo y altos asentamientos, por lo que el diseño debe buscar la menor modificación de dicho estado.

La misma excavación para la cimentación podría provocar asentamientos diferenciales que sobrepasen los límites permisibles en las estructuras colindantes, por lo tanto, se requerirá de un sistema de contención rígido y una secuencia de excavación tal que reduzcan las deformaciones inducidas; en este mismo sentido, la presencia de grandes espesores de arcilla lacustre dificulta el uso de anclas de tensión. Debido a la presencia de unidades permeables intercaladas en las arcillas lacustres, será necesario revisar el efecto de falla de fondo por subpresión.

II.6 Hipótesis o propuesta.

Mediante el diagrama de esfuerzos verticales mostrado en el anexo A, se busca la profundidad factible que permitan una adecuada compensación de la cimentación. Para este caso se tomará como hipótesis las siguientes soluciones:

Un cajón de cimentación desplantado a 5m de profundidad, la excavación podrá resolverse con un muro Milán troquelado de 50cm de espesor, para reducir el efecto de la expansión de fondo se propondrá un lastre colocado por etapas.

III. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.

III.1. Cajón de cimentación.

Las cimentaciones compensadas resultan una solución factible en presencia de depósitos de suelo con baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad (Zeevaert, 1977). El diseño de una cimentación compensada exige analizar el problema comprendiendo el efecto que tiene la fase sólida y líquida en el comportamiento que tendrá la estructura. El peso total de la estructura es compensado mediante el efecto combinado de la sustitución del peso de la fracción sólida y el efecto del empuje que genera el peso del agua desplazada según el principio de Arquímedes (Zeevaert, 1983), ver figura III.1. Sea q la presión media de contacto transmitida por la estructura, σ_v el esfuerzo total vertical en la masa de suelo a la profundidad de desplante, entonces, la presión neta transmitida por la estructura se expresa como:

$$q_n = q - \sigma_v$$

Es importante entender el fenómeno físico ya que la presión neta de contacto provocará un cambio en los esfuerzos efectivos iniciales, este cambio determinará el comportamiento en la resistencia movilizada y la deformación inducida en la masa de suelo. Por lo tanto, para garantizar un aceptable diseño geotécnico debe procurarse la modificación mínima de los esfuerzos efectivos tanto en los cálculos realizados como en el procedimiento constructivo a realizar; en este sentido, la profundidad de desplante será la necesaria para obtener simultáneamente la suficiente capacidad de carga y restringir los asentamientos en valores admisibles (Zeevaert, 1977).

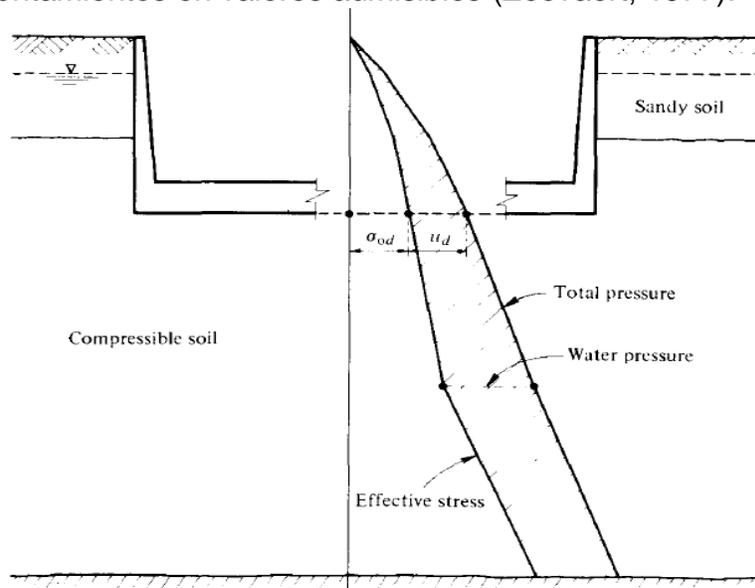


Figura III.1 Esfuerzo efectivo y presión de poro actuantes a la profundidad de desplante como mecanismo de compensación del cajón de cimentación (Zeevaert, 1983).

En condiciones estáticas y depósitos de suelo de media a alta compresibilidad, es usual que la revisión por asentamientos pueda adquirir mayor importancia que la revisión por capacidad de carga, sin dejar de lado las revisiones pertinentes que se comentarán acerca del diseño de la excavación (capítulo IV). En condiciones dinámicas (ver figura III.2.) el momento de volteo considerado bidireccionalmente inducirá una concentración de esfuerzos en las esquinas de la cimentación, así como un giro permanente al comportarse como cuerpo rígido (Zeevaert, 1983).

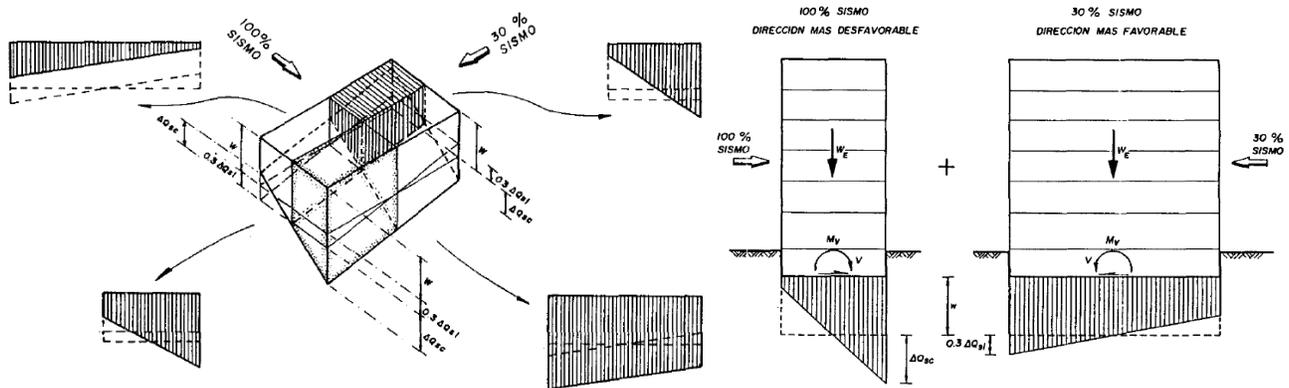


Figura III.2 Efecto bidireccional del momento de volteo por sismo en la presión de contacto que transmite el cajón de cimentación (Holguín et al., 1988).

Según sea la relación que existe entre q y σ_v , la cimentación se define según los siguientes casos:

Cimentación totalmente compensada: Si $q = \sigma_v$, por lo tanto $q_n = 0$. En dicha condición de equilibrio en la que el estado de esfuerzos en la masa de suelo queda teóricamente inalterado, los únicos asentamientos que se presentarán en la cimentación son aquellos debido a la recuperación de la expansión elástica en el fondo de la excavación como respuesta a la liberación de esfuerzos durante la fase constructiva (Tamez, 2001).

Cimentación parcialmente compensada: Si $q > \sigma_v$, por lo tanto $q_n > 0$. En dicha condición, el incremento neto de presión q_n provocará un aumento en los esfuerzos efectivos verticales y por lo tanto incrementarán los esfuerzos normales y cortantes en la masa de suelo. Como respuesta a esta condición, se desarrollará una movilización de la resistencia en el mecanismo de falla por capacidad de carga; se inducirán asentamientos a corto plazo (inmediatos) por recompresión del fondo de excavación y

por respuesta elastoplástica a una deformación sin cambio de volumen, así como asentamientos a largo plazo (diferidos) por consolidación primaria y secundaria.

Cimentación sobre compensada: Si $q < \sigma_v$, por lo tanto $q_n < 0$. Dicha condición representa físicamente un alivio parcial del estado de esfuerzos en la masa de suelo. En esta condición, la falla de la cimentación se considera por efecto de flotación tanto por la subpresión que genera el agua y pérdida de la fricción o adherencia en las paredes del cajón, perdiendo de esta manera importancia la revisión por capacidad de carga. El asentamiento por recompresión será menor a la expansión elástica del fondo de la excavación. Adicionalmente, deberá revisarse el efecto de la expansión a largo plazo debido a un cambio volumétrico por efecto de absorción de agua (Tamez, 2001).

III.2. Sensitividad y esfuerzo crítico en arcillas.

La sensitividad es un concepto que relaciona la resistencia a la compresión de una muestra inalterada de arcilla en compresión simple entre la resistencia de la misma arcilla en estado remoldeado (Terzaghi, 1948). Algunos de los factores que tienen mayor relevancia que determinan la sensitividad de una arcilla son: la estructura interna del suelo que es función del ambiente de depositación, intercambio de iones, tixotropía, cementación y contenido de materia orgánica, formación o adición de agentes dispersantes (Mitchell, 1993). Las arcillas altamente sensitivas presentan un comportamiento de un fluido viscoso en estado remoldeado, usualmente llamadas arcillas “rápidas”.

Tal como comenta Deméneghi (2011), para fines prácticos, puede considerarse una arcilla no sensitiva como aquella que presenta una estructura interna de tipo dispersa que fue depositada en un ambiente de agua dulce; mientras que una arcilla sensitiva puede considerarse como aquella con estructura interna de tipo floculenta que fue depositada en presencia de sales disueltas en el agua y en donde es usual encontrar materia orgánica (diatomeas y microfósiles).

Por lo tanto, la sensitividad es un indicador que debe ser tomado en cuenta para prevenir en que rango puede disminuir los parámetros mecánicos cuando colapsa su estructura interna ante el nivel de esfuerzos inducido. Adicionalmente, como comportamiento a considerar en términos de deformación, una arcilla sensitiva presenta

una disminución de rigidez (aumento de deformabilidad) con un aumento del esfuerzo de confinamiento ya que éste tiende a colapsar la estructura interna; mientras que en una arcilla no sensitiva presenta un aumento de rigidez (disminución de deformabilidad) como respuesta a un incremento del esfuerzo de confinamiento. En la literatura existen diferentes metodologías para el cálculo de las deformaciones según el comportamiento de una arcilla sensitiva o no sensitiva (Deméneghi y Puebla, 2019).

Dada una curva de compresibilidad puede determinarse el esfuerzo efectivo crítico de compresión, ya que el aumento en la pendiente en el llamado tramo virgen comparado con el tramo de recompresión representa físicamente el citado colapso de la estructura interna del suelo, ver figura III.3. Este efecto resulta ser mayormente crítico si se trata de una arcilla sensitiva. Por otro lado, en el caso de suelos normalmente consolidados cualquier incremento de esfuerzo efectivo seguirá el comportamiento definido por el tramo virgen sin ningún esfuerzo crítico, ya que físicamente representa una continuación del proceso natural de compresión mecánica que el depósito sufrió durante su formación (Zeevaert, 1983). Con base a la experiencia práctica y para fines de aproximación, debe restringirse la magnitud del incremento medio neto que transfiere la cimentación a valores de $0.50\sigma'_{vo}$ para evitar inducir el colapso de la estructura floculenta de las arcillas de la Ciudad de México (Deméneghi, 2011).

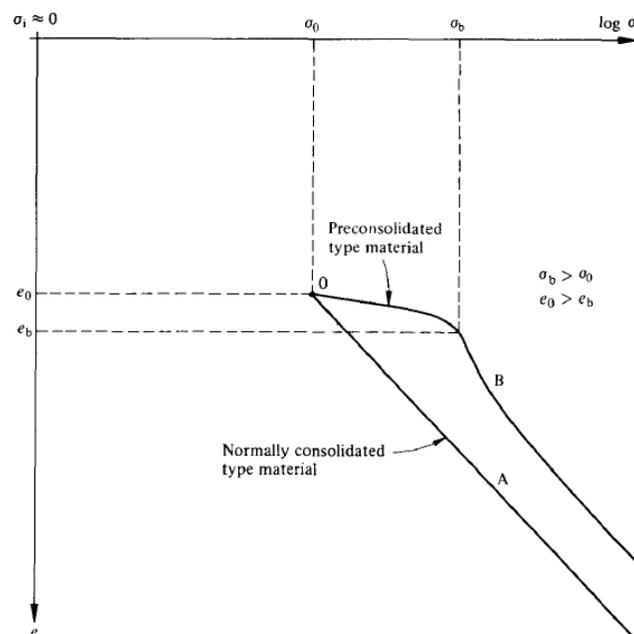


Figura III.3 Comparación de la curva de compresibilidad entre arcillas normalmente consolidada y preconsolidada (Zeevaert, 1983).

III.3. Estado límite de falla.

Una cimentación compensada desarrolla un mecanismo de falla por capacidad de carga muy similar al desarrollado por una cimentación superficial (figura III.4 y III.5), ésto debido a la similitud que existe entre los cocientes de sus dimensiones $\frac{D}{B}$ y $\frac{B}{L}$. Dicho mecanismo se conforma principalmente de tres zonas (Tamez, 2001):

Zona I: Una cuña de suelo rígida que se comporta como una extensión de la cimentación al momento de descender, el suelo dentro del volumen de la cuña se encuentra en estado de equilibrio elástico.

Zona II: En esta zona el suelo se encuentra en estado de equilibrio plástico pasivo y las superficies de falla son planas y trayectoria curva, definidas por espirales logarítmicas cuyos radios r_θ están definidos por la expresión:

$$r_\theta = r_0 e^{\theta \tan \varphi}$$

Donde: r_0 es el radio inicial que coincide con la arista de la cuña rígida, θ es el ángulo en radianes comprendido entre la arista de la cuña y el radio en cuestión.

Zona III: El suelo se encuentra en estado de equilibrio pasivo y las superficies de falla son planas con trayectoria recta con un ángulo de inclinación de $45^\circ - \varphi/2$ respecto a la horizontal

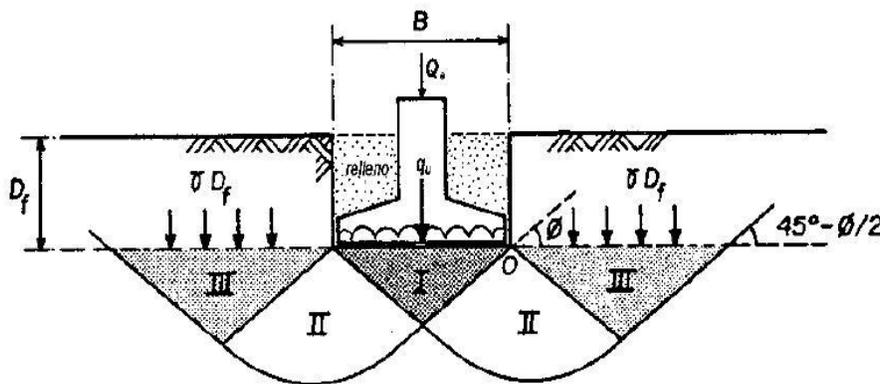


Figura III.4 Mecanismo de falla para capacidad de carga en cimentaciones superficiales (Tamez, 2001)

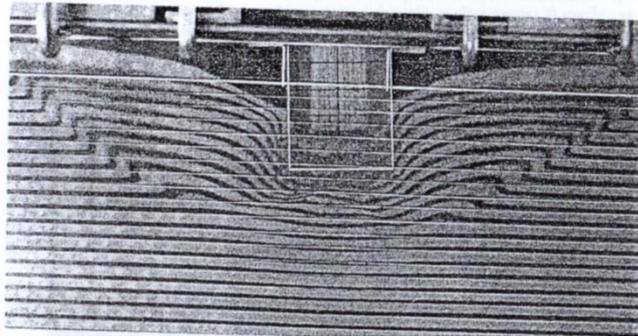


Figura III.5 Modelo experimental para capacidad de carga en cimentaciones superficiales (Jumikis, 1987).

La masa de suelo que se encuentra sobre la zona III genera una presión de confinamiento igual al esfuerzo total a la profundidad de desplante.

$$\sigma_c = \gamma * D$$

La presión de contacto de la cimentación y la cuña rígida generaran un esfuerzo tal que la masa de suelo en la zona II comenzara a alcanzar el estado de equilibrio plástico pasivo y este mismo estado se desarrollará gradualmente hasta el extremo superior de la zona III. Una vez que en la totalidad de la zona II y III la masa de suelo se encuentre en dicho estado, el mecanismo de falla se encuentra en equilibrio límite provocando el desplazamiento y por lo tanto la falla del terreno de cimentación (Tamez, 2001).

Propuesta de cimentación:

Para fines de revisión y diseño, se propone:

$$D = 5.00m; B = 36.00m ; L = 44.00m.$$

III.3.1 Condiciones estáticas.

Para la revisión del ELF, se verificará que la presión de contacto que ejerce la cimentación multiplicadas por un factor de carga ($\frac{\sum Q_{max}F_c}{A}$) sean menores a la capacidad de carga reducida de la cimentación (r), es decir:

$$\frac{\sum Q_{max}F_c}{A} < r$$

Donde:

$$\frac{\sum Q_{max}F_c}{A} = q_{max}$$

Para evaluar analíticamente la capacidad de carga por esfuerzos cortantes se utilizarán las expresiones contenidas en las NTC-CIM (2017), en dichas expresiones deberá de estimarse conservadoramente si el terreno de cimentación presentará un comportamiento en resistencia de tipo puramente cohesivo o puramente friccionante.

En compatibilidad con la selección de las pruebas de laboratorio que mejor representen la condición de resistencia al momento de la falla, para la presente estratigrafía se estima un comportamiento puramente cohesivo.

Comportamiento en resistencia **puramente cohesivo**:

$$r = c_u N_c F_R + \sigma_v$$

Donde: c_u es la cohesión no drenada a la profundidad de desplante, F_R es el factor de reducción definido en el capítulo 3.2 de las NTC-CIM (2017), σ_v es el esfuerzo vertical total a la profundidad de desplante. Mientras que, N_c es el factor de capacidad de carga por la componente cohesiva definida en la siguiente expresión, además, $\frac{D}{B} < 2$ y $\frac{B}{L} < 1$.

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

Adicionalmente, las mismas normas indican que deberá de revisarse la capacidad de carga en los estratos de suelo blando que subyacen al estrato de desplante según la profundidad teórica hasta la cual se extiende el mecanismo de falla.

Debido a que la forma de la espiral logarítmica, que define la trayectoria de la superficie potencial de falla, está en función del ángulo de fricción del suelo y considerando también que existen lentes y estratos de arena intercalados entre los suelos lacustres de la estratigrafía, por lo tanto, para fines de cálculo se considera la siguiente metodología:

- 1.- Para el terreno de cimentación puramente cohesivo, la espiral logarítmica se simplifica a un arco que se extiende hasta una distancia aproximada de $0.70B$ a partir de la profundidad de desplante D .
- 2.- Obtención de una estratigrafía homogénea, ver figura III.6, cuya cohesión no drenada representativa \bar{c}_u se obtiene aplicando subsecuentemente el método numérico

de integración por trapecio múltiple y el teorema del valor medio para integrales. Donde: a el nivel del terreno natural y b es la profundidad hasta la que se extiende el mecanismo de falla.

$$\int_a^b f(x)dx = \frac{(b-a)}{n} [f(x_0) + f(x_n) + 2 \sum_{i=1}^{n-1} f(x_i)]$$

$$f(\bar{x}) = \frac{1}{b-a} \int_a^b f(x)dx$$

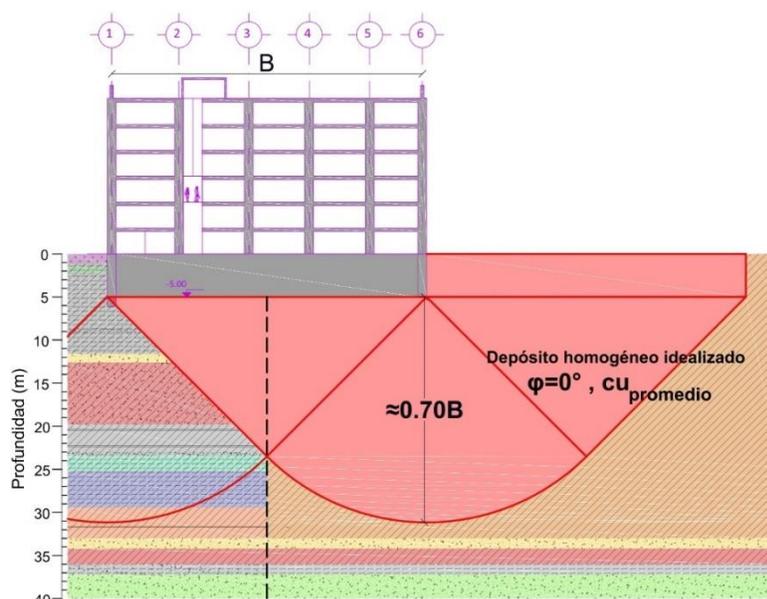


Figura III.6 Depósito homogéneo idealizado para capacidad de carga.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

Para fines de revisión, se utilizará la presión de contacto ejercida por la cimentación que resulta de la combinación de acciones tipo B (tabla 1.2). En el anexo A se muestran los cálculos realizados cuyo resultado se resumen como:

$$\frac{\sum Q_{max}F_c}{A} = 9.80 \text{ t/m}^2$$

$$r = 22.31 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{\sum Q_{max}F_c}{A} < r$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite de falla en condición estática.**

III.3.2 Condiciones sísmicas.

Debido a diversos tipos de mecanismos sismogénicos, las ondas de cuerpo y de superficie son transmitidas desde el manto rocoso de la corteza terrestre hasta los depósitos superficiales en la estratigrafía de estudio, generando como consecuencia un desplazamiento relativo en la superficie del terreno. La aceleración del terreno a nivel de la superficie usualmente sufre una amplificación con respecto a la aceleración al nivel de la roca basal cuando se trata de una estratigrafía donde un depósito de suelo blando descansa sobre un manto rocoso. Esta aceleración superficial genera un cortante basal al nivel de desplante de la cimentación de un edificio, además, según la primera Ley de Newton, en la estructura actuarán de forma distribuida fuerzas de inercia en dirección contraria al desplazamiento del terreno como respuesta a una resistencia al cambio de estado en reposo, ver figura III.9. Si esta distribución de fuerzas sísmicas es simplificada por una fuerza concentrada y conociendo su punto de aplicación, entonces se obtendrá el momento de volteo por condición sísmica.

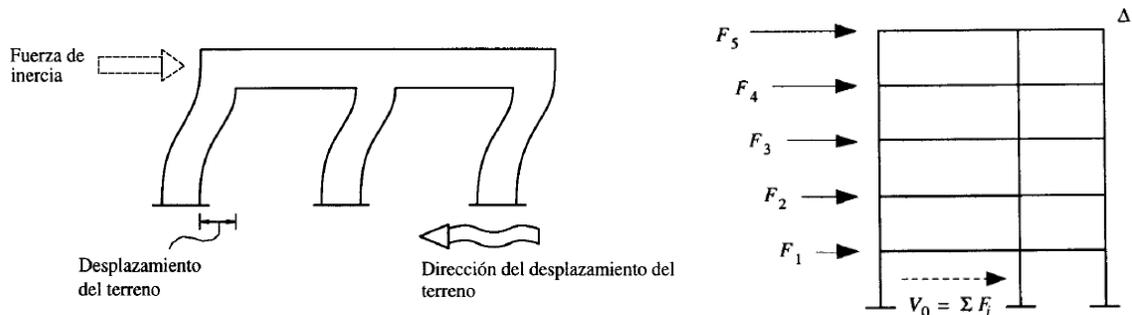


Figura III.7 Fuerzas de inercia, cortante basal y momento de volteo inducido en la estructura durante un sismo (Meli y Bazán, 1999).

Debido a la geometría y materiales principales, la estructura presenta diferentes rigideces en cada dirección por lo que el cortante basal y momento de volteo debe revisarse en cada dirección. Posteriormente deberá revisarse el ELF considerando que el sismo actúa bidireccionalmente en la estructura considerando el 100% actuando en la dirección más desfavorable y el 30% en la dirección restante.

La revisión del ELF en condiciones sísmicas conlleva los siguientes aspectos:

- 1.- Garantizar la suficiente capacidad de carga ante la falla general, comparado con la presión de contacto instantánea de la cimentación.
- 2.- Garantizar la suficiente fuerza resistente como respuesta al cortante basal.

III.3.2.1 Interacción dinámica suelo-estructura.

La interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) implica la combinación de los efectos inerciales y cinemáticos desarrollados en el suelo y la estructura como respuesta a las fuerzas sísmicas y como consecuencia de considerar la base donde se desplanta la cimentación como un medio flexible, tal como muestra la figura III.8. La interacción dinámica modifica tanto las propiedades dinámicas de la estructura, así como las características de movimiento de los depósitos de suelo. En la literatura existen métodos para estudiar la IDSE, sin embargo, la forma que se utilizará es por el método de análisis en el dominio de la frecuencia por el principio de superposición; este principio indica que la solución de la IDSE es la suma de la interacción cinemática y de la interacción inercial (Aguilar et al., 2016).

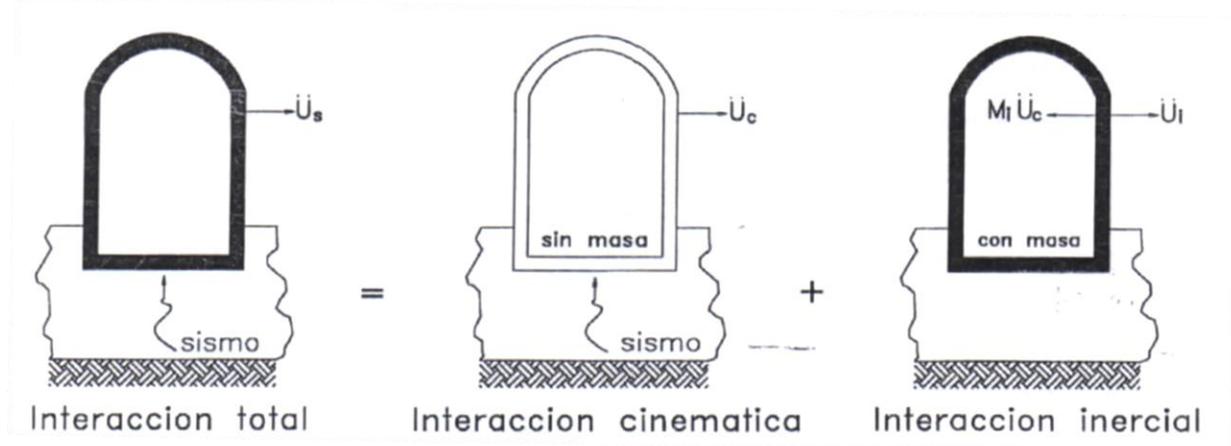


Figura III.8 Componentes principales de la interacción dinámica suelo-estructura (Aguilar et al., 2016).

El efecto de la **interacción inercial** está en función del contraste de rigidez entre el suelo y la estructura; este efecto es debido a considerar que la excitación sísmica en la base de la cimentación es la misma que la de campo libre y por lo tanto la interacción está dada por la inercia y flexibilidad del sistema. Las consecuencias de la interacción inercial en la estructura es el alargamiento del periodo fundamental de vibración, la modificación del amortiguamiento, así como una reducción de la ductilidad con respecto a aquellos obtenidos suponiendo que la cimentación se desplantara en un medio rígido (Aguilar et al., 2016).

La **interacción cinemática** consiste en determinar la excitación efectiva de la cimentación y está en función de la geometría de la cimentación, estratigrafía y las características de la excitación sísmica. Esta interacción incluye el efecto que tiene la superposición de las ondas incidentes y las que son reflejadas desde la superficie con

las ondas que son difractadas al contacto con la cimentación supuesta perfectamente rígida y carente de masa. Las consecuencias de la interacción cinemática es la modificación del movimiento de campo libre, dando lugar a una excitación efectiva de la cimentación compuesta tanto de traslaciones como de rotaciones (Aguilar et al., 2016).

Los grados de libertad del suelo pueden eliminarse mediante condensación estática, es decir, mediante funciones de impedancia correspondientes a cada uno de los grados de libertad de la cimentación (rotaciones y traslaciones). La solución de la IDSE puede descomponerse en las siguientes fases secuenciales según Aguilar et al. (2016), ver figura III.9.

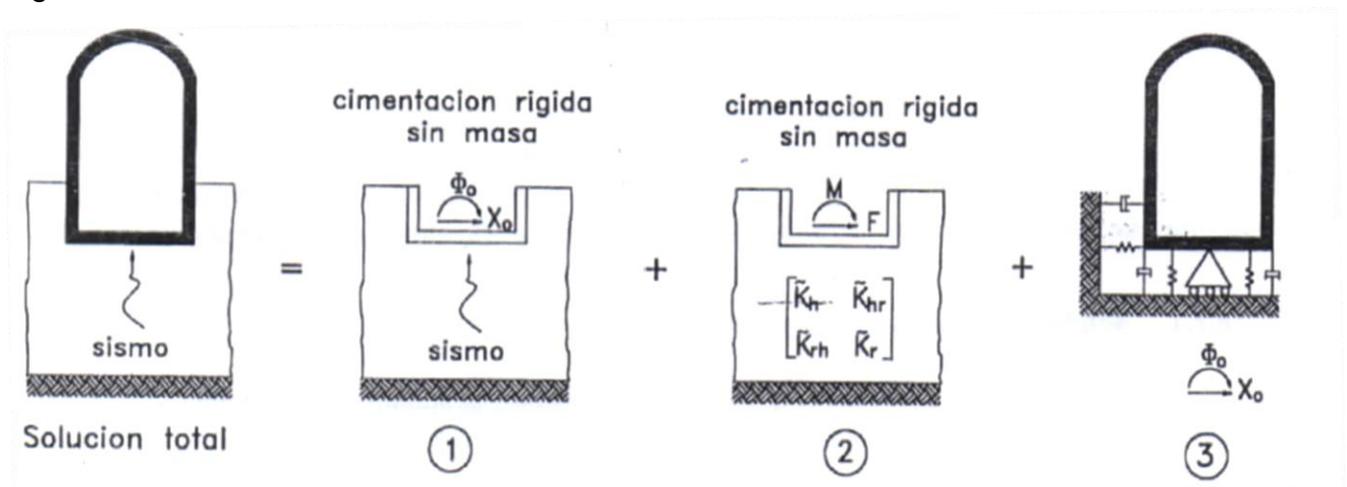


Figura III.9 Fases de la interacción dinámica suelo estructura: 1.- Interacción cinemática, 2.- Funciones de impedancia, 3.- Interacción inercial (Aguilar et al., 2016).

Interacción cinemática: Se refiere a la determinación del movimiento de la cimentación rígida y sin masa debido a la frecuencia de la vibración sísmica. Este movimiento efectivo consta tanto de traslaciones como de rotaciones.

Funciones de impedancia: Se trata de las rigideces dinámicas de la cimentación rígida y carente de masa. Estas funciones son dependientes de la frecuencia de excitación y representan los resortes y amortiguadores del suelo.

Interacción inercial: Consiste en la determinación de la respuesta de la estructura real desplazada sobre los resortes y amortiguadores obtenidos en la segunda fase y sometida al movimiento efectivo obtenido con la primera fase.

III.3.2.1.1 Respuesta en campo libre del sitio.

Como efectos de sitio se puede considerar: la heterogeneidad de la estratigrafía en cuanto a tipo de material, espesores, profundidad variable de depositación, así como parámetros dinámicos (módulo de rigidez al corte, coeficiente de amortiguamiento, velocidad de onda de cortante, periodo dominante de vibración), debido a estos efectos se producen variaciones en el movimiento del terreno que influye directamente en el comportamiento de la estructura. Entre las citadas variaciones se puede mencionar: la amplificación y/o atenuación, así mismo en los modos de vibración (Aguilar et al., 2016).

Es necesario evaluar la función de transferencia del sitio FT para obtener la amplificación del movimiento que se presenta en la superficie del terreno, en caso de suelos con menor rigidez con respecto a la roca basal en donde se encuentren desplantados. La función de transferencia es el cociente entre el desplazamiento horizontal a nivel de la superficie $u_{z=0}$ entre el desplazamiento horizontal a nivel del afloramiento de la roca basal $u_{z=H}$ en un mismo eje vertical.

$$FT = \frac{u_{z=0}}{u_{z=H}}$$

Para fines prácticos de aplicación, la heterogeneidad del problema puede reducirse a una forma simplificada si los efectos de sitio se representan con los parámetros dinámicos más importantes del suelo tales como: el periodo dominante de vibración T_s , el coeficiente de amortiguamiento ξ_s y la velocidad equivalente de onda de cortante \bar{v}_s . Analíticamente, para obtener la función de transferencia, se puede suponer un modelo unidimensional formado por un estrato homogéneo de extensión infinita y desplantado en un medio rígido como el mostrado en la figura III.10; la sencillez de este modelo permite incluir de forma aproximada los efectos relacionados con el comportamiento no lineal de los parámetros dinámicos del suelo asociados a temblores intensos (Aguilar et al., 2016).

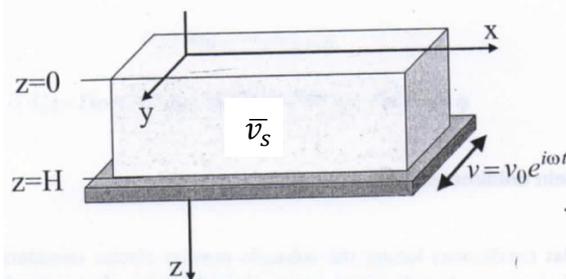


Figura III.10 Modelo unidimensional para obtener función de transferencia de un depósito de suelo (Aguilar et al., 2016).

La demostración matemática puede encontrarse en la referencia bibliográfica, la solución del sistema se expresa mediante la siguiente expresión:

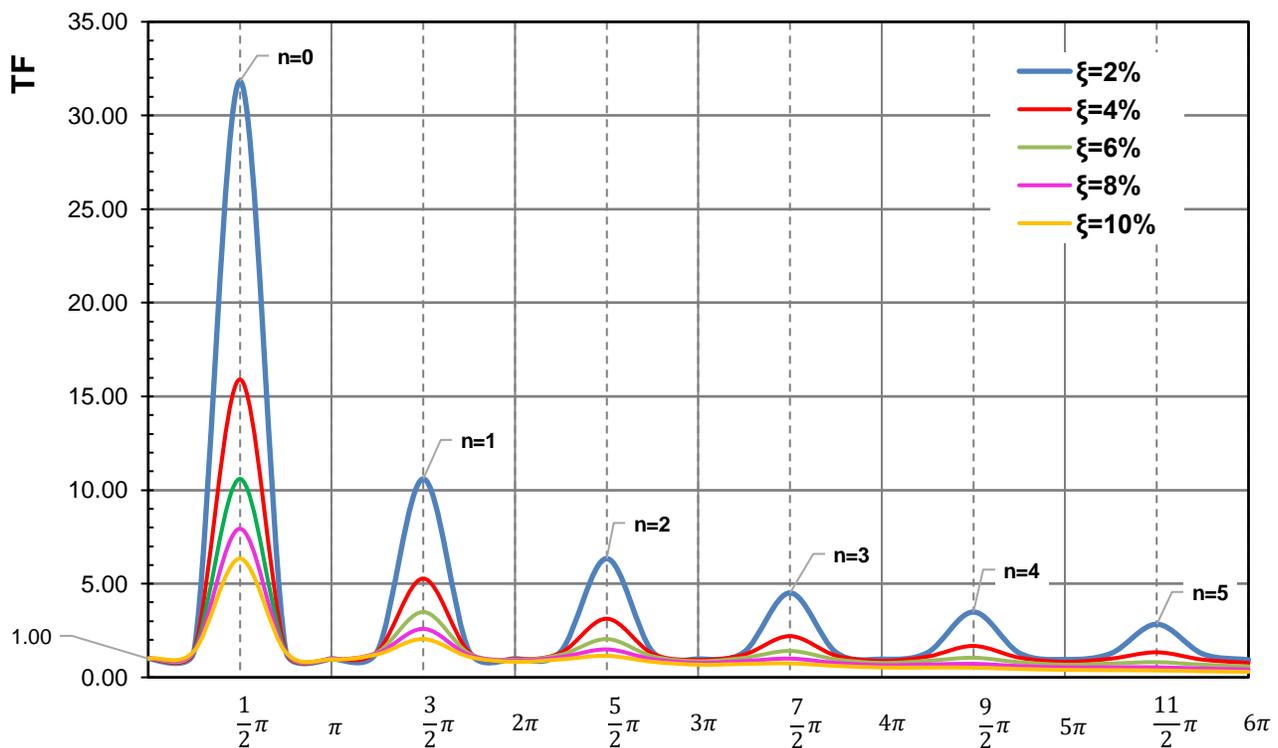
$$FT = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(KH) + \sinh^2(\xi_s KH)}}$$

Donde: K es el término conocido como número de onda e igual a:

$$K = \frac{\omega_{sis}}{\bar{v}_s}$$

Donde: ω_{sis} es la frecuencia de excitación sísmica y \bar{v}_s es la velocidad de onda de cortante equivalente.

La función de transferencia para un depósito de suelo con número de onda multiplicado por el espesor total de onda, en fracciones de π , y con diferentes valores de coeficiente de amortiguamiento se muestra en la gráfica III.1. De dicha gráfica puede observarse que las mayores amplificaciones de desplazamiento obran en donde se presenta el efecto de resonancia debido a que la frecuencia de vibración del suelo ω_s es igual a la frecuencia de excitación ω_{sis} .



Gráfica III.1 Función de transferencia para un depósito de suelo.

Los modos superiores de vibración del suelo se obtienen con la siguiente expresión:

$$\omega_s = \frac{\bar{v}_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right)$$

En términos de periodos, si $T = \frac{2\pi}{\omega}$, entonces:

$$T_s = \frac{4H}{\bar{v}_s} \left(\frac{\pi}{\pi + 2n\pi} \right)$$

Donde: n adquiere los números naturales 0,1,2,3,4,5, ∞.

El periodo dominante de vibración del suelo T_s , asociado a la mayor amplificación del depósito de suelo (n=0), se expresa como:

$$T_s = \frac{4H}{\bar{v}_s}$$

III.3.2.1.1 Periodo dominante de vibración del suelo en comportamiento lineal.

Para obtener analíticamente el periodo dominante de vibración del suelo en comportamiento lineal T_s , conforme a lo indicado en el apéndice A.2 de las NTC-SIS (2017), se aplica la siguiente expresión que toma en cuenta el espesor y distribución de los estratos de suelo (El módulo de rigidez al corte usado es igual a G_{max} , debido a que corresponde a mínimas deformaciones inducidas en el sondeo geofísico):

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{H_i}{G_i} \right) \left[\sum_{i=1}^N \gamma_i H_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) \right]}$$

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i \frac{H_j}{G_j}}{\sum_{j=1}^N \frac{H_j}{G_j}}$$

Donde: $X_0=0.0$ (basamento) y $X_i=1.0$ en la superficie.

H_i es el espesor del estrato i, G_i es el módulo de rigidez al cortante del estrato i, γ_i es el peso volumétrico del suelo en el estrato i. N es el número de estratos totales, i es el estrato que se esta analizando.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

En el anexo A se muestran los cálculos realizados, cuyo resultado es:

$$T_s = 1.95s$$

De la expresión del periodo dominante T_s puede obtenerse la velocidad de onda de cortante equivalente \bar{v}_s .

$$T_s = \frac{4H}{\bar{v}_s}$$

$$\bar{v}_s = 82.08 \text{ m/s}$$

A fin de comprobación y en conformidad de lo establecido en el apéndice A.2 de las NTC-SIS (2017), los periodos dominantes de vibración obtenidos mediante este método deben ser similares a los obtenidos de una prueba de vibración ambiental y del programa SASID.

T_s obtenido de la prueba de vibración ambiental:

$$T_s = 1.85s$$

T_s obtenido del programa SASID:

$$T_s = 1.84s$$

Por lo tanto, puede considerarse como aceptable el cálculo realizado.

III.3.2.1.1.2 Periodo dominante de vibración del suelo en comportamiento no lineal.

Los parámetros dinámicos del suelo están asociados al nivel de deformación inducido γ_θ , durante un sismo de alta intensidad pueden presentarse valores para los cuales el suelo presenta un comportamiento no lineal. Debido al bajo nivel de deformación inducido en el subsuelo por un sondeo geofísico, los parámetros dinámicos contenidos en el modelo dinámico corresponden únicamente a un comportamiento lineal; el módulo de rigidez obtenido de esta forma se considera como el máximo G_{max} .

La determinación directa de la variación de los parámetros dinámicos del suelo se obtiene mediante una curva normalizada de degradación del módulo de rigidez al corte

y aumento del amortiguamiento, como las mostradas en la figura III.11. Estas gráficas pueden obtenerse mediante un ajuste de curvas de los resultados de dos pruebas de laboratorio con diferentes niveles de deformación, tales como la prueba de triaxial cíclica y la columna resonante.

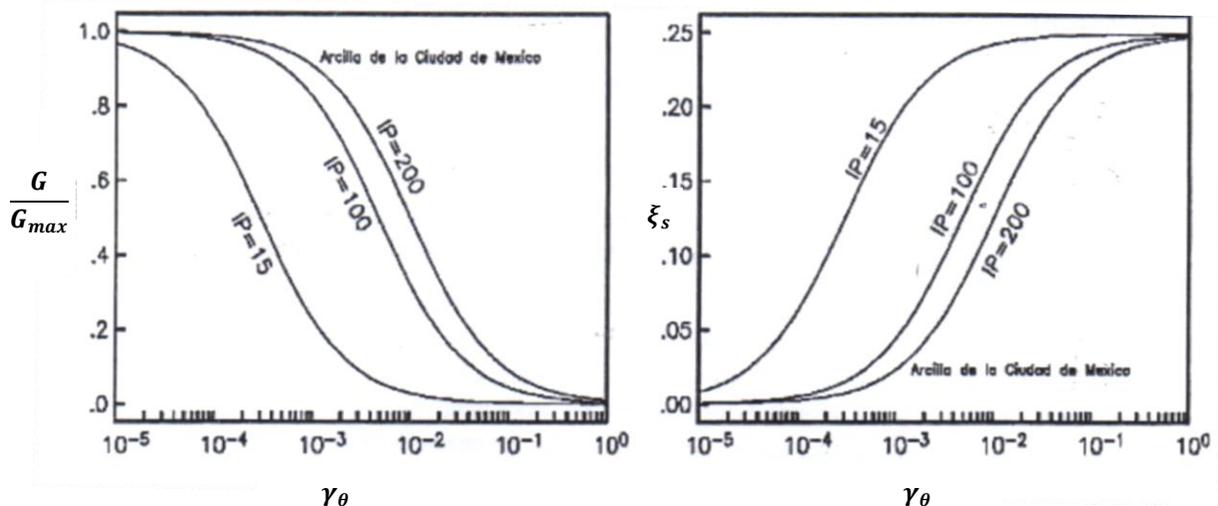


Figura III.11 Curvas experimentales: normalizada de degradación del módulo de rigidez al cortante y aumento del amortiguamiento (Aguilar et al., 2016).

Para estudios donde no sea posible obtener dichas curvas experimentales, para fines prácticos de aproximación podrá usarse las recomendaciones del manual de diseño de obras civiles – diseño por sismo (Avilés et al., 1993), con la finalidad de estimar los parámetros dinámicos en un comportamiento no lineal en función de la aceleración máxima del terreno, zona sísmica, tipo de terreno, así como la deformación angular inducida.

El tipo de suelo se define con las siguientes condiciones, ver tabla III.1:

Tipo I: Terreno firme considerado como depósitos de suelo formados solamente por estratos con velocidades de propagación mayores a 700 m/s o módulos de rigidez al cortante mayores a 85,000 t/m².

Tipo II: Terreno intermedio considerado como depósitos de suelo con periodo dominante de vibración T_s y velocidad efectiva \bar{v}_s tales que cumple la relación:

$$v_c T_s + \bar{v}_s T_c \geq v_c T_c$$

Tipo III: Terreno blando considerado como depósitos de suelo con periodo dominante de vibración T_s y velocidad efectiva \bar{v}_s tales que cumple la relación:

$$v_c T_s + \bar{v}_s T_c < v_c T_c$$

Donde v_c y T_c se obtienen de la tabla III.1

Tabla III.1 Valores v_c y T_c (Avilés et al. 1993).

Zona sísmica	v_c (m/s)	T_c (m/s)
A	400	5.30
B	400	5.30
C	500	4.70
D	500	2.50

La distorsión angular por cortante γ_θ puede estimarse con la siguiente expresión:

$$\gamma_\theta = \frac{v_0}{v_s}$$

Donde: v_0 es la velocidad de la partícula en la superficie y obtenida de la tabla III.2.

Tabla III.2 Velocidades máximas del terreno (Avilés et al. 1993).

Zona sísmica	Tipo de suelo	v_0 (cm/s)
A	I	1.30
	II	4.40
	III	7.80
B	I	2.20
	II	8.10
	III	14.80
C	I	4.20
	II	15.0
	III	21.20
D	I	4.90
	II	16.80
	III	23.50

Una vez calculado el valor de la distorsión angular para cada estrato, se puede obtener la relación existente entre la velocidad de onda de cortante en comportamiento no lineal v'_s entre la respectiva en comportamiento lineal v_s mediante la tabla III.3.

Tabla III.3 Factores de comportamiento no lineal del sitio (Avilés et al. 1993).

Deformación al corte (%)	$\frac{v'_s}{v_s}$
$\gamma_\theta \leq 10^{-3}$	1.00
$10^{-3} < \gamma_\theta < 10^{-2}$	0.95
$10^{-2} < \gamma_\theta < 10^{-1}$	0.90
$\gamma_\theta \geq 10^{-1}$	0.85

A partir de las velocidades de onda de cortante y módulo de rigidez al cortante en comportamiento no lineal (v'_s , G'), se repite el procedimiento indicado en las NTC-SIS (2017), en este caso se obtendrá el periodo dominante de vibración en comportamiento no lineal T'_s .

$$T'_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{H_i}{G'_i} \right) \left[\sum_{i=1}^N \gamma_i H_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) \right]}$$

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i \frac{H_j}{G'_j}}{\sum_{j=1}^N \frac{H_j}{G'_j}}$$

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

En el anexo A se muestran los cálculos realizados, cuyo resultado es:

$$T'_s = 2.38s$$

De la expresión del periodo dominante T'_s , puede obtenerse la velocidad de onda de cortante equivalente en comportamiento no lineal $\overline{v'_s}$.

$$\overline{v'_s} = \frac{4H}{T'_s}$$

$$\overline{v'_s} = 67.27 \text{ m/s}$$

III.3.2.1.1.3 Periodo dominante de vibración del suelo considerando el efecto de la consolidación regional.

En función del periodo dominante de vibración y a partir de la siguiente correlación (Aguilar et al., 2004), es posible estimar la velocidad del hundimiento regional v_H en cm/año para la CDMX:

$$v_H = 1.2T_S^{1.9}$$

Conocida la velocidad de hundimiento es posible estimar el asentamiento por consolidación regional.

$$\Delta\delta_H = v_H * No_{\text{años}}$$

El espesor total del depósito de suelo se expresa como:

$$H_{\text{año } i} = H - \Delta\delta_H$$

Para fines de aproximación, se considera la siguiente hipótesis: La velocidad de onda de cortante en el lapso de 50 años permanece aproximadamente constante. Por lo tanto, el periodo dominante de vibración en comportamiento lineal a i años se obtiene como:

$$T_{s i} = \frac{4H_{\text{año } i}}{\bar{v}_s}$$

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

En el anexo A se muestran los cálculos realizados considerando los efectos de la consolidación regional a 50 años, cuyos resultados son:

$$T_{s 50} = 1.85s$$

$$T'_{s 50} = 2.19s$$

III.3.2.1.2 Interacción cinemática suelo-estructura.

Según Aguilar et al. (2016), para la mayoría de las estructuras convencionales resulta conservador omitir el análisis de interacción cinemática suelo-estructura, siempre que los efectos de sitio sean incluidos en la determinación del movimiento en campo libre que se presentarán en los depósitos del sitio; ya que aunque esta excitación no tiene

componentes de rotación, resulta ser más desfavorable que la excitación efectiva que se obtiene de un análisis de interacción cinemática suelo-estructura.

En el capítulo 8 de las NTC-SIS (2017), se indica que para estructuras con sótanos y sin pilas ni pilotes, puede omitirse en análisis de interacción cinemática suelo-estructura solo si se cumplen las siguientes condiciones:

$$\frac{T_s}{\tau_v} > 12$$

$$\frac{D}{r} < 0.5$$

Donde:

$$\tau_v = \frac{D}{v_s}$$

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

En el anexo A se muestra los cálculos realizados, cuyos resultados son:

$$\frac{T_s}{\tau_v} = 29 > 12$$

$$\frac{D}{r} = 0.22 < 0.5$$

Por lo tanto, **puede omitirse el análisis de interacción cinemática suelo-estructura.**

III.3.2.1.3 Funciones de impedancia.

Las rigideces dinámicas de la cimentación se definen como el cociente de los momentos o fuerzas excitadoras entre los giros o desplazamientos resultantes, en estado estacionario para una cimentación carente de masa y excitada armónicamente. Dichas rigideces pueden obtenerse si se idealiza como un oscilador elemental en vibración forzada y amortiguada, cuya ecuación de movimiento es (Aguilar et al., 2016):

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = Pe^{i\omega_{sis}t}$$

Donde: M , C , K son la masa, amortiguamiento y la rigidez del oscilador, $x(t)$ es el desplazamiento en el tiempo t , $Pe^{i\omega_{sis}t}$ es la fuerza excitadora armónicamente con una frecuencia ω_{sis} .

La solución de la ecuación diferencial es $x(t) = Xe^{i\omega_{sis}t}$, sustituyendo y despejando según el concepto de rigidez dinámica, se obtiene la función de impedancia:

$$\tilde{K}(\omega_{sis}) = \frac{P}{X} = (K - \omega_{sis}^2 M) + i\omega_{sis}C$$

La función de transferencia suele expresarse en términos de la rigidez estática K_m^0 , así como de los coeficientes de impedancia k_m y c_m , estos segundos están en función de la frecuencia normalizada η_m .

$$\tilde{K}(\eta_m) = K_m^0 [k_m(\eta_m) + i\eta_m c_m(\eta_m)] (1 + i2\xi_s)$$

$$\eta_m = \frac{\omega_{sis} R_m}{v_s}$$

Donde: el subíndice m indica rotación ($m = r$), traslación horizontal ($m = h$) o traslación vertical ($m = v$), K_m^0 es la rigidez estática, k_m y c_m son respectivamente la rigidez y amortiguamiento (geométrico). El término complejo $(1 + i2\xi_s)$ aísla el efecto del amortiguamiento del material. R_m es el radio de un círculo equivalente al área de la cimentación al tratarse de un problema axisimétrico.

$$R_h = R_v = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

$$R_r = \left(\frac{4I}{\pi}\right)^{1/4}$$

Donde: I es el momento de inercia en la dirección de análisis, respectivamente.

El resorte y el amortiguador equivalentes del suelo mostrados en la figura III.12 se expresan como:

$$K_m = K_m^0 (k_m - 2\xi_s \eta_m c_m)$$

$$C_m = \frac{K_m^0 (\eta_m c_m + 2\xi_s k_m)}{\omega}$$

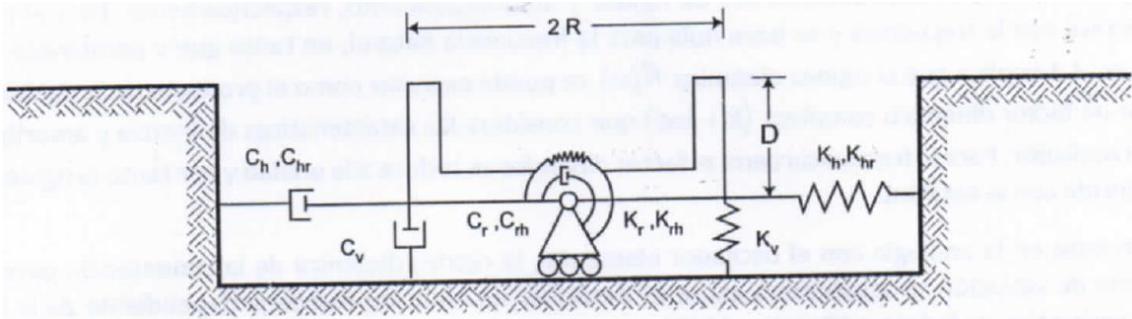


Figura III.12 Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo (Aguilar et al., 2016).

III.3.2.1.3.1 Funciones de impedancia para cimentaciones someras.

En la tabla 8.2.1 de NTC-SIS (2017), se muestran las expresiones para rigideces estáticas, coeficientes de impedancias y parámetros de frecuencia para obtener los resortes y amortiguadores equivalentes del suelo.

Para las rigideces estáticas K_m^0 en modos de rotación, traslación horizontal y traslación vertical, para cimentaciones circulares desplantados en un medio rígido.

$$K_r^0 = \frac{8GR_r^3}{3(1-\mu)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$$

$$K_h^0 = \frac{8GR_h}{(2-\mu)} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right)$$

$$K_v^0 = \frac{4GR_v}{(1-\mu)} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + \frac{D}{2R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \left(\frac{D/H_s}{1 - D/H_s}\right)\right]$$

Donde: G es el módulo de rigidez al corte del suelo, H_s es el espesor total de la estratigrafía del sitio, μ es la relación de Poisson del suelo, D es la profundidad de desplante.

Para los coeficientes de impedancia k_m y c_m en modos de rotación, traslación horizontal y traslación vertical, para cimentaciones circulares desplantados en un medio rígido.

$$\begin{array}{l}
 \left. \begin{array}{l} \text{Rotación} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} k_r = \begin{cases} 1 - 0.2\eta_r & \text{si } \eta_r \leq 2.50 \\ 0.50 & \text{si } \eta_r > 2.50 ; \mu \leq 1/3 \\ 1 - 0.2\eta_r & \text{si } \eta_r > 2.50 ; \mu \geq 0.45 \end{cases} \\ \\ c_r = \begin{cases} \frac{0.5\xi_s\eta_{rp}}{1 - (1 - 2\xi_s)\eta_{rp}^2} & \text{si } \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} \leq 1 \\ \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2} & \text{si } \eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} > 1 \end{cases} \end{array} \\
 \\
 \left. \begin{array}{l} \text{Traslación} \\ \text{horizontal} \end{array} \right\} \begin{array}{l} k_h = 1 \\ \\ c_h = \begin{cases} \frac{0.65\xi_s\eta_{hs}}{1 - (1 - 2\xi_s)\eta_{hs}^2} & \text{si } \eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} \leq 1 \\ 0.576 & \text{si } \eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} > 1 \end{cases} \end{array} \\
 \\
 \left. \begin{array}{l} \text{Traslación} \\ \text{vertical} \end{array} \right\} \begin{array}{l} k_v = 1 \\ \\ c_v = \begin{cases} 0 & \text{si } \eta_v < \eta_p \\ 0.85 \frac{1 + 1.85(1 - \mu) D/R_v}{1 + 0.50 D/R_v} & \text{si } \eta_v \geq \eta_p \end{cases} \end{array}
 \end{array}$$

Donde: η_s y η_p representan las frecuencias fundamentales adimensionales del estrato en vibración lateral y vertical respectivamente.

$$\eta_s = \frac{\pi R_h}{2H_s}$$

$$\eta_p = \left(\frac{\pi R_r}{2H_s} \right) \left[\frac{2(1 - \mu)}{1 - 2\mu} \right]^{1/2}$$

III.3.2.1.4 Interacción inercial suelo-estructura.

III.3.2.1.4.1 Periodo y amortiguamiento efectivos del sistema.

La estructura de varios grados de libertad puede simplificarse como la respuesta que presentaría un oscilador equivalente con masa M_e , periodo fundamental de vibración T_e

y coeficiente de amortiguamiento ξ_e . El análisis de la interacción inercial consiste en obtener la respuesta de la estructura apoyada en los resortes y amortiguadores del suelo y sometido a la excitación efectiva.

El periodo \tilde{T}_e y amortiguamiento $\tilde{\xi}_e$ efectivos del sistema se refieren a las propiedades dinámicas de la estructura modificadas por la interacción con el comportamiento del suelo; según Aguilar et al. (2016), estos parámetros pueden obtenerse sometiendo al oscilador equivalente de la estructura excitado con el movimiento en campo libre en la superficie, ver figura III.13.

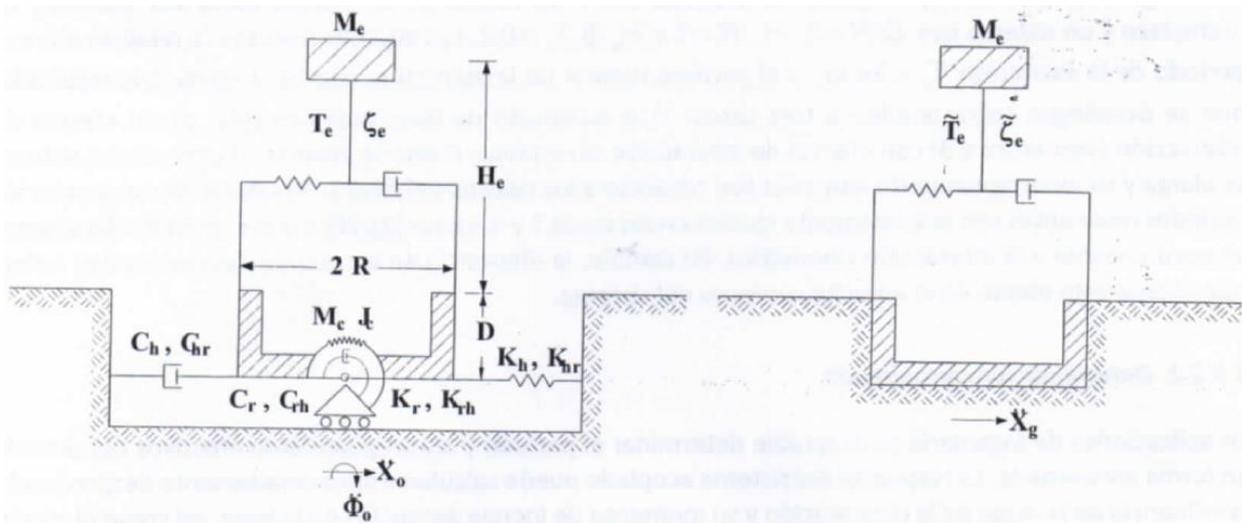


Figura III.13 a) Sistema suelo-estructura sujeto al movimiento efectivo de la cimentación, b) Oscilador de remplazo sujeto al movimiento en campo libre. (Aguilar et al., 2016).

El periodo y el amortiguamiento efectivos del sistema suelo-estructura se obtiene con las expresiones del capítulo 8.2.3 de las NTC-SIS (2017), en las cuales se considera la condición de resonancia del sistema, es decir cuando la frecuencia de excitación es igual a la frecuencia efectiva del sistema $\omega_{sis} = \tilde{\omega}_e$:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_r^2 + T_h^2}$$

$$\tilde{\xi}_e = \xi_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\xi_h}{1 + 2\xi_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\xi_r}{1 + 2\xi_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2$$

Donde: T_r y T_h son los periodos que tendría la estructura infinitamente rígida y su base solo se le permitiera rotar o desplazarse horizontalmente. ξ_r y ξ_h son los factores de amortiguamiento del suelo para la rotación o desplazamiento horizontal.

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}}$$

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}}$$

$$\xi_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r}$$

$$\xi_h = \frac{\pi C_h}{\tilde{T}_e K_h}$$

Donde: W_e y H_e son el peso total gravitacional y la altura efectivos del edificio, los cuales se definen como:

$$H_e = 0.70H_{ed}$$

$$W_e = 0.70W_0$$

Donde: W_0 es igual al peso total de la estructura en combinación de cargas sísmicas y H_e es la altura total de la edificación sobre la superficie.

$$W_0 = Q_{ins}$$

Para fines de aplicación de cálculo, se deberá realizar resumidamente el siguiente proceso secuencial de iteraciones: 1) asignar una frecuencia de excitación ω_{sis} igual al periodo estructural ω_e , 2) calcular los resortes y amortiguadores del suelo, 3) calcular el periodo efectivo del sisma, 4) obtener la frecuencia efectiva calculada. El proceso de iteración finaliza una vez que $\widetilde{\omega}_{e_i} = \widetilde{\omega}_{e_{i+1}}$.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

En el anexo A se muestra los cálculos realizados considerando un periodo estructural de $T_e = 0.60\text{seg}$, amortiguamiento de la estructura $\xi_e = 5\%$, amortiguamiento histerético

del suelo $\xi_s = 3\%$. Los resultados se muestran en las siguientes tablas III.4 y III.5 para las direcciones de análisis X y Y, respectivamente.

Tabla III.4 Resumen de resultados para las funciones de impedancias para diferentes condiciones en dirección X.

Condición	K_r	K_h	C_r	C_h	\bar{T}_e	$\bar{\xi}_e$	$\bar{\xi}_e$
	t-m/rad	t/m	t-m-s/rad	t-s/m	s	(calculado)	
Comportamiento lineal	51,208,421.1	174,761.3	671,445.0	31,112.2	0.878	0.127	0.080
Comportamiento lineal a 50 años	51,364,066.4	174,824.1	672,756.8	31,120.0	0.878	0.127	0.080
Comportamiento no lineal	32,916,463.1	116,791.2	539,783.6	25,415.3	0.994	0.142	0.080
Comportamiento no lineal a 50 años	32,869,910.4	116,772.4	539,594.9	25,412.9	0.994	0.142	0.080

Tabla III.5 Resumen de resultados para las funciones de impedancias para diferentes condiciones en dirección Y.

Condición	K_r	K_h	C_r	C_h	\bar{T}_e	$\bar{\xi}_e$	$\bar{\xi}_e$
	t-m/rad	t/m	t-m-s/rad	t-s/m	s	(calculado)	
Comportamiento lineal	62,142,277.4	174,438.2	878,864.3	31,073.6	0.857	0.133	0.080
Comportamiento lineal a 50 años	62,398,196.7	174,508.9	880,063.5	31,081.9	0.857	0.133	0.080
Comportamiento no lineal	39,452,422.2	116,540.0	714,503.3	25,383.4	0.966	0.150	0.080
Comportamiento no lineal a 50 años	39,353,843.2	116,512.9	714,561.2	25,380.0	0.967	0.150	0.080

III.3.2.1.4.2 Espectros elásticos y de diseño.

Espectro elástico sin efecto de la interacción dinámica suelo-estructura.

Para construir el espectro elástico del sitio de interés usando las antiguas ecuaciones del apéndice A.3, de las NTC-SIS (2004), se modifican las ecuaciones de la aceleración y coeficiente sísmico (Libertad, 2018). Por medio de las expresiones se obtendrán los parámetros para la construcción de los espectros elásticos y de diseño a, a_0, c, T_a, T_b :

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

$$K = \begin{cases} 2 - T_s & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \\ 0.35 & \text{si } T_s > 1.65 \end{cases}$$

$$p = K + (1 - K) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2$$

$$a_0 = \begin{cases} 0.12 + 0.23(T_s - 0.5) & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \\ 0.35 & \text{si } T_s > 1.5 \end{cases}$$

$$c = \begin{cases} 0.32 + 1.28(T_s - 0.5) & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \\ 1.6 & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \\ 1.6 - 0.8(T_s - 2.5) & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \\ 0.8 & \text{si } T_s > 3.5 \end{cases}$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5) & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \\ 1.5 & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \\ 4.75 - T_s & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \\ 0.85 & \text{si } T_s > 3.9 \end{cases}$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35 & \text{si } T_s \leq 1.125 \\ 1.2T_s & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \\ 4.2 & \text{si } T_s > 3.5 \end{cases}$$

Donde: a es la aceleración (expresado en fracciones de gravedad g) para el periodo natural de vibración estructural T que se este analizando, T_s es el periodo dominante de vibración del suelo, a_0 es el coeficiente de aceleración del terreno correspondiente a

$T = 0$, c es el coeficiente sísmico, T_a y T_b son periodos característicos que definen el inicio y final del tramo meseta de los espectros de diseño, K es un coeficiente que es función del T_s , p es un coeficiente que depende de k, T_b, T ; β es el factor reductor por amortiguamiento suplementario debido a la interacción suelo-estructura (igual a la unidad cuando se omite los efectos de interacción dinámica suelo-estructura).

Espectro reducido sin efecto de la interacción dinámica suelo-estructura.

Por medio de las expresiones contenidas en el capítulo 3.1.3, de NTC-SIS (2017). La ordenada del espectro de diseño a' se expresa como:

$$a' = \frac{a}{RQ'}$$

Donde: R es el factor de reducción por sobre resistencia y Q' es el factor de reducción por ductilidad

$$R = K_1 R_0 + K_2$$

$$R_0 = \begin{cases} 2 & \text{si } Q \geq 3 \\ 1.75 & \text{si } Q < 3 \end{cases}$$

$$K_1 = \begin{cases} 0.80 & \text{Para estructuras con menos de 3 crujiás} \\ 1.0 & \text{Con más de dos crujiás en dos direcciones ortogonales} \\ 1.25 & \text{Parta estructuras con sistemas duales} \end{cases}$$

$$K_2 = 0.50 \left[1 - \left(\frac{T}{T_a} \right)^{1/2} \right] > 0$$

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_a} \sqrt{\frac{\beta}{k}} & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

Espectro elástico con efecto de la interacción dinámica suelo-estructura.

La ordenada del espectro de diseño \tilde{a} se expresa como:

$$\tilde{a} = \begin{cases} a_0 + (\tilde{\beta}c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \tilde{\beta}c & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ \tilde{\beta}cp \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

Donde: el factor $\tilde{\beta}$ se obtiene en función del coeficiente de amortiguamiento efectivo del sistema. El resto de los factores a_0, c, T_a, T_b, K, p se obtiene con las mismas expresiones del espectro elástico sin IDSE.

$$\tilde{\beta} = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^\lambda\right] \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^\lambda & \text{si } T_a \leq T \leq \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\xi}\right)^\lambda - 1\right] \left(\frac{\tau T_b}{T}\right)^\varepsilon & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases}$$

Los factores λ, ε y τ están en función del periodo dominante de vibración del suelo y sus valores se encuentran en la tabla 3.1.1 de las NTC-SIS (2017).

Espectro reducido con efecto de la interacción dinámica suelo-estructura.

La ordenada del espectro de diseño \tilde{a}' se expresa como:

$$\tilde{a}' = \frac{\tilde{a}}{R\tilde{Q}'}$$

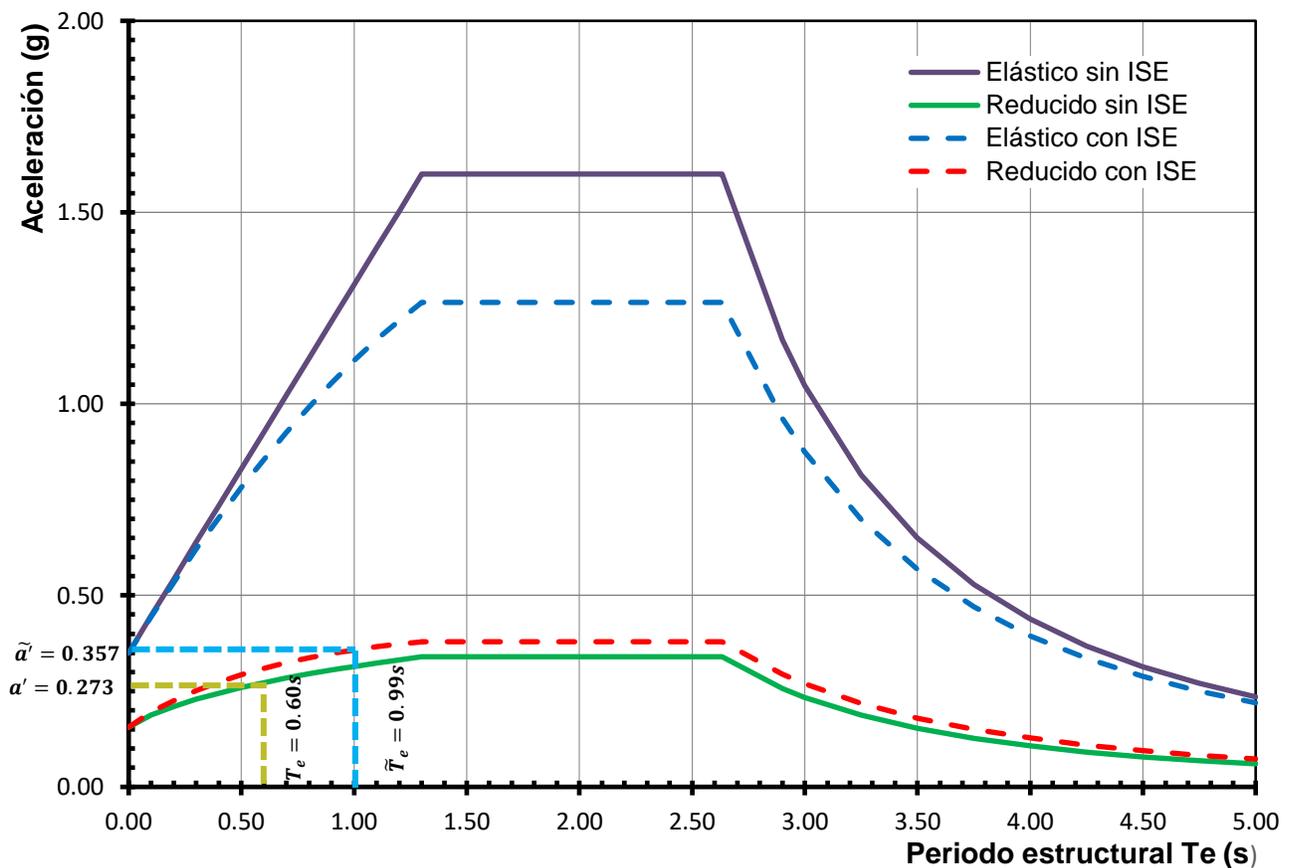
Donde: R es el factor de reducción por sobrerresistencia y \tilde{Q}' es el factor efectivo de reducción por ductilidad.

$$\tilde{Q} = 1 + (Q - 1) \frac{T_e^2}{\tilde{T}_e^2}$$

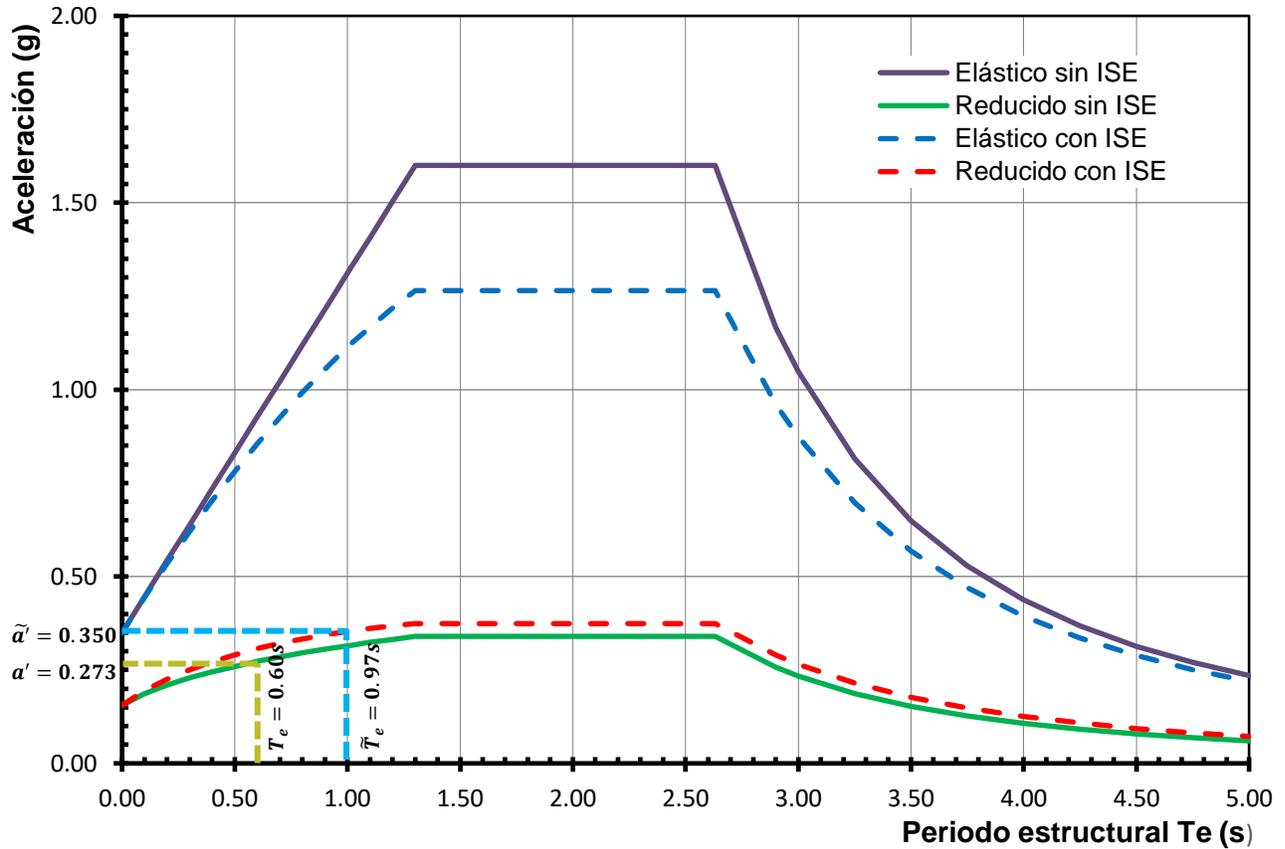
$$\tilde{Q}' = \begin{cases} 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e T}{T_e T_a} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k}} & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k}} & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} \tilde{p}}{k}} & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

En el anexo A se muestran los cálculos realizados, cuyos resultados se muestran en las gráficas III.2 y III.3, las cuales, corresponden a la condición más desfavorable encontrada: **condición no lineal a 50 años.**



Gráfica III.2 Espectros elásticos y de diseño en función de los parámetros efectivos del sistema, asociados a la dirección X.



Gráfica III.3 Espectros elásticos y de diseño en función de los parámetros efectivos del sistema, asociados a la dirección Y.

III.3.2.1.4.3 Cortante basal y momento de volteo.

Por medio de las expresiones contenidas en el capítulo 8.2.1, de las NTC-SIS (2017). El cortante basal de la estructura con base rígida se calcula como:

$$V_o = a'W_0$$

Donde: W_0 es igual al peso total de la estructura en combinación de cargas sísmicas.

$$W_0 = Q_{sis}$$

El cortante basal modificado por efectos de interacción dinámica suelo-estructura se obtiene con la expresión:

$$\tilde{V}_o = a'W_0 - (a' - \tilde{a}')W_e$$

Donde: W_e es el periodo efectivo de la estructura. a' es la ordenada espectral de diseño para el periodo T_e y amortiguamiento ξ_e (5%) de la estructura con base rígida. \tilde{a}' es la

ordenada espectral de diseño para el periodo \tilde{T}_e y amortiguamiento $\tilde{\xi}_e$ de la estructura con base flexible.

Las fuerzas laterales y momentos de volteo para la estructura con base rígida se multiplicarán por el factor f_{ISE} con la finalidad de incluir los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura.

$$0.75 < f_{ISE} = \frac{\tilde{V}_0}{V_0} < 1.25$$

El cortante basal efectivo de diseño será:

$$\tilde{V}_d = V_0 * f_{ISE}$$

El momento de volteo efectivo de diseño se obtiene con la expresión:

$$\tilde{M}_d = V_0 * f_{ISE} (D + \frac{2}{3} H_{ed})$$

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

En el anexo A se muestran los cálculos realizados, cuyos resultados se exponen en las tablas III.6 y III.7:

Tabla III.6 Resumen de resultados para cortante basal y momento de volteo en dirección X, para diferentes condiciones y con efectos de la interacción dinámica suelo-estructura.

Condición	Dirección X				
	\tilde{T}_e s	a'	\tilde{a}'	$\tilde{V}_{d,y}$ t	$\tilde{M}_{d,y}$ t-m
Comportamiento lineal	0.878	0.282	0.339	3,992.68	67,875.55
Comportamiento lineal a 50 años	0.878	0.287	0.343	4,049.03	68,833.43
Comportamiento no lineal	0.994	0.266	0.349	4,018.63	68,316.77
Comportamiento no lineal a 50 años	0.994	0.273	0.357	4,113.44	69,928.47

Tabla III.7 Resumen de resultados para cortante basal y momento de volteo en dirección X, para diferentes condiciones y con efectos de la interacción dinámica suelo-estructura.

Condición	Dirección Y				
	\tilde{T}_e s	a'	\tilde{a}'	\tilde{V}_{dx} t	\tilde{M}_{dx} t-m
Comportamiento lineal	0.857	0.282	0.333	3,944.78	67,061.23
Comportamiento lineal a 50 años	0.857	0.287	0.338	4,000.19	68,003.18
Comportamiento no lineal	0.966	0.266	0.342	3,962.92	67,369.66
Comportamiento no lineal a 50 años	0.967	0.273	0.350	4,056.27	68,956.52

III.3.2.2 Revisión por falla general en capacidad de carga.

Conforme a las NTC-CIM (2017), para la revisión del estado límite de falla en condición sísmica se deberá verificar que la presión de contacto efectiva que ejerce la cimentación, debido a las fuerzas gravitacionales de la estructura en cuestión y que son multiplicadas por un factor de carga ($\frac{\sum Q_{ins}F_c}{A'}$) sean menores a la capacidad de carga reducida de la cimentación (r), es decir:

$$\frac{\sum Q_{ins}F_c}{A'} < r$$

Donde: $\sum Q_{ins}F_c$ es la combinación de acciones por sismo con su respectivo factor de carga en condición sísmica (1.10).

Determinación de la presión de contacto de la cimentación.

Considerando los efectos bidireccionales del sismo, se revisará el momento de volteo inducido mediante el 100% de la acción dinámica en la dirección más desfavorable y 30% en lado restante.

Las excentricidades e_x y e_y debido a los momentos de volteo se calculan como:

$$e_x = \frac{\tilde{M}_{dy}}{\sum Q_{ins}F_c}$$

$$e_y = \frac{\tilde{M}_{dx}}{\sum Q_{ins}F_c}$$

Las dimensiones de contacto de la cimentación se reducirán por efecto de las excentricidades conforme se indica en las NTC-CIM (2017):

$$B' = B - 2e_x$$

$$L' = L - 2e_y$$

$$A' = B'L'$$

La presión de contacto media efectiva que transmite la cimentación al suelo se considera como:

$$q_{ins} = \frac{\sum Q_{ins}F_c}{B'L'}$$

Determinación de la capacidad de carga reducida.

Debido a la acción simultánea bidireccional del cortante basal, la resultante de estas fuerzas modificará las fuerzas gravitacionales de la estructura con una inclinación θ respecto a la vertical; por lo tanto, la capacidad de carga de la cimentación deberá de modificarse por un factor de reducción por carga inclinada.

El cortante resultante V_{OR} por la acción simultánea del cortante basal en dirección X y Y, se expresa como:

$$V_{OR} = \sqrt{(\tilde{V}_{dx})^2 + (\tilde{V}_{dy})^2}$$

El ángulo de inclinación respecto a la vertical entre el cortante basal resultante y las fuerzas gravitacionales, se considera como:

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{V_{OR}}{\sum Q_{ins}F_c} \right]$$

El factor de reducción por carga inclinada f_θ se aplicará a los factores de carga N_c y N_q :

$$f_\theta = (1 - \tan\theta)^2$$

Al igual que en condición estática, se deberá de considerar la respuesta en resistencia del depósito de suelo en condición puramente cohesivo o puramente friccionante.

Comportamiento en resistencia **puramente cohesivo**:

$$r = c_u N_c f_\theta F_R + \sigma_v$$

Donde: c_u es la cohesión no drenada a la profundidad de desplante, F_R es el factor de reducción definido en el capítulo 3.2 de las NTC-CIM (2017), σ_v es el esfuerzo vertical total a la profundidad de desplante. Mientras que, N_c es el factor de capacidad de carga por la componente cohesiva definida en la siguiente expresión, además, $\frac{D}{B} < 2$ y $\frac{B}{L} < 1$.

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$$

Adicionalmente, las mismas normas indican que deberá de revisarse la capacidad de carga en los estratos de suelo blando que subyacen al estrato de desplante según la profundidad teórica hasta la cual se extiende el mecanismo de falla. Al igual que en condición estática, se utilizará la analogía de un depósito homogéneo equivalente.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

Para fines de revisión, se utilizará la presión de contacto ejercida por la cimentación que resulta de la combinación de acciones tipo C (tabla 1.3). En el anexo A se muestran los cálculos realizados, cuyos resultados se resumen a continuación.

1.- Condición lineal:

$$\frac{\sum Q_{ins} F_c}{A'} = 11.45 \text{ t/m}^2$$

$$r = 13.72 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{\sum Q_{ins} F_c}{A'} < r$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite de falla en condición sísmica.**

2.- Condición lineal a 50 años:

$$\frac{\sum Q_{ins} F_c}{A'} = 11.52 \text{ t/m}^2$$

$$r = 13.62 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{\sum Q_{ins}F_c}{A'} < r$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite de falla en condición sísmica.**

3.- Condición no lineal:

$$\frac{\sum Q_{ins}F_c}{A'} = 11.48 \text{ t/m}^2$$

$$r = 13.68 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{\sum Q_{ins}F_c}{A'} < r$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite de falla en condición sísmica.**

4.- Condición no lineal a 50 años:

$$\frac{\sum Q_{ins}F_c}{A'} = 11.60 \text{ t/m}^2$$

$$r = 13.50 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{\sum Q_{ins}F_c}{A'} < r$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite de falla en condición sísmica.**

III.3.2.3 Revisión de falla contra cortante basal.

El cortante basal efectivo de diseño \tilde{V}_d inducirá un movimiento horizontal de la cimentación, el cual, deberá de ser soportada por la suma de fuerzas resistentes que actúen en el cuerpo de la cimentación τ_R .

$$\tilde{V}_d \leq \tau_R$$

Considerando que el cajón se encuentra alojado en la arcilla lacustre de consistencia muy blanda, tal como muestra la figura III.14, la resistencia del cajón τ_R proviene de la resistencia al esfuerzo cortante movilizada en la losa de fondo τ_{rl} , la fuerza de adherencia en las paredes del cajón τ_{rm} , así como la resistencia pasiva τ_{pp} desarrollada en el respaldo del muro y en el sentido contrario de aplicación del cortante.

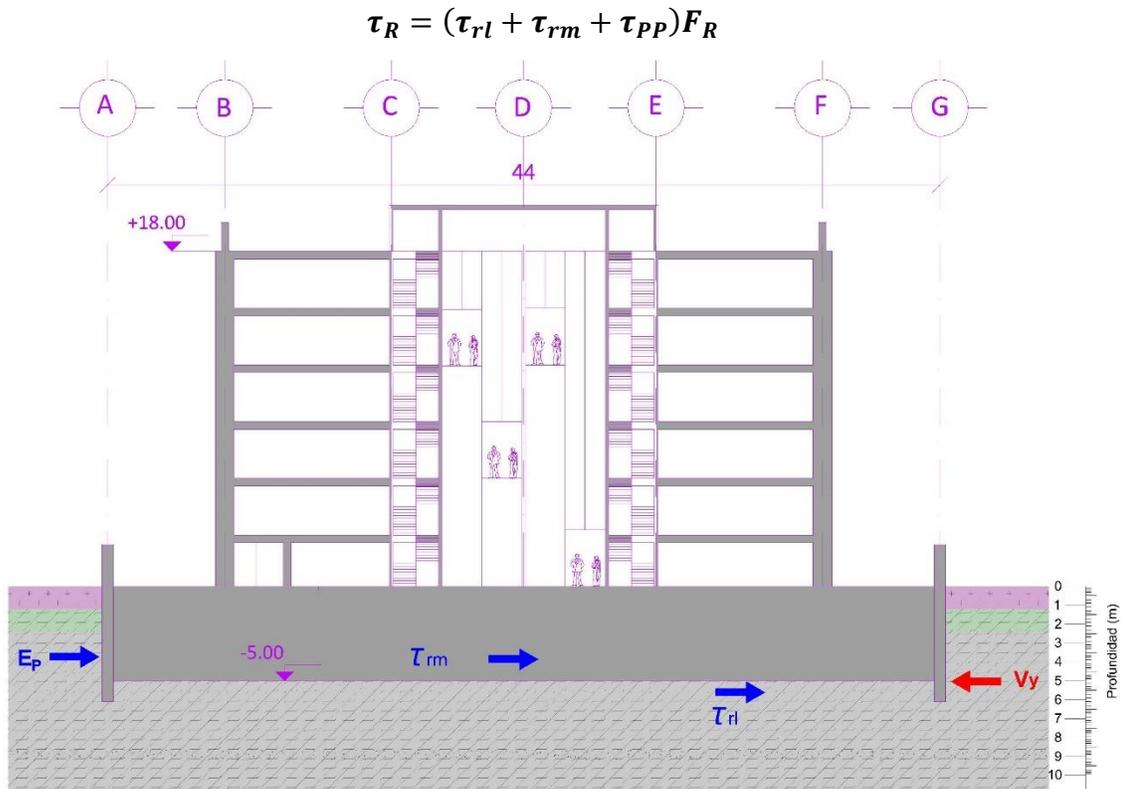


Figura III.14 Estado límite de falla por revisión por cortante basal.

$$\tau_{rl} = \alpha c_u BL$$

$$\tau_{rm} = \alpha c_u A_m$$

$$\alpha = 0.50 \sqrt{\frac{\sigma'_{vm}}{c_u}}$$

$$\tau_{pp} = E_p L_m$$

Donde: F_R es el factor de reducción definido en el capítulo 3.2 de las NTC-CIM (2017). A_m es el área lateral del muro, α es el factor de adherencia suelo-cimentación definido en el capítulo 3.5.1 de las mismas normas, σ'_{vm} es el esfuerzo efectivo a la mitad del estrato, E_p es el empuje pasivo por unidad de longitud del muro.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

En el anexo A se muestran los cálculos realizados, en los cuales, se considera las siguientes condiciones:

1.- La profundidad de desplante de las estructuras colindantes que limitan el área donde se desarrollará la fuerza de adherencia en las paredes del muro.

$$D_{cl} = 1.50m$$

2.- La sobrecarga ejercida por las estructuras colindantes con un factor $F_c = 1.40$.

$$F_c q_{cl} = 2.8 t/m^2$$

3.- La altura del muro del muro de contención:

$$H_t = 6.80m$$

Los siguientes resultados corresponden a la condición más desfavorable encontrada.

Condición lineal no lineal a 50 años:

1.- Revisión en dirección X.

$$\tau_R = 4,670.70ton$$

$$\tilde{V}_{dx} = 4,113.44 ton$$

$$\tilde{V}_{dx} < \tau_R$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite de falla por cortante basal.**

2.- Revisión en dirección Y.

$$\tau_R = 4,298.58 ton$$

$$\tilde{V}_{dy} = 4,056.27 ton$$

$$\tilde{V}_{dy} < \tau_R$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite de falla por cortante basal.**

III.4. Estado límite de servicio.

El procedimiento constructivo y la presión neta no compensada modificarán el estado de esfuerzos en la masa de suelo, como respuesta a esta alteración de disminución y aumento de esfuerzos, el suelo experimentará como respuesta expansiones y compresiones inmediatas, así como deformaciones a largo plazo debido al retardamiento hidrodinámico de la deformación volumétrica (compresibilidad) del suelo y a un proceso de deformación por alta viscosidad intergranular (Zeevaert, 1998). Adicionalmente, durante un evento sísmico la cimentación sufrirá una rotación como cuerpo rígido debido a la acción de los momentos de volteo; en dicha condición, la estructura sufrirá un desplome permanente debido a la deformación plástica que no es recuperable una vez que cesa las acciones dinámicas.

Debido a que la respuesta esfuerzo-deformación de un suelo no es constante, por lo tanto, no es posible realizar los cálculos de asentamientos usando únicamente un tipo de módulo de deformación. Atendiendo a las características de la respuesta esfuerzo-deformación-tiempo y a las ya mencionadas deformaciones que se presentarán en la cimentación desde el inicio del procedimiento constructivo, es necesario obtener los parámetros de deformabilidad que representen de mejor manera el fenómeno físico.

Debido a su heterogénea génesis y sus fases volumétrico-gravimétricas, la deformación de un depósito de suelo está compuesto de las siguientes componentes (Zeevaert, 1998):

- A) Deformación elástica:** Asociada a la deformación misma de las partículas sólidas, sin llegar al punto de ruptura.
- B) Deformación plástica:** Asociada a un desplazamiento relativo que es inducido en la estructura sólida para lograr un arreglo más estable ante el estado de esfuerzos transmitido. Esta deformación no es recuperable una vez que cesa los esfuerzos inducidos.
- C) Retardamiento viscoso no lineal:** Es de mayor importancia en suelos de baja permeabilidad en estado saturado, la compresión volumétrica se desarrolla lentamente, principalmente debido a la expulsión gradual del agua gravitacional en los vacíos. A largo plazo puede observarse que la rapidez de la deformación es decreciente con el tiempo, esto obedece a que la expulsión de agua

gravitacional ha concluido y la viscosidad del agua adherida en las láminas arcillosas es quien resiste el desplazamiento entre las láminas, aumentando de viscosidad con el tiempo.

Parámetros de deformación para asentamientos inmediatos.

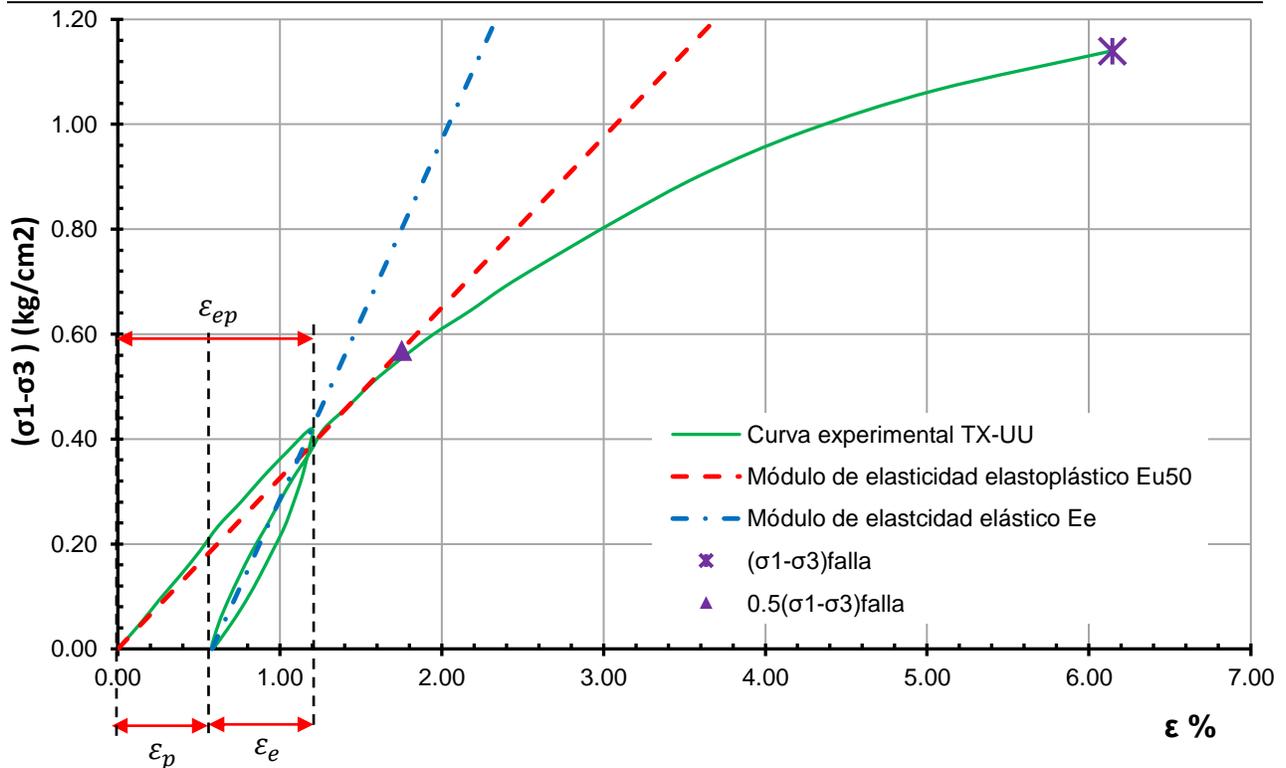
Los asentamientos inmediatos, se pueden clasificar como (Deméneghi et al. 2018):

En el caso de **las expansiones en el fondo de la excavación**, se considera que la deformación se presenta a volumen constante ($\mu = 0.50$), es decir, la deformación es únicamente por cambio de forma. En este caso el estado de esfuerzos final es menor a la inicial y no induce a un reacomodo de su estructura interna, por lo tanto, la expansión es puramente elástica.

El **asentamiento por recompresión del fondo de la excavación** representa la recuperación de la deformación una vez que el estado de esfuerzos en la masa de suelo recobra su estado inicial. Para una cimentación parcialmente compensada puede considerarse con fines prácticos que el asentamiento por recompresión es igual a la magnitud de la expansión.

Para el **asentamiento inmediato** se considera que la deformación se presenta a volumen constante ($\mu = 0.50$), es decir, la deformación es por cambio de forma. Debido al incremento de esfuerzos en la masa de suelo inducido por la presión neta de contacto, el estado de esfuerzos final es mayor a la inicial, lo cual, provocara un reacomodo de la estructura interna del suelo; por lo tanto, el asentamiento inmediato tiene componentes de deformación elásticos y plásticos.

La prueba de compresión simple o de compresión triaxial no consolidada-no drenada, con etapa de carga y descarga, permitirá obtener los módulos de deformación ya que la deformación de la muestra se presenta sin cambio de volumen y la falla ocurre por una deformación en cambio de forma, ver gráfica III.4 El módulo de elasticidad elastoplástico al 50% de falla $E_{u\ 50}$ contiene deformaciones unitarias elásticas ε_e y plásticas ε_p . El módulo de elasticidad elástico E_e se obtiene dentro del segmento de carga y descarga, ya que físicamente representa la recuperación de deformación elástica.



Gráfica III.4 Curva esfuerzo-deformación con etapa de descarga para triaxial no consolidada-no drenada.

Parámetros de deformación para asentamientos diferidos.

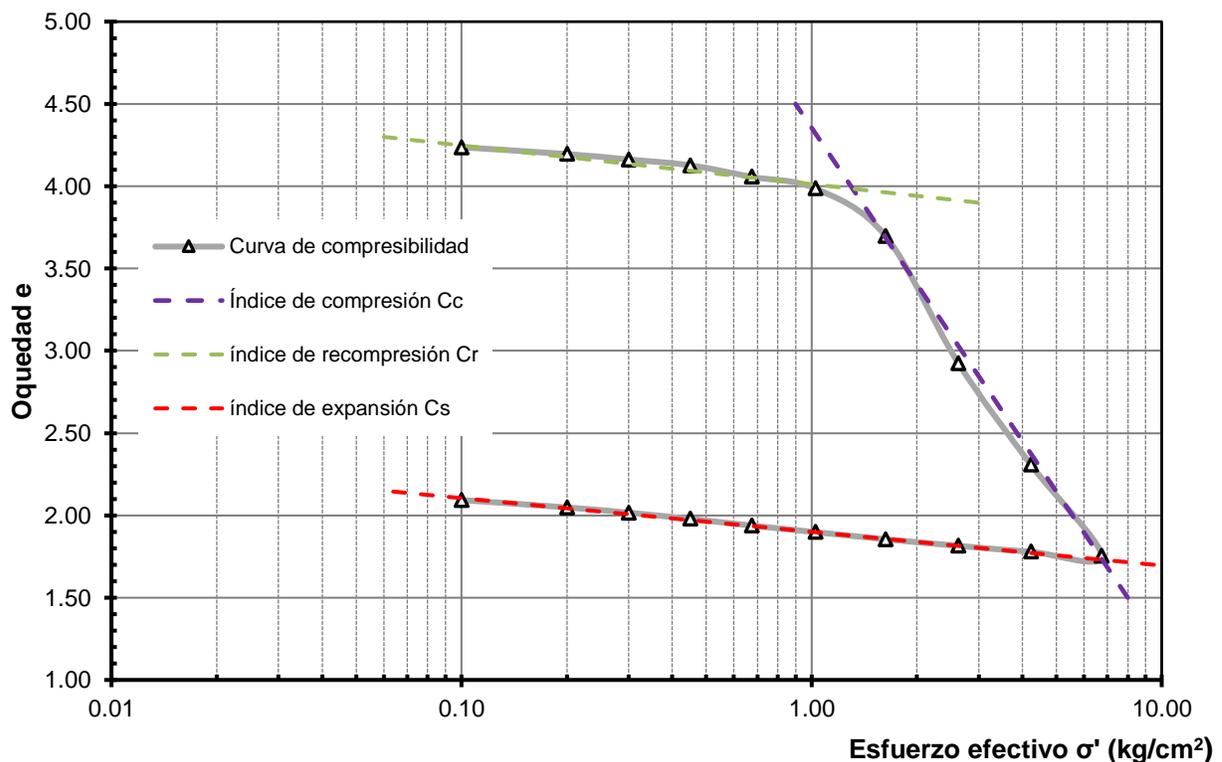
En el caso de las deformaciones diferidas se considera que éstas se deben a dos efectos simultáneos (Zeevaert, 1986):

Consolidación primaria: Correspondiente al retardamiento hidrodinámico de la deformación elastoplástica del suelo. Dicho proceso finaliza en el momento en que se ha disipado el exceso de la presión de poro y la estructura sólida del suelo soporta íntegramente el incremento de esfuerzo vertical inducido por la obra de ingeniería. La disipación de la presión de poro es debida a una expulsión del agua gravitacional ante la reducción del volumen de vacíos y un consecuente reacomodo de la estructura interna, por lo tanto, la deformación del suelo es por compresibilidad volumétrica.

Consolidación secundaria: Correspondiente al comportamiento viscoso intergranular del material fino una vez que se ha roto la mayoría de los contactos, el suelo se comporta como un fluido altamente viscoso con una fluidez que decrece con el tiempo a medida que la estructura interna del suelo es obligada a comprimirse y adquirir una estructura interna más estable.

La prueba de consolidación unidimensional, como la mostrada en la gráfica III.5, resulta ser la prueba adecuada para obtener la respuesta esfuerzo-deformación-tiempo, en donde la deformación es por compresibilidad volumétrica. Según el modelo analítico, los parámetros de compresibilidad pueden definirse de la siguiente forma:

- Definido con el índice de compresión C_c , el índice de recompresión C_r , la relación OCR y la oquedad inicial e_o , los cuales se obtienen de la interpretación de la curva de compresibilidad en escala semi-logarítmica. El método analítico se basa en la teoría de consolidación primaria de Terzaghi (1948).
- Definido con el coeficiente de consolidación C_v , los módulos de compresibilidad volumétrica en consolidación primaria m_v y secundaria m_t , los cuales se obtienen mediante un ajuste de la curva de consolidación experimental, según lo describe Zeevaert (1986). El método analítico permite estimar los efectos de consolidación primaria y secundaria.



Gráfica III.5 Curva de compresibilidad obtenida de una prueba de consolidación unidimensional.

III.4.1 Transmisión de esfuerzos en la masa de suelo.

III.4.1.1 Solución de Damy y Dashkó para carga rectangular uniformemente repartida.

Considerando un medio semi-infinito y linealmente elástico, el incremento de esfuerzos normales bajo la esquina de un área flexible (figura III.15), rectangular y uniformemente repartida se obtiene con las siguientes expresiones.

Para el incremento de esfuerzos verticales (Damy, 1985):

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{\eta} + \tan^{-1} \left(\frac{xy}{z\eta} \right) \right]$$

Para el incremento de esfuerzos horizontales (Dashkó y Kagán, 1980):

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)\eta} - \tan^{-1} \left(\frac{z\eta}{xy} \right) + (1 - 2\mu) \left[\tan^{-1} \left(\frac{x}{y} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{x\eta}{yz} \right) \right] \right\}$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2 + z^2)\eta} - \tan^{-1} \left(\frac{z\eta}{xy} \right) + (1 - 2\mu) \left[\tan^{-1} \left(\frac{y}{x} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{y\eta}{xz} \right) \right] \right\}$$

$$\eta = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$$

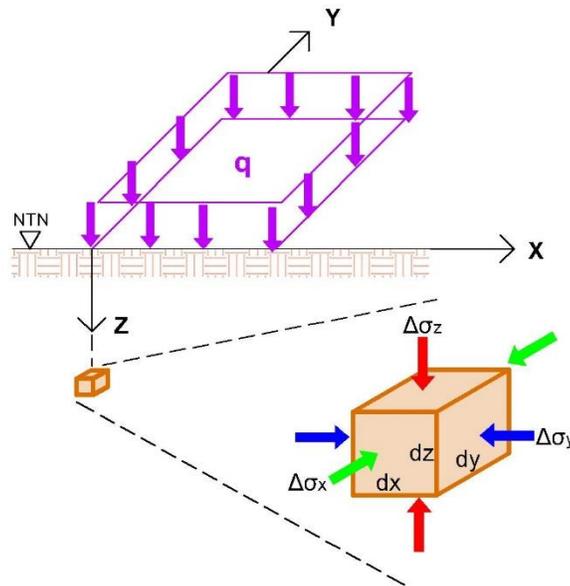


Figura III.15 Incremento de esfuerzos normales en un elemento diferencial bajo la esquina de una sobrecarga rectangular uniformemente repartida.

III.4.1.2 Solución de Damy para incrementos de esfuerzos bajo una superficie poligonal y con diferentes valores de χ .

Considerando un medio semi-infinito y linealmente elástico, los incrementos de esfuerzos verticales en la masa de suelo en cualquier punto, debido a un polígono flexible (figura III.16) y uniformemente cargado, según Damy y Casales (1985), se obtiene con las siguientes expresiones para diferentes valores del factor de concentración de Fröhlich (χ).

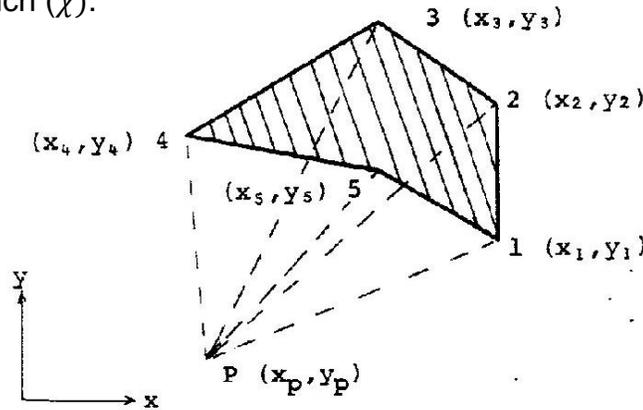


Figura III.16 Incremento de esfuerzos verticales en un elemento diferencial cualquier punto de una superficie poligonal uniformemente repartida (Damy y Casales, 1985)

Ecuación de Fröhlich con $\chi = 3$ (Boussinesq): Para suelos homogéneos e isótropos.

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \sum_{i=1}^n \left[\theta_{2i} - \theta_{1i} - \tan^{-1}(B_{2i}) + \tan^{-1}(B_{1i}) + \frac{(B_{2i} - B_{1i})}{(a_i^2 + 1)} \right]$$

Ecuación de Fröhlich con $\chi = 2$: Para suelos estratificados de diferentes deformabilidades (Zeevaert, 1980), por lo que se considera factible para los suelos de la Ciudad de México.

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{1}{\sqrt{1 + a_1^2}} [\tan^{-1}(J_{2i}) - \tan^{-1}(J_{1i})] \right\}$$

Donde:

$$\theta_{1i} = \tan^{-1}C_{1i}$$

$$\theta_{2i} = \tan^{-1}C_{2i}$$

$$C_{1i} = \frac{[x'_i(x'_{i+1} - x'_i) + y'_i(y'_{i+1} - y'_i)]}{F_i}$$

$$C_{2i} = \frac{[x'_{i+1}(x'_{i+1} - x'_i) + y'_{i+1}(y'_{i+1} - y'_i)]}{F_i}$$

$$x'_i = x_i - x_p$$

$$x'_{i+1} = x_{i+1} - x_p$$

$$y'_i = y_i - y_p$$

$$y'_{i+1} = y_{i+1} - y_p$$

(x_p, y_p) son las coordenadas del punto P en donde se desea calcular el incremento de esfuerzo a una profundidad z.

(x_i, y_i) son las coordenadas del vértice i del polígono.

(x_{i+1}, y_{i+1}) son las coordenadas del vértice i del polígono.

$$F_i = x'_i y'_{i+1} - x'_{i+1} y'_i$$

$$a_i = \left| \frac{z L_i}{F_i} \right|$$

$$L_i = \sqrt{(x'_{i+1} - x'_i)^2 + (y'_{i+1} - y'_i)^2}$$

$$B_{ki} = \frac{a_i c_{ki}}{\sqrt{1 + a_i^2 + c_{ki}^2}}$$

$$J_{ki} = \frac{c_{ki}}{\sqrt{1 + a_i^2}}$$

III.4.2 Condiciones estáticas.

III.4.2.1 Expansiones elásticas.

Para el cálculo de las expansiones elásticas $\Delta\delta_e$ se podrá utilizar la ecuación derivada de la teoría de la elasticidad (Demeneghi et al., 2018):

$$\Delta\delta_e = \frac{H}{E_e} [\Delta\sigma_z - \mu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)]$$

Donde: H es el espesor del estrato deformable, E_e es el módulo de elasticidad elástico, μ es la relación de Poisson. $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_x$ y $\Delta\sigma_y$ son los decrementos de esfuerzo normales debido al peso total del material excavado.

En suelos de alta compresibilidad es posible que se desarrollen expansiones de gran magnitud, para solucionar esta situación es posible limitar el valor de las expansiones mediante el uso combinado de excavación por partes y un lastre como sustitución del material excavado, tal como lo indica Zeevaert (1983) y se muestra en la figura III.17.



Figura III.17 Método de excavación y sustitución mediante lastre para la torre Latinoamericana (Zeevaert, 1983).

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

Para fines de cálculo del decremento de esfuerzos, q se considera como el esfuerzo total inicial σ_{vo} a la profundidad de la excavación realizada, es decir:

$$q = \sigma_{vo}$$

$$q = \sigma_{exc}$$

En el anexo A se muestran los cálculos realizados, cuyos resultados son:

Alternativa 1: Considerando excavar completamente el área del cajón ($B = 36.00m, L = 44.00m$) hasta la profundidad de desplante ($Z = 5.00m$), por lo tanto, el alivio de esfuerzo al fondo de la excavación es:

$$\sigma_{exc} = 6.98 \text{ t/m}^2$$

En la etapa final de construcción se presentará la siguiente **expansión al centro del área:**

$$\Delta\delta_e = 11.39cm$$

Alternativa 2: Considerando realizar la excavación mediante la siguiente secuencia constructiva.

Fase inicial de excavación: (Las etapas de niveles de excavación se definen según el diseño del troquelamiento y muro de contención de la excavación, ver capítulo IV.5). Retiro del suelo en el área total del cajón y hasta una profundidad máxima de 3.70m (figura III.18).

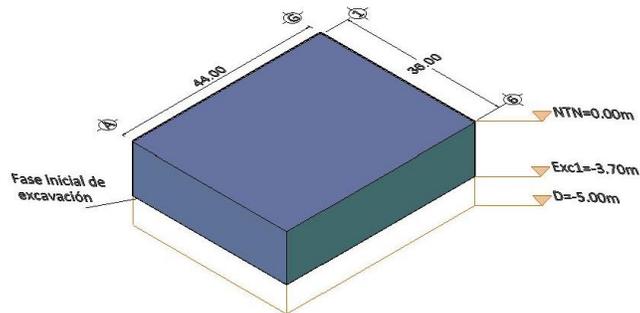


Figura III.18 Fase inicial de excavación.

Fase final de excavación: Retiro del suelo y lastrado inmediato en celdas alternadas CL hasta el fondo de la excavación (figura III.19): $B/4 = 9.00m$, $L/5 = 8.80m$, $Z = 5.00m$. Lastre considerado: una losa de fondo de concreto armado de 0.35m de espesor y un relleno de grava basáltica de 0.80m de altura, el cual, genera una presión de $q_L = 2.68 t/m^2$, por lo tanto, el alivio de esfuerzo al fondo de la excavación es:

$$\sigma_{exc} = \sigma_{vo} - q_L$$

$$\sigma_{exc} = 4.30 t/m^2$$

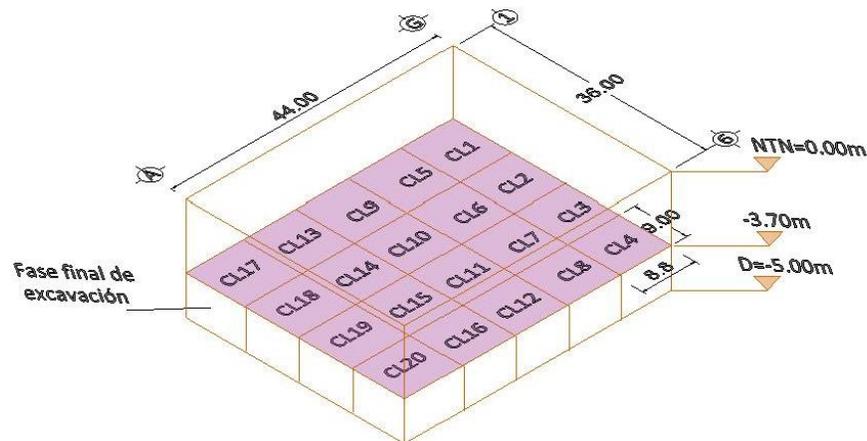


Figura III.19 Fase final de excavación por partes y colocación de lastre en celdas alternadas CL.

En la etapa final de construcción con el área totalmente lastrada, se presentará la siguiente **expansión al centro del área:**

$$\Delta\delta_e = 7.02cm$$

III.4.2.2 Asentamiento elástico por recompresión.

Para el cálculo de los asentamientos por recompresión del fondo $\Delta\delta_{rc}$ se podrá utilizar la ecuación derivada de la teoría de la elasticidad (Demeneghi et al., 2018):

$$\Delta\delta_{rc} = \frac{H}{E_{rc}} [\Delta\sigma_z - \mu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)]$$

Donde: H es el espesor del estrato deformable, E_{rc} es el módulo de elasticidad por recompresión, μ es la relación de Poisson. $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_x$ y $\Delta\sigma_y$ son los incrementos de esfuerzo normales debidos a la obra de ingeniería.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

Para fines prácticos, puede considerarse el asentamiento por recompresión igual a la expansión del fondo. Por lo tanto, se presentará el siguiente asentamiento por recompresión al centro del área:

$$\Delta\delta_{rc} = 7.02 \text{ cm}$$

III.4.2.3 Asentamiento inmediato por compresión.

Para el cálculo de los asentamientos inmediatos por compresión $\Delta\delta_u$ se podrá utilizar la ecuación derivada de la teoría de la elasticidad (Demeneghi et al., 2018):

$$\Delta\delta_u = \frac{H}{E_{u50}} [\Delta\sigma_z - \mu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)]$$

Donde: H es el espesor del estrato deformable, E_{u50} es el módulo de elasticidad elastoplástico al 50% de carga de falla, μ es la relación de Poisson. $\Delta\sigma_z$, $\Delta\sigma_x$ y $\Delta\sigma_y$ son los incrementos de esfuerzo normales debidos a la obra de ingeniería.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

Para fines de revisión, se utilizará la presión de contacto ejercida por la cimentación que resulta de la combinación de acciones tipo B (tabla 1.2). El esfuerzo total a la profundidad de desplante es:

$$\sigma_{vo} = 6.98 \text{ t/m}^2$$

La presión media de contacto que ejerce la cimentación es:

$$q_{max} = 9.80 \text{ t/m}^2$$

La presión neta máxima de contacto que ejerce la cimentación es:

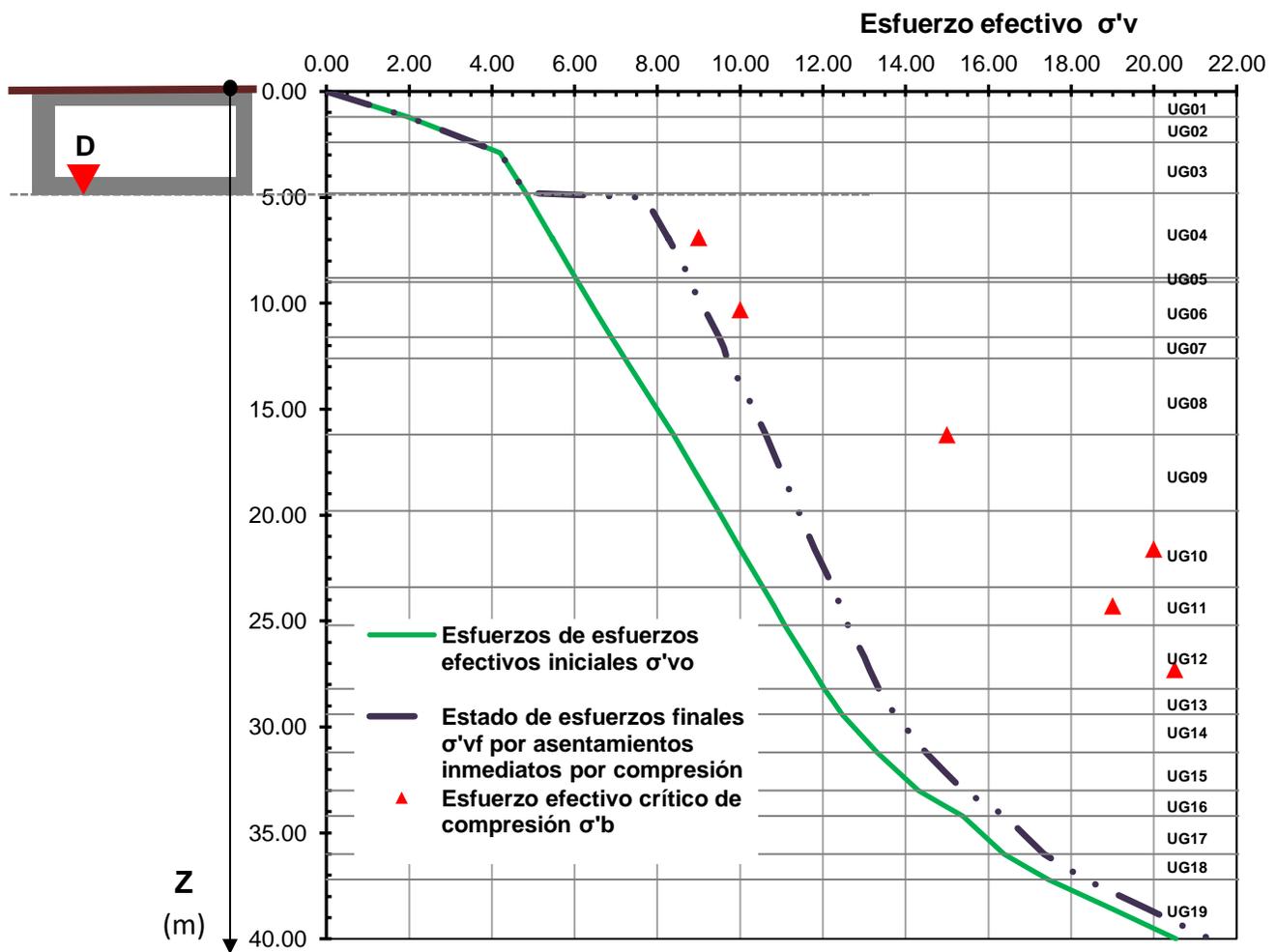
$$q_{n\ max} = 9.80 \text{ t/m}^2 - 6.98 \text{ t/m}^2$$

$$q_{n\ max} = 2.82 \text{ t/m}^2$$

Una vez calculado el incremento de esfuerzos verticales $\Delta\sigma_z$ se obtiene el diagrama de esfuerzos verticales efectivo finales σ'_{vf} en condición máxima, mostrado en la gráfica III.6.

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z$$

Donde: σ'_{vo} es el esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z.



Gráfica III.6 Comparación de estado de esfuerzos efectivos finales contra el esfuerzo efectivo crítico de compresión $\sigma'b$.

De la gráfica anterior puede observarse que el estado de esfuerzos finales es menor al esfuerzo efectivo crítico de compresión o preconsolidación, por lo tanto, se garantiza que la estructura interna del suelo no colapsará. En el anexo A se muestran los cálculos realizados, cuyo resultado indica que asentamiento inmediato al centro del área:

$$\Delta\delta_u = 5.99\text{cm}$$

III.4.2.4 Asentamientos diferidos por consolidación primaria y secundaria.

III.4.2.4.1 Modelo de Zeevaert para consolidación primaria y secundaria.

De una curva de consolidación típica (figura III.20) se puede observar que, al finalizar el proceso de consolidación primaria, es decir, en el momento en que el exceso de la presión de poro se ha disipado y se presenta un cambio volumétrico del suelo asociado al agua gravitacional que ha sido expulsada, el suelo continúa presentando una deformación cuya rapidez decrece con el tiempo. Ante esta situación, la teoría de la consolidación de Terzaghi solamente puede describir el comportamiento del suelo en consolidación primaria. Zeevaert (1986) considera que esta segunda deformación se presenta cuando el suelo sufre un desplazamiento relativo entre las láminas de arcilla, no obstante, el agua adherida a su superficie le da un comportamiento de alta viscosidad intergranular, adicionalmente, la fluidez de este comportamiento tiende a decrecer ya que la estructura interna del suelo es forzada a comprimirse a una estructura cada vez más estable y difícil de alterar. A este fenómeno de alta viscosidad intergranular se le conoce como consolidación secundaria. Así mismo, Zeevaert considera que un suelo presenta simultáneamente los efectos de la consolidación primaria y secundaria.

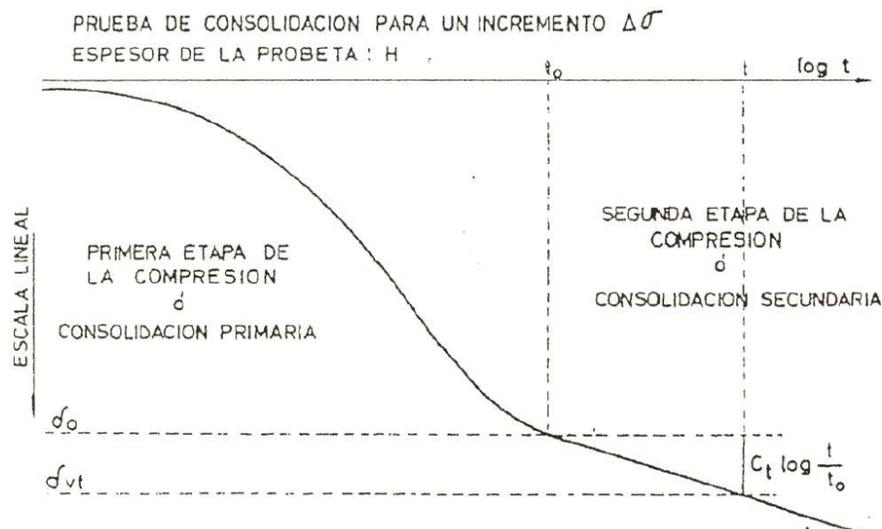


Figura III.20 Curva de consolidación que muestra la etapa primaria y secundaria (Zeevaert 1998).

Para el desarrollo de su teoría, Zeevaert considera que la estructura interna de un suelo está conformada por las dos subestructuras mostradas en la figura III.21, las cuales, pueden ser representadas por diferentes modelos reológicos según se muestra en la figura III.22.

Estructura primaria: Es la estructura referente a la fracción gruesa y granos de limo que forman una estructura capaz de soportar los esfuerzos efectivos del medio. Si los vacíos se encuentran llenos de agua gravitacional, la teoría de Terzaghi es aplicable para describir la deformación volumétrica ante un incremento de esfuerzos, cuya deformación es de carácter elastoplástico. Esta estructura es representada por el modelo reológico de Kelvin.

Estructura secundaria: Es la estructura referente a las láminas de arcillas y coloides, los cuales, forman flóculos que están alojados dentro de la estructura primaria. No obstante, el agua que se encuentra dentro de sus vacíos es de diferente viscosidad (agua gravitacional y agua adherida). Siguiendo el proceso de expulsión de agua gravitacional, a medida a que ésta es desalojada de los espacios vacíos, las fronteras del agua adherida se comienzan a acercar, dando de esta manera un comportamiento de alta viscosidad al desplazamiento relativo entre las láminas de arcilla. Esta estructura es representada por el modelo reológico denominado Unidad Z.

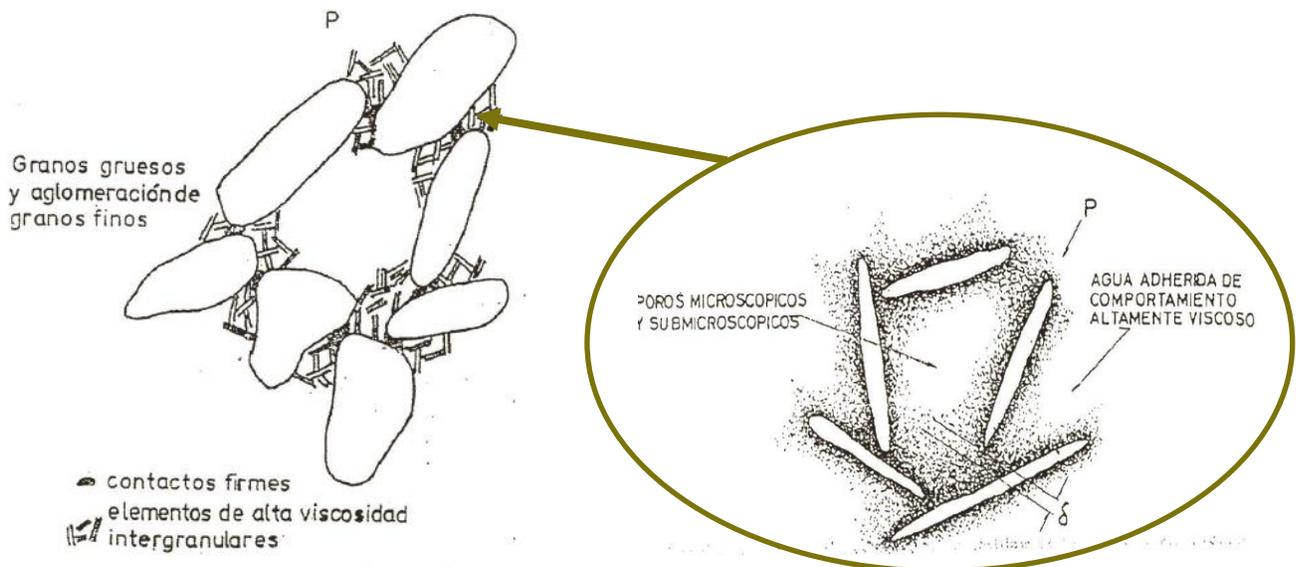


Figura III.21 Idealización de la estructura primaria y secundaria de un suelo, según Zeevaert (1998).

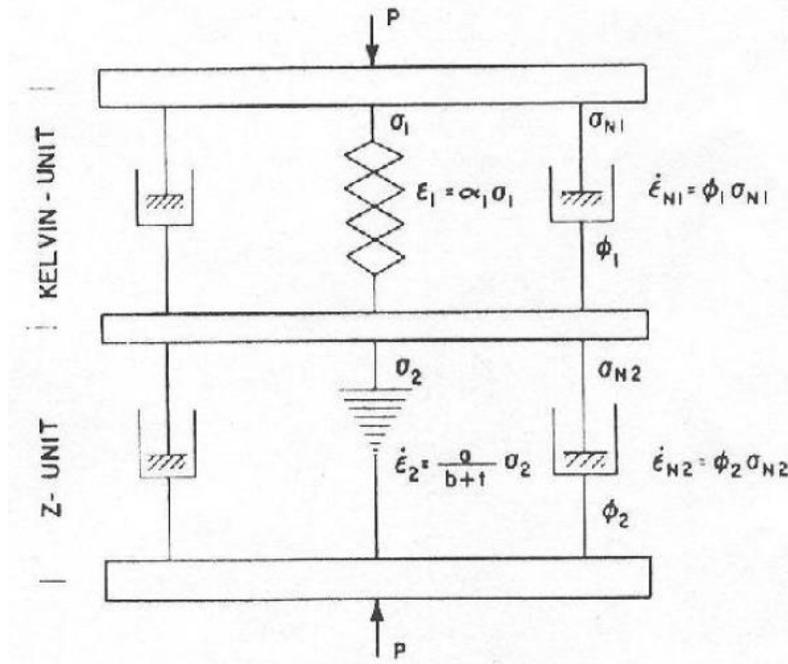


Figura III.22 Modelo reológico en serie usado por Zeevaert (1986) para describir el fenómeno de la consolidación primaria y secundaria.

Cálculo de deformaciones diferidas.

La deformación volumétrica total $\Delta\delta_d$ del sistema para un tiempo t , será la suma de la deformación volumétrica por consolidación primaria $\Delta\delta_{pt}$ y por consolidación secundaria $\Delta\delta_{st}$:

$$\Delta\delta_d = \Delta\delta_{pt} + \Delta\delta_{st}$$

La deducción matemática de las ecuaciones puede ser consultada a detalle por el mismo autor en la referencia (Zeevaert, 1986).

Por equilibrio de la unidad Kelvin, la deformación por consolidación primaria en un tiempo t , se define como:

$$\Delta\delta_{pt} = \Delta\delta_p F(T)$$

Donde: $F(T)$ es el grado de consolidación a un tiempo dado y es función de T , $\Delta\delta_p$ es la deformación total por consolidación primaria. Para fines prácticos, se considera que el suelo presenta el 100% de consolidación unidimensional cuando $T = 2$.

$$\Delta\delta_p = m_v \Delta\sigma_z H$$

$$F(T) = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T}$$

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1)$$

$$T = \frac{C_v t}{H_d^2}$$

Donde: H_d es el espesor efectivo drenante, t es el tiempo, C_v es el coeficiente de consolidación, m_v es el módulo de compresibilidad volumétrica primaria, $\Delta\sigma_z$ es el incremento de esfuerzos transmitido por la obra de ingeniería, H es el espesor total deformable.

Por equilibrio de la unidad Z, la deformación por consolidación secundaria en un tiempo t , se define como:

$$\Delta\delta_{st} = C_t \log(1 + \xi T)$$

Donde: C_t es pendiente del tramo en consolidación secundaria, ξ es un factor que depende de la forma de la curva de consolidación y es un parámetro de ajuste.

$$C_t = m_t \Delta\sigma_z H$$

Donde: m_t es el módulo de compresibilidad volumétrica secundaria, $\Delta\sigma_z$ es el incremento de esfuerzos transmitido por la obra de ingeniería, H es el espesor total deformable.

Tipos de curva.

Tomando como referencia el esfuerzo crítico de compresión, Zeevaert (1986) señala cuatro tipos de curvas de consolidación:

Curva tipo I: Si el estado final de esfuerzos es considerablemente menor al esfuerzo crítico de compresión ($\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z < \sigma'_b$), la curva de consolidación muestra un tramo con pendiente constante en la zona de consolidación secundaria, ver figura III.23.

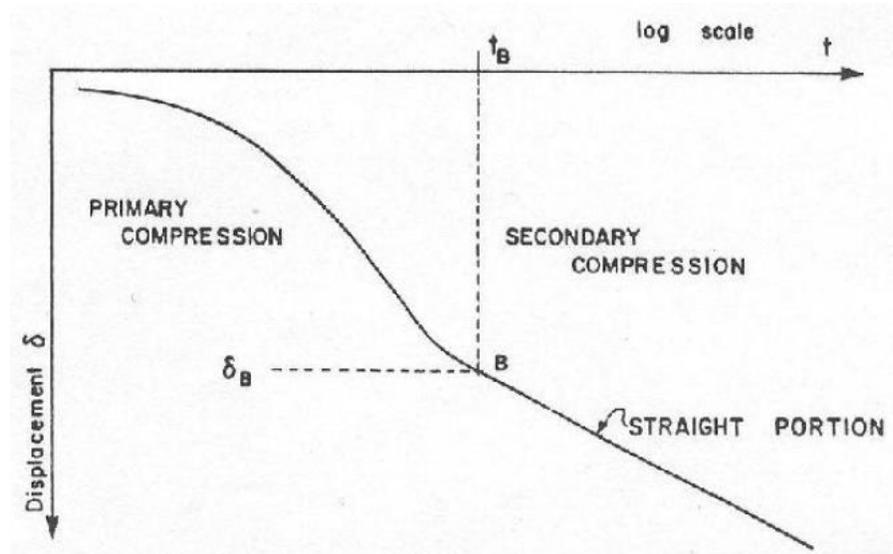


Figura III.23 Curva de consolidación tipo I, según Zeevaert (1986).

Curva tipo II: Si el estado final de esfuerzos es menor al esfuerzo crítico de compresión ($\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z < \sigma'_b$), la curva de consolidación muestra un tramo convexo en la zona de consolidación secundaria, ver figura III.24.

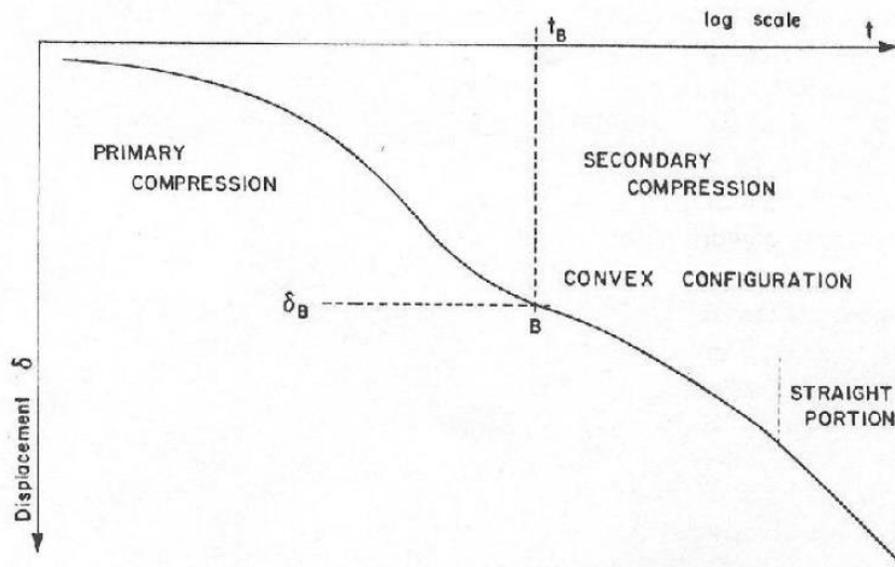


Figura III.24 Curva de consolidación tipo II, según Zeevaert (1986).

Curva tipo III: Si el estado final de esfuerzos es aproximadamente igual al esfuerzo crítico de compresión ($\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z \cong \sigma'_b$), la curva de consolidación no muestra un punto de inflexión que permita identificar el término de la consolidación primaria, ver figura III.25.

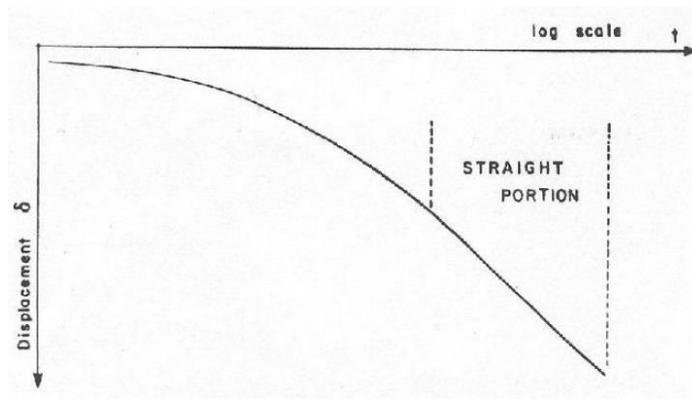


Figura III.25 Curva de consolidación tipo III, según Zeevaert (1986).

Curva tipo IV: Si el estado final de esfuerzos es mayor al esfuerzo crítico de compresión ($\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z > \sigma'_b$), la curva de consolidación muestra un comportamiento similar a la curva I; no obstante, en esta condición el suelo ya ha sufrido un colapso de su estructura interna y se induce una nueva configuración capaz de soportar el nivel de esfuerzos. , ver figura III.26.

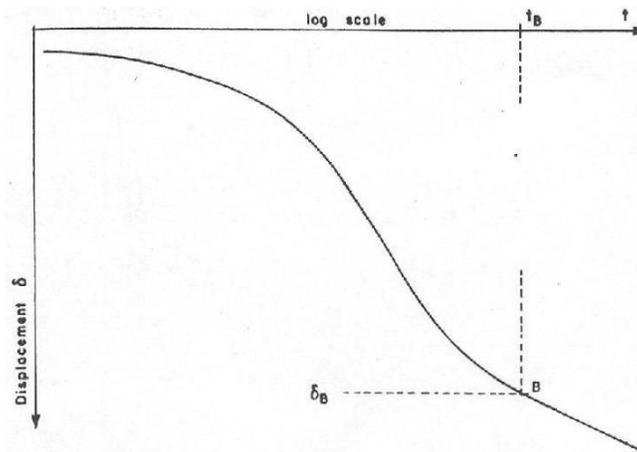


Figura III.26 Curva de consolidación tipo IV, según Zeevaert (1986).

Ajuste de curvas.

El método de Zeevaert (1983) tiene por objetivo obtener los parámetros de compresibilidad m_v , m_t , C_v , que resulten del mejor ajuste de curva de los datos experimentales. Para comenzar el ajuste, deberá de buscarse las coordenadas (tiempo t , deformación δ) de los siguientes puntos:

O (t_0, δ_0): Es el punto que representa la deformación elástica de la muestra al 0% de consolidación. La ordenada de este punto puede aproximarse según lo sugerido por

Deméneghi (2019), suponiendo que el tramo inicial de la curva de consolidación sigue la forma de una parábola y ubicando dos puntos (1 y 2) dentro de dicho tramo, esto es:

$$\delta_0 = \frac{t_2\delta_1 - t_1\delta_2 - (\delta_2 - \delta_1)\sqrt{t_1t_2}}{t_2 - t_1}$$

B (t_B, δ_B): Es el punto de inflexión que corresponde aproximadamente a la terminación de la consolidación primaria, es decir, donde $F(T) = 1$ y $T \cong 2$.

E (t_E, δ_E): Es un punto que sigue la proyección del tramo recto que define una deformación exclusiva por consolidación secundaria, es decir, la pendiente C_t .

F (t_F, δ_F): Es el punto final sobre el tramo recto que define una deformación exclusiva por consolidación secundaria.

Cabe aclarar que las expresiones mostradas en el artículo original de Zeevaert (1986) no incluyen el efecto de la deformación elástica inicial δ_0 de la muestra debido a que ha sido descartada previamente, por dicha razón, las curvas de consolidación que se muestran para la aplicación del método, comienzan con una deformación aproximada de 0 micras. Para tomar en cuenta el efecto de la deformación elástica δ_0 , puede ampliarse el uso de las expresiones indicadas por Umaña (2008); dichas expresiones se encuentran indicadas a continuación por tipo de curva.

Para curvas tipo I:

Para este caso particular, $\xi = 5$.

A.- Obtención de C_t .

$$C_t = \frac{\delta_F - \delta_B}{\log\left(\frac{t_F}{t_B}\right)}$$

B.- Obtención de m_t :

$$m_t = \frac{C_t}{\Delta\sigma_z H}$$

Donde: $\Delta\sigma_z$ es el incremento de presión en la muestra para la carga no. i de la prueba de consolidación, H es el espesor inicial de la muestra previo a la aplicación de la carga.

C.- Obtención de m_v :

Ya que δ_v es la deformación al 100% de la consolidación, se considera $T = 2$, por lo tanto, se puede obtener la ordenada al origen correspondiente al 50% de la consolidación primaria y descartando la aportación de resistencia por consolidación secundaria:

$$\frac{1}{2}\delta_v = \frac{1}{2}[(\delta_B - \delta_0) - C_t \log(1 + \xi T)] + \delta_0$$

$$\frac{1}{2}\delta_v = \frac{1}{2}[(\delta_B - \delta_0) - C_t \log(1 + 5 * 2)] + \delta_0$$

$$\frac{1}{2}\delta_v = \frac{1}{2}[(\delta_B - \delta_0) - 1.04C_t] + \delta_0$$

La deformación exclusiva del 100% de la consolidación primaria es:

$$\delta_v = 2\left(\frac{1}{2}\delta_v - \delta_0\right)$$

Si:

$$m_v = \frac{\delta_v}{\Delta\sigma_z H}$$

Por lo tanto:

$$m_v = \frac{2\left(\frac{1}{2}\delta_v - \delta_0\right)}{\Delta\sigma_z H}$$

Donde: $\Delta\sigma_z$ es el incremento de presión en la muestra para la carga no. i de la prueba de consolidación, H es el espesor inicial de la muestra previo a la aplicación de la carga.

D.- Obtención de C_v :

Se procede ubicando las coordenadas (tiempo t_{50} , deformación δ_{50}) al 50% del grado de consolidación, donde $T = 0.197$.

$$\delta_{50} = \frac{1}{2}\delta_v + C_t \log(1 + \xi T)$$

$$\delta_{50} = \frac{1}{2}\delta_v + C_t \log(1 + 5 * 0.197)$$

$$\delta_{50} = \frac{1}{2}\delta_v + 0.30C_t$$

Conociendo δ_{50} se obtiene el valor de t_{50} de la gráfica experimental. Es importante identificar el espesor efectivo drenante H_d de la muestra dependiendo si se trata de un anillo fijo o flotante.

$$C_v = \frac{T_{50}H_d^2}{t_{50}}$$

$$C_v = \frac{0.197H_d^2}{t_{50}}$$

E.- Obtención de β :

La relación de viscosidad se obtiene como:

$$\beta = \frac{m_t}{m_v}$$

F.- Ajuste de curva experimental:

El ajuste de la curva experimental se realiza mediante la función $\delta_z(t)$:

$$\delta_z(t) = \delta_p(t) + \delta_s(t) + \delta_0$$

Donde: $\delta_p(t)$ y $\delta_s(t)$ son las aportaciones de deformación en función del tiempo por consolidación primaria y secundaria, respectivamente, es decir:

$$\delta_p(t) = 2 \left(\frac{1}{2}\delta_v - \delta_0 \right) F(T)$$

$$\delta_s(t) = C_t \log(1 + \xi T)$$

Donde:

$$T = \frac{C_v t}{H_d^2}$$

$$F(T) = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T}$$

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1)$$

Para curvas tipo II:

En este caso, ξ se expresa como:

$$\xi = \frac{H_d^2}{c_v \tau}$$

A.- Obtención de C_t .

$$C_t = \frac{\delta_F - \delta_E}{\log\left(\frac{t_F}{t_E}\right)}$$

B.- Calculo de parámetro a :

$$a = 2.303 \frac{(\delta_B - \delta_F)}{C_t}$$

C.- Calculo de parámetro τ :

$$\tau = \frac{e^a t_F - t_B}{1 - e^a}$$

D.- Obtención de m_t :

$$m_t = \frac{C_t}{\Delta\sigma_z H}$$

Donde: $\Delta\sigma_z$ es el incremento de presión en la muestra para la carga no. i de la prueba de consolidación, H es el espesor inicial de la muestra previo a la aplicación de la carga.

E.- Obtención de m_v :

Ya que δ_v es la deformación al 100% de la consolidación, se considera $T = 2$, por lo tanto, se puede obtener la ordenada al origen correspondiente al 50% de la consolidación primaria y descartando la aportación de resistencia por consolidación secundaria:

$$\frac{1}{2}\delta_v = \frac{1}{2}\left[(\delta_B - \delta_0) - C_t \log\left(1 + \frac{t_B}{\tau}\right)\right] + \delta_0$$

La deformación exclusiva del 100% de la consolidación primaria es:

$$\delta_v = 2\left(\frac{1}{2}\delta_v - \delta_0\right)$$

Si:

$$m_v = \frac{\delta_v}{\Delta\sigma_z H}$$

Por lo tanto:

$$m_v = \frac{2\left(\frac{1}{2}\delta_v - \delta_0\right)}{\Delta\sigma_z H}$$

Donde: $\Delta\sigma_z$ es el incremento de presión en la muestra para la carga no. i de la prueba de consolidación, H es el espesor inicial de la muestra previo a la aplicación de la carga.

F.- Obtención de C_v :

Se procede ubicando las coordenadas (tiempo t_{50} , deformación δ_{50}) al 50% del grado de consolidación, donde $T = 0.197$.

Para el inicio de la iteración se considera:

$$\delta_{50} \cong \frac{1}{2}\delta_v$$

Conociendo δ_{50} se obtiene el valor de t_{50} de la gráfica experimental. Es importante identificar el espesor efectivo drenante H_d de la muestra dependiendo si se trata de un anillo fijo o flotante.

$$C_v = \frac{T_{50}H_d^2}{t_{50}}$$

$$C_v = \frac{0.197H_d^2}{t_{50}}$$

G.- Obtención de ξ :

Una vez obtenido el valor de C_v , se procede a la estimación de ξ :

$$\xi = \frac{H_d^2}{c_v \tau}$$

H.- Convergencia del cálculo:

Una vez calculado ξ , se procede a una nueva estimación de δ_{50} mediante la expresión:

$$\delta_{50} = \frac{1}{2} \delta_v + C_t \log(1 + \xi T)$$

$$\delta_{50} = \frac{1}{2} \delta_v + C_t \log(1 + 0.197 \xi)$$

Nuevamente se realiza la lectura de t_{50} de la gráfica experimental, estimación de C_v y ξ . La convergencia del cálculo será una vez que se tenga un porcentaje de error aceptable de C_v y ξ .

I.- Obtención de β :

La relación de viscosidad se obtiene como:

$$\beta = \frac{m_t}{m_v}$$

J.- Ajuste de curva experimental:

El ajuste de la curva experimental se realiza mediante la función $\delta_z(t)$:

$$\delta_z(t) = \delta_p(t) + \delta_s(t) + \delta_0$$

Donde: $\delta_p(t)$ y $\delta_s(t)$ son las aportaciones de deformación en función del tiempo por consolidación primaria y secundaria, respectivamente, es decir:

$$\delta_p(t) = 2 \left(\frac{1}{2} \delta_v - \delta_0 \right) F(T)$$

$$\delta_s(t) = C_t \log(1 + \xi T)$$

Donde:

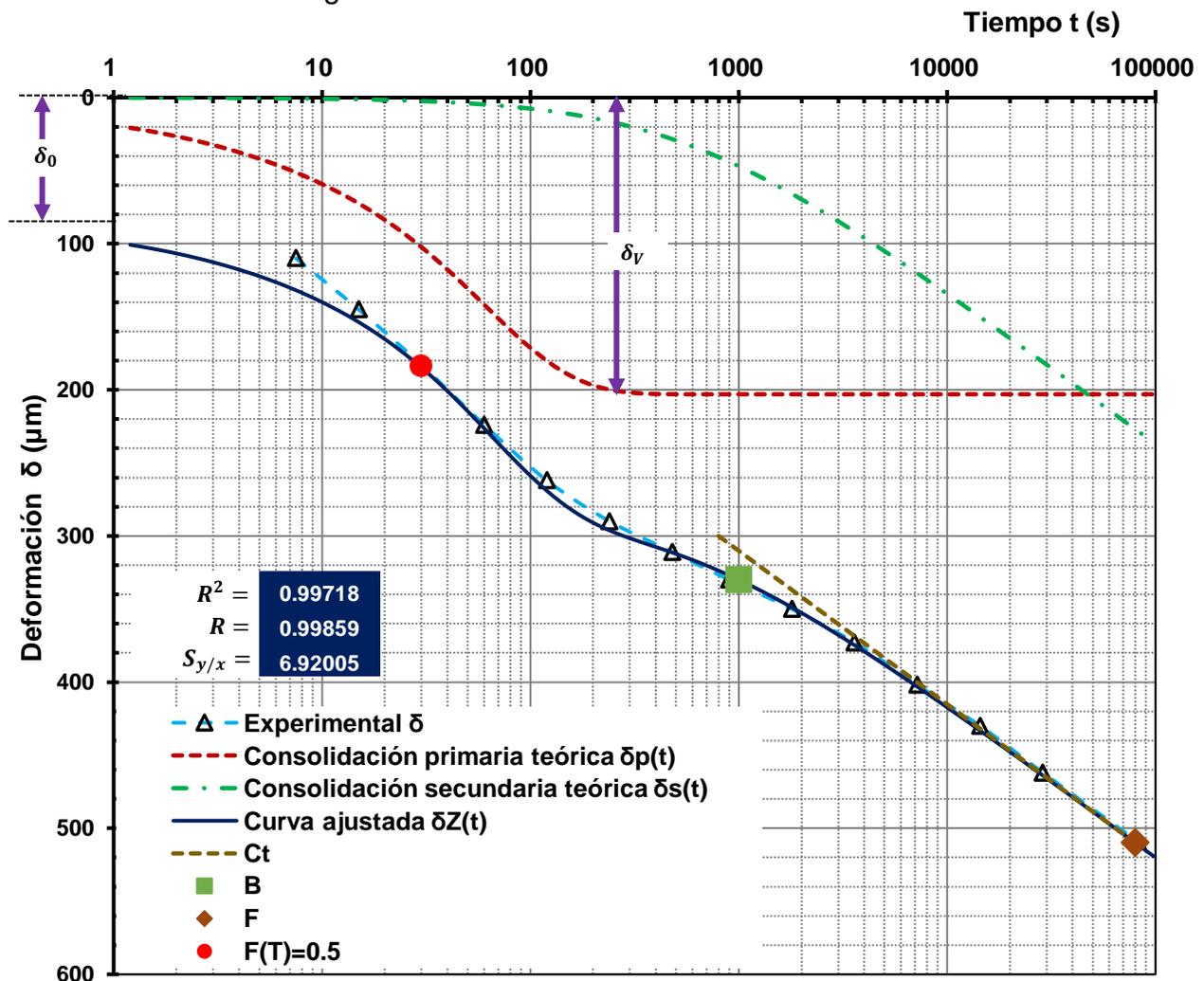
$$T = \frac{C_v t}{H_d^2}$$

$$F(T) = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T}$$

$$M = \frac{\pi}{2}(2m + 1)$$

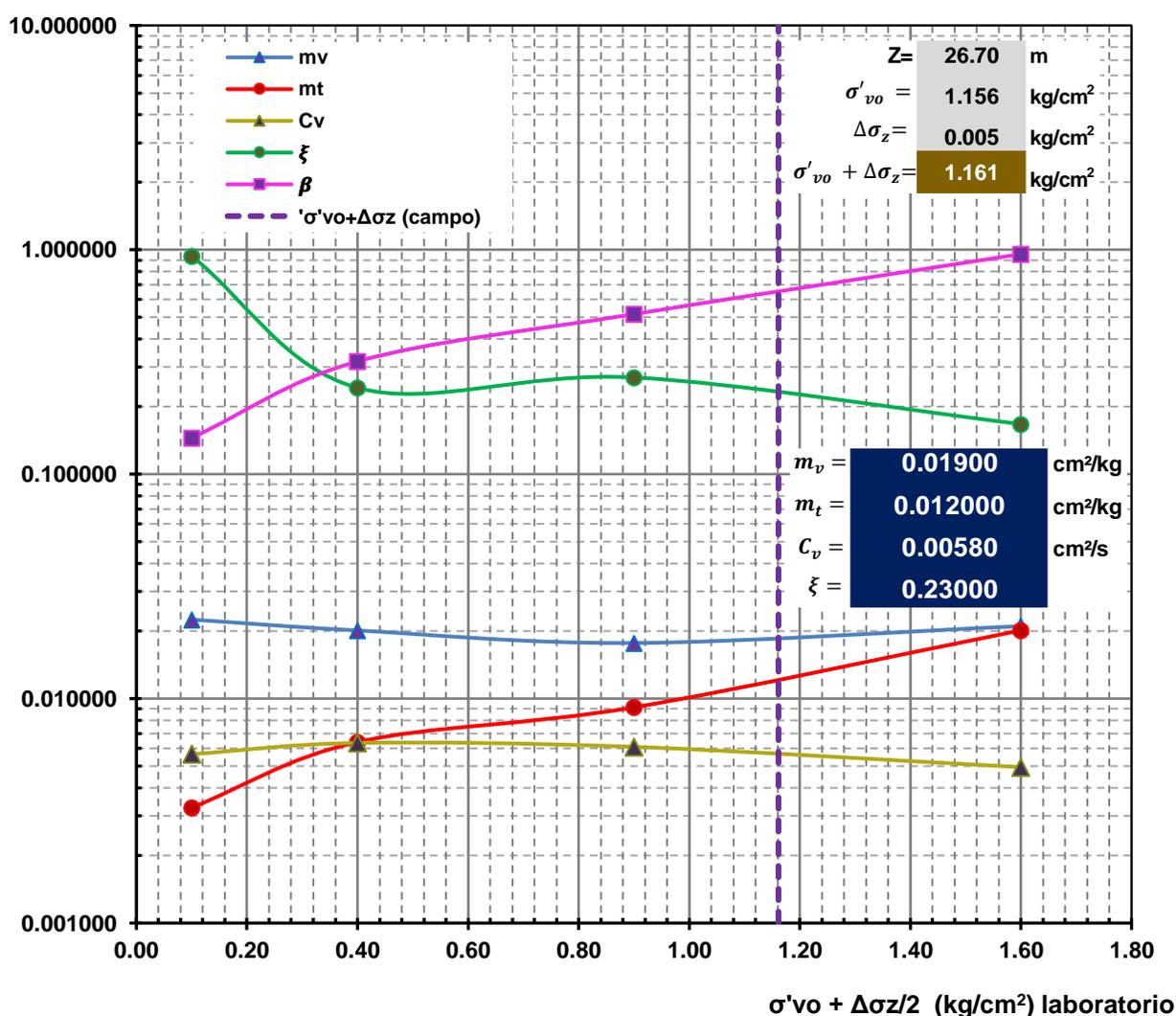
Ejemplo de ajuste:

En la gráfica III.7 se muestra las expresiones anteriores aplicadas para el ajuste de los datos experimentales en una curva de consolidación tipo II. Para su mejor visualización del fenómeno, en esta gráfica se incluye de forma separada la deformación teórica debida a consolidación primaria y secundaria actuando simultáneamente desde el inicio de la aplicación de carga. La curva de consolidación primaria muestra una asíntota de la deformación una vez que el factor tiempo alcanza un valor aproximado de 2, lo cual, demuestra la deficiencia en la estimación de asentamientos usando únicamente la teoría clásica de Terzaghi.



Gráfica III.7 Curva de consolidación no. 3, UG12, tipo II, ajustada mediante la teoría de Zeevaert (1986).

Para la aplicación del método se requiere obtener la tendencia de los parámetros de consolidación, asociados al esfuerzo medio de laboratorio $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z/2$, por lo tanto, se requiere realizar el ajuste para las curvas de consolidación que conforman la prueba. Los parámetros de deformación para el asentamiento diferido en cada unidad geotécnica, se obtienen como las ordenadas de dichas curvas al estado de esfuerzos final $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z$ de campo, a la profundidad donde se ubica el factor de influencia representativo \bar{I}_z . La gráfica III.8 muestra la tendencia de parámetros correspondientes para la unidad UG12 y valores correspondientes en el modelo geotécnico según el estado de esfuerzos final inducido.



Gráfica III.8 Tendencia de parámetros de ajuste de consolidación para unidad geotécnica UG12.

En el anexo A se muestra la aplicación de la teoría de Zeevaert para obtener los parámetros de compresibilidad para asentamientos diferidos.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

Para fines de revisión, se utilizará la presión de contacto ejercida por la cimentación que resulta de la combinación de acciones tipo A (tabla 1.1). El esfuerzo total a la profundidad de desplante es:

$$\sigma_{vo} = 6.98 \text{ t/m}^2$$

La presión media de contacto que ejerce la cimentación es:

$$q_{med} = 7.08 \text{ t/m}^2$$

El incremento neto de presión que ejerce la cimentación es:

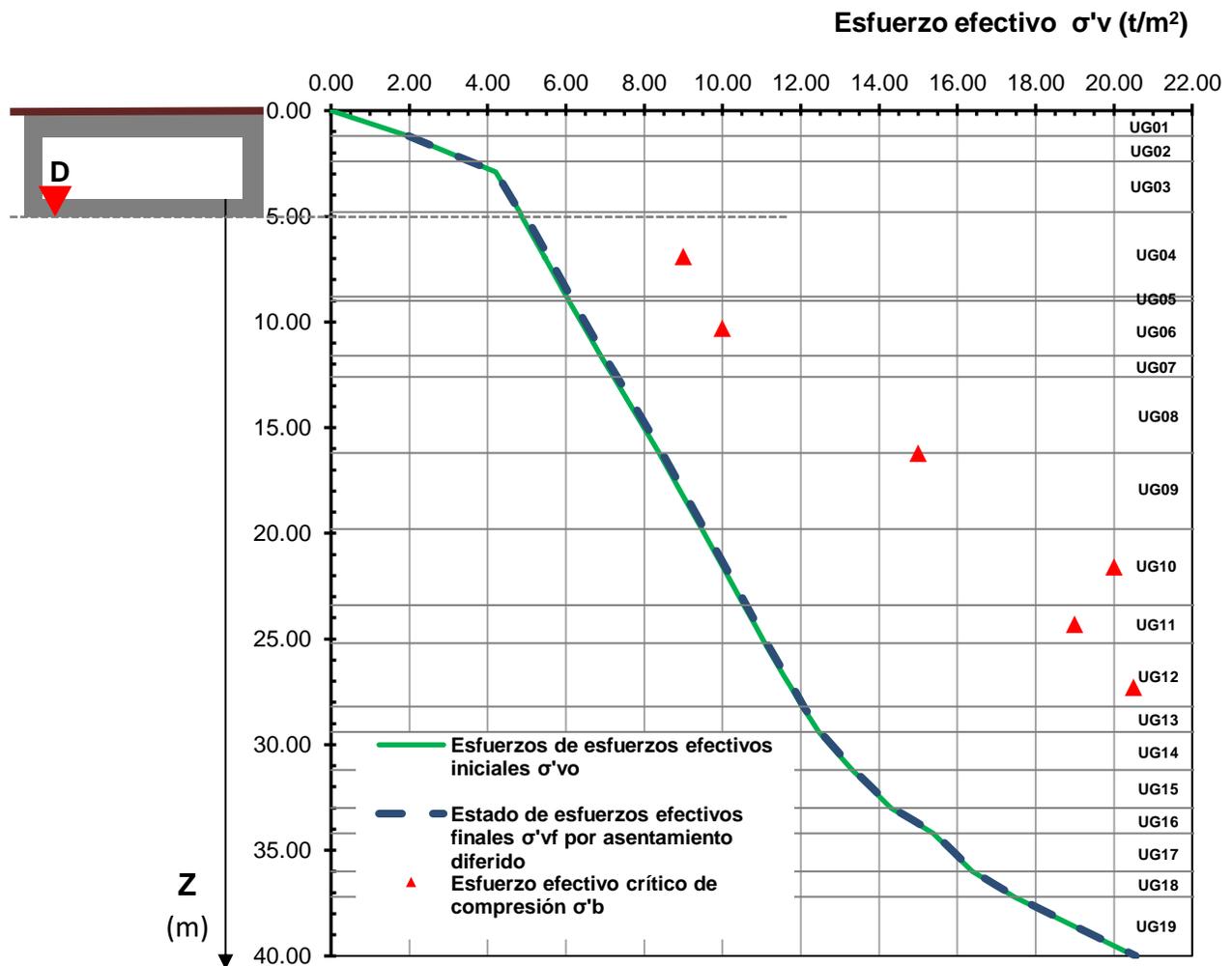
$$q_{n\ med} = 7.08 \text{ t/m}^2 - 6.98 \text{ t/m}^2$$

$$\mathbf{q_{n\ med} = 0.10 \text{ t/m}^2}$$

Una vez calculado el incremento de esfuerzos verticales $\Delta\sigma_z$ debido a la obra de ingeniería, se obtiene el diagrama de esfuerzos verticales efectivo finales σ'_{vf} en condición máxima mostrado en la gráfica III.9.

$$\sigma'_{vf} = \sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z$$

Donde: σ'_{vo} es el esfuerzo vertical efectivo a la profundidad z.



Gráfica III.9 Diagrama de esfuerzos verticales para comparación contra el esfuerzo efectivo crítico de compresión $\sigma'b$.

De la gráfica anterior puede observarse que el estado de esfuerzos finales es menor al esfuerzo efectivo crítico de compresión o preconsolidación, por lo tanto, se garantiza que la estructura interna del suelo no colapsará. El cálculo del asentamiento se realiza considerando lo siguiente:

- 1.- Considerando una vida útil de la estructura de 50 años.
- 2.- Se desprecia la deformación lateral, por lo que se trata de un fenómeno unidimensional vertical.
- 3.- El factor de influencia \bar{I}_z representativo del estrato i , se obtiene para un factor de concentración de Fröhlich $\chi = 2$, además, aplicando subsecuentemente el método

numérico de integración por trapecio múltiple y el teorema del valor medio para integrales, con dicho valor se encuentra la profundidad asociada a \bar{I}_z .

$$\int_a^b f(x)dx = \frac{(b-a)}{n} \frac{[f(x_0) + f(x_n) + 2 \sum_{i=1}^{n-1} f(x_i)]}{2}$$

$$f(\bar{x}) = \frac{1}{b-a} \int_a^b f(x)dx$$

En el anexo A se muestran los cálculos realizados, cuyo resultado indica que el asentamiento diferido al centro del área:

$$\Delta\delta_d = 1.02cm$$

III.4.2.5 Asentamiento total.

El asentamiento total es la suma del asentamiento elástico por recompresión, inmediato por compresión y los diferidos por consolidación. Considerando la zona geotécnica y la existencia de estructuras colindantes, en el capítulo 3.1 de las NTC-CIM (2017) se establece un asentamiento máximo de 15cm.

$$\Delta\delta_{adm} = 15.00cm$$

$$\Delta\delta_T = 14.02cm$$

$$\Delta\delta_{adm} > \Delta\delta_T$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite de servicio por asentamientos.**

III.4.2.6 Curvas Isócronas y curva de grado de consolidación.

En el cálculo de asentamientos por consolidación primaria no solamente es importante conocer la magnitud de la deformación, también es importante conocer el tiempo teórico en el que se presentarán. Existen sitios en los que el asentamiento por consolidación primaria puede ser de magnitud considerable, sin embargo, la magnitud de éstos podrían ser despreciables dentro del rango de vida útil de la estructura.

La ecuación diferencial que modela el fenómeno de la consolidación primaria, según Terzaghi (1943), se expresa como:

$$\frac{\partial \Delta u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2}$$

La función solución $\Delta u(z, t)$ permite estimar el exceso de la presión de poro según sea la profundidad y tiempo de análisis considerado, la cual, resulta ser una familia de curvas paramétricas llamadas curvas isócronas. Existen métodos numéricos y analíticos para resolver la ecuación diferencial, una de estas soluciones se representa con la siguiente expresión analítica:

$$\Delta u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2\Delta\sigma_z}{M} \sin\left(M \frac{z}{H_d}\right) e^{-M^2 T}$$

$$M = \frac{\pi}{2}(2m + 1)$$

Donde: m es el número de términos que conforman la serie, T es el factor tiempo, $\Delta\sigma_z$ es el incremento de esfuerzos al centro del estrato de suelo, z es la profundidad, H_d es el espesor total efectivo drenante.

El grado de consolidación $F(T)$ resulta ser el concepto que permite obtener el porcentaje de la deformación total según el tiempo considerado; éste se define como el incremento de esfuerzo efectivo $\Delta\sigma'_v$ en un tiempo dado, entre el incremento total $\Delta\sigma_z$:

$$F(T) = \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta\sigma_z}$$

Según esta expresión se tienen las condiciones de frontera:

Para $t = 0$, $\Delta\sigma'_v = 0$ y, por lo tanto, $F(T) = 0$

Para algún tiempo $t \gg \gg 0$, $\Delta\sigma'_v = \Delta\sigma_z$ y, por lo tanto, $F(T) = 1$

En otras palabras, la magnitud de la deformación calculada por compresibilidad se multiplica por un factor de 0 a 1 para determinar la magnitud de la deformación en un tiempo dado.

Si $\Delta\sigma_z = \Delta\sigma'_v + \Delta u$, entonces:

$$F(T) = \frac{\Delta\sigma_z - \Delta u}{\Delta\sigma_z}$$

Finalmente, integrando la región delimitada por una curva isócrona, el grado de consolidación se define como:

$$F(T) = \frac{\int_0^H (\Delta\sigma_z - \Delta u) dz}{\int_0^H (\Delta\sigma_z) dz}$$

Analizando una gráfica de curvas isócronas puede observarse claramente que:

$$\int_0^H (\Delta\sigma_z) dz = \Delta\sigma_z H$$

Mientras que el área bajo la curva isócrona puede obtenerse aplicando el método numérico de trapecio múltiple, es decir:

$$\int_0^H (\Delta u) dz = \frac{\Delta z}{2} \left[\Delta u_{z=0} + 2 \sum_{i=1}^{H-1} \Delta u_{z=i} + \Delta u_{z=H} \right]$$

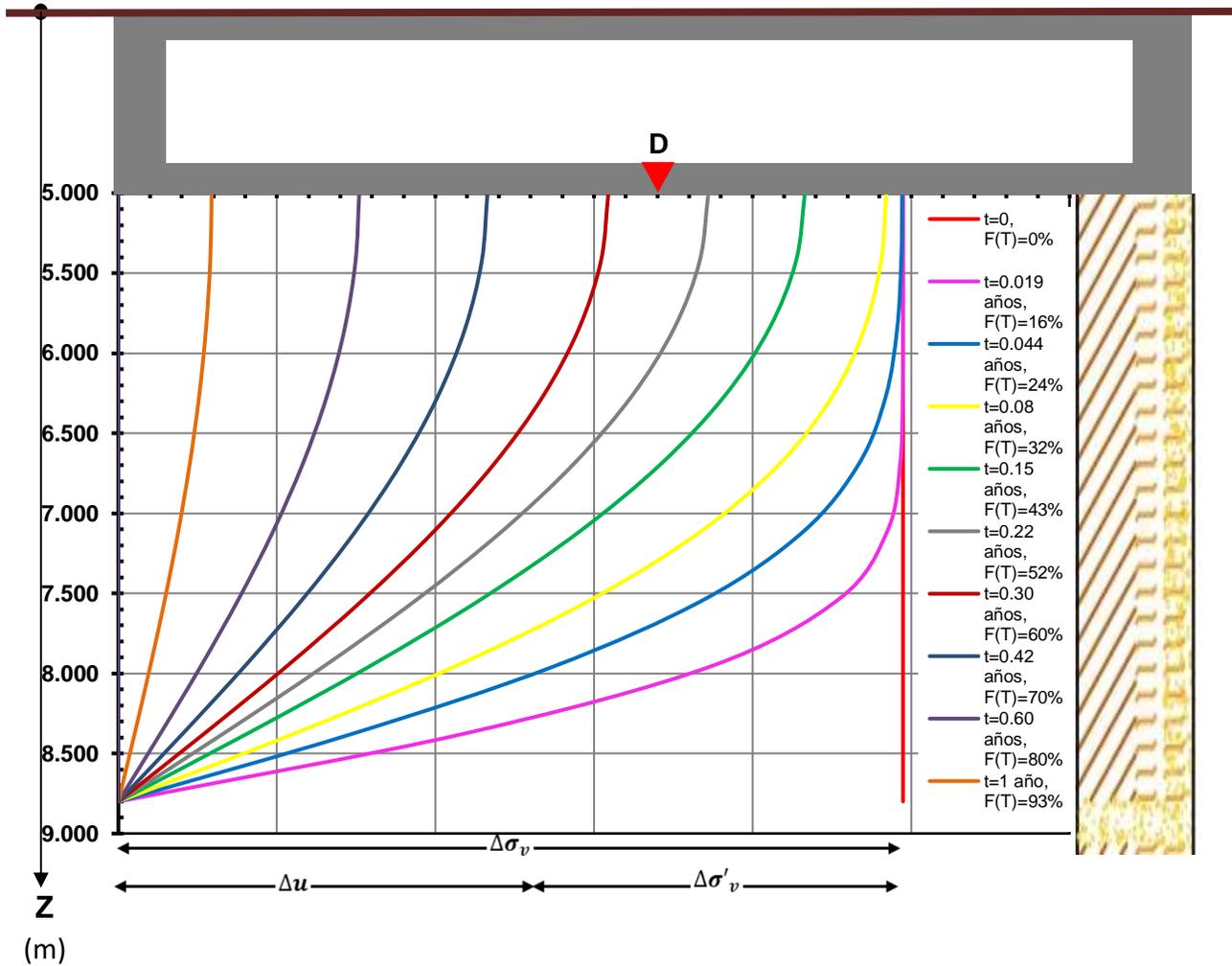
Para construir una sola curva isócrona bastará graficarla tomando Δu como abscisas y la profundidad z como ordenada. Δu se obtiene calculando la solución analítica en para un mismo tiempo en diferentes puntos de profundidad.

Para construir la curva grado de consolidación – tiempo, bastará con graficar el grado de consolidación calculado para distintos tiempos.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

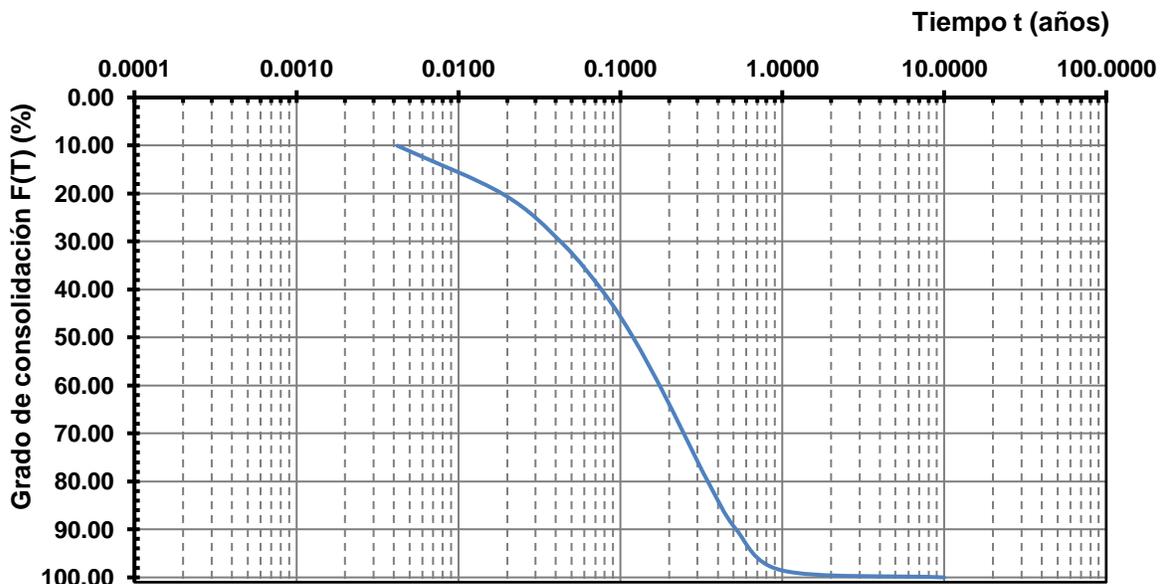
Para cada estrato deberá de revisarse las condiciones de frontera para comenzar el cálculo. En el anexo A se muestran los cálculos y resultados obtenidos para los estratos de interés.

La gráfica III.10 muestra la familia de curvas isócronas para la unidad UG04 en donde se desplanta la cimentación. Se observa que la frontera superior ($Z=5\text{m}$) se considera impermeable al contacto con el lecho bajo de la losa del cajón, por lo tanto, en esta frontera la disipación de presión de poro requiere mayor tiempo. Por otro lado, la frontera inferior con el estrato permeable permite un rápido de la presión de poro que es reflejado por la pendiente de las curvas isócronas.



Gráfica III.10 Curvas isócronas para UG04 (desplante del cajón).

Así mismo, la gráfica III.11 muestra la curva grado de consolidación-tiempo para la misma unidad geotécnica. En este caso, aproximadamente en un año de aplicado la carga se presentará una deformación equivalente al 100% de la consolidación.



Gráfica III.11 Curva grado de consolidación-tiempo para la UG04

III.4.3 Condiciones sísmicas.

III.4.3.1 Giro permanente de la cimentación.

Una estructura puede presentar un desplome de su verticalidad debido a la acción del momento de volteo sísmico, tal como se muestra en la figura III.27. Considerando que la estructura se comporta como un conjunto rígido, ésta tiende a inclinarse en dirección del momento aplicado; sin embargo, una vez que cesa las acciones dinámicas, el suelo se descomprime elásticamente sin llegar a recuperar el 100% de la deformación. Lo anterior es debido a la componente de deformación plástica del suelo.

El concepto de rigidez rotacional K_ϕ relaciona el momento necesario para generar un giro unitario de la estructura, es decir:

$$K_\phi = \frac{M}{\phi}$$

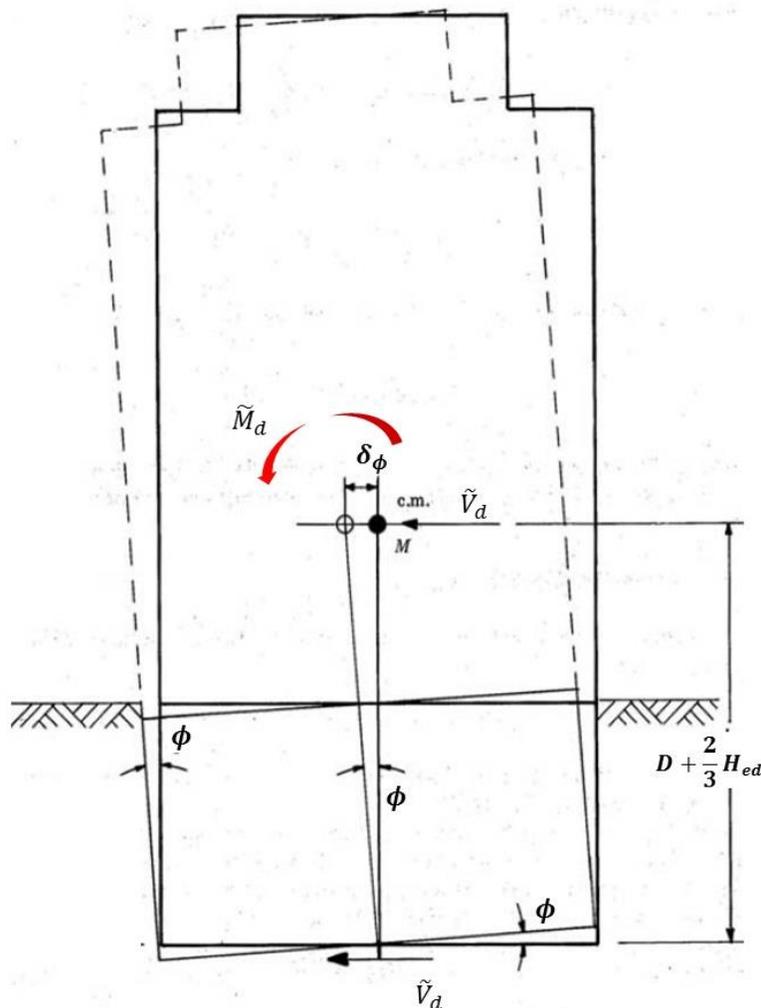


Figura III.27 Giro de la cimentación durante un evento sísmico. Modificado de Zeevaert (1980)

De la teoría de la elasticidad se puede obtener el valor del módulo de reacción a rotación para una cimentación de base circular y radio R_r (Demeneghi et al., 2018):

$$K_\phi = \frac{8GR_r^3}{3(1-\mu)}$$

Igualando las expresiones y despejando el ángulo de giro se obtiene la expresión:

$$\phi = \frac{3M(1-\mu)}{8GR_r^3}$$

El giro permanente ϕ_p por deformación plástica es igual al giro por deformación elastoplástica ϕ_{ep} menos el giro por deformación puramente elástica ϕ_e , es decir:

$$\phi_p = \phi_{ep} - \phi_e$$

$$\phi_{ep} = \frac{3M(1-\mu)}{8G_{ep}R_r^3}$$

$$\phi_e = \frac{3M(1-\mu)}{8GR_r^3}$$

Sustituyendo y despejando se tiene que el giro permanente para una cimentación circular se expresa como (Demeneghi, 2019):

$$\phi_p = \frac{3(1-\mu)M}{8GR_r^3} \left[\left(\frac{G}{G_{ep}} \right) - 1 \right]$$

Donde: μ es la relación de Poisson, G es el módulo de rigidez al cortante elástico en el estrato de desplante, G_{ep} es el módulo de rigidez al cortante elastoplástico, M es el momento de volteo en la dirección de análisis, R_r es el radio equivalente de la cimentación.

$$R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}}$$

Donde: I es el momento de inercia de la cimentación rectangular en la dirección de análisis.

En el capítulo 3.1 de las NTC-CIM (2017) se establece la siguiente expresión para la inclinación admisible.

$$\phi_{adm} = \frac{100}{100 + 3H_{eT}} (\%)$$

Donde: H_{eT} es la altura de la construcción en m, desde la profundidad de desplante.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

Para fines de revisión, se utilizará la presión de contacto ejercida por la cimentación que resulta de la combinación de acciones tipo C (tabla 1.1). Se considera como el módulo de rigidez al cortante G igual al módulo máximo obtenido del sondeo geofísico SDH, mientras que el módulo elastoplástico se considera aproximadamente igual al módulo no lineal G' que considera la degradación por deformación angular asociada al sismo.

En el anexo A se muestran los cálculos realizados, el análisis se realiza con la condición más desfavorable encontrada en el apartado de IDSE (capítulo III.3.2.1.4.2).

Condición no lineal a 50 años.

Dirección X:

$$\phi_p = 0.42\%$$

$$\phi_{adm} = 0.59\%$$

$$\phi_{adm} > \phi_p$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite de servicio por giro permanente.**

Dirección Y:

$$\phi_p = 0.30\%$$

$$\phi_{adm} = 0.59\%$$

$$\phi_{adm} > \phi_p$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite de servicio por giro permanente.**

IV. DISEÑO DE LA EXCAVACIÓN.

El diseño de la excavación contempla revisar que los procedimientos constructivos que cumplan con los estados límites de falla y servicio mínimos indicados en el capítulo 5 de las NTC-CIM (2017).

Dicho procedimiento constructivo dependerá de la geometría y profundidad de la cimentación para determinar la forma de realizar los cortes, es decir, si es posible realizar la excavación mediante taludes o si el espacio y las estructuras colindantes implican el uso de un sistema rígido de contención. Si fuera el caso de realizar la excavación mediante taludes deberá revisarse las dimensiones mínimas y sistema de protección para evitar la falla por deslizamiento; en el caso de que se requiera el uso de un sistema de contención, deberá de revisarse la falla de fondo por esfuerzos cortantes, la profundidad de empotramiento necesaria para evitar la falla estructural del elemento, así mismo, la revisión por falla estructural del apuntalamiento complementario que restringen su deformación. Análogamente, las condiciones hidráulicas del sitio determinaran si la excavación puede realizarse en seco o si se requiere un sistema de bombeo que permita mitigar la falla de fondo por subpresión del agua y para trabajar en seco. Adicionalmente, debe revisarse las deformaciones inducidas en el suelo de cimentación debido a la relajación de esfuerzos por el material excavado, en otras palabras, debe revisarse las expansiones que se desarrollan en el fondo de la excavación, así como lo asentamientos inducidos en las estructuras colindantes.

Para ejemplificar la importancia que tiene el diseño de la excavación y la calidad del procedimiento constructivo ejecutado in situ, se presenta resumidamente los siguientes casos asociados a fallas en excavaciones observadas como experiencia en la práctica profesional del autor.

Caso 1: Un cajón de cimentación complementado con pilas para un conjunto habitacional de 18 niveles ubicado en la zona de lomas de la Ciudad de México, la excavación de hasta 15m de profundidad se resuelve a base de un sistema de contención de concreto lanzado de 10cm de espesor complementados por un sistema de anclas de tensión de hasta 75t, construidas según los niveles de excavación indicados en el estudio de mecánica de suelos. No obstante, durante auditorías internas

realizadas en la obra, se detectaron múltiples deficiencias reiterativas que derivaron en la falla del sistema de estabilización durante época de lluvias: contaminación del concreto lanzado que redujo su resistencia y espesor menor al de proyecto, malla electrosoldada oxidada y sin traslape adecuado, uso excesivo de agua para lavado de la perforación que produjo un remoldeo excesivo en las paredes del barreno en las anclas de tensión, oxidación de los torones, tensado de anclas menores a las indicadas por proyecto y deterioro de anclas finalizadas debido a golpes con diversas maquinarias. Cabe mencionar que el sistema carecía de drenes preventivos que permitieran reducir la presión de poro en caso de saturación del suelo. Este caso demuestra que la calidad del procedimiento constructivo y la falta de drenes necesarios en época de lluvias perjudicó el comportamiento del sistema provocando la falla estructural. Ver figuras IV.1, IV.2 y IV.3.



Figura IV.1 Excavación profunda para un cajón complementado con pilas de cimentación en zona de lomas de la Ciudad de México (Dominguez, 2020).

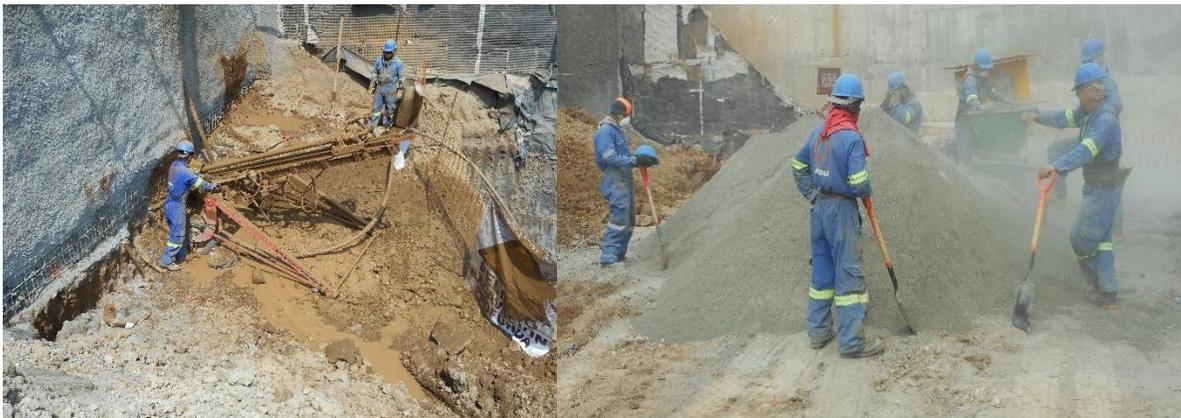


Figura IV.2 Múltiples deficiencias en el procedimiento constructivo que produjeron un comportamiento desfavorable en el sistema de contención (Dominguez, 2020).



Figura IV.3 Vista frontal de la falla estructural del concreto lanzado complementado con anclas de tensión (Dominguez, 2020).

Caso 2: Una excavación superficial para un paso a desnivel en el puerto de Manzanillo, Colima. La excavación de hasta 6m de profundidad contempla cortes verticales en suelos granulares con presencia superficial del nivel de aguas freáticas; el diseño del sistema de contención recomendaba concreto lanzado de 10 a 20cm de espesor, complementado con sistema de anclaje activo de hasta 55t, se incluía un sistema de pozos de bombeo de hasta 10m de profundidad para abatir el nivel de aguas freáticas por debajo del nivel de desplante de los cajones prefabricados y para trabajar en seco. La construcción de las anclas requirió constantes trabajos adicionales debido a la misma inestabilidad de los barrenos perforados y retensado de anclas asociado a las presiones de poro en la masa de suelo, así como a la inestabilidad de realizar cortes verticales en dichos depósitos arenosos, por dicha razón, la excavación presentó en diversas ocasiones fallas locales en las paredes verticales que se extendieron cercanamente a los rieles de una vía en uso, lo cual, significaba un gran riesgo latente. Este ejemplo muestra que el diseño del sistema de anclaje para la estabilización de la excavación no era el mejor para el tipo de suelo y condiciones hidráulicas existentes. Ver figuras IV.4, IV.5 y IV.6.



Figura IV.4 Vista frontal de la excavación con los rieles de ferrocarril en uso.



Figura IV.5 Grietas observadas en el suelo por detrás del muro de concreto lanzado, así como fallas locales en las paredes de la excavación que se extendieron hasta el trazo de los rieles.



Figura IV.6 Trabajos adicionales de relleno de fallas locales con mortero fluido.

IV.1 Diagramas de empujes de tierra.

IV.1.1. Diagramas de empujes de tierra a corto plazo.

IV.1.1.1. Estados locales de equilibrio plástico para sistemas de contención apuntalados.

Es muy común que los sistemas de contención en excavaciones se encuentren apuntalados ya sea mediante troqueles, anclas, traveses o losas de entrepiso del mismo cajón (top-down), bermas del mismo material excavado, o sean auto soportables debido a que cuentan con una forma circular (Paniagua y Santamaría, 2019). La condición de deformación del sistema es restringida a la forma que se muestra en la figura IV.7, puede observarse que el muro se deforma girando a partir del primer nivel de troquelamiento. La deformación aumenta conforme incrementa la profundidad de excavación. Según Terzaghi (1948), aunque es imposible evitar esta expansión lateral que sufre el suelo, estos desplazamientos pueden ser reducidos precargando los troqueles o tensando las anclas, inmediatamente después de haber excavado.

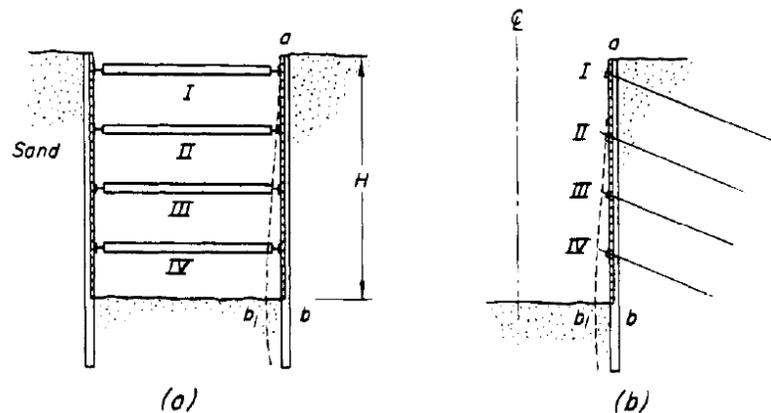


Figura IV.7 Condición de deformación para sistemas de contención en excavaciones (Terzaghi, 1948). a) Muros troquelados; b) Muros anclados.

En la figura IV.8a se muestra el mecanismo de falla en el muro resultante de las condiciones de deformación, se considera un suelo arenoso homogéneo, la rugosidad en la pared interna del muro como lisa, adicionalmente, se incluye el efecto de un troquel actuando en la corona del muro. Estudios teóricos y experimentales realizados por Terzaghi (1948) muestran que la cuña de falla se divide en dos zonas: La zona superior se encuentra en equilibrio elástico debido a que el suelo no puede deformarse, por el contrario, la zona inferior se encuentra en equilibrio plástico debido al giro del muro que permite la deformación del suelo. La superficie potencial de falla se define por una espiral logarítmica que interseca a la corona del talud en un ángulo recto.

Contrariamente a la distribución de esfuerzos lineal que se presenta en muro de contención que giran alrededor de su base, en estos muros troquelados la distribución de esfuerzos horizontales es de forma parabólica, tal como se muestra en la figura IV.8b; por lo tanto, la solución de Rankine y Coulomb no son válidas

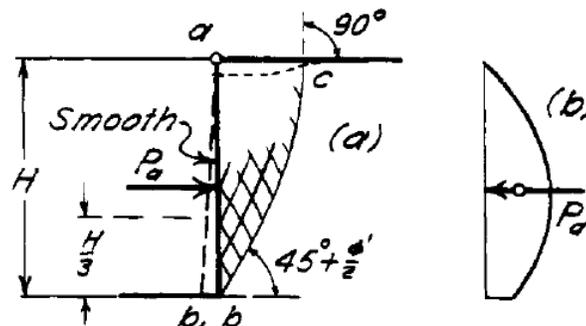


Figura IV.8 Cuña de falla y distribución de esfuerzos para muros troquelados en suelos donde $\phi \neq 0^\circ$ (Terzaghi, 1948). a) Superficie de falla definida por una espiral logarítmica; b) Distribución parabólica de esfuerzos.

En el caso de arcillas saturadas, en la figura IV.9 se observa que la superficie potencial de falla adquiere la forma de un segmento de círculo interceptando la corona del muro con un ángulo recto, por lo tanto, el centro crítico de la superficie de falla se localiza al mismo nivel de la cresta del muro.

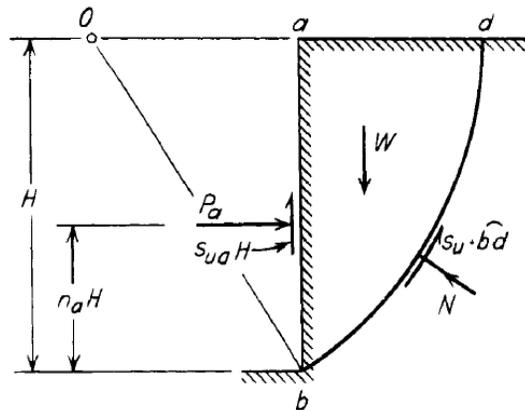


Figura IV.9 Segmento de círculo como superficie de falla para sistemas troquelados en suelos cohesionados saturados $\phi = 0^\circ$ (Terzaghi, 1948).

Los empujes en este tipo de muros troquelados dependen de diversos factores tales como: el tiempo transcurrido entre el corte y la colocación del troquel precargado o ancla tensada, la flexibilidad misma del muro adiciona deformaciones al comportamiento del suelo, las variaciones de los parámetros de resistencia y deformación del suelo a lo largo de la superficie de falla; por lo tanto la complejidad de los desplazamientos permitidos en el suelo induce una heterogeneidad del diagrama de empujes que significa una gran complicación para estimación teórica (Tamez, 2001).

La forma de determinar los empujes reales en este tipo de muros es mediante instrumentación en campo que permita obtener la carga que soportan los troqueles después de haber realizado la excavación. Terzaghi (1948) recopiló este tipo de trabajos en excavaciones realizadas en distintas ubicaciones, graficándolos y obteniendo de esta manera envolventes de presiones que engloban a todas las condiciones estudiadas. Estas envolventes para el diseño de excavaciones troqueladas y ancladas se conocen como envolvente de empujes aparentes.

IV.1.1.2. Envolvente de empujes aparentes de Terzaghi-Peck.

Envolvente de empujes aparentes en arenas.

De acuerdo con la información recopilada por Terzaghi (1948) durante la construcción del metro de Berlín, se realizó una excavación de hasta 12m de profundidad en arenas finas, uniformes y de compacidad compacta, en donde el nivel de aguas freáticas fue abatido por debajo del fondo de corte; recopilando la carga transmitida en los troqueles del sistema de sostenimiento, así como información similar de la construcción del metro de Múnich y Nueva York, Terzaghi obtuvo la envolvente de empujes aparentes en arenas, mostrada en la figura IV.10. El máximo valor de la presión activa P_A se define con la siguiente expresión.

$$P_A = 0.65k_a\gamma H$$

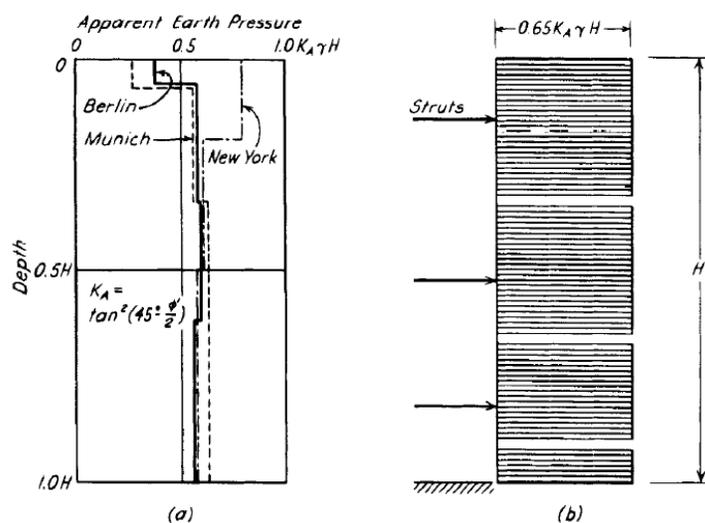


Figura IV.10 a) Empuje aparente del suelo en varios sitios recopilados por Terzaghi; b) Envolvente de empujes aparentes en arenas (Terzaghi, 1948).

Envolvente de empujes aparentes en arcillas.

Terzaghi (1948) recopiló las mediciones de la carga soportada por los troqueles en excavaciones realizadas en arcillas de consistencia blanda a media correspondientes a sitios como Chicago, Oslo, Japón, Inglaterra y México. En la mayoría de las mediciones realizadas, Terzaghi obtuvo un coeficiente de esfuerzos K_A que define la envolvente de empujes aparentes.

$$K_A = 1 - \frac{4c_u}{\gamma H}$$

Terzaghi comparó los empujes medidos in situ contra los teóricos obtenidos con el coeficiente K_A , demostrando la similitud con un rango de variación de $\pm 30\%$; en la mayoría de estos sitios existía un estrato resistente a algunos metros por debajo del fondo de excavación. No obstante, Terzaghi (1948) remarca las mediciones realizadas en Oslo y México en los cuales los empujes reales son mucho mayores a los teóricos calculadas, en ambos sitios los estratos de arcilla se extendían a una gran profundidad. Terzaghi correlacionó la magnitud del empuje de tierras con la falla de fondo mediante el llamado número de estabilidad N_o .

$$N_o = \frac{\gamma H}{c_u}$$

Para los sitios en donde el coeficiente K_A permite obtener una buena aproximación teórica de las mediciones reales, el factor de estabilidad fue menor a cuatro $N_o < 4$, mientras que para las mediciones realizadas en Oslo se obtuvo un factor de estabilidad de 6.3 a 8.50. Terzaghi (1948) concluyó que en sitios donde $N_o > 4$ comienzan a traslaparse las zonas de equilibrio plástico debido al mecanismo de falla de fondo y por empuje de tierras, induciendo un aumento en el volumen de la cuña de falla y por lo tanto, los empujes de tierras son mucho mayores a los estimados; para tomar en cuenta el efecto encontrado, Terzaghi incorporó un factor de reducción m al coeficiente de esfuerzos K_A , resultando en la siguiente expresión:

$$K_A = 1 - m \frac{4c_u}{\gamma H}$$

Donde: $m = 1$ si $N_o < 4$; $m = 0.4$ si $N_o > 4$.

En la figura IV.11 se muestra la envolvente de empujes aparentes en arcillas definido por Terzaghi (1948), donde el valor máximo de la presión activa P_A se define con la siguiente expresión.

$$P_A = K_A \gamma H$$

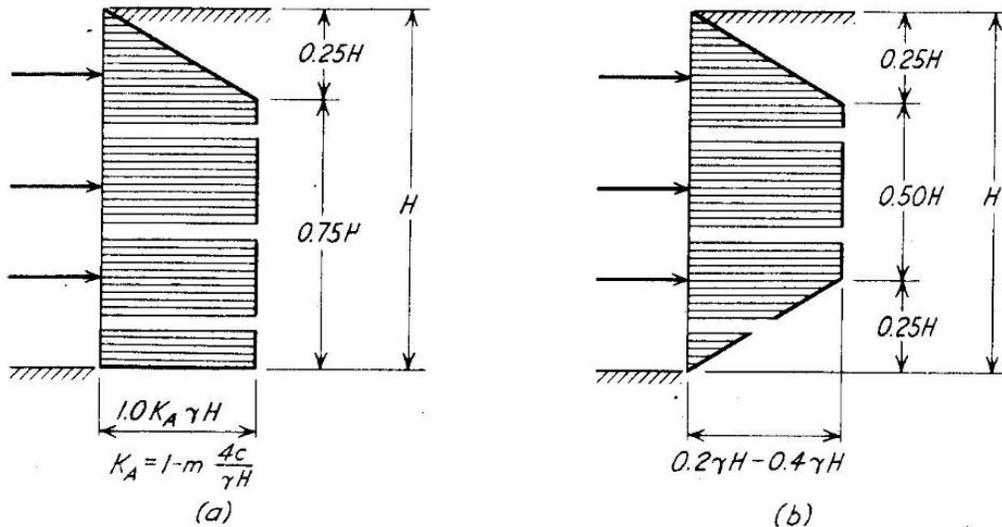
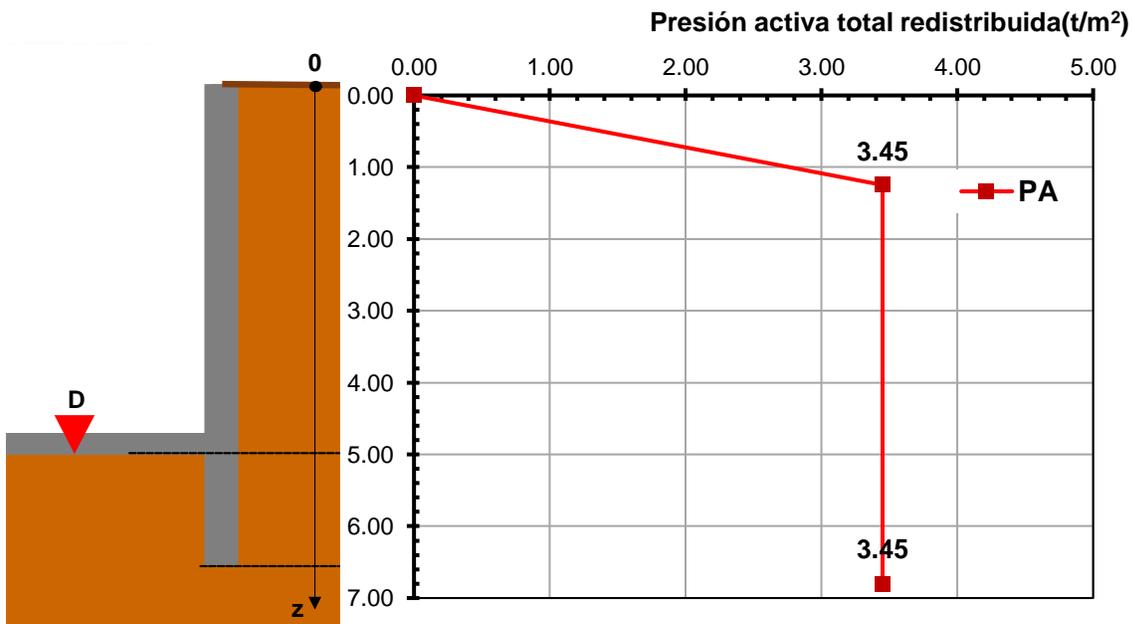


Figura IV.11 Envolvente de empujes aparentes en arcillas (Terzaghi, 1948). a) Arcillas de consistencia blanda a media; b) Arcillas de consistencia firme.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

El muro de contención se considera según lo calculado en la revisión de estado límite de falla por cortante basal (capítulo III.3.2.3), es decir, **una longitud de 6.80m**. En el anexo A se muestran los cálculos realizados y se resumen en la gráfica IV.1:



Gráfica IV.1 Diagrama de presión activa redistribuida con método de Terzaghi-Peck (1948).

IV.1.1.3. Diagramas de empujes por criterio de Zeevaert

El criterio de Zeevaert (1983), mostrado en la figura IV.12, involucra tres fases de cálculo que se comentan a continuación

1.- Calcular el diagrama de presiones activas efectivos con la teoría de Rankine en un estado previo a la excavación donde $k_a = \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)^2$ el cual, se identifica como la línea P_R .

$$P'_{AR} = \sigma'_v k_a + q_{cl} k_a - 2c\sqrt{k_a}$$

2.- Calcular el empuje efectivo activo teórico E'_{at} , sin la sobrecarga superficial q y en un estado previo a la excavación, mediante la solución de Rankine e incrementado un 10%.

$$E'_{at} = 1.10 \sum_{z=0}^{z=D} \left[-2c\sqrt{k_a} + k_a \sum_{z=0}^z (\sigma_v - u) \right] \Delta z$$

En el caso de una arcilla de consistencia blanda a media, Zeevaert utiliza las envolventes de empujes propuestos por Terzaghi y lo iguala a la presión aumentada de Rankine, es decir, el área trapezoidal del diagrama de empuje de tierras figura IV.11a, es igual al empuje activo:

$$E'_{at} = \frac{(D + 0.75D)}{2} P_d$$

Despejando, se obtiene la presión activa promedio redistribuida P_d cuando el sistema de estabilización es de una suficiente rigidez tal que limita las deformaciones laterales de las paredes en la excavación

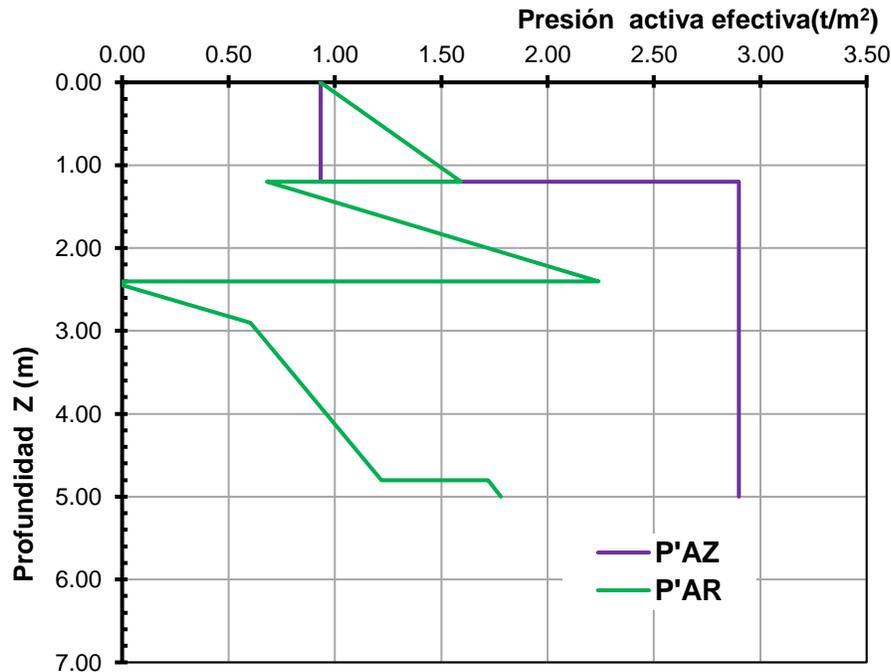
$$P_d = \frac{1.14E'_{at}}{D}$$

Posteriormente, se obtiene el diagrama de empujes distribuidos total efectivo de Zeevaert P'_{AZ} , como la suma del diagrama rectangular debido a la sobrecarga colindante (ancho $q_{cl}k_a$ y altura D), más el diagrama trapezoidal debido al empuje de los sólidos en el suelo (ancho P_d y altura D).

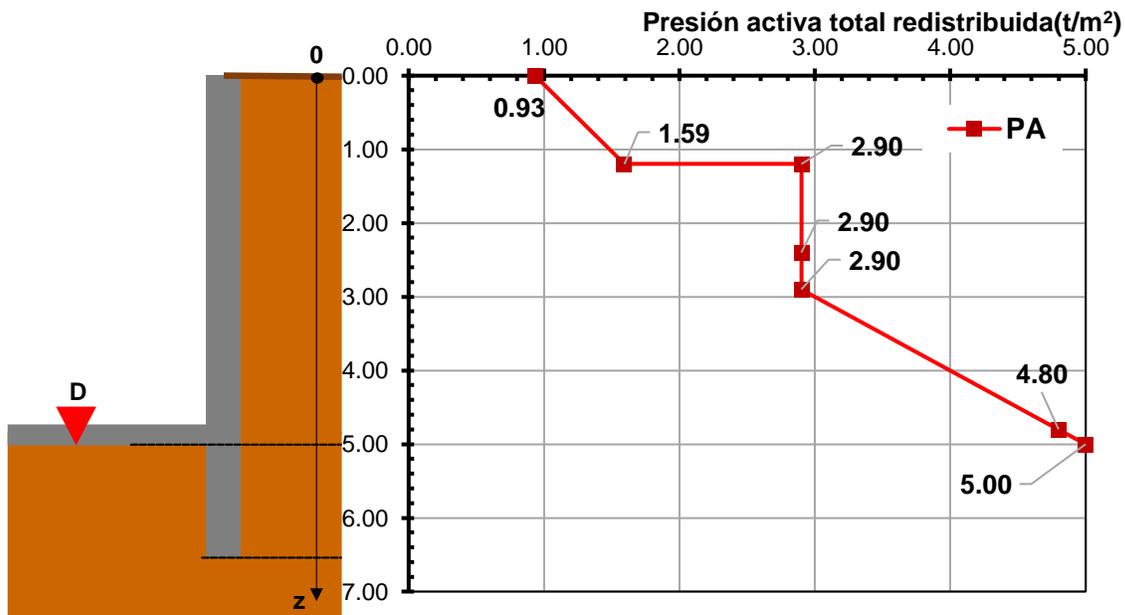
$$P'_{AZ} = P_d + q_{cl}k_a$$

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

El muro de contención se considera según lo calculado en la revisión de estado límite de falla por cortante basal (capítulo III.3.2.3), es decir, **una longitud de 6.80m**. En el anexo A se muestran los cálculos realizados y se resumen en las gráficas IV.2 y IV.3:



Gráfica IV.2 Diagramas de presión activa de Rankine y Zeevaert.



Gráfica IV.3 Diagrama de presión activa redistribuida con criterio de Zeevaert (1983).

IV.1.1.4. Diagramas de empujes por criterio de Tamez.

El criterio de Tamez (2001), mostrado en la figura IV.13, involucra dos fases de cálculo que se comenta a continuación.

1.- Calcular el diagrama de presiones activas totales con la teoría de Rankine en un estado previo a la excavación, donde $k_a = \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)^2$.

$$P_A = \sigma'_v k_a + q_{cl} k_a + u - 2c\sqrt{k_a}$$

Obtener el empuje teórico activo E_{at} expresado como:

$$E_{at} = \sum_{Z=0}^{z=H_t} \left[\sigma'_v k_a + q_{cl} k_a + u - 2c\sqrt{k_a} \right] \Delta z$$

2.- En el caso de una arcilla de consistencia blanda a media, Tamez utiliza las envolventes de empujes propuestos por Terzaghi y lo iguala al empuje activo de Rankine incrementado en un 28%, es decir, el área trapecial del diagrama de empuje de tierras es igual al empuje activo teórico incrementado:

$$1.28E_{at} = \frac{(H_t + 0.7H_t)}{2} P_{rm}$$

Despejando, se obtiene la presión activa redistribuida P_{rm} cuando el sistema de estabilización es de una suficiente rigidez tal que limita las deformaciones laterales de las paredes en la excavación. La geometría del diagrama de empuje de tierras es el mismo al propuesto por Terzaghi (1948).

$$P_{rm} = \frac{1.28E_{at}}{0.85H_t}$$

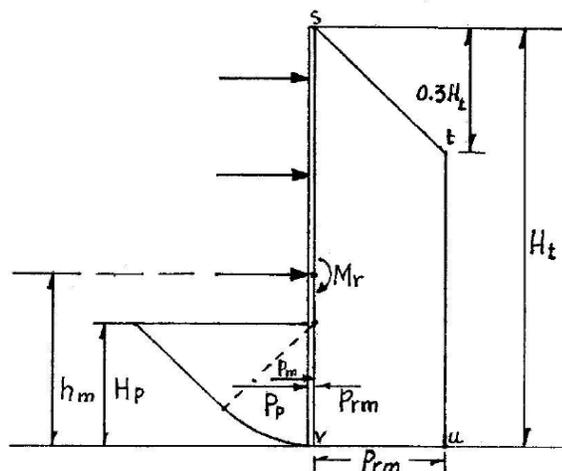
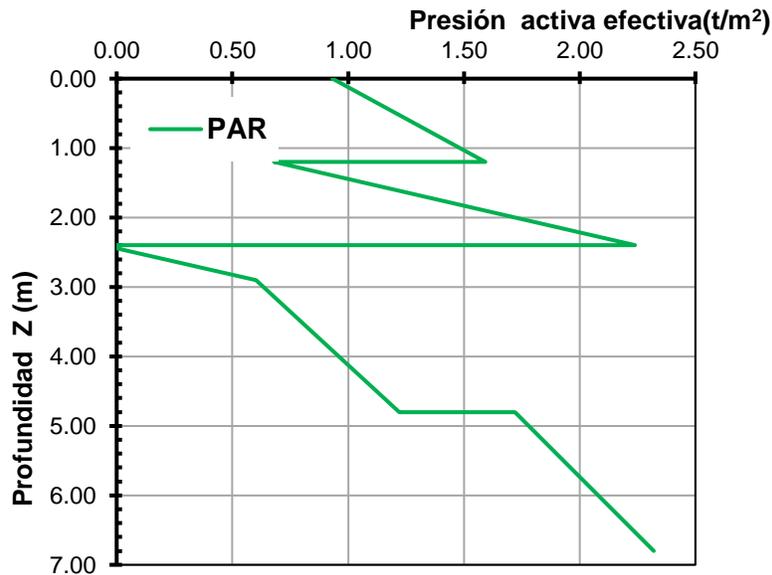


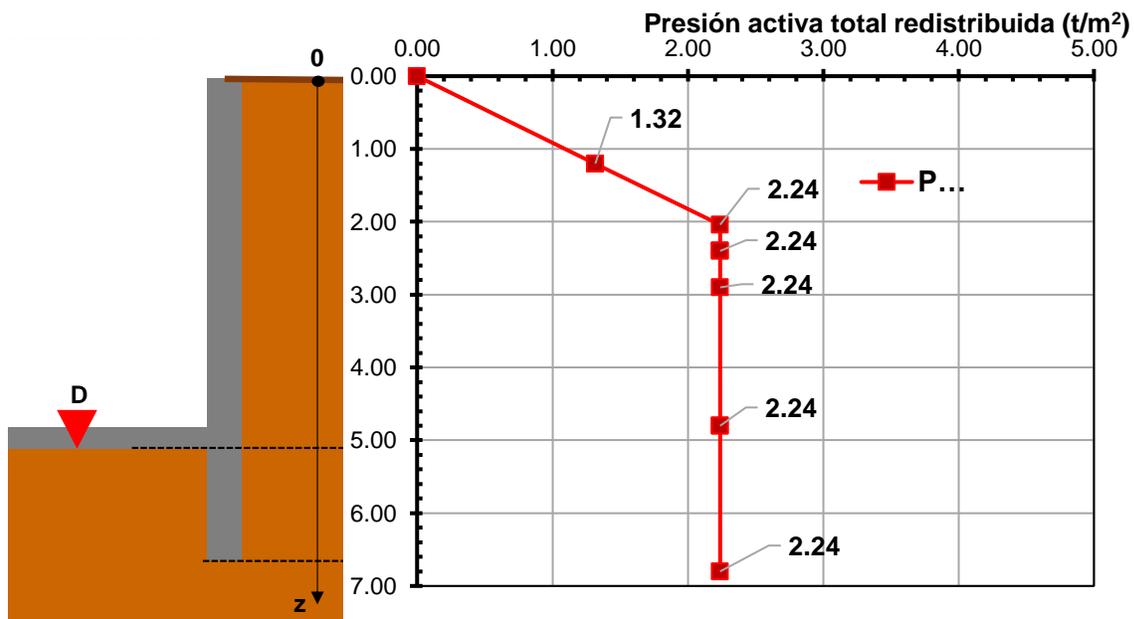
Figura IV.13 Empujes a corto plazo para muros troquelados y anclados en arcillas blandas, según Tamez (2001).

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

El muro de contención se considera según lo calculado en la revisión de estado límite de falla por cortante basal (capítulo III.3.2.3), es decir, **una longitud de 6.80m**. En el anexo A se muestran los cálculos realizados y se resumen en las gráficas IV.4 y IV.5:



Gráfica IV.4 Diagramas de presiones activas de Rankine.



Gráfica IV.5 Diagrama de presión activa redistribuida con criterio de Tamez (2001).

IV.1.2. Diagramas de empujes de tierra a largo plazo.

Tomando en consideración lo descrito en el capítulo 3.4.3 de las NTC-CIM (2017), a largo plazo el suelo recobra un estado de reposo, las presiones piezométricas abatidas durante la construcción se han recuperado, la sobrecarga ejercida por estructuras colindantes y considerando el incremento de presión dinámico debido sismo, las presiones horizontales a largo plazo se obtienen mediante la siguiente expresión.

$$P_0 = \sigma'_v k_0 + q_{cl} k_0 + \frac{a_0 W_{cuña}}{H_t} + u$$

Es decir, el diagrama de presiones es la suma de los siguientes efectos.

- 1.- La presión que ejerce la estructura sólida del suelo en condiciones de reposo $\sigma'_v k_0$.
- 2.- La acción de una sobrecarga colindante uniformemente repartida, multiplicada por el coeficiente de empuje de tierras en reposo $q_{cl} k_0$.
- 3.- La presión de poro intersticial u .
- 4.- Una fuerza sísmica en función del peso $W_{cuña}$ del suelo en una cuña potencial de falla (figura IV.9), multiplicado por la aceleración inicial del terreno a_0 , ver figura IV.14. Para fines de estimación, se considera una distribución uniforme con la profundidad.

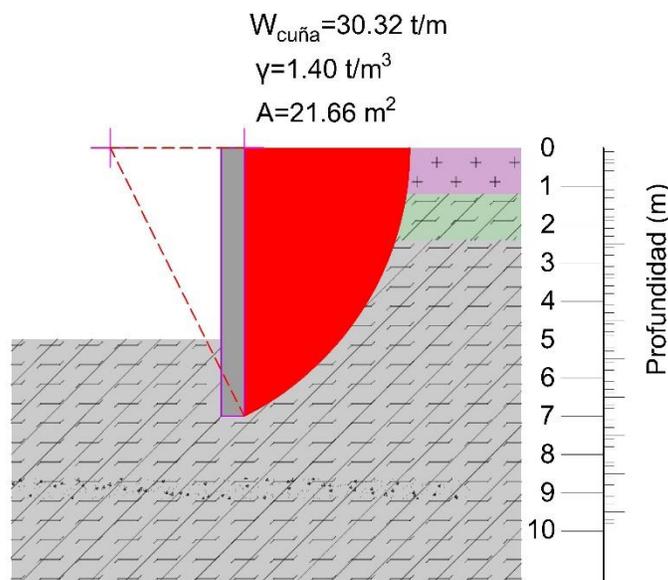
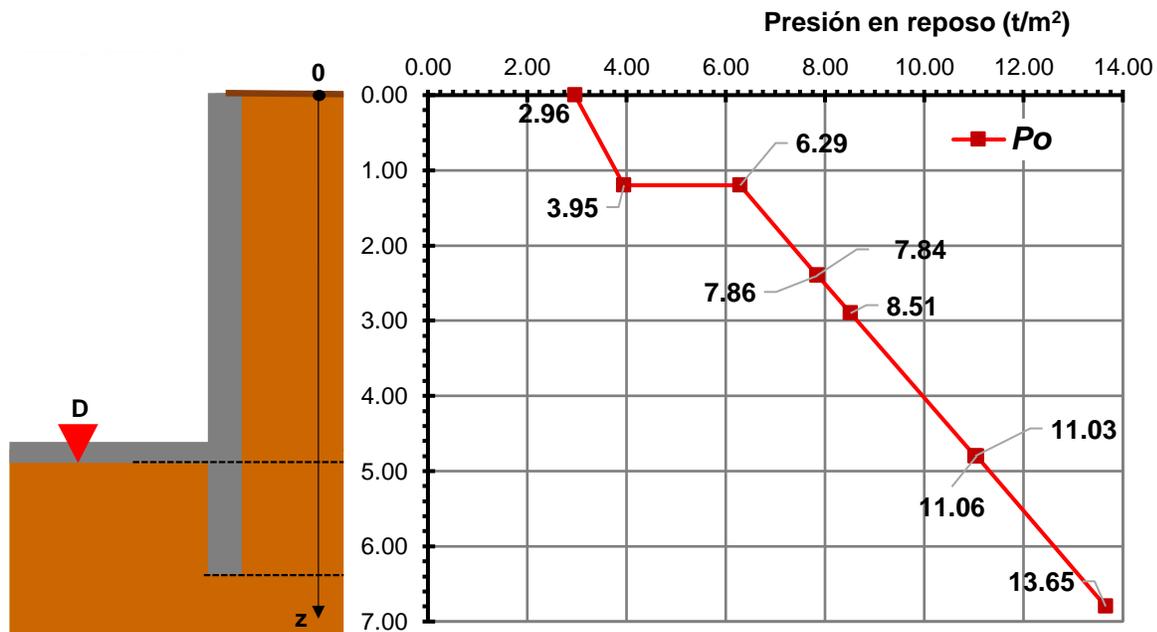


Figura IV.14 Cuña de suelo alojada dentro de superficie potencial de falla.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

El muro de contención se considera según lo calculado en la revisión de estado límite de falla por cortante basal (capítulo III.3.2.3), es decir, **una longitud de 6.80m**. En el anexo A se muestran los cálculos realizados cuyo resultado se muestra en la gráfica IV.6.:



Gráfica IV.6 Diagramas de empujes a largo plazo.

IV.2. Diseño de muro Milán.

Para el sistema de contención se proyecta un muro Milán temporal de 50cm de espesor, de concreto clase I $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, reforzado con varillas corrugadas de acero $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Se considera una longitud empotrada de la pata del muro de 1.80m, siendo la longitud total del muro de 6.80m. Considerando el tipo de suelo, los niveles de las losas del sótano y la restricción de la excavación final para reducir las expansiones de fondo de la excavación (capítulo III.4.2.1), se proyecta la limitación del desplazamiento del muro Milán mediante troqueles de acero en dos niveles: N_{TR1} : -1.80m, N_{TR2} : -3.20m (ver figura IV.15).

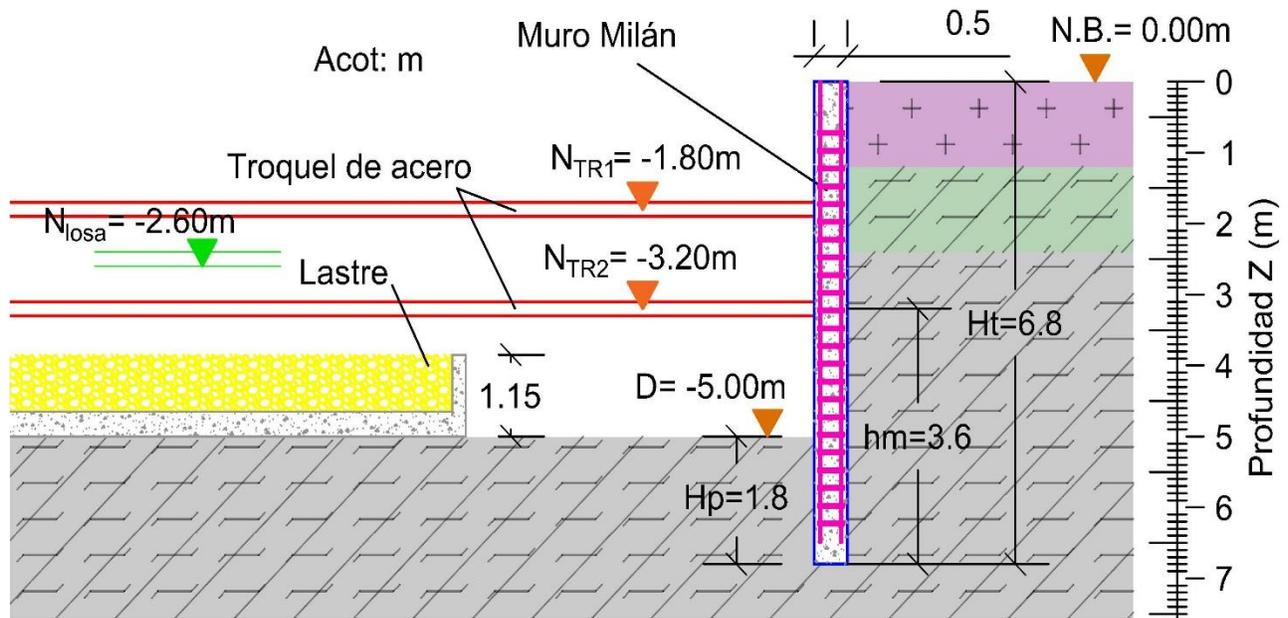


Figura IV.15 Sistema de contención de la excavación a base de un muro Milán troquelado.

Se considera que la almeja mecánica o hidráulica tiene una longitud de 2.40m con las mordazas abiertas (tomando como referencia las fichas técnicas disponibles de diferentes fabricantes) así mismo, tomando en cuenta las posiciones de excavación de un panel (figura IV.16) se comienza con el despiece de paneles de muro Milán. La figura IV.17 muestra el despiece de paneles con los machimbrados, así como la posición central de excavación de cada panel con la finalidad de evitar la desviación del equipo.

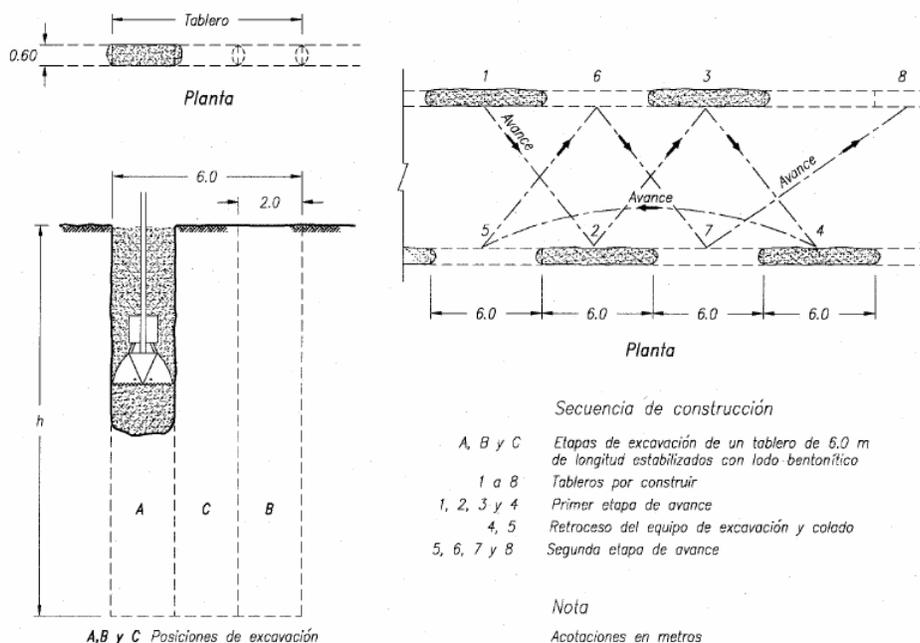


Figura IV.16 Muro Milán convencional con excavación por panel en tres posiciones, para evitar la desviación del equipo (Paniagua et al., 2002).

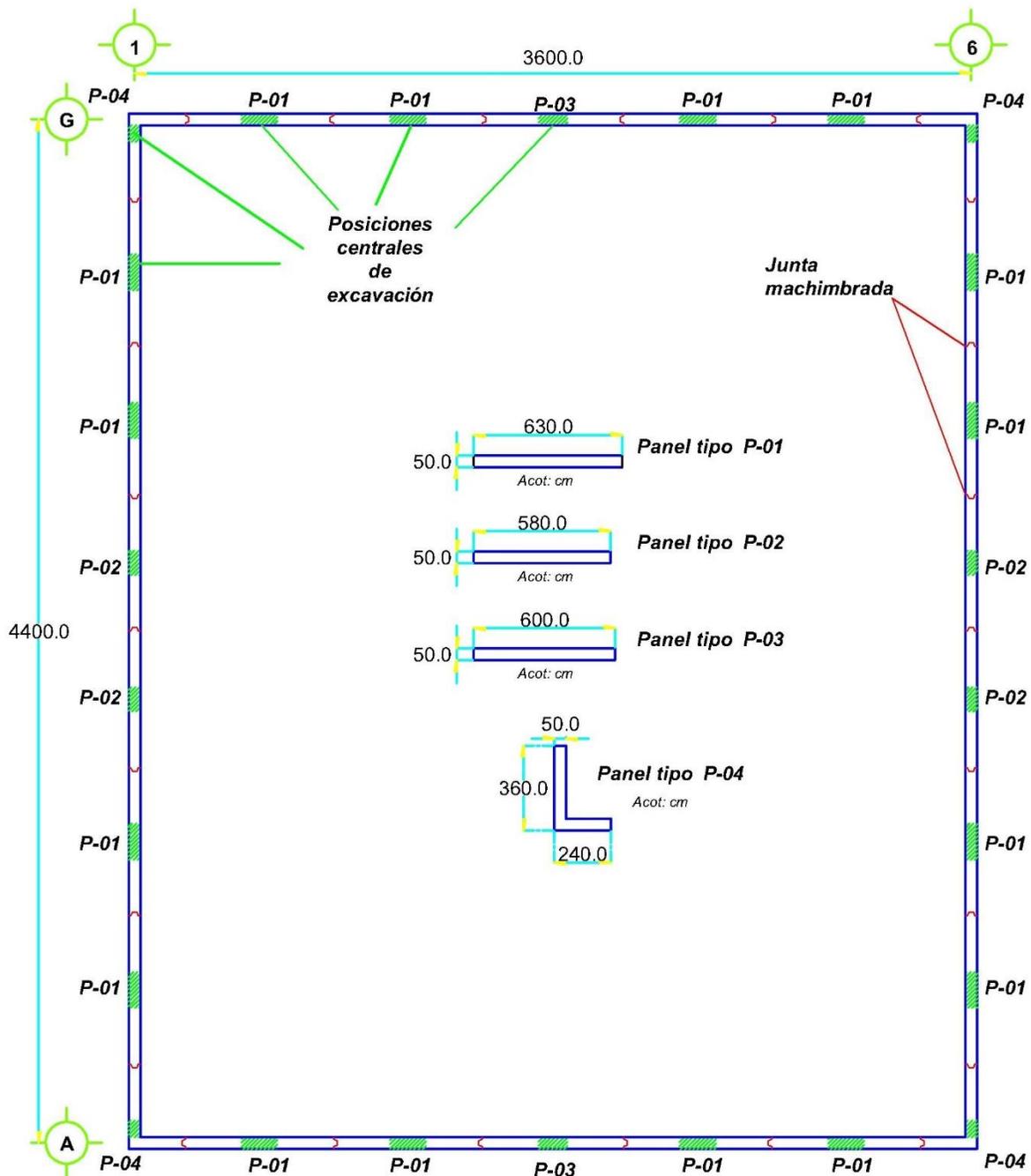


Figura IV.17 Posiciones centrales de excavación, despiece de paneles y juntas machimbradas.

Para fines estructurales, se consideran dos jaulas de armado por cada panel de muro, en la figura IV.18 se muestra la distribución en planta de los troqueles de forma que cada troquel evite ser colocado en la sección unión de paneles o sin armado de refuerzo, las características geométricas se muestran en la tabla IV.1. El arriostramiento de los troqueles se realizará con un perfil de acero estructural OR ubicado al centro de su longitud.

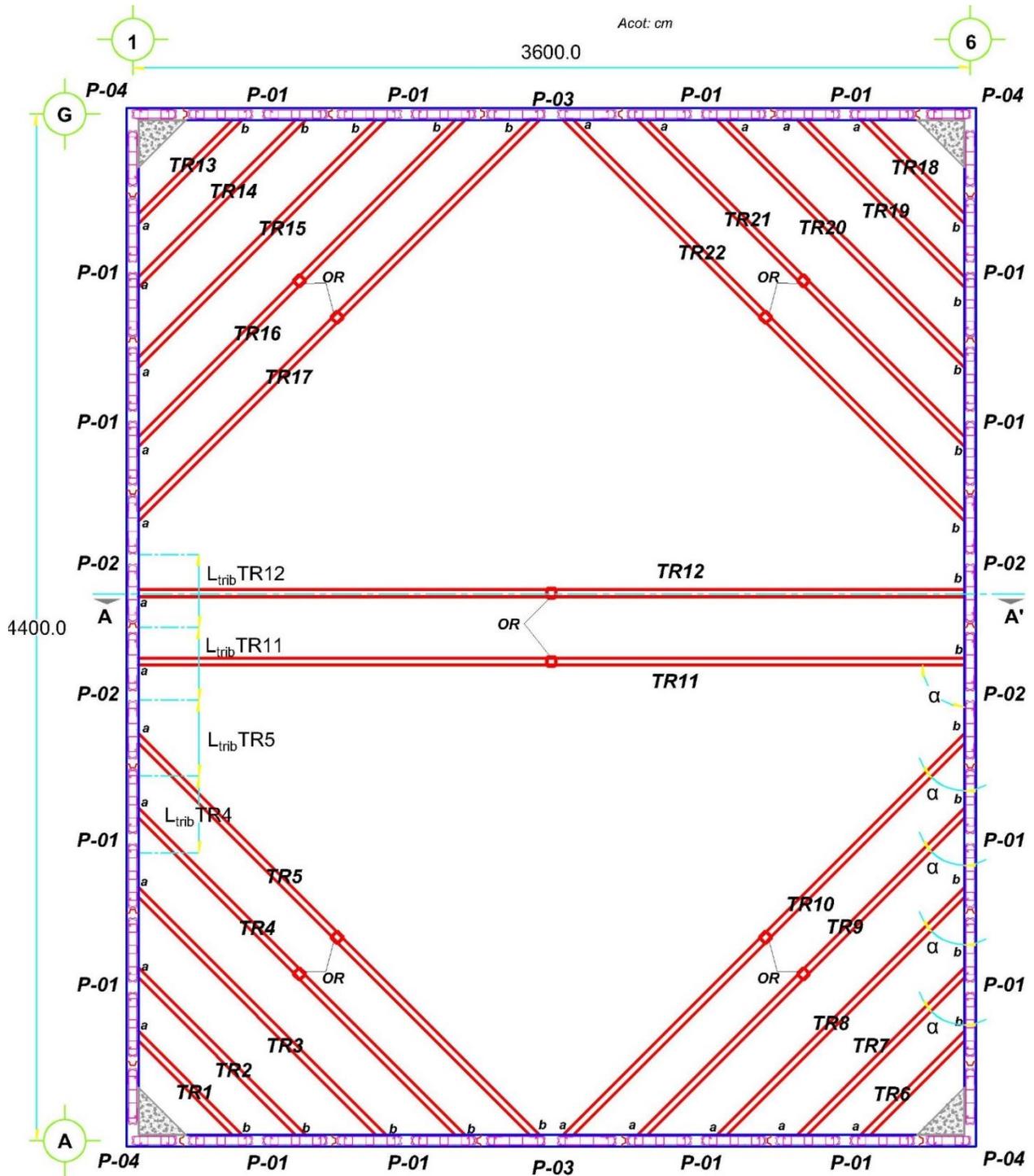


Figura IV.18 Distribución en planta de troqueles.

Tabla IV.1 Características geométricas de troqueles.

Troquel	L (m)	L arriestrada (m)	Extremo a		Extremo b	
			L _{trib} (m)	α (grados)	L _{trib} (m)	α (grados)
TR-1	5.90	5.90	3.42	45	3.42	45
TR-2	9.70	9.70	3.15	45	3.15	45
TR-3	14.52	14.52	3.38	45	3.38	45
TR-4	19.27	9.64	3.26	45	3.26	45
TR-5	23.73	11.86	3.21	45	2.30	45
TR-6	5.90	5.90	3.42	45	3.42	45
TR-7	9.70	9.70	3.15	45	3.15	45
TR-8	14.52	14.52	3.38	45	3.38	45
TR-9	19.27	9.64	3.26	45	3.26	45
TR-10	23.73	11.86	3.21	45	2.30	45
TR-11	35.00	17.50	3.08	90	3.08	90
TR-12	35.00	17.50	3.08	90	3.08	90
TR-13	5.90	5.90	3.42	45	3.42	45
TR-14	9.70	9.70	3.15	45	3.15	45
TR-15	14.52	14.52	3.38	45	3.38	45
TR-16	19.27	9.64	3.26	45	3.26	45
TR-17	23.73	11.86	3.21	45	2.30	45
TR-18	5.90	5.90	3.42	45	3.42	45
TR-19	9.70	9.70	3.15	45	3.15	45
TR-20	14.52	14.52	3.38	45	3.38	45
TR-21	19.27	9.64	3.26	45	3.26	45
TR-22	23.73	11.86	3.21	45	2.30	45

α medido entre el troquel y el muro Milán.

IV.2.1 Obtención de elementos mecánicos en muro Milán.

Para obtener en un metro lineal de análisis las fuerzas (normales al muro) en los troqueles F_p , se modelará el muro Milán como una viga, ubicando los apoyos en los respectivos niveles de troquelamiento, ver figura IV.19. Se usará como diagrama de fuerzas actuantes los obtenidos a corto plazo con el método de Terzaghi-Peck, debido a que resulto ser la condición media calculada de los métodos usados y a que se trata de un muro Milán que será usado en forma temporal para soportar los empujes del suelo

durante la excavación. El diagrama de momentos flexionantes y fuerzas cortantes actuantes en el muro se muestran en la figura IV.20 y IV.21.

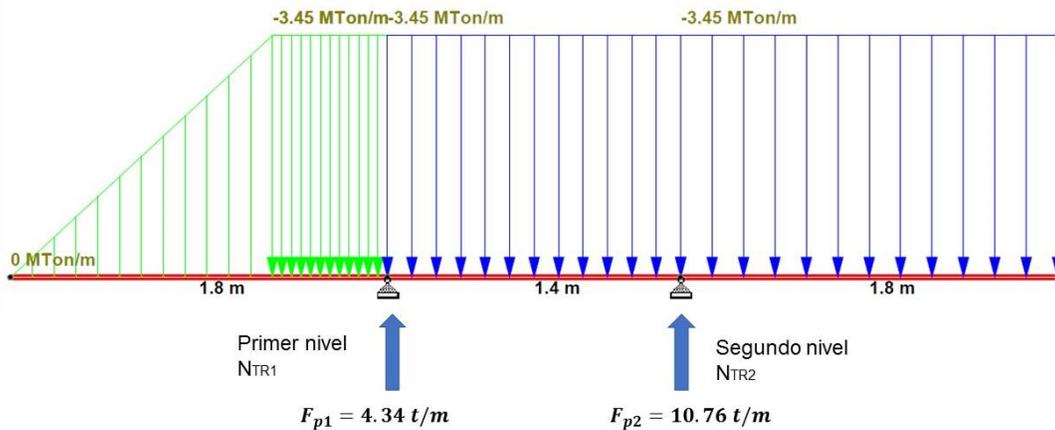


Figura IV.19 Análisis de muro Milán como viga y reacciones en los troqueles.

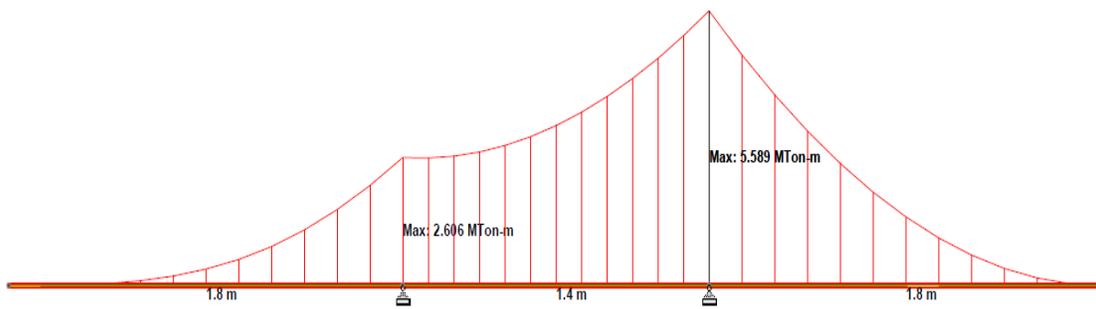


Figura IV.20 Diagrama de momentos actuantes en muro Milán.

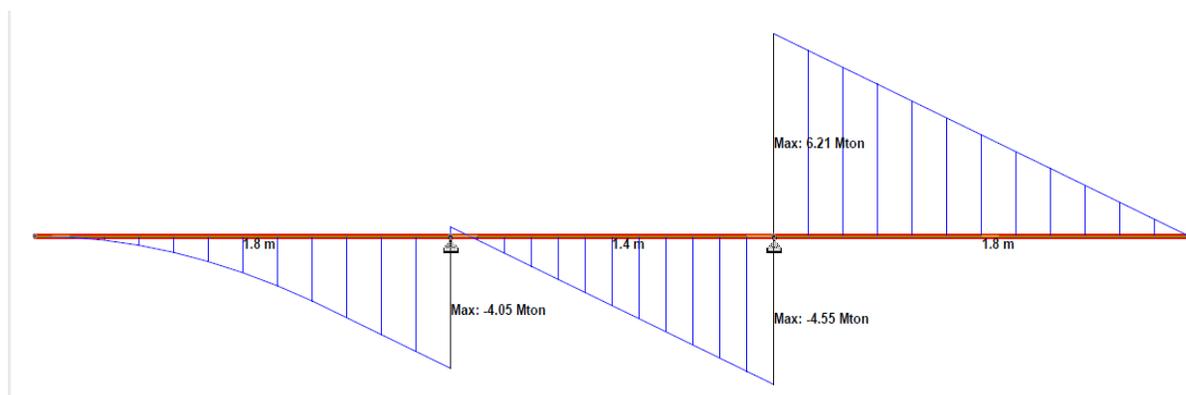


Figura IV.21 Diagrama de fuerzas cortantes actuantes en muro Milán

IV.2.2 Revisión estructural.

IV.2.2.1. Revisión a flexión.

El momento resistente a flexión del muro Milán se obtendrá aplicando las expresiones del capítulo 7.4.2.3, 5.1.3 y 5.1.4 de las normas técnicas complementarias para el diseño de estructuras de concreto (NTC-CON, 2017). El cálculo se realiza considerando el muro como una viga rectangular a flexión de 100cm de ancho y 50cm de peralte, así como un recubrimiento de 7.50cm.

La sección cumple con el estado límite de falla si el momento resistente es igual o mayor al momento último, es decir:

$$M_R > M_u$$

El momento último actuante se obtiene del diagrama de momentos mostrado en la figura IV.20, se considera analizar con la mayor longitud tributaria de los troqueles y aplicando un factor de carga $F_C = 1.10$, según lo indicado en el capítulo 5.1.3 de NTC-CIM (2017).

$$M_u = F_C M L_{trib}$$

El área de acero máximo necesaria para desarrollar la falla balanceada del acero y el concreto se obtiene como:

$$A_{s_{max}} = \left(\frac{f'_c}{f'_y} * \frac{6000\beta_1}{f'_y + 6000} \right) bd$$

El área de acero mínimo para desarrollarse la falla balanceada del acero y el concreto se obtiene como:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

La cuantía de acero se define:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

El momento resistente a flexión se calcula como:

$$M_R = F_R b d^2 f'' c q (1 - 0.50q)$$

Donde: F_R es el factor de reducción a flexión igual a 0.90, el resto de los términos de definen:

$$d = h - r$$

$$f'' c = 0.85 f' c$$

$$q = \frac{\rho f' y}{f'' c}$$

Adicionalmente, se considera los requerimientos mínimos indicados en la norma NF EN 1538 (2010): espacio mínimo libre entre varillas de 100mm, diámetro mínimo de $\frac{1}{2}$ ".

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

Considerando varillas #8 @ 30cm repartido en dos capas, en el anexo A se muestra la memoria de cálculo con las ecuaciones anteriores aplicadas, cuyos resultados son:

$$M_u = 21.07 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_R = 26.08 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_R > M_u$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite de falla por flexión del muro Milán.**

IV.2.2.2. Revisión a cortante.

El cortante resistente del muro Milán se obtendrá aplicando las expresiones del capítulo 7.4.2.4, 5.3.3.1.a y 5.3.3.1.b de las NTC-CON (2017), así mismo, lo indicado en el capítulo 7.5.4.1 de NF EN 1538 (2010).

La sección cumple con el estado límite de falla si el cortante resistente del concreto y del acero de refuerzo son igual o mayor al cortante último, es decir:

$$V_{CR} + V_{SR} > V_u$$

El cortante último actuante se obtiene del diagrama de cortantes mostrado en la figura IV.21, se considera analizar con la mayor longitud tributaria de los troqueles y aplicando un factor de carga $F_C = 1.10$, según lo indicado en el capítulo 5.1.3 de NTC-CIM (2017).

$$V_u = F_c V L_{trib}$$

Según la relación altura y longitud del muro $\frac{H_t}{L}$, en el capítulo 7.4.2.4 se indica que el cortante resistente del muro de concreto reforzado se calcula como:

Condición: si $\frac{H_t}{L} < 1.5$ $V_{CR} = 0.85 F_R t L \sqrt{f'c}$

Condición: si $\frac{H_t}{L} > 2$ Conforme a capítulo 5.3.3.1.a y 5.3.3.1.b

El cortante resistente del concreto, considerando la sección como un elemento ancho, se calcula como:

Condiciones:

$$\left. \begin{array}{l} \text{si } b > 4d \\ \text{si } \frac{M}{Vd} < 2 \\ \text{si } d < 60\text{cm} \end{array} \right\} V_{CR} = F_R 0.50bd \sqrt{f'c}$$

Según la relación claro a peralte $\frac{L}{h}$, en este caso se considera el claro del muro entre troqueles y como peralte el espesor del muro, el cortante resistente del concreto se calcula como:

Condición:

$$\text{si } \frac{L}{h} < 4 \left\} V_{CR} = F_R \left(3.50 - 2.50 \frac{M}{Vd} \right) 0.50bd \sqrt{f'c}$$

Condición:

Subcondición:

$$\text{si } \frac{L}{h} > 5 \left\{ \begin{array}{l} \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_R bd \sqrt{f'c} (0.20 + 20\rho) \\ \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = F_R 0.50bd \sqrt{f'c} \end{array} \right.$$

En cualquiera de las expresiones usadas, el factor de reducción F_R a cortante es igual a 0.75.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

En el anexo A se muestra la memoria de cálculo con las ecuaciones anteriores aplicadas, cuyos resultados son:

$$V_u = 23.36 t$$

$$V_{CR} = 25.20 t$$

$$V_{CR} > V_u$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite de falla por cortante del muro Milán, sin la necesidad de un refuerzo de acero por cortante.** Sin embargo, se revisará el refuerzo mínimo por temperatura y por cortante en muros.

III.2.2.2.1 Revisión de acero por temperatura.

El acero por temperatura para dimensiones mayores a 1.50m en elementos de concreto reforzado, se obtendrá aplicando las expresiones del capítulo 6.7 de las NTC-CON (2017). El acero de refuerzo mínimo por temperatura se considera como:

$$A_{S_{temp}} = \frac{660x_1}{f'y(x_1 + 100)} b$$

Para elementos en contacto con el terreno se aplica factor 1.50, si se coloca el concreto en forma neumática se aplica factor 1.5.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

Considerando grapas de **#5@25cm repartido en dos capas**, en el anexo A se muestra la memoria de cálculo, cuyos resultados son:

$$A_{S_{temp}} = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\#5@25cm}} = 7.96 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, **el armado cumple con el área de acero mínimo por temperatura.**

IV.2.2.2.2 Revisión de acero mínimo por cortante en muros.

La cuantía mínima por cortante en muros de concreto reforzado, en dirección paralela ρ_m y perpendicular ρ_n a la fuerza cortante, se obtendrá aplicando las expresiones del capítulo 7.4.2.4. de las NTC-CON (2017). Adicionalmente, se considera los

requerimientos mínimos indicados en NF EN 1538 (2010): espacio mínimo libre entre varillas de 200mm.

$$\rho_{m \min} = 0.0025$$

$$\rho_{n \min} = 0.0025$$

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

En el anexo A se muestra la memoria de cálculo con las ecuaciones anteriores aplicadas, cuyos resultados son:

Considerando el mismo armado propuesto por temperatura, es decir, grapas #5@25cm en dos capas, en forma paralela se considera 2 estribos #4@25cm.

$$As_{m \min} = As_{n \min} = 2.66 \text{ cm}^2$$

$$As_{\#5@25cm} = 3.98 \text{ cm}^2$$

$$As_{2E\#4@25cm} = 7.96 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, **el armado con grapas de 2#5@25cm y estribos 2#4@25cm cumplen con el mínimo necesario.**

III.2.2.3 Revisión a compresión de troqueles de acero.

La resistencia de los troqueles de acero sometidos a compresión se obtendrá aplicando las expresiones del capítulo 5.2.1 de las normas técnicas complementarias para el diseño de estructuras de acero (NTC-ACE, 2017). Para la revisión se considera usar perfiles estructurales A-36 y de sección OC.

La sección cumple con el estado límite de falla si la resistencia a compresión del perfil estructural es igual o mayor a la carga última de los troqueles, es decir:

$$R_c > F_{tu}$$

Aplicando un factor de carga $F_c = 1.10$, conforme a lo indicado en el capítulo 5.1.3 de NTC-CIM (2017), la carga última de los troqueles con ambos extremos apoyados sobre el muro Milán, se consideran como:

$$F_{tu} = F_c \sum \frac{(F_{pi})(L_{tribi})}{\text{seno}(\alpha_i)}$$

Inicialmente, según lo indicado en el capítulo 2.2.2 NTC-ACE (2017), debe revisarse que la relación de esbeltez para el perfil seleccionado sea menor a 200 para evitar el efecto del pandeo, es decir, $\frac{KL}{r} < 200$.

Para seleccionar el capítulo de revisión aplicable, deberá de revisarse si se clasifica como un perfil con elementos esbeltos o sin elementos esbeltos. Para dicha determinación, se compara la relación diámetro/espesor D/t con los valores máximos indicados en la tabla 3.2.1 de la norma NTC-ACE (2017).

La resistencia de diseño a compresión de perfiles sin elementos esbeltos y de sección circular, se calcula como:

$$R_c = F_R \chi f' y A$$

Donde: el factor de reducción es $F_R = 0.90$, A es el área de la sección transversal, χ es el factor de reducción por esbeltez y se considera como:

$$\chi = (1 + \lambda_c^{2n})^{-1/n}$$

Donde: $n = 1.40$ para secciones circulares laminadas en frío y de resistencia A-36, λ_c es el parámetro de esbeltez que se calcula como:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f' y}{F_e}}$$

Donde: F_e es el esfuerzo crítico de Euler calculado como:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

En el anexo A se muestra la memoria de cálculo con las ecuaciones anteriores aplicadas, cuyos resultados son:

Utilizando perfiles **OC 273mmX12.7mm** en el nivel N_{TR1} : **-1.80m** y usando perfiles **OC 356mmX12.7mm** en el nivel N_{TR2} : **-3.20m**, por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite de falla por compresión en troqueles de acero.**

IV.2.2.4 Conclusiones de diseño estructural.

Armado vertical por flexión:

El diseño del armado vertical por flexión del muro, es decir, el momento estructural resistente, tiene una influencia directa en las revisiones geotécnicas de falla de fondo por esfuerzos cortantes y por pateo (ver capítulo IV.2.3.1 y IV.2.3.2), cuyos resultados podrán concluir si la excavación requerirá ser seccionada por etapas o podrá excavarse en toda el área del cajón (ver capítulo IV.5). El refuerzo es mediante varillas #8 @ 30cm repartido en dos capas. La revisión crítica geotécnica, en este caso, es la falla de fondo por esfuerzos cortantes, donde $FS = 2.30 > 1.70$. Por lo tanto, **la excavación podrá realizarse sin dividirse en etapas de excavación.**

Armado horizontal por cortante y temperatura:

El refuerzo es mediante grapas 5@25cm en dos capas y 2 estribos #4@25cm.

Separación de armado dentro de panel:

Considerando lo indicado en el capítulo 7.5.5.2, 7.5.5.4 de NF EN 1538 (2010), la separación mínima entre armados será de 40cm y la separación de los armados con respecto a la posición de la junta es de al menos 20cm.

Continuidad estructural entre armados de un mismo panel y en la unión entre paneles:

Conforme a lo indicado en el capítulo 7.1.5 y 7.1.11 de NF EN 1538 (2010), el diseño debe tomar en cuenta la discontinuidad del refuerzo en la zona de juntas machimbradas y la zona entre jaulas de un mismo panel, por lo tanto **no considerará la continuidad del refuerzo entre las jaulas de armado y en la zona de juntas entre paneles.**

Revenimiento de concreto, tamaño máximo de agregado TAM y recubrimiento:

Considerando lo indicado en el capítulo 6.3.2.2, 6.3.6.3, 7.5.2.4, 7.7.2 de NF EN 1538 (2010), el tamaño máximo de agregado será $TAM = \frac{3}{4}'' < \frac{S_v}{4} = 3''$, donde S_v es el

espacio libre entre acero vertical de 30cm; así mismo, el revenimiento será de $20\text{cm} \pm 3\text{cm}$, el recubrimiento lateral será de 7.5cm, mientras que el recubrimiento con el fondo de la excavación será de 30cm.

Tubería tremie:

Según las especificaciones de la sección 6 de guide to tremie concrete for deep foundations (DFI y EFFC, 2018), se especifican colados con dos tuberías tremie simultáneas, con separación máxima de 2.50m y diámetro interno de al menos 15cm o 6TMA.

Nivel Terminado de Colado Muro Milán:

Preliminarmente, se considera que el desplante de la trabe de coronamiento (NTC) se encuentra a -0.50m, por lo que el nivel terminado de colado de muro Milán (NTCMM) es de -0.20m, es decir, en obra se deberá de verificar que al nivel de desplante de la trabe.

Troqueles de acero.

Para el nivel N_{TR1} : -1.80m de se requieren perfiles OC 273mmX12.7mm, mientras que para el nivel N_{TR2} : -3.20m de se requieren perfiles OC 356mmX12.7mm

Las figuras IV.22. IV.23, IV.24, IV.25, IV.26 y IV.27 muestran los detalles estructurales del muro Milán troquelado.

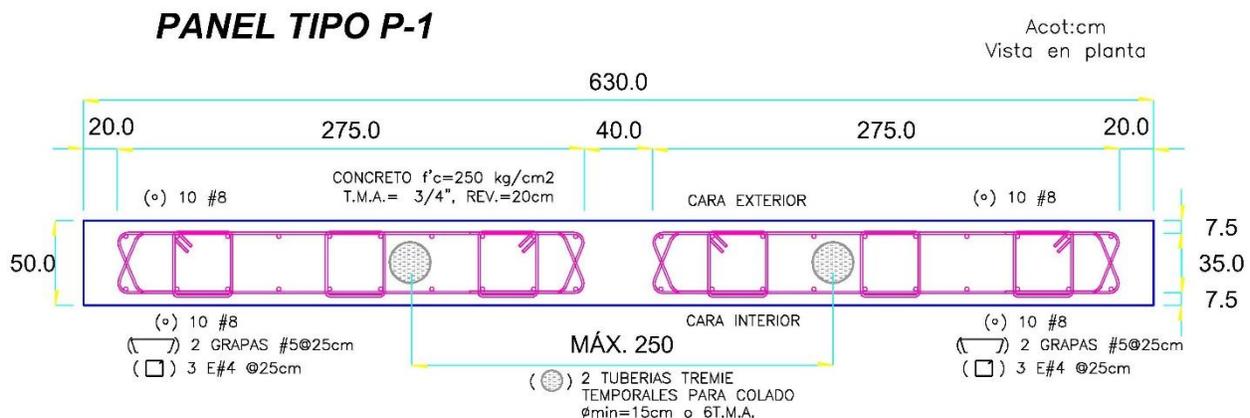


Figura IV.22 Detalle estructural de panel P-1.

PANEL TIPO P-2

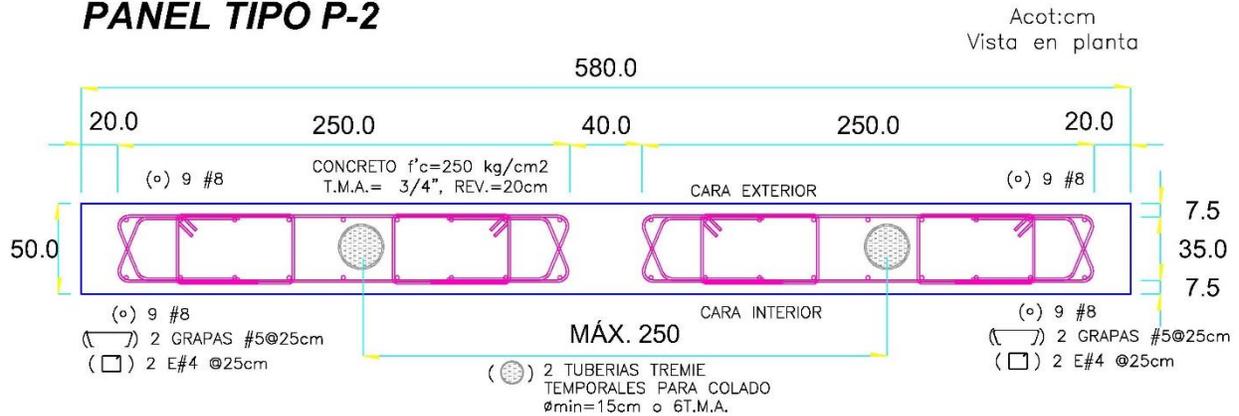


Figura IV.23 Detalle estructural de panel P-2.

PANEL TIPO P-3

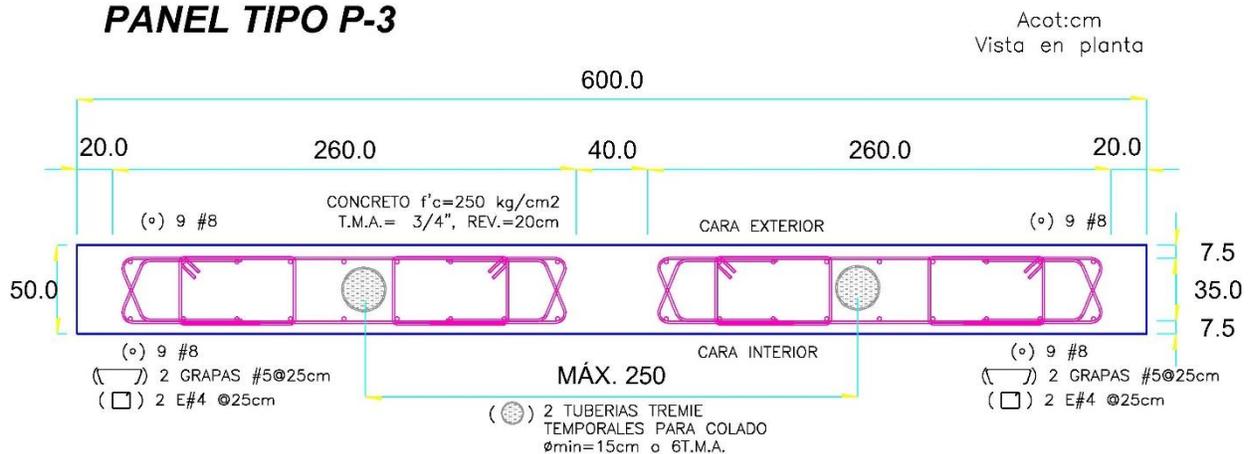


Figura IV.24 Detalle estructural de panel P-3.

PANEL TIPO P-4

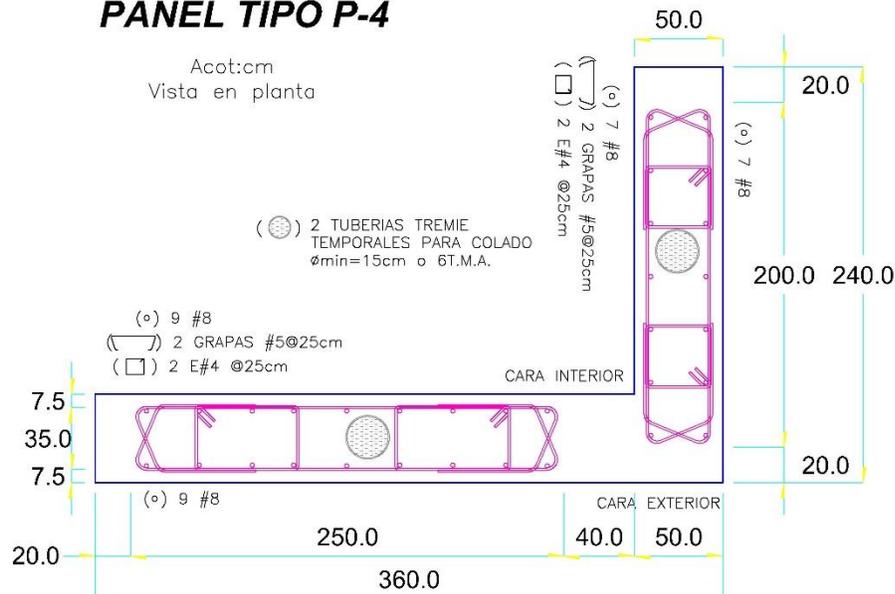


Figura IV.25 Detalle estructural de panel P-4.

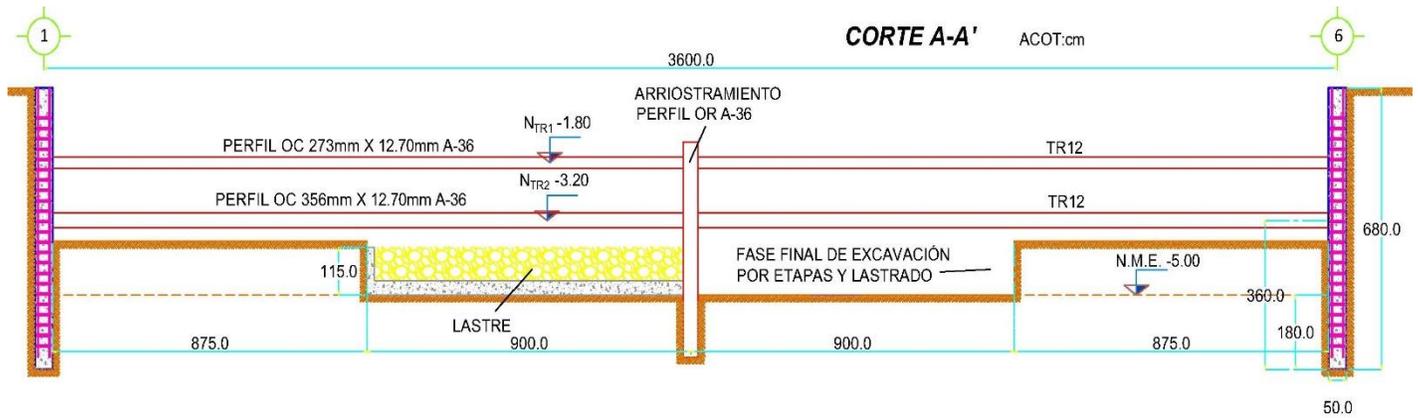


Figura IV.26 Corte A-A' donde se muestra el nivel de troqueles

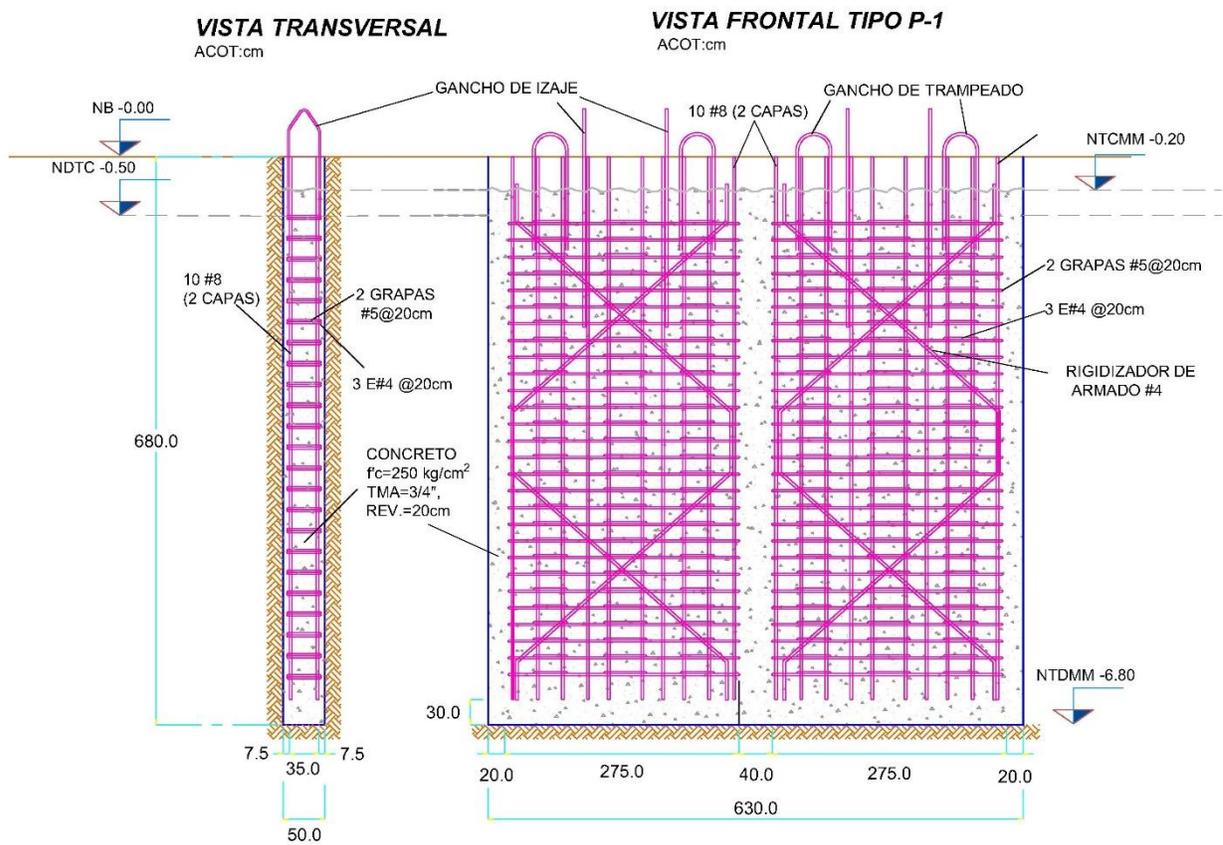


Figura IV.27 Corte transversal y vista frontal del detalle estructural de un panel de muro Milán.

IV.2.3 Revisión geotécnica.

IV.2.3.1 Falla de fondo por esfuerzos cortantes.

La falla de fondo por esfuerzos cortantes mostrada en la figura IV.28, según Zeevaert (1983), puede interpretarse como un problema de capacidad de carga o análisis de equilibrio límite si se conoce la superficie potencial de falla. Un prisma de suelo de ancho B alojado por detrás del área de corte funciona como una sobrecarga γH que actúa al nivel del fondo de la excavación, al cual, se le debe adicionar la sobrecarga q_{cl} asociada al peso de estructuras colindantes o del peso de la maquinaria. Por debajo de este prisma se desarrolla una cuña que tiende a penetrar el suelo, similar al que se manifiesta en el mecanismo de falla en cimentaciones, análogamente, a partir de esta cuña, se presenta una superficie potencial de falla en la forma de una espiral logarítmica que es tangente a un estrato de mayor resistencia. Según Tamez (2001), la falla se manifiesta como el levantamiento brusco del fondo acompañado del asentamiento superficial del suelo en la corona del talud y posteriormente el colapso estructural del sistema de retención.

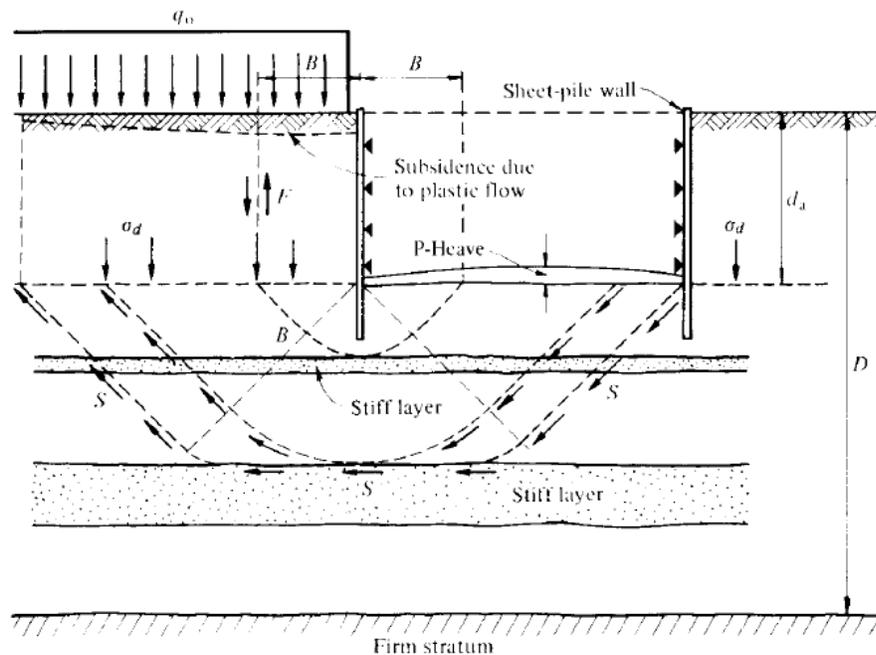


Figura IV.28 Falla de fondo en excavaciones por esfuerzos cortantes, superficie de falla tangencial a estratos de mayor resistencia (Zeevaert, 1983).

IV.2.3.1.1 Método de Tamez.

Tamez (2001) propone incluir el aumento de resistencia en el mecanismo de falla de fondo debido al sistema de contención. El mecanismo propuesto considera que el muro permanece empotrado e inmóvil, mientras que el prisma de suelo es quien desciende

respecto al muro, la sobrecarga generada por el prisma actúa al nivel del fondo de excavación, ver figura IV.29. La aportación de resistencia por punta en la pata del muro se desprecia debido al gran desplazamiento requerido para su movilización.

Al momento de presentarse un ligero desplazamiento del prisma del suelo, se genera una fuerza actuante descendente $-S_1$ en el contacto muro-suelo (desde la corona del muro hasta el fondo de excavación), la cual, debe ser soportada por las fuerzas de fricción que actúan en ambas paredes empotradas del muro $+S_2$; ante este mecanismo se genera una reacción resistente $+S_1$ que tiende a reducir el peso del prisma de suelo. En la figura IV.29a se muestra el diagrama de esfuerzos actuando en el muro en estado de equilibrio, se observa que el valor máximo de la fuerza $-S_1$ que puede desarrollarse es el menor de los siguientes valores:

$$S_1 = c_{u1}D$$

$$2S_2 = 2c_{u2}H_P$$

La longitud de empotramiento máxima para la cual se desarrolla una resistencia se presenta cuando $S_1 = 2S_2$. Un empotramiento mayor no generará, en teoría, un aumento de resistencia debido al estado de equilibrio que actúa en el muro.

$$H_{P\max} = \frac{c_{u1}D}{2c_{u2}}$$

La presión media ascendente P_{s1} que contribuye a reducir la sobrecarga del prisma y las cargas superficiales se expresa como $P_{s1} = \frac{S_1}{B}$, es decir:

$$P_{s1} = \frac{2c_{u2}H_P}{B}$$

La precarga de los troqueles provoca un desplazamiento del muro contra el suelo del respaldo, induciendo una presión media uniforme P_{em} que actúa en la misma dirección que la presión pasiva en la pata del muro. Dicho incremento de presión debe ser soportado por el momento resistente estructural del muro M_R para aplicarse contra el suelo del respaldo. Tomando momentos respecto al último nivel de troquelamiento, igualando ambos momentos en el equilibrio límite y despejando:

$$P_{em} = 2 \frac{M_R}{(h_m)^2}$$

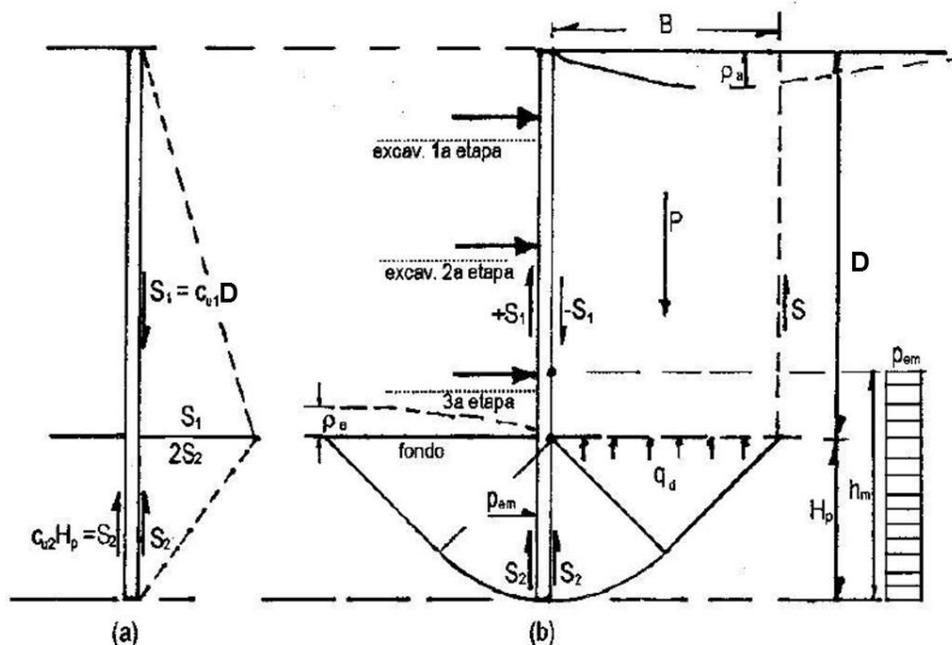


Figura IV.29 Mecanismo de falla de fondo por esfuerzos cortantes en excavación troquelada o anclada, según Tamez. Modificado de Tamez (2001).

La falla de fondo se obtiene considerando las aportaciones a resistencia de P_{em} y P_{s1} , así como los factores de profundidad y de forma definidos por Skempton (1951):

$$F_S = \frac{5.14c_{u2} \left(1 + 0.20 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.20 \frac{D}{B}\right) + 2c_{u2} \frac{H_p}{B} + 2 \frac{M_R}{(h_m)^2}}{\gamma D + q_{cl}}$$

Donde: H_p es la longitud de la pata del muro, M_R es el momento estructural resistente del muro, c_{u2} es la cohesión del suelo donde se empotra la pata del muro.

El factor de seguridad deberá de ser mayor o igual a 1.70 (Tamez et. al., 1987).

Resumen de resultados.

En el anexo A se muestra la memoria de cálculo con las ecuaciones anteriores aplicadas, considerando la etapa final de excavación en donde el área completa queda expuesta:

$$F_S = 2.30 > 1.70$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite falla de fondo por esfuerzos cortantes** y la excavación podrá realizarse sin dividirse en etapas generales.

IV.2.3.1.2 Método de Deméneghi y Puebla.

En la figura IV.30 se muestra un procedimiento simplificado para el análisis de la falla de fondo por esfuerzos cortantes en suelos cohesivos según Deméneghi y Puebla (2014). Este mecanismo considera que tanto el prisma de suelo como el muro o tablestaca descienden simultáneamente en el momento de la falla, por lo tanto, la sobrecarga que genera el conjunto prisma-muro se considera que actúa al nivel de desplante del muro. Adicionalmente, Deméneghi y Puebla incorporan el efecto de la resistencia por fricción y adherencia que se desarrolla en las caras laterales del corte (I y I'), así como la aportación de resistencia en las paredes laterales del mecanismo de falla por debajo del fondo de excavación (caras CEF, CER y CFG).

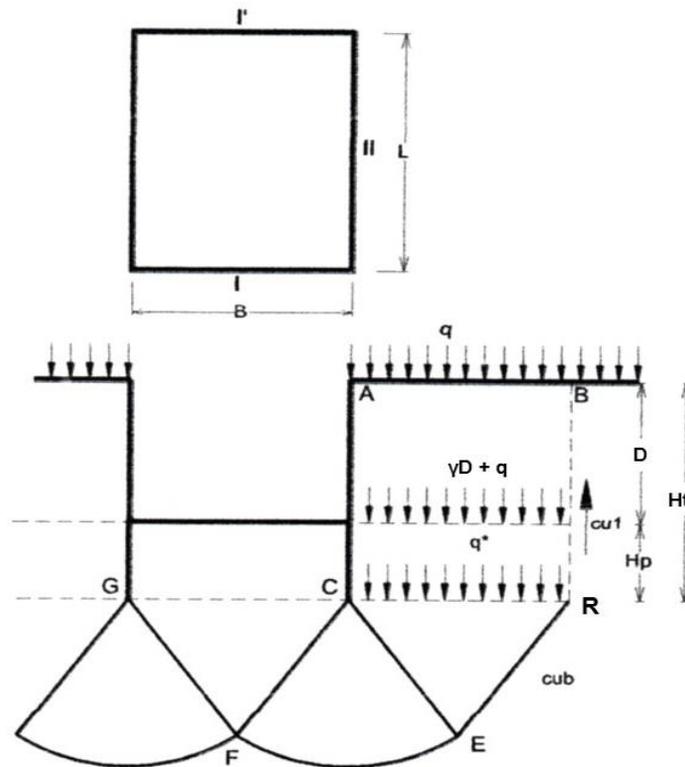


Figura IV.30 Mecanismo de falla de fondo por esfuerzos cortantes en excavación ademadas, según Demeneghi y Puebla. Modificado de Deméneghi y Puebla (2014).

La falla de fondo por esfuerzos cortantes se define como:

$$F_S = \frac{5.14c_{ub} \left(1 + 0.24 \frac{B}{L}\right) + c_{u1} \left(\frac{H_t + \alpha H_p}{B} + \frac{2H_t}{L}\right)}{\gamma D + q_{cl}}$$

Donde: c_{ub} es la cohesión no drenada del suelo por debajo del desplante del muro, c_{u1} es la cohesión no drenada del suelo desde la superficie del terreno hasta el desplante del muro, α es el factor de adherencia.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

En el anexo A se muestra la memoria de cálculo con la ecuación anterior aplicada, considerando la etapa final de excavación en donde el área completa queda expuesta:

$$F_S = 2.01 > 1.70$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite falla de fondo por esfuerzos cortantes** y la excavación podrá realizarse sin dividirse en etapas generales.

IV.2.3.2 Falla por pateo.

IV.2.3.2.1 Criterio de Zeevaert.

Según Zeevaert (1983), el mecanismo de la falla por pateo (figura IV.31) implica comparar el empuje pasivo que es movilizado en el momento de la falla E_p^* con respecto al empuje pasivo que puede desarrollarse al momento de movilización de resistencia en toda la superficie de falla E_p .

$$F_S = \frac{E_p}{E_p^*}$$

Cabe mencionar, que esta revisión de falla por pateo es en términos de comparación de fuerzas.

La presión pasiva que puede desarrollarse en el momento en que se movilice la resistencia al esfuerzo cortante en toda la longitud de la superficie crítica de falla, puede considerarse como un submecanismo de falla por capacidad de carga debido a Prandtl (Tamez, 2001). La presión pasiva puede considerarse como:

$$P_p = 3.57c_u + 0.50\gamma H_p$$

El empuje pasivo en consecuencia se considera como:

$$E_p = (3.57c_u + 0.50\gamma H_p)H_p$$

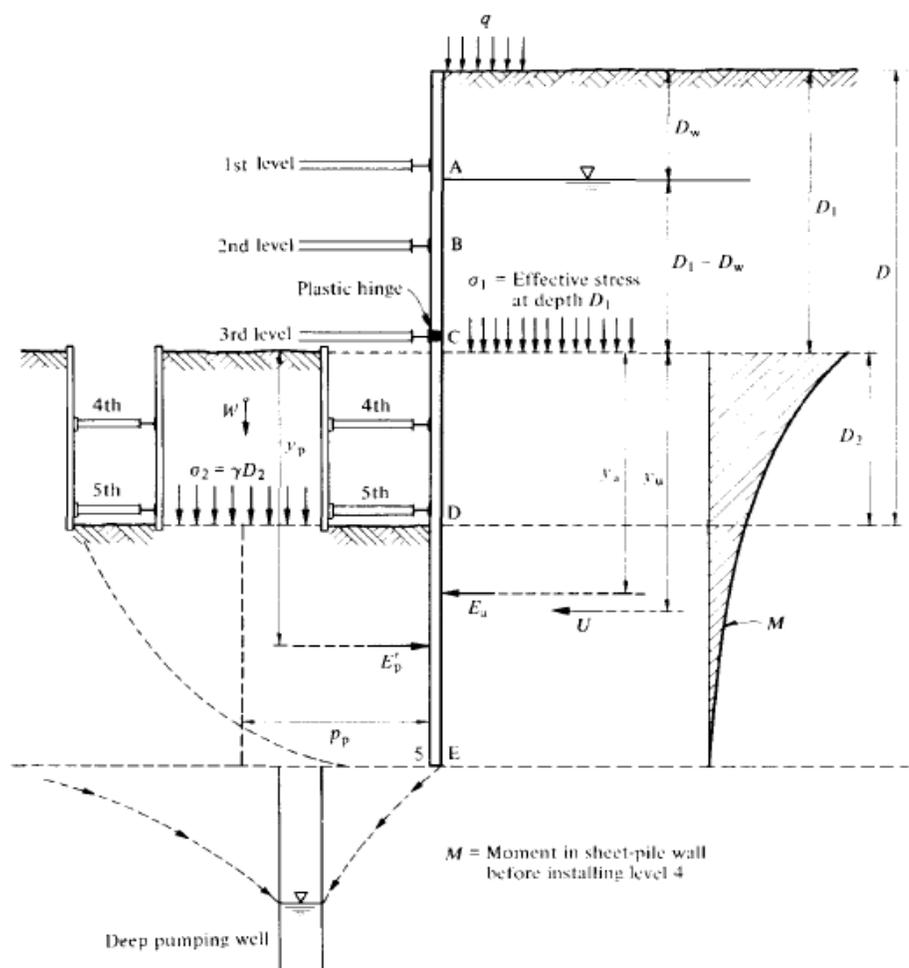


Figura IV.31 Mecanismo de falla por pateo, según el criterio de Zeevaert (1983).

Por otro lado, el empuje pasivo que es movilizado en el momento de la falla E_p^* , se obtiene realizando un equilibrio de momentos alrededor del punto C. Los momentos actuantes que tienden a producir la falla son debidos al empuje activo efectivo redistribuido de diseño E'_A y a la presión de poro u asociados al tramo $z = C$ y $z = E$; los brazos de palanca de estas fuerzas son respectivamente y'_A y y_u . Ahora bien, los momentos resistentes que se oponen a la falla se deben al momento resistente estructural del muro M_R y el empuje pasivo movilizado E_p^* que reacciona al giro de la pata del muro en el tramo $z = D$ y $z = E$; el brazo de palanca de este empuje pasivo es y_p . Por equilibrio:

$$E_p^* y_p + M_R = E'_A y'_A + u y_u$$

Por lo tanto, el empuje pasivo movilizado al momento de la falla se considera como:

$$E_p^* = \frac{E'_{Ay}'_A + uy_u - M_R}{y_P}$$

El factor de seguridad deberá de ser mayor o igual a 1.30 (Tamez et. al., 1987).

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

En el anexo A se muestra la memoria de cálculo con las ecuaciones anteriores aplicadas, considerando la etapa final de excavación en donde el área completa queda expuesta:

$$F_S = 2.29 > 1.30$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite de falla por pateo.**

IV.2.3.2.1 Criterio de Tamez.

El mecanismo de la falla por pateo mostrado en la figura IV.32, según Tamez (2001), implica comparar la presión activa redistribuida P_{rm} con respecto a la presión pasiva P_p que se desarrolla en la pata del muro como reacción al giro de la pata, aunado al incremento de presión inducido por la precarga de los troqueles P_{em} .

$$F_S = \frac{P_p + P_{em}}{P_{rm}}$$

Cabe mencionar, que esta revisión de falla por pateo es en términos de comparación de presiones.

La presión pasiva que puede desarrollarse en el momento en que se movilice la resistencia al esfuerzo cortante en toda la longitud de la superficie crítica de falla, puede considerarse como un submecanismo de falla por capacidad de carga debido a Prandtl (Tamez, 2001). La presión pasiva puede considerarse como:

$$P_p = 3.57c_u + 0.50\gamma H_p$$

$$P_{em} = 2 \frac{M_r}{(h_m)^2}$$

El factor de seguridad deberá de ser mayor o igual a 1.30 (Tamez et. al., 1987).

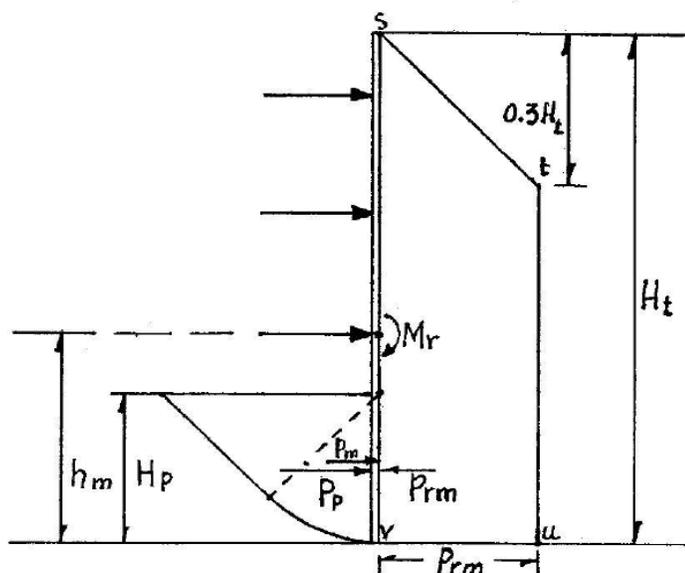


Figura IV.32 Mecanismo de falla por pateo por el criterio de Tamez (2001).

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

En el anexo A se muestra la memoria de cálculo con las ecuaciones anteriores aplicadas, considerando la etapa final de excavación en donde el área completa queda expuesta:

$$F_S = 3.26 > 1.70$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite de falla por pateo.**

IV.3 Falla de fondo por subpresión.

En caso de realizar un corte en un estrato impermeable con presencia del nivel de aguas freáticas por encima del fondo de excavación, además, en presencia de un estrato permeable que subyace al estrato impermeable, puede presentarse una falla del fondo de excavación debido a la subpresión que genera el agua a través del estrato permeable. La falla se manifiesta como una fractura de la masa de suelo e ingreso de agua a la excavación, ver figura IV.33. Para evitar la falla de fondo, el peso total del suelo entre el fondo de la excavación hasta el estrato permeable deberá de ser mayor a la fuerza por subpresión ascendente, ver figura IV.34. La falla de fondo por subpresión se realizará mediante lo establecido en el capítulo 5.1.2 de NTC-CIM (2017):

$$h_i > \left(\frac{\gamma_w}{\gamma}\right) h_w$$

Donde: γ y h_i son respectivamente el peso volumétrico promedio del suelo y el espesor del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable, γ_w es el peso volumétrico del agua, h_w es la altura piezométrica a la profundidad del estrato permeable.

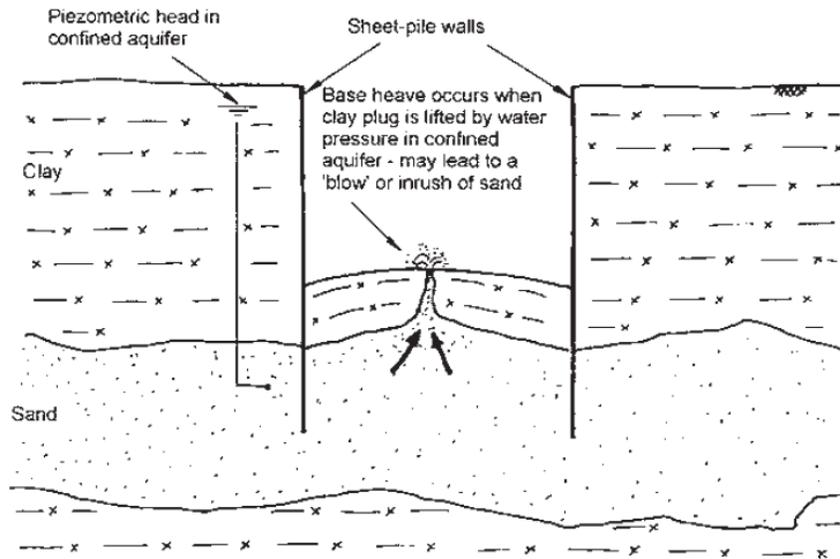


Figura IV.33 Manifestación de la falla de fondo por subpresión (Cashman & Preene, 2002).

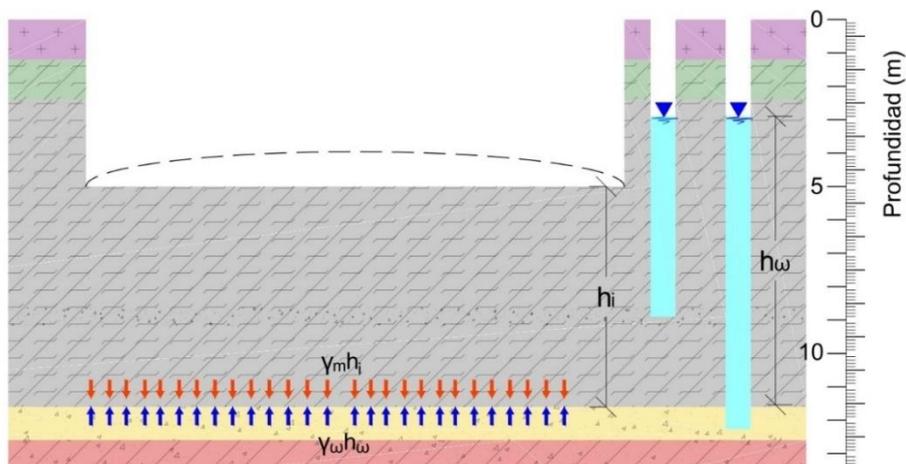


Figura IV.34 Identificación de variables para falla de fondo por subpresión.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados sin sistema de bombeo:

La revisión de falla de fondo por subpresión se realiza considerando los tres niveles de excavación necesarios debido al sistema de troquelamiento, es decir, 50cm por debajo del troquel (ver capítulo IV.5); adicionalmente, la revisión se realiza para las unidades geotécnicas permeables UG05 y UG07. En la tabla IV.2 se muestra el resumen de los cálculos realizados.

Tabla IV.2 Revisión de falla de fondo por subpresión.

Fase	NME	NAF	UE	Z	γ	$\gamma\omega$	h_i	h_w	$(\gamma\omega/\gamma)h_w$	Revisión ELF
	m	m		m	t/m ³	t/m ³	m	m	m	
1	2.30	2.90	5	8.80	1.309	1.00	6.50	5.90	4.51	Cumple
1	2.30	2.90	7	11.60	1.310	1.00	9.30	8.70	6.64	Cumple
2	3.70	2.90	5	8.80	1.305	1.00	5.10	5.90	4.52	Cumple
2	3.70	2.90	7	11.60	1.308	1.00	7.90	8.70	6.65	Cumple
3	5.00	2.90	5	8.80	1.300	1.00	3.80	5.90	4.54	No cumple
3	5.00	2.90	7	11.60	1.305	1.00	6.60	8.70	6.67	No cumple

IV.3.1 Propuesta de solución

Para mitigar el efecto negativo de la falla de fondo por subpresión puede recurrirse a un sistema de bombeo con puntas ejectoras (figura IV.35a), o mediante pozos de alivio combinado con bombeo de achique que permitan el drenaje gradual (figura IV.35b). En ambos casos, el objetivo principal es *la reducción de las presiones piezométricas en los estratos drenantes*, sin embargo, la reducción de la presión piezométrica genera un ligero aumento en el esfuerzo efectivo del suelo mitigando la expansión del fondo.

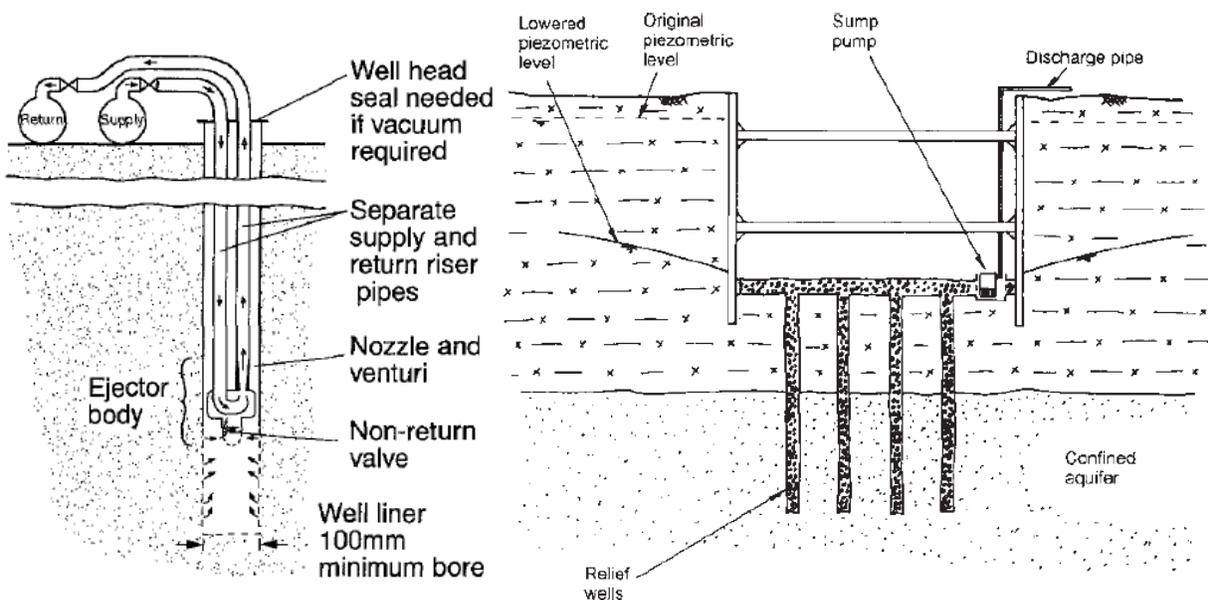


Figura IV.35 a) Sistema de bombeo mediante puntas ejectoras para suelos de baja permeabilidad (Preene, Roberts, Powrie, & Dyer, 2000), b) Pozos de alivio combinado con bombeo de achique dentro de la excavación (Cashman & Preene, 2002).

En este caso, considerando que se excavará por etapas colocando un lastre, se prefiere el uso del sistema de bombeo para permitir una superficie de trabajo sin filtraciones desde el fondo como se generaría con los pozos de alivio.

Una vez que se inicie la tercera fase de excavación, donde se procede por etapas y lastrado, se requiere de un sistema de bombeo para abatir la presión piezométrica en la unidad geotécnica 5, el cual, se perforará hasta una profundidad de 9.0m. En el caso de la unidad 7, se calculó una diferencia de 0.07m para el cumplimiento de la revisión, ésta podrá ser resulta si en el cálculo se incluye el efecto de la resistencia que se desarrolla en las paredes del prisma de suelo desde la pata del muro hasta la profundidad del estrato permeable, tal como lo sugiere Tamez et al. (1987).

Determinación de altura piezométrica máxima.

Considerando un factor de seguridad de 1.40, la expresión de las NTC-CIM (2017) puede expresarse en términos de factor de seguridad como:

$$\frac{\gamma h_i}{F_S} = \gamma_\omega h_\omega$$

Despejando para encontrar la altura piezométrica máxima en el estrato permeable:

$$h_\omega > \frac{\gamma h_i}{\gamma_\omega F_S}$$

Determinación de altura piezométrica máxima para UG05.

$$h_\omega = \frac{(1.30 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3})(8.80\text{m} - 5.00\text{m})}{(1.00 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3})(1.40)}$$

$$h_\omega = 3.53\text{m}$$

Aplicación de cálculos y resumen de resultados con sistema de bombeo:

En la tabla IV.3 se muestra el resumen de los cálculos realizados considerando el efecto del sistema de bombeo.

Tabla IV.3 Revisión de falla de fondo por subpresión con efecto del sistema de bombeo.

Fase	NME	UE	Z	γ	$\gamma\omega$	h_i	h_ω	$(\gamma\omega/\gamma)h_\omega$	Revisión ELF
	m		m	t/m ³	t/m ³	m	m	m	
3	5.00	5	8.80	1.300	1.00	3.80	3.53	2.72	Cumple

IV.3.2 Diseño del sistema de bombeo.

La teoría para el diseño de pozos de bombeo involucra ciertas dificultades debido a que en un tiempo de operación $t > 0$ se presenta un flujo transitorio, en decir, los niveles del agua están en función del tiempo; no obstante, en un tiempo dado estos niveles alcanzaran una posición en equilibrio que depende de la conductividad hidráulica del suelo, para dicho momento el flujo se considera en régimen establecido o estacionario (Juárez y Rico, 1974). Dicha posición de equilibrio puede monitorearse mediante el uso de piezómetros o pozos de observación instalados en sitio. La geometría que adquiere el nivel de agua se conoce comúnmente como cono de abatimiento, mientras que la curvatura del cono se conoce como línea de corriente superior LCS que representa el gradiente hidráulico i del flujo hacia el pozo. (1974)

El radio de influencia R_o que tiene un pozo de bombeo cuando la fuente de agua se encuentra considerablemente alejada del pozo, puede calcularse mediante la ecuación empírica de Sichardt (Zeevaert, 1983).

$$R_o = C_s S_o \sqrt{k}$$

Donde: R_o es el radio de influencia, C_s es una constante igual a 300 para pozos y 200 para trincheras y líneas de pozos, S_o es el nivel dinámico del agua dentro del pozo en cm, k la conductividad hidráulica en cm/s.

De la expresión anterior, puede observarse que cuando el abatimiento se realiza a través de suelos finos, el cono tiende a ser esbelto; por el contrario, cuando se trata de suelos granulares, el cono es más tendido abarcando un área mayor.

Cabe mencionar que el flujo de agua en pozos es de forma radial y principalmente horizontal. Para el caso de un pozo que extrae agua de un acuífero no confinado, la teoría indica que existen componentes verticales y horizontales del flujo, siendo de menor magnitud las verticales; sin embargo, para pozos que extraen agua de acuíferos confinados se supone **un flujo totalmente en dirección horizontal a través del estrato drenante**. Zeevaert (1983) demuestra que el gasto que se extrae de un pozo de bombeo puede estimarse usando tanto las expresiones analíticas basadas en la hipótesis de Dupuit o usando una red de flujo horizontal, resultando en cálculos muy similares. Zeevaert (1983) proporciona un ejemplo práctico para el caso de la torre Latinoamericana donde se puede apreciar un sistema de bombeo con la presencia de acuífero confinado, por lo que el flujo de agua es horizontal dentro de los estratos permeables de arena, adicionalmente, Zeevaert muestra la red de flujo horizontal en los pozos de bombeo, ver figura IV.36.

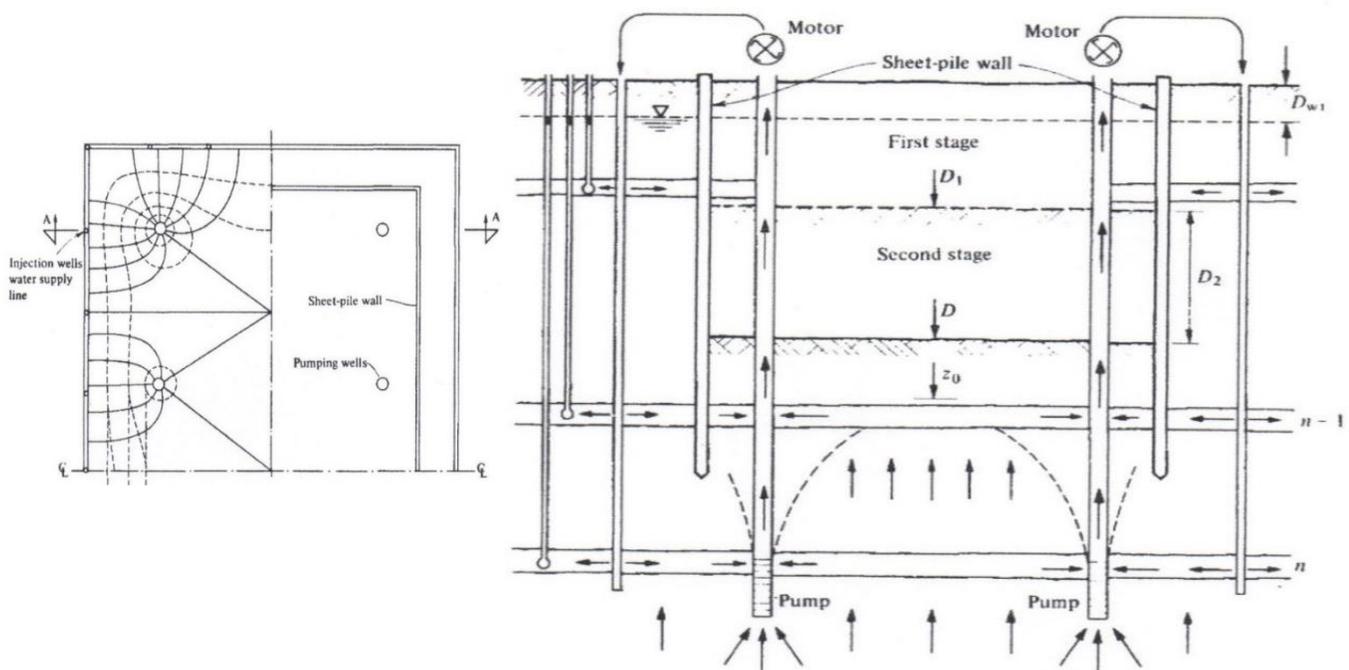


Figura IV.36 Caso torre Latinoamericana: red de flujo horizontal y flujo de agua horizontal a través de lentes de arenas (Zeevaert, 1983).

IV.3.1.1 Gasto de extracción y ordenada de cono de abatimiento en un solo pozo de bombeo.

Considerando un flujo de agua en régimen laminar y en un medio isotrópico $k = k_v = k_h$, en donde la velocidad del flujo v puede estimarse con la Ley de Darcy:

$$v = ki$$

Donde: i es el gradiente hidráulico que expresa la variación de la carga hidráulica Δh en un tramo de análisis l , $i = \frac{\Delta h}{l}$.

El gasto extraído q_ω puede expresarse como:

$$q_\omega = Av$$

En donde: A es el área normal a la dirección del flujo de agua.

La hipótesis de Dupuit considera que, el gradiente hidráulico en una sección vertical es igual a la pendiente de la superficie del agua, en el caso de un flujo no confinado se trata de la pendiente de la línea de corriente superior. Zeevaert (1983) indica que para un pozo de bombeo de radio r_0 (figura IV.37) que ha sido perforado en un acuífero libre conformado por una serie de estratos permeables de espesor d_i y de coeficiente de conductividad k_i , el gasto de extracción se expresa como:

$$q_\omega = 2\pi r y k_0 \frac{dy}{dr} + 2\pi r d_1 k_1 \frac{dy}{dr} + \dots + 2\pi r d_n k_n \frac{dy}{dr}$$

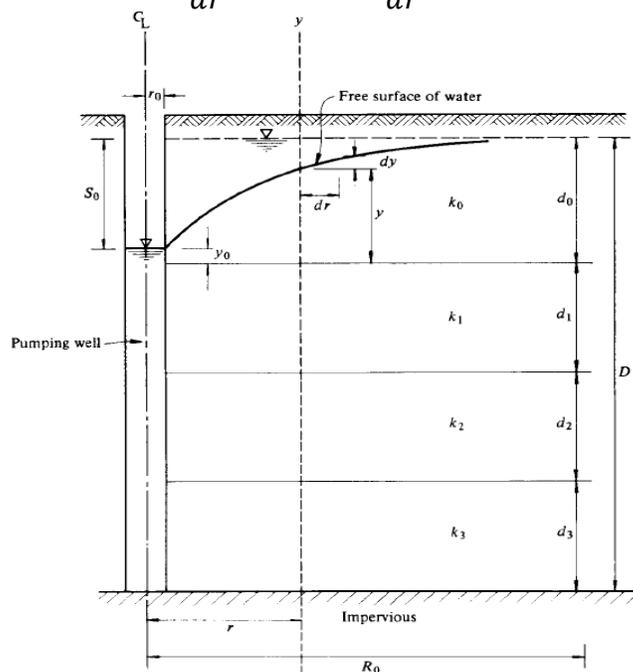


Figura IV.37 Pozo de bombeo en un acuífero libre y estratificado (Zeevaert, 1983).

Integrando y evaluando la constante de integración en la condición de frontera $r = R_0$, $y = d_0$, se obtiene la siguiente expresión general para calcular el gasto extraído de un pozo como el mostrado en la figura:

$$q_\omega = \frac{\pi k_o (d_o^2 - y_o^2) + 2\pi (d_o - y_o) \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}{\ln \left(\frac{R_o}{r_o} \right)}$$

Donde: n es el número de estratos.

Para el caso de un pozo de bombeo en un acuífero confinado como el mostrado en la figura IV.38, donde $k_o \cong 0$, el gasto q de bombeo se expresa como:

$$q_\omega = \frac{2\pi (d_o - y_o) \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}{\ln \left(\frac{R_o}{r_o} \right)}$$

De la expresión anterior, puede calcularse la ordenada y del cono de abatimiento a cualquier distancia r medida desde el centro del pozo:

$$y = d_o - \frac{q_\omega \ln \left(\frac{R_o}{r_o} \right)}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}$$

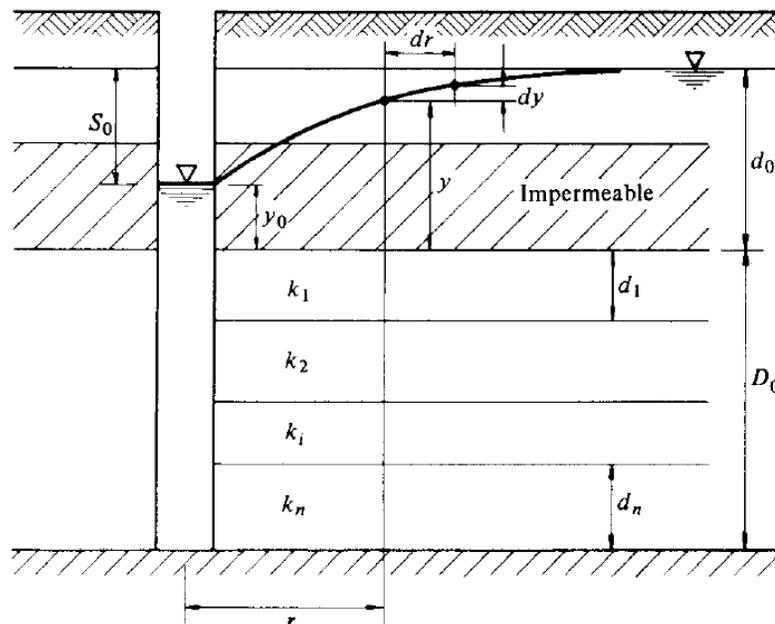


Figura IV.38 Pozo de bombeo en un acuífero libre y estratificado (Zeevaert, 1983).

IV.3.1.2 Gasto de extracción y ordenada de cono de abatimiento en un conjunto de pozos de bombeo

En la mayoría de las excavaciones es necesario el uso de más de un pozo de bombeo, por lo que las presiones piezométricas abatidas deben considerar el efecto que tiene la instalación y operación de un conjunto de pozos de bombeo. La figura IV.39 muestra el caso de un acuífero confinado con dos pozos de bombeo, los cuales, cuentan con el mismo nivel dinámico S_o . Según Zeevaert (1983), el nivel dinámico en la sección m (S_m) es la suma del nivel dinámico abatido por el pozo A (S_{mA}) y por el nivel dinámico abatido por el pozo B [S_{mB}].

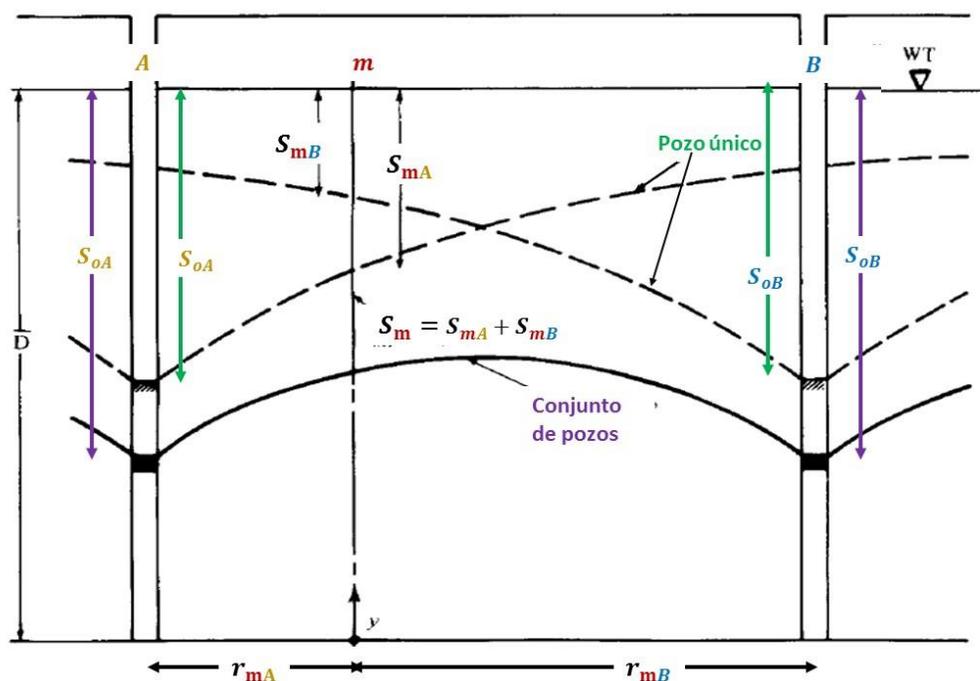


Figura IV.39 Efecto combinado de un grupo de pozos de bombeo en una sección vertical m , modificado de Zeevaert (1983).

$$S_m = S_{mA} + S_{mB}$$

$$S_m = \frac{1}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)} q_{\omega A} \ln \left(\frac{R_{oA}}{r_{mA}} \right) + \frac{1}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)} q_{\omega B} \ln \left(\frac{R_{oB}}{r_{mB}} \right)$$

Donde: r_{mA} indica la distancia desde el pozo A hasta el punto m , r_{mB} indica la distancia desde el pozo B hasta el punto m .

Expresado en forma general y en términos de ordenada del cono de abatimiento y :

$$y_m = d_o - \frac{\sum_{j=1}^p q_{\omega j} \ln\left(\frac{R_{oj}}{r_{mj}}\right)}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}$$

Donde: p es el número de pozos de bombeo y n es el número de estratos permeables.

Sin embargo, para calcular el nivel dinámico en un mismo punto intermedio entre los pozos de bombeo, primero es necesario estimar el nivel dinámico dentro de cada uno de éstos considerando la influencia del conjunto. Por ejemplo, para el nivel dinámico en el pozo A:

$$S_{oA} = \frac{1}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)} q_{\omega A} \ln\left(\frac{R_{oA}}{r_{oA}}\right) + \frac{1}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)} q_{\omega B} \ln\left(\frac{R_{oB}}{r_{AB}}\right)$$

Expresado en términos de ordenada del cono de abatimiento y de forma general:

$$y_A = d_o - \frac{\sum_{j=1}^p q_{\omega j} \ln\left(\frac{R_{oj}}{r_{Aj}}\right)}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}$$

Tomando en cuenta lo anterior, se seguirá la siguiente metodología iterativa recomendada por Deméneghi y Puebla (2019) para calcular la ordenada del cono de abatimiento y en cualquier punto del área de excavación, a fin de verificar que ésta sea menor a la altura piezométrica requerida para cumplir el estado límite de falla por subpresión h_w .

$$y \leq h_w$$

- 1.- Definir un sembrado de pozos de bombeo en la planta del área de excavación, los pozos de radio r_0 se perforan hasta el estrato permeable donde se presenta la falla de fondo por subpresión.
- 2.- Propuesta del gasto de extracción constante q_{ω} en cada uno de los pozos de bombeo.
- 3.- Propuesta de una misma altura piezométrica y_{oit} para cada uno de los pozos de bombeo. Se recomienda iniciar considerando $y_{oit} = \frac{1}{2} h_w$
- 4.- Cálculo del radio de influencia R_{oit} .

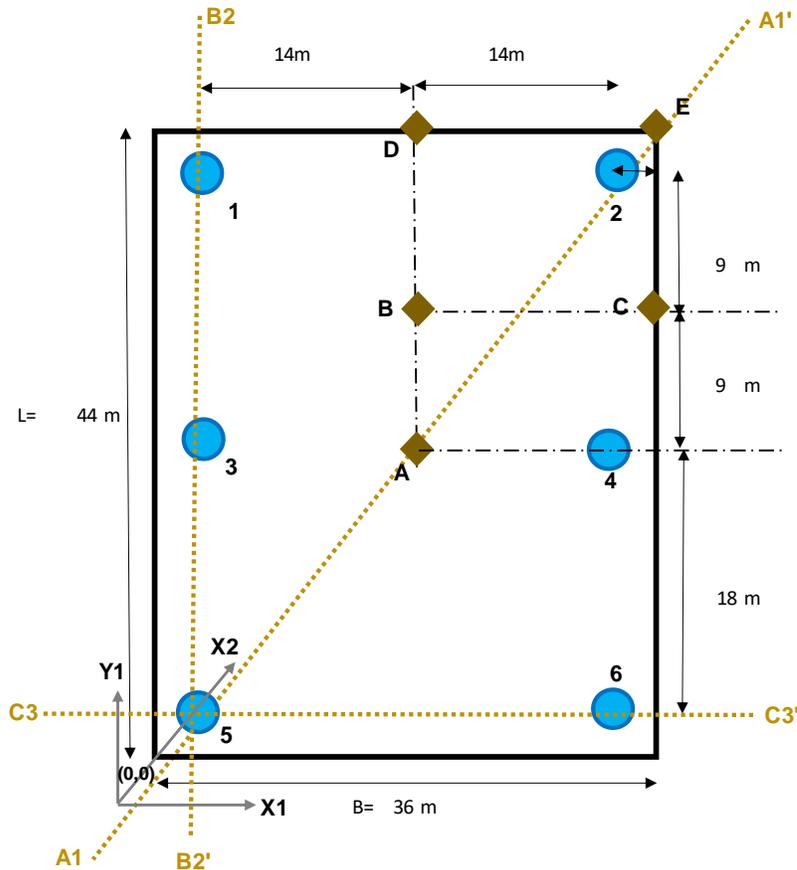


Figura IV.41 Planta de sistema de bombeo propuesto y puntos de revisión para estado límite de falla por subpresión.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

La revisión se realiza considerando un gasto de bombeo de $q_w = 22 \text{ cm}^3/\text{s}$ y una altura piezométrica máxima de $h_w = 3.53\text{m}$ medidos a partir de la profundidad $z=8.80\text{m}$. En el anexo A se muestran los cálculos realizados cuyos resultados se resumen como:

$$y_A = 2.67\text{m} < h_w$$

$$y_B = 2.77\text{m} < h_w$$

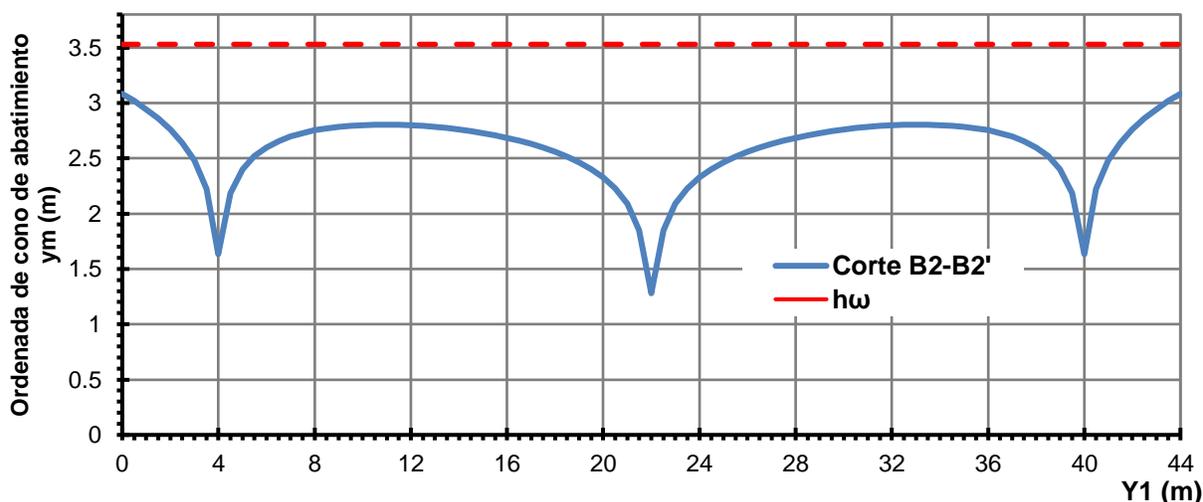
$$y_C = 2.96\text{m} < h_w$$

$$y_A = 3.22\text{m} < h_w$$

$$y_A = 3.30\text{m} < h_w$$

La gráfica IV.7 muestra las presiones piezométricas abatidas en el estrato drenante, calculadas a lo largo del eje B2-B2', se incluye la altura piezométrica máxima h_w que

generaría la falla por subpresión. Cabe hacer la aclaración que, no interesa generar un cono de abatimiento en la arcilla, sino que se trata de las presiones piezométricas reducidas a lo largo del estrato drenante, calculado mediante expresiones analíticas que se derivan del estudio de la hidráulica de pozos. La ordenada del cono de abatimiento en este caso representa la carga hidráulica por presión (columna de agua) y posición.



Gráfica IV.7 Presiones piezométricas abatidas en el estrato drenante, corte B2-B2'.

Por lo tanto, **el sistema de bombeo propuesto cumple la revisión por estado límite de falla por subpresión.**

IV.3.3 Efecto de lastrado y suspensión del sistema de bombeo.

Considerando que el abatimiento de las presiones piezométricas logradas con el bombeo induce un incremento de esfuerzos efectivos en la masa de suelo, es decir, un asentamiento por consolidación en el sitio y las estructuras colindantes, por lo tanto, se debe buscar el mínimo tiempo de operación para alterar lo menos posible el terreno de cimentación. Se puede modificar la expresión de las NTC-CIM (2017) para incluir el efecto positivo que tiene el lastrado de la excavación:

$$P_R > U$$

$$P_R = \gamma h_i + q_L$$

$$U = \gamma_\omega h_\omega$$

Donde: U es la fuerza de subpresión, P_R es la presión resistente debida al peso propio del prisma de suelo por debajo de la excavación y el peso propio del lastre.

La presión que ejerce el lastre podría permitir la suspensión del sistema de bombeo, siempre y cuando:

- Se cumpla la revisión de falla de fondo por subpresión, considerando la recuperación de las presiones piezométricas iniciales en el estrato drenante.
- El área de la excavación se encuentre totalmente lastrada.
- La losa de fondo y el muro Milán formen una barrera impermeable a las filtraciones del agua.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

En la tabla IV.4 se muestra el resumen de los cálculos realizados considerando el efecto de suspender el sistema de bombeo, recuperación de niveles piezométricos originales en los estratos drenantes y el lastrado de la excavación.

Tabla IV.4 Revisión de falla de fondo por subpresión, considerando el peso del lastre y suspensión del sistema de bombeo.

Fase	NME	NAF	UG	Z	γ	$\gamma\omega$	$h\omega$	PR	U	Revisión ELF
	m	m		m	t/m ³	t/m ³	m	t/m ²	t/m ²	
3	5.00	2.90	05	8.80	1.300	1.00	5.90	7.62	5.90	Cumple
3	5.00	2.90	07	11.60	1.305	1.00	8.70	11.29	8.70	Cumple

IV.4 Estado límite de servicio.

La excavación modifica el estado de esfuerzos inicial en la masa de suelo, generando como respuesta un nuevo estado de deformaciones que, físicamente se manifiesta como una expansión en el fondo de la excavación (**ver capítulo III.4.2.1**), un desplazamiento lateral del muro hacia el centro del área, así como, un asentamiento en la superficie del subsuelo en donde se encuentran desplantadas estructuras colindantes o infraestructura pública (Vialidades, tubería de agua potable, tubería de drenaje, etc.). Por lo tanto, dichos asentamiento inducidos en las estructuras colindantes deberán de permanecer en valores admisibles. La figura IV.42 muestra como ejemplo las

deformaciones producidas por una excavación para un túnel somero construido en suelos blandos (Paulín y Villar, 2019).

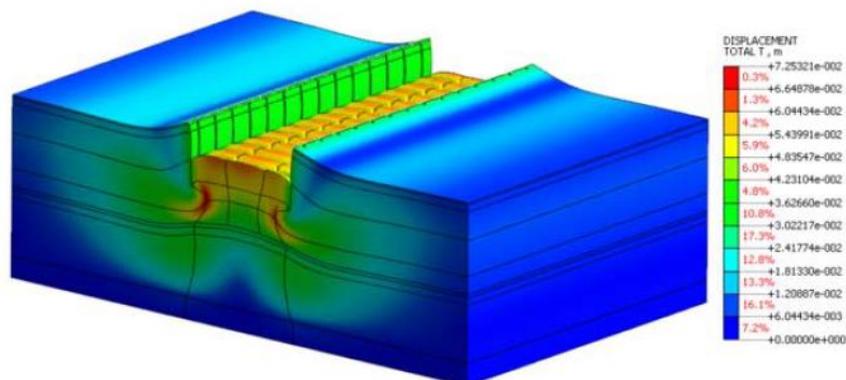


Figura IV.42 Ejemplo de expansión de fondo, desplazamiento lateral de muro y asentamientos superficiales inducidos por una excavación en suelos blandos (Paulín y Villar, 2019).

Cabe mencionar que, estas deformaciones son función del tiempo que permanezca abierta la excavación, así como del tipo, rigidez y tiempo de construcción del sistema de contención, además, del bombeo realizado. En la literatura se encuentran documentados diversos casos donde se comparan las diferencias de asentamiento producidas por diferentes sistemas de contención, así como de las diferentes fases constructivas. En las figuras IV.43 y IV.44 se muestra el caso de dos edificios en Chicago construidos con el sistema top-down, durante la construcción del edificio Block 37 se omitió la construcción de la losa superficial para comenzar con la excavación, por lo que el muro trabajó como cantilever permitiendo un importante desplazamiento lateral; por otro lado, para el edificio One museum park west se inició colando la losa superficial del método top-down, permitiendo una importante reducción de desplazamiento lateral del muro.

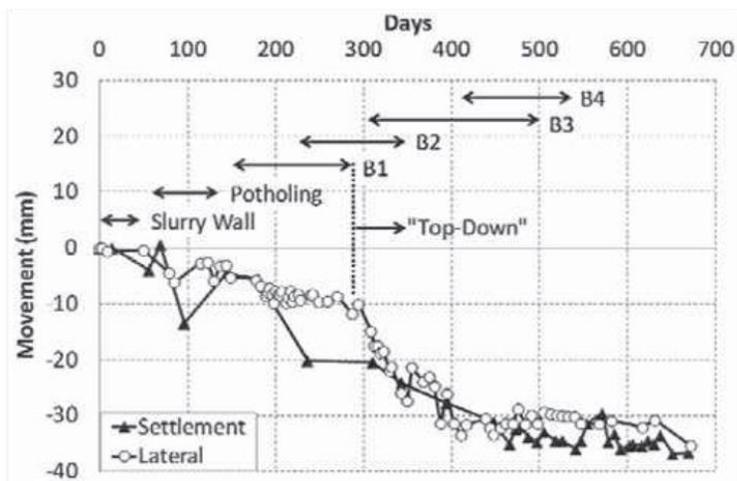


Figura IV.43 Asentamientos y desplazamientos producidos durante construcción con top-down para la cimentación del edificio Block 37 (Finno et al., 2013).

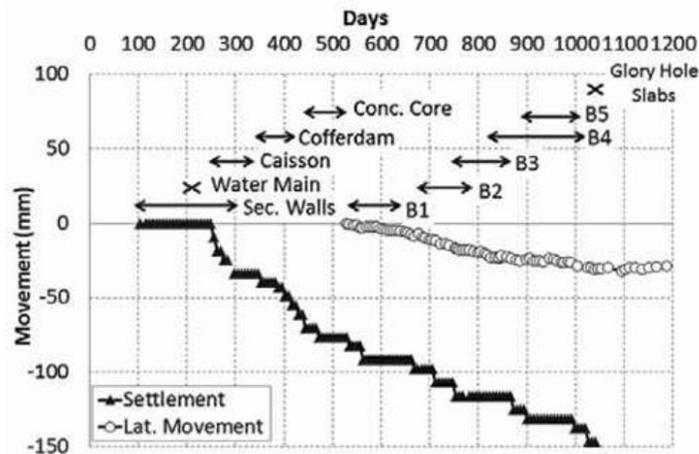


Figura IV.44 Asentamientos y desplazamientos producidos durante construcción con top-down para la cimentación del edificio One museum park west (Finno et al., 2013).

IV.4.1 Asentamiento inducido en estructuras colindantes.

En el capítulo 5.2.2 de las NTC-CIM (2017) se indica que podrá estimarse estas deformaciones por métodos numéricos o analíticos que tomen en cuenta las características del procedimiento constructivo.

IV.4.2.1 Método de Romo, Rodríguez y Magaña

Romo et al. (1994) presentan un método analítico para determinar este tipo de deformaciones en excavaciones en función de las características del sistema de adomado y troquelado, aplicable para las arcillas de la Ciudad de México con respuesta en resistencia del tipo no drenado y con presencia del nivel de aguas freáticas. Este método fue idealizado tomando como datos de entrada las mediciones recuperadas de las excavaciones en las celdas 1 y 2 del cruce de la línea 8 y 9 del metro de la Ciudad de México.

Se recurrió a una serie de análisis con elemento finito usando un modelo elastoplástico perfecto y considerando la teoría de falla de Von Mises, es decir, cuando la energía de deformación en un estado de esfuerzo dado alcanza la energía de deformación de una probeta a tensión; para el suelo se modeló con un sólido isoparamétrico de ocho nodos y para el muro se modelaron vigas isoparamétricas de dos nodos, así mismo, se suponen condiciones de deformación plana. Los parámetros que fueron variados, para obtener la sensibilidad de los resultados, son: geometría de la excavación, rigidez del muro, separación de los puntales, relación empujes de tierra en reposo/ reacción de los puntales, distribución de cargas aplicadas por los puntales y distribución de resistencia.

El modelo base usado por Romo et al. (1994), consiste en una estratigrafía lacustre de 6 unidades, nivel de aguas freáticas a 2.50m, rigidez del muro $EI = 2,160.0 t - m^2$, relación empuje en reposo/ reacción $\frac{E_0}{R} = 2.18$, carga total de los puntales de 56t en 5 niveles, separados a una distancia promedio de 2.63m, profundidad de excavación de 15.8m, ancho de excavación de 8m, la relación $\frac{S_u}{\gamma D} = 0.22$, donde S_u es el promedio de resistencia hasta una profundidad de $12.60 D/B$; el modelo se calibró para reproducir las deformaciones medidas en sitio.

Variando los parámetros del modelo y normalizando los resultados, se obtuvo una tendencia de comportamiento en las deformaciones verticales detrás del muro (figura IV.45), deformaciones laterales superficiales detrás del muro (figura IV.46) y la deformación lateral del muro (figura IV.47).

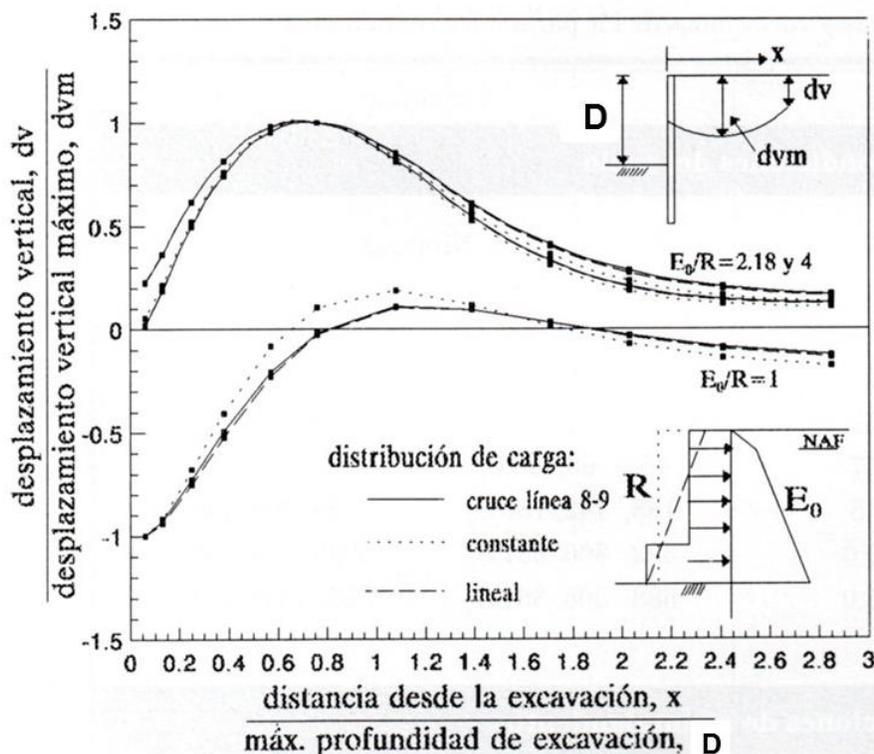


Figura IV.45 Perfiles de desplazamiento vertical normalizado detrás del muro, modificado de Romo et al. (1994).

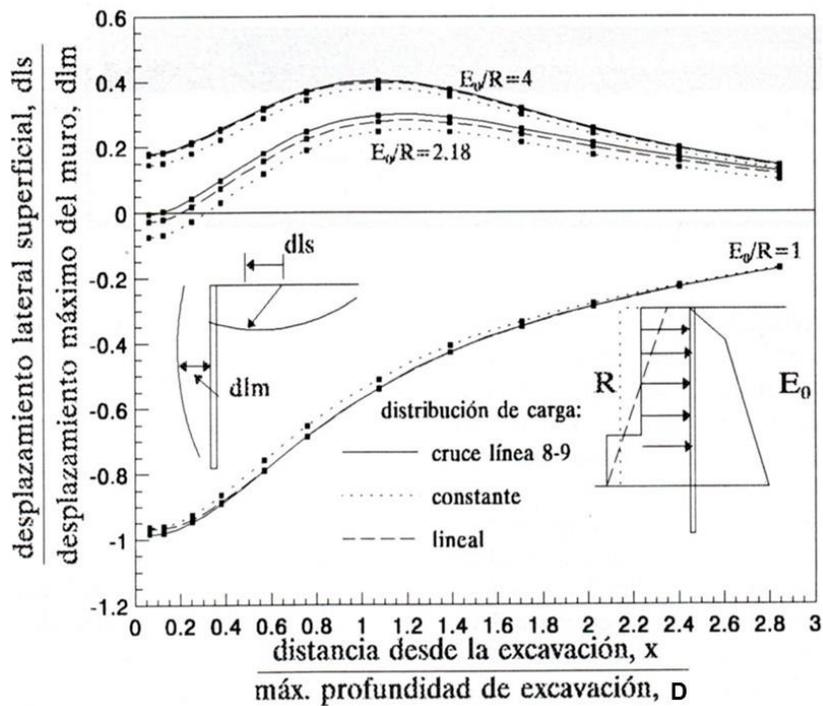


Figura IV.46 Perfiles de desplazamiento lateral superficial normalizado detrás del muro, modificado de Romo et al. (1994).

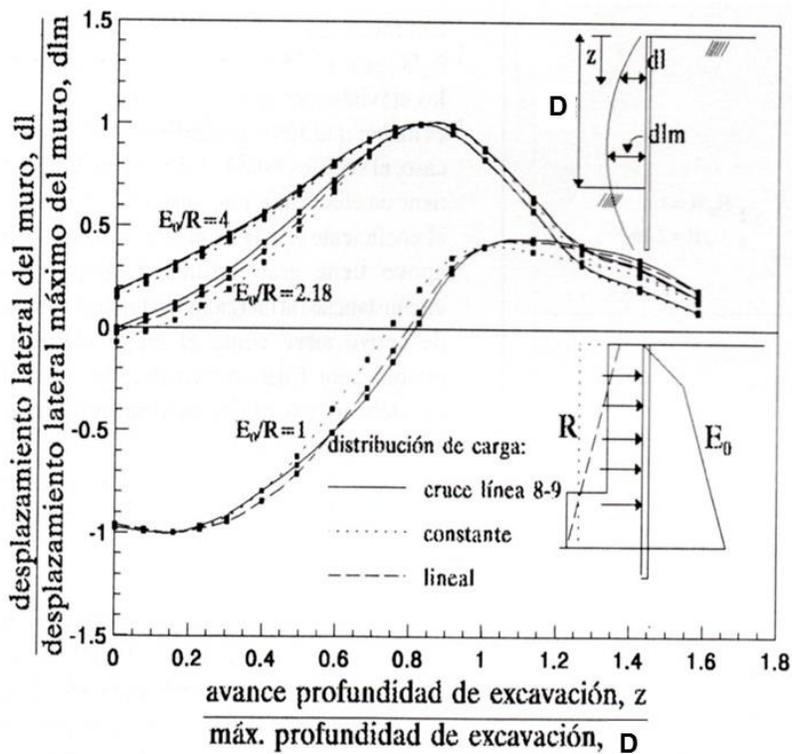


Figura IV.47 Perfiles de desplazamiento lateral normalizado detrás del muro, modificado de Romo et al. (1994).

En este método puede observarse que la relación entre el empuje de tierra en reposo/reacción de los puntales $\frac{E_0}{R}$ determina el tipo de deformación superficial en el terreno colindantes. En la figura IV.48 puede apreciarse que cuando la carga aplicada por los puntales es de al menos 70% del empuje de tierras en reposo se presentarán expansiones en las estructuras colindantes; por otro lado, si la carga aplicada por los puntales es menor al 70% del empuje de tierras en reposo, entonces, se presentarán expansiones en las estructuras colindantes (Romo et. al. 1994). Adicionalmente, los autores recomiendan considerar el desplazamiento lateral máximo (d_{lm}) como tres veces el desplazamiento vertical máximo (d_{vm}), es decir, $d_{lm} = 3d_{vm}$.

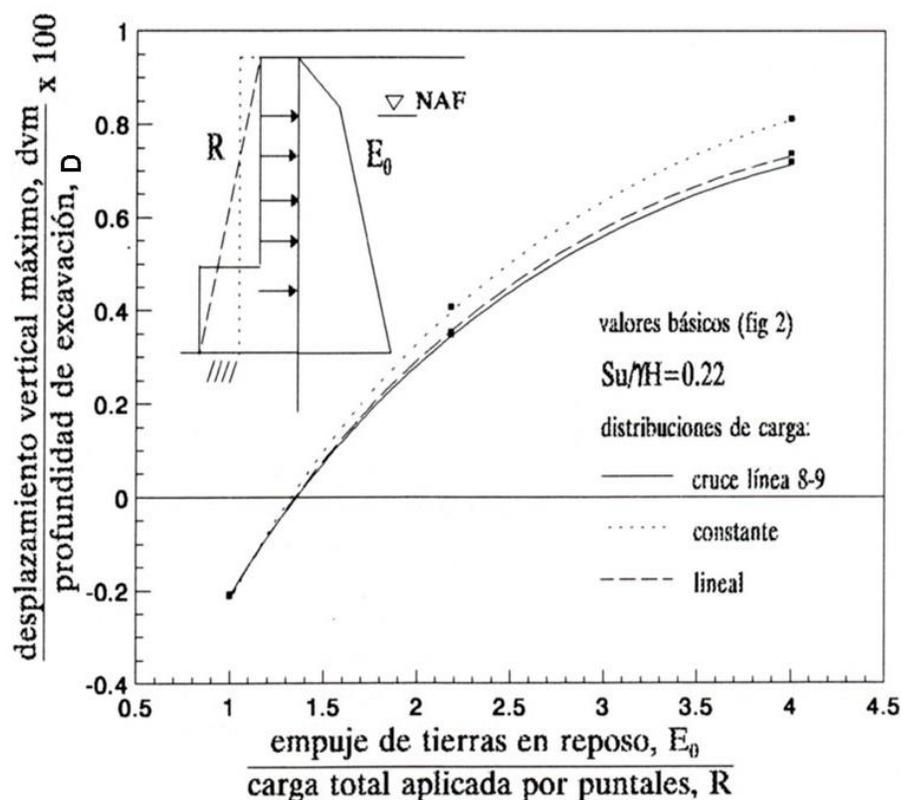


Figura IV.48 Relación entre E_0/R y d_{vm}/D , modificado de Romo et al. (1994).

Sin embargo, para extrapolar estos resultados a diferentes condiciones de un problema específico, se deben tomar en cuenta el efecto de diversos factores en el movimiento vertical máximo comparado al de caso base (Romo et. Al. 1994): resistencia al corte (figura IV.49), geometría de la excavación (figura IV.50) y la rigidez del sistema de ademado (figura IV.51).

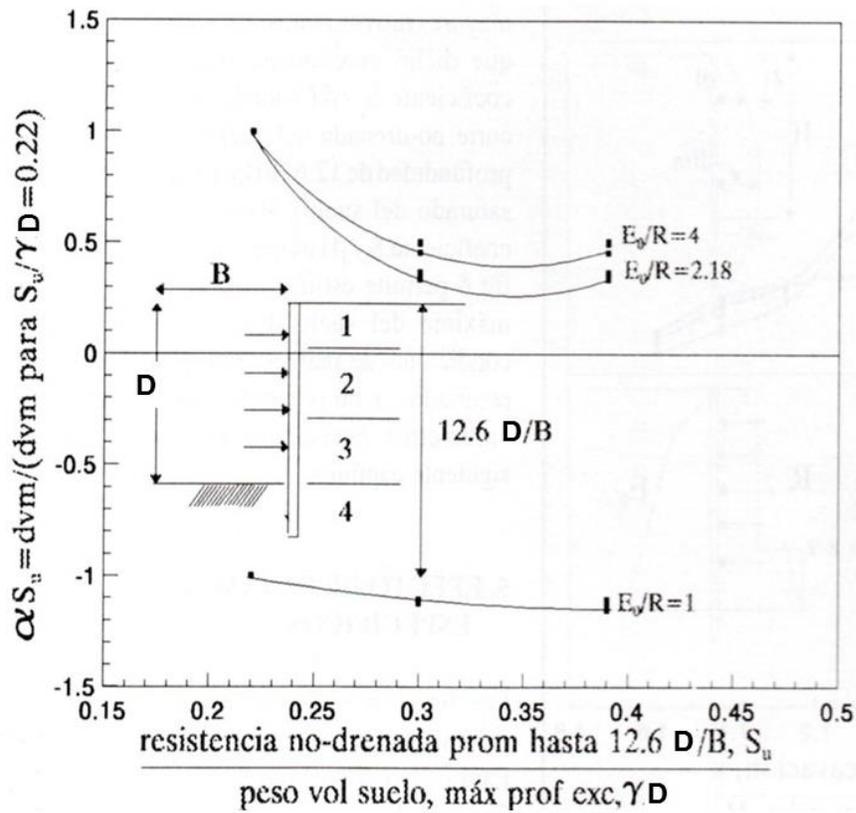


Figura IV.49 Efecto de la resistencia a la corte no drenada, modificado de Romo et al. (1994).

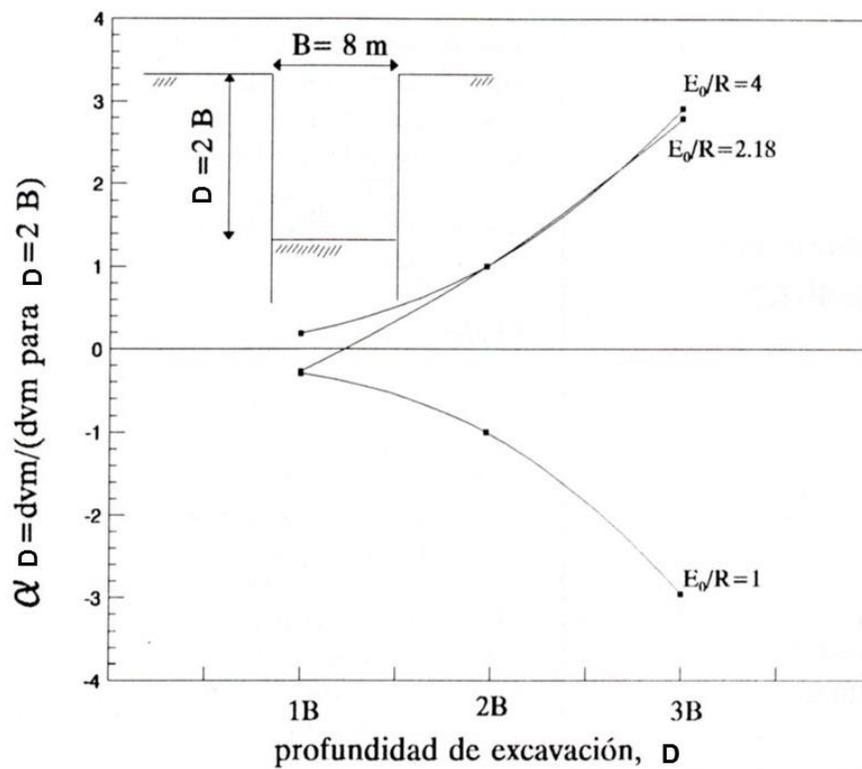


Figura IV.50 Efecto de la geometría de la excavación, modificado de Romo et al. (1994).

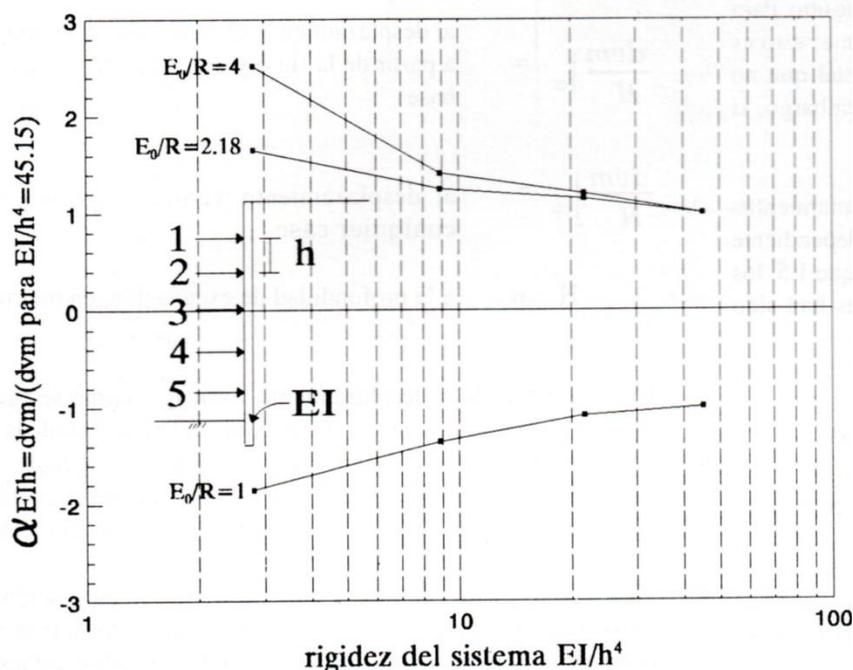


Figura IV.51 Efecto de la rigidez del muro y la separación de puntales, modificado de Romo et al. (1994).

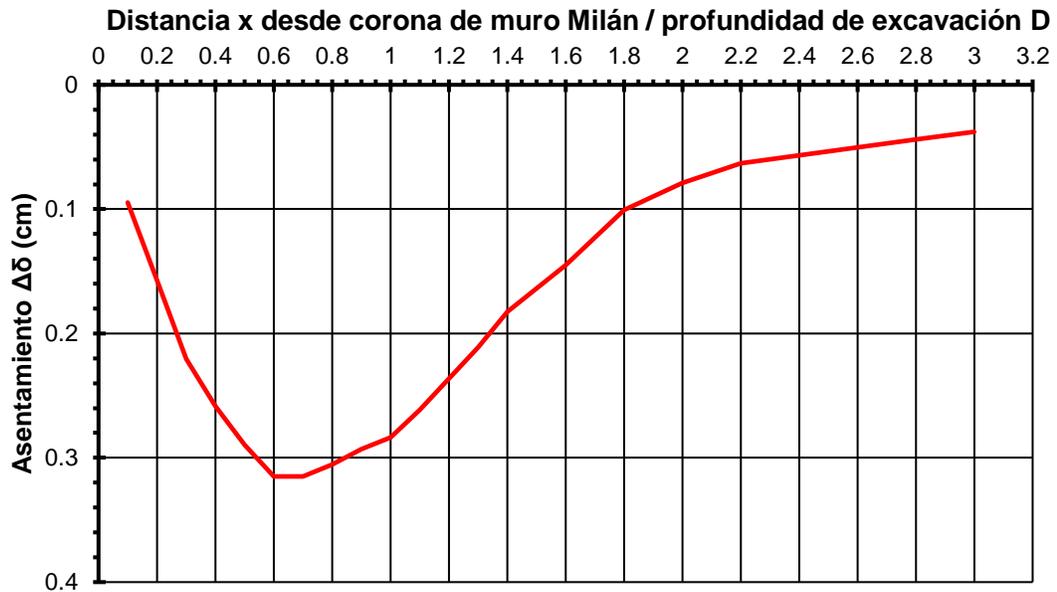
Finalmente, el método se expresa con la siguiente expresión:

$$\frac{d_{vm}}{D} \Big|_{cc} = \frac{d_{vm}}{D} \Big|_{cb} (\alpha_{Su})(\alpha_D)(\alpha_{EIh})$$

Donde: $\frac{d_{vm}}{D} \Big|_{cb}$ es el desplazamiento vertical máximo normalizado y estimado para la condición base (figura IV.48), es $\frac{d_{vm}}{D} \Big|_{cc}$ es el desplazamiento vertical máximo normalizado y estimado para cualquier condición; (α_{Su}) , (α_D) , (α_{EIh}) son los parámetros de ajuste por resistencia al corte, geometría de la excavación y rigidez del sistema de ademado, respectivamente, D es la altura de la excavación.

Aplicación de cálculos y resumen de resultados:

En el anexo A se muestra la memoria de cálculo con el uso de las gráficas y ecuación del método, cuyos resultados se resumen con la gráfica IV.8.



Gráfica IV.8 Perfil de asentamientos superficiales por detrás del muro Milán

Calculando el asentamiento diferencial a una distancia de $\frac{x}{D} = 1$ y $\frac{x}{D} = 2$, se obtiene:

$$\Delta\delta_{\theta} = 0.0004$$

Considerando que la edificación colindante se encuentra estructurada por muros de carga de mampostería, las NTC-EDI (2017), establecen un asentamiento diferencial máximo de:

$$\Delta\delta_{\theta ADM} = 0.002$$

$$\Delta\delta_{\theta} < \Delta\delta_{\theta ADM}$$

Por lo tanto, **se cumple la revisión de estado límite de servicio por asentamientos diferenciales inducidos en estructuras colindantes.**

IV.5 Secuencia de excavación.

Debido a la importancia que tiene para el tránsito local la vialidad de acceso al sitio, ésta no puede ser obstruida por maquinaria de excavación, ni camiones de volteo, ni unidades de concreto. Para ejecutar el proceso de excavación a cielo abierto y colocación de troqueles, se cuenta con las siguientes dos opciones que, permitirán el ingreso de la maquinaria de excavación y de los camiones de volteo para retiro del material extraído e ingreso de relleno de grava basáltica:

- A) Construcción de una plataforma de trabajo temporal a nivel de banquetta (figura IV.52).



Figura IV.52 Ejemplo de una plataforma de acero temporal para proceso de excavación (Paniagua, 2020).

- B) Construcción de una plataforma con pendiente menor de 10% desde el nivel de calle hasta el nivel de excavación (figura IV.53).



Figura IV.53 Ejemplo de rampa de acceso desde nivel de banquetta (Paulín, 2020).

En este caso, se anticipa la inviabilidad de construir una plataforma con el mismo material excavado debido a la longitud que requerirá para mantener la pendiente de menor de 10%, además, representa un obstáculo a la colocación de troqueles; por lo tanto, se propone una plataforma metálica temporal apoyada en cuatro pilas-columna preexistentes. Dicha plataforma permitirá el uso de una excavadora que permita el retiro de material y el izaje de los troqueles hasta su posición.

Para proponer la ubicación de la plataforma se deben considerar los siguientes aspectos:

- Peso total de los troqueles, definido por el trazo en planta de los troqueles y el peso unitario por longitud de los troqueles.
- Distancia entre la posición de la excavadora sobre la plataforma temporal y los troqueles.
- Características comerciales de la excavadora: ancho, largo, distancias máximas para la extensión de la pluma y retiro de material, capacidad de izar cargas dependiendo de la extensión de la pluma, altura de izaje y dimensiones de las zapatas. En este caso se considera una excavadora de brazo extendido.

Las pilas-columna se construyen a nivel de banqueta con equipo rotatorio y usando lodo para estabilización de la perforación. Se coloca un armado con varillas de acero de refuerzo y colado con concreto premezclado desde el nivel de desplante (NDPCPLA) hasta el nivel máximo de excavación NME, adicionalmente, se incluye un perfil de acero estructural desde el nivel +0.00 hasta una profundidad de empotramiento suficiente en el concreto premezclado. Para facilitar su excavación, el espacio anular entre la perforación y el perfil de acero se rellena con grava limpia sin finos colocada a volteo. El diseño de las pilas-columna debe considerar los siguientes aspectos:

- La sobrecarga máxima generada simultáneamente por la excavadora en operación y un camión de volteo lleno de material.
- Estimar la capacidad de carga de las pilas para determinar el diámetro y profundidad de desplante, así como el acero de refuerzo necesario.

- Revisar que exista la suficiente separación entre el desplante de las pilas (NDPCPLA) y el estrato no compresible más próximo, con lo cual, se evite la “emersión” de la cimentación por asentamiento por consolidación regional.
- Estimar la longitud mínima de empotramiento del perfil estructural dentro del concreto premezclado
- Revisión estructural de las columnas contra el pandeo y a compresión, diseño estructural de la superestructura de la plataforma metálica.

En el anexo A se incluye la revisión geotécnica para determinar el diámetro y profundidad de desplante de las pilas-columna de cimentación, cuyo resumen de resultados indica un diámetro de 0.50m y una profundidad de desplante de 12.60m, ver figura IV.77.

Considerando los resultados obtenidos de la revisión estructural y geotécnica del muro del muro Milán, donde el análisis considera que el área queda totalmente expuesta, la excavación podrá realizarse en una sola etapa con la siguiente secuencia mostrada en las figuras IV.54 a IV. 96.

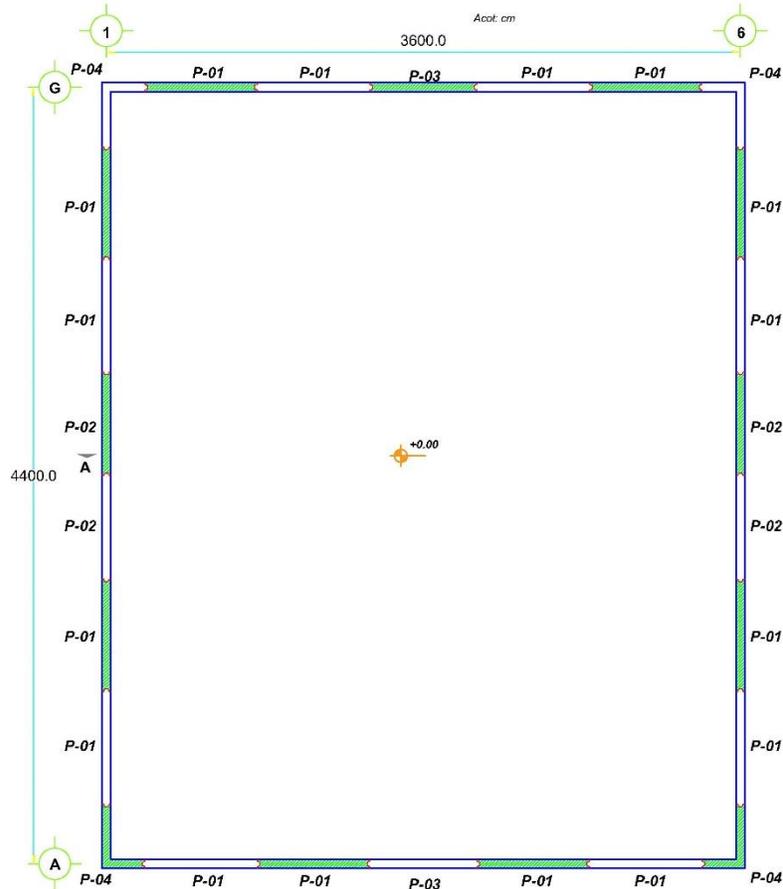


Figura IV.54 Construcción de paneles primarios de muro Milán.

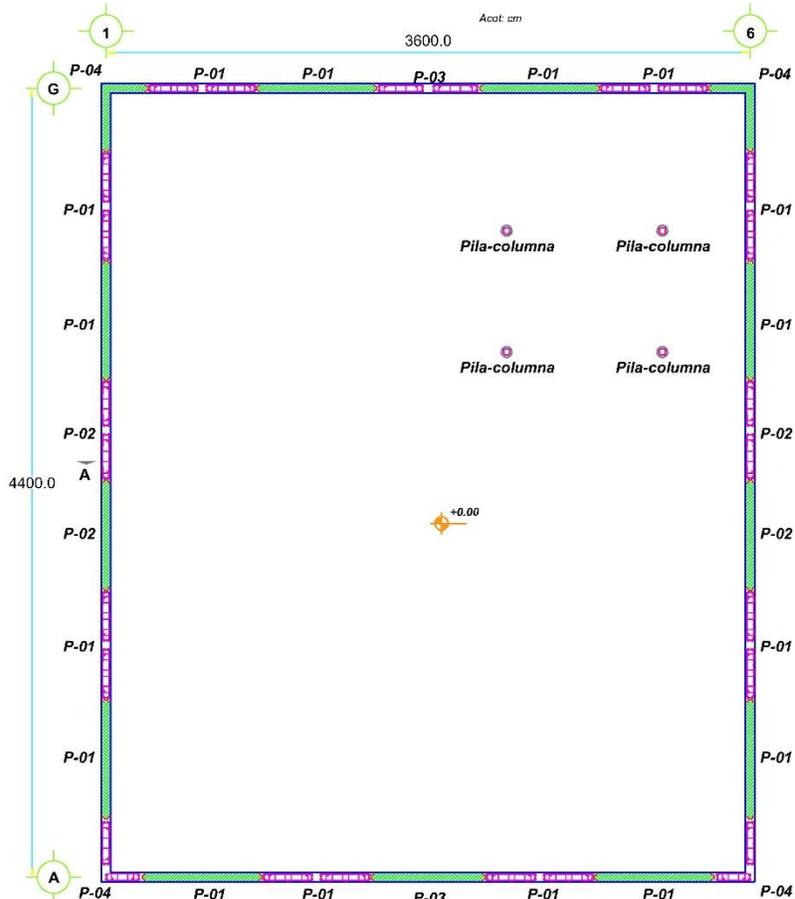


Figura IV.55 Construcción de paneles secundarios de muro Milán y pilas-columna.

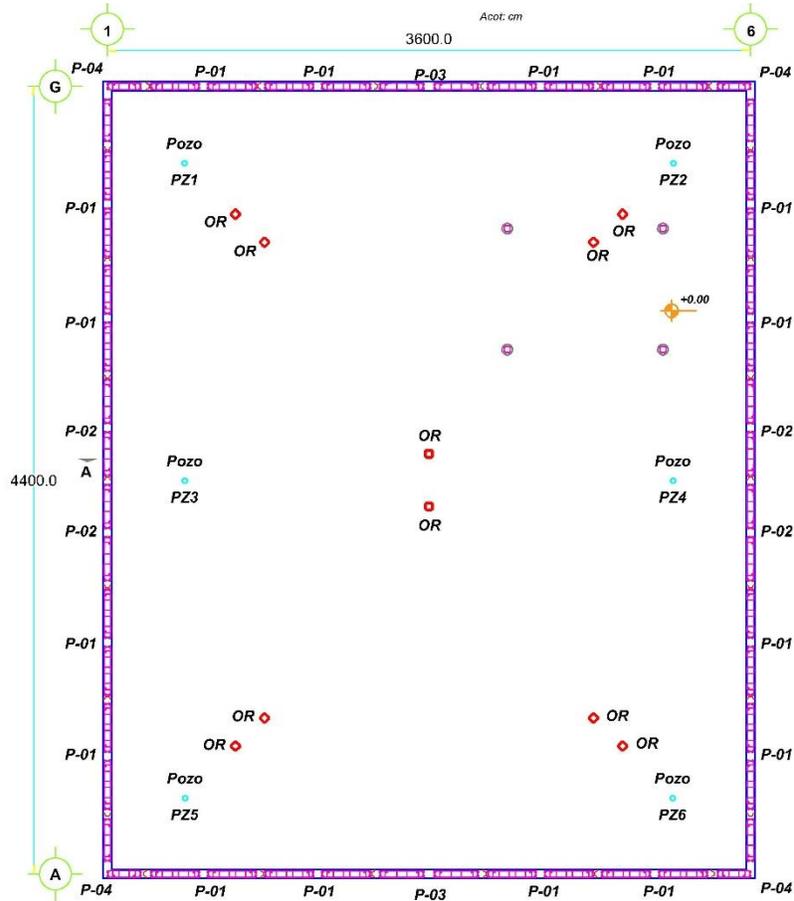


Figura IV.56 Perforación y colocación de perfiles OR para arriostramiento y pozos de bombeo.

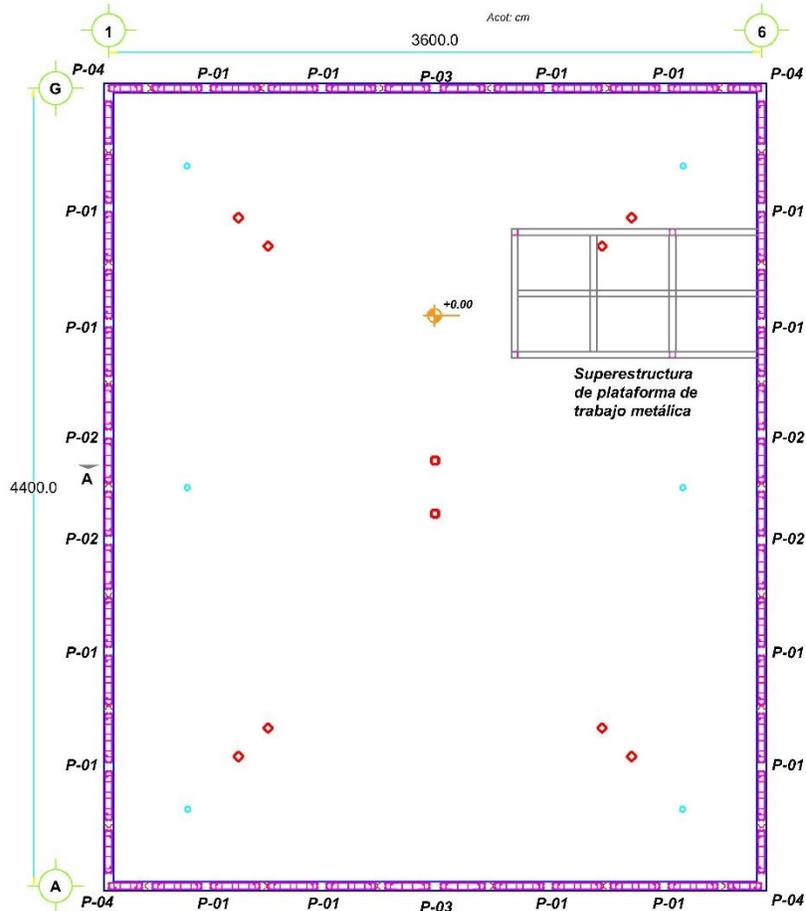


Figura IV.57 Montaje de superestructura de plataforma metálica a nivel 0.00.

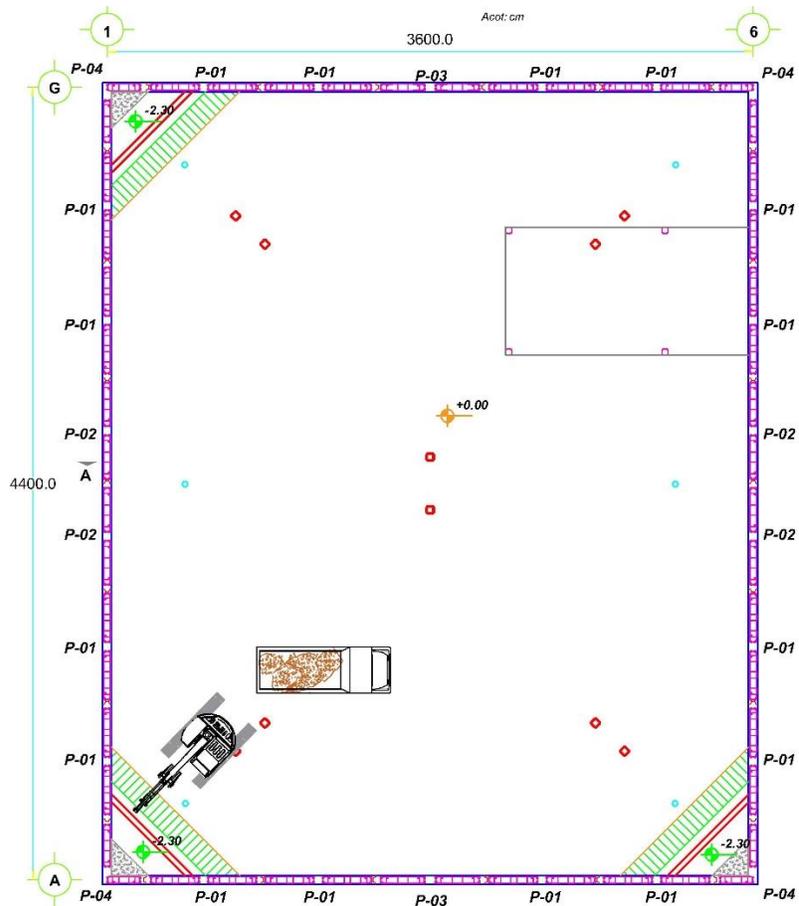


Figura IV.58 Excavación y colocación de troqueles TR-1, TR-6, TR-13 nivel $N_{TR1} -1.80$.

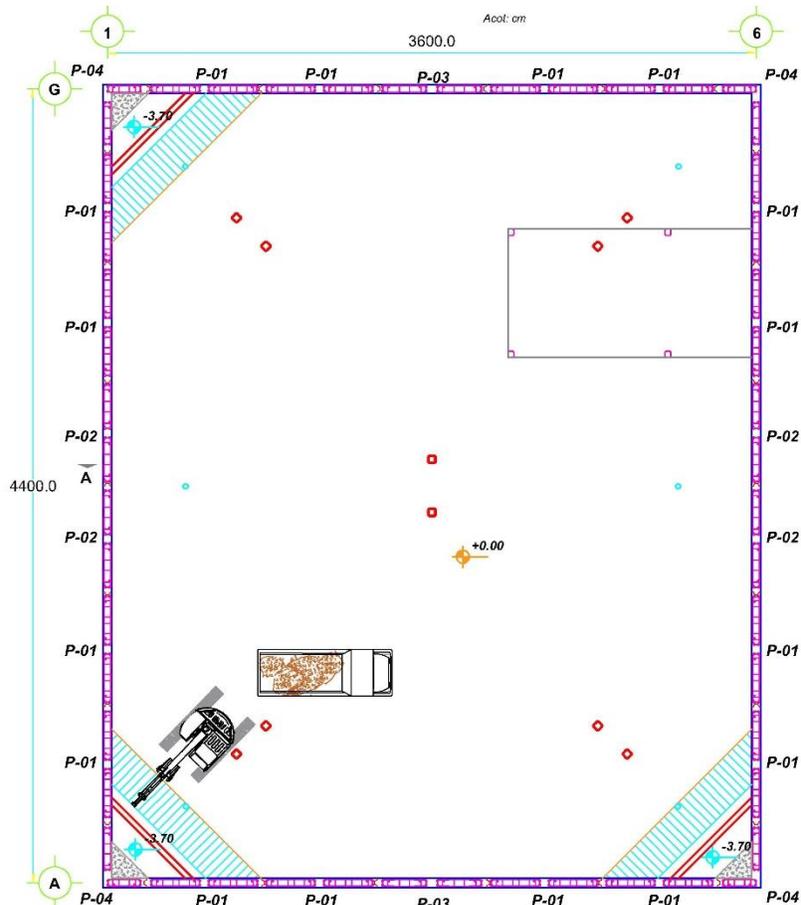


Figura IV.59 Excavación y colocación de troqueles TR-1, TR-6, TR-13 nivel $N_{TR2} -3.20$.

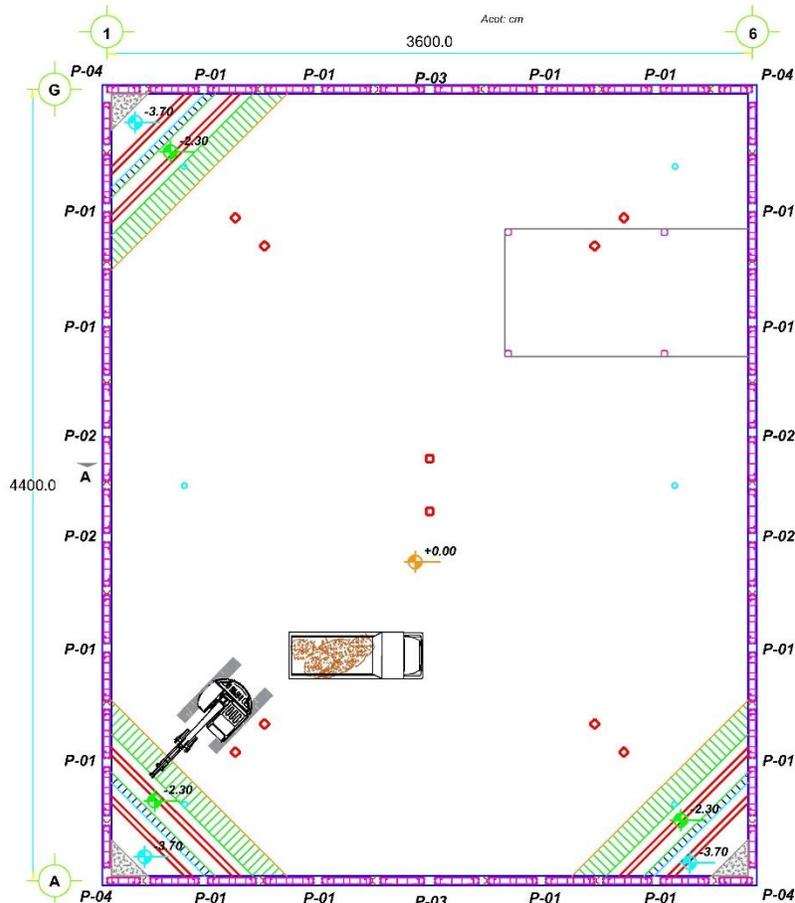


Figura IV.60 Excavación y colocación de troqueles TR-2, TR-7, TR-14 nivel $N_{TR1} -1.80$.

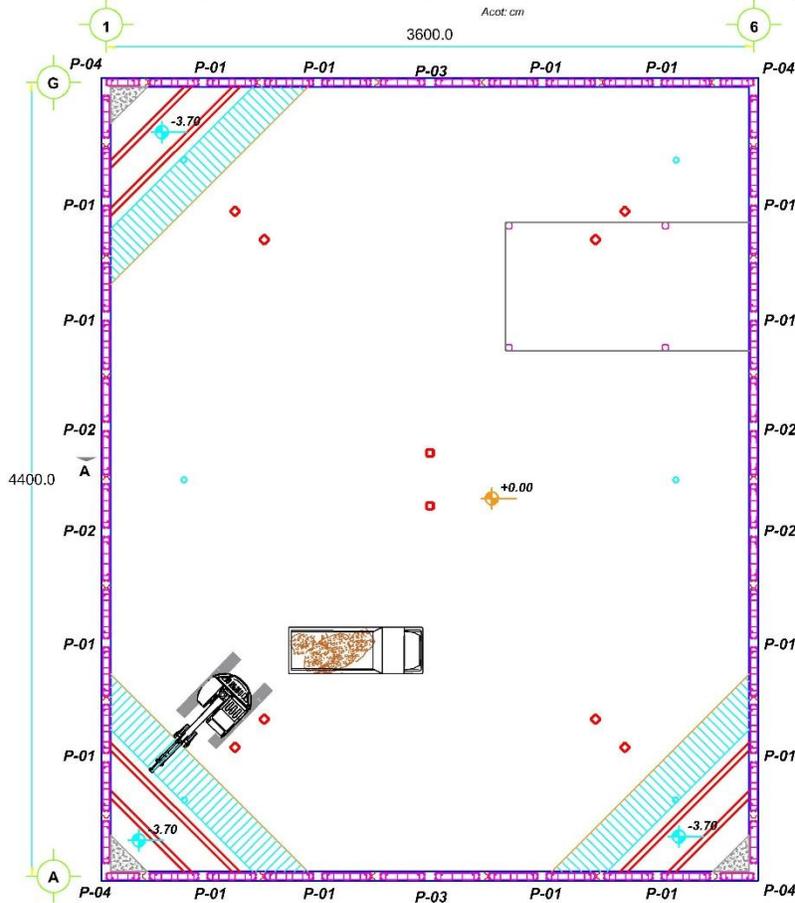


Figura IV.61 Excavación y colocación de troqueles TR-2, TR-7, TR-14 nivel $N_{TR2} -3.20$.

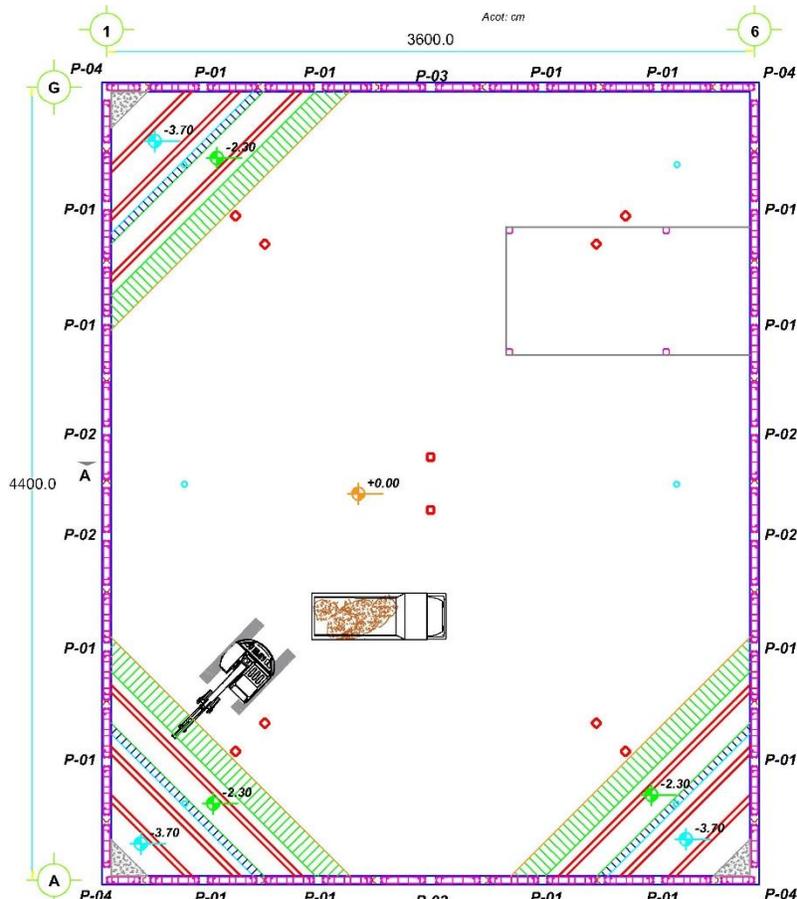


Figura IV.62 Excavación y colocación de troqueles TR-3, TR-8, TR-15 nivel $N_{TR1} -1.80$.

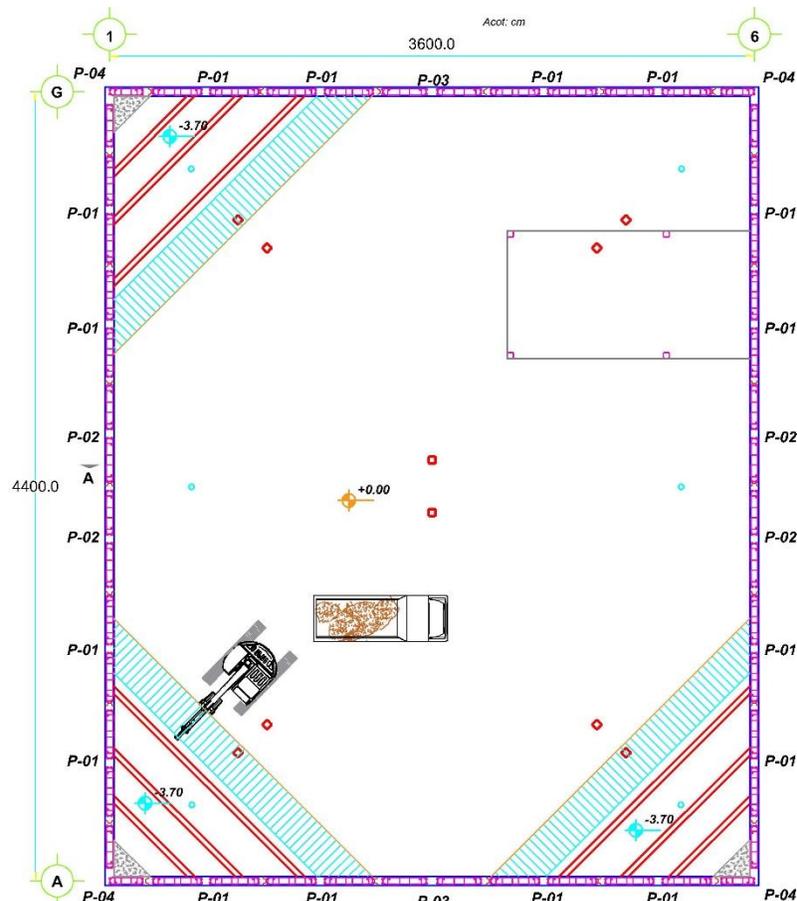


Figura IV.63 Excavación y colocación de troqueles TR-3, TR-8, TR-15 nivel $N_{TR2} -3.20$.

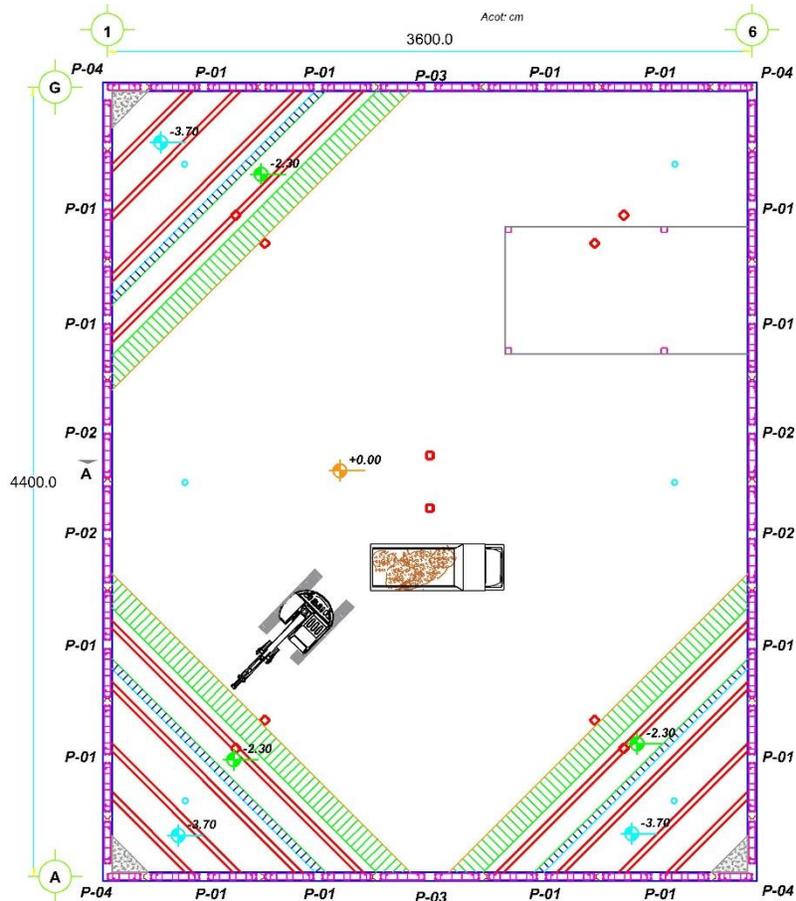


Figura IV.64 Excavación y colocación de troqueles TR-4, TR-9, TR-16 nivel N_{TR1} -1.80.

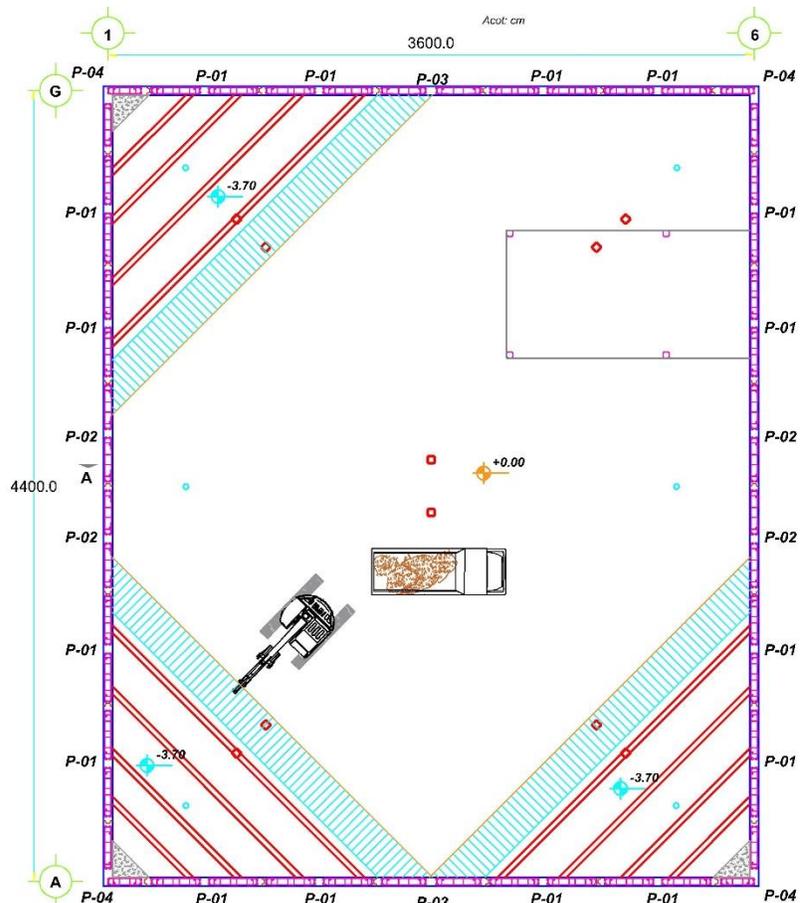


Figura IV.65 Excavación y colocación de troqueles TR-4, TR-9, TR-16 nivel N_{TR2} -3.20.

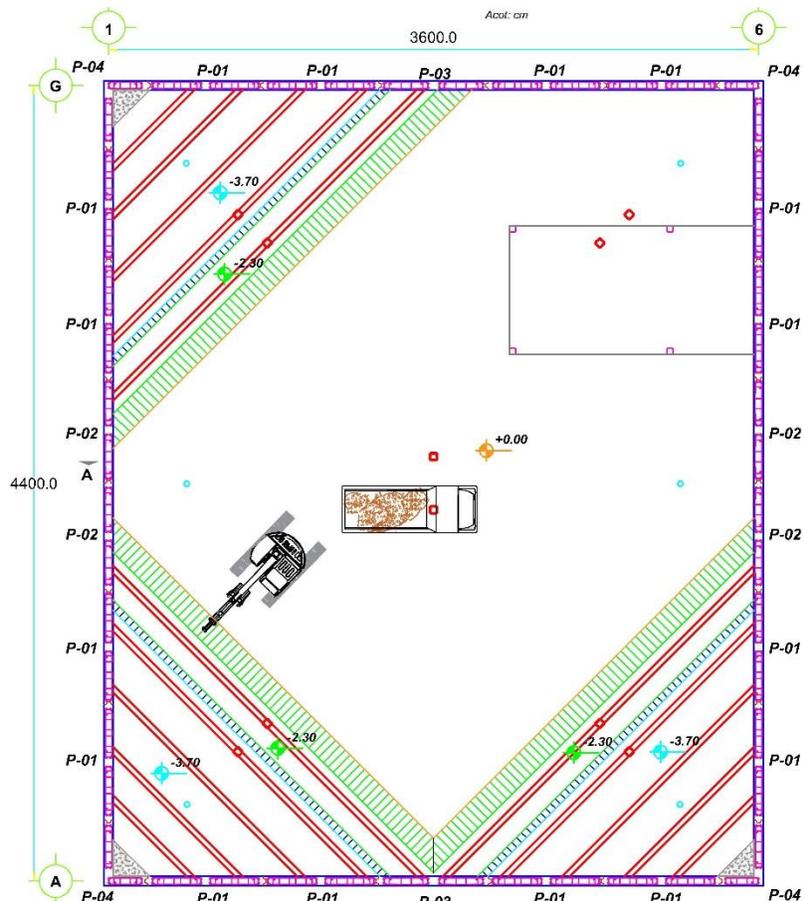


Figura IV.66 Excavación y colocación de troqueles TR-5, TR-10, TR-17 nivel $N_{TR1} -1.80$.

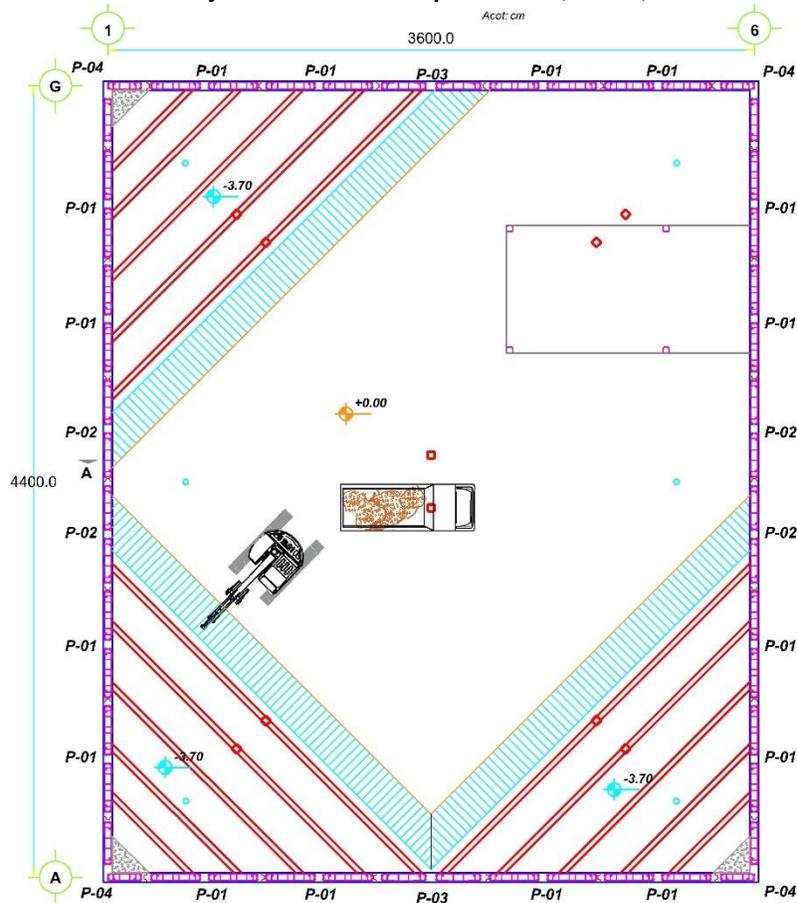


Figura IV.67 Excavación y colocación de troqueles TR-5, TR-10, TR-17 nivel $N_{TR2} -3.20$.

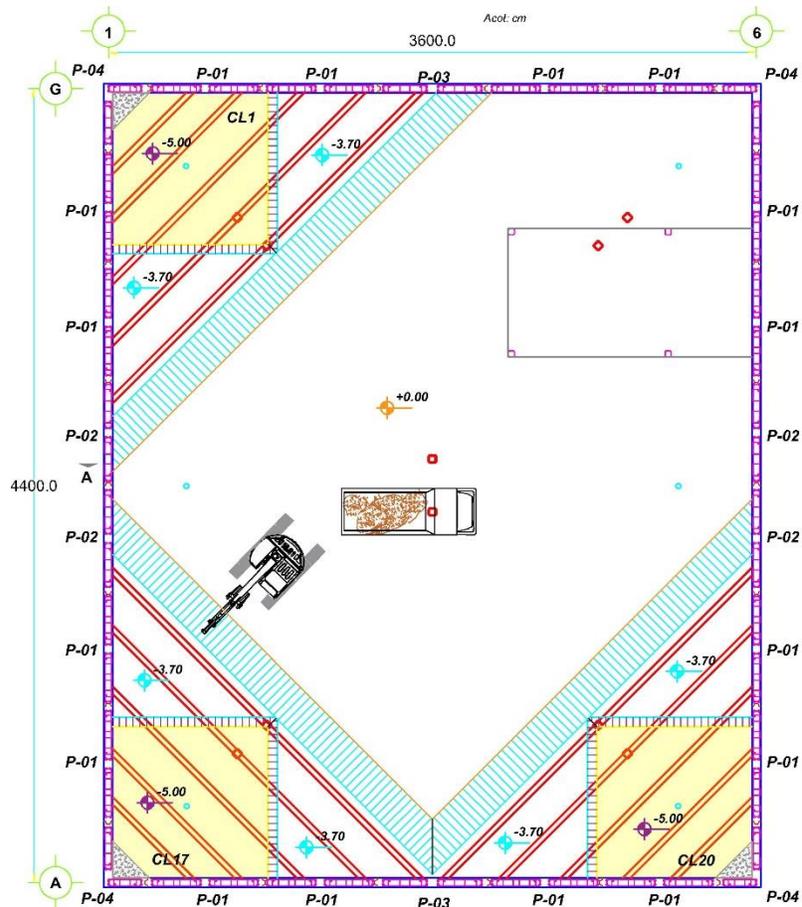


Figura IV.68 Inicio de operación de pozos de bombeo (al menos 1 semana antes), subsecuente excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celdas CL1, CL17 y CL20.

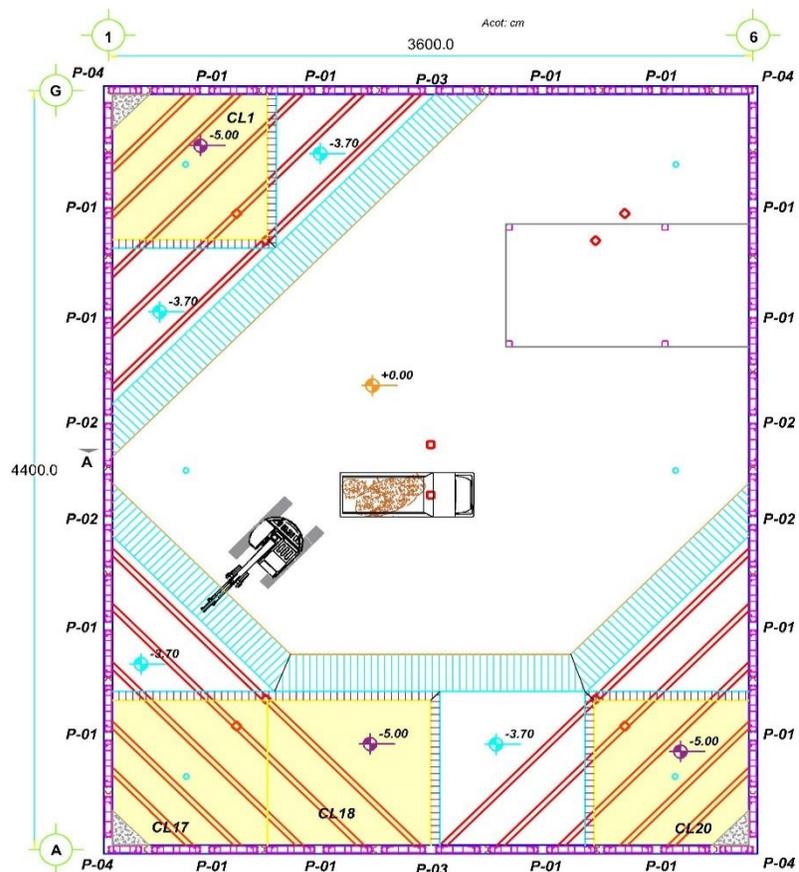


Figura IV.69 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL18.

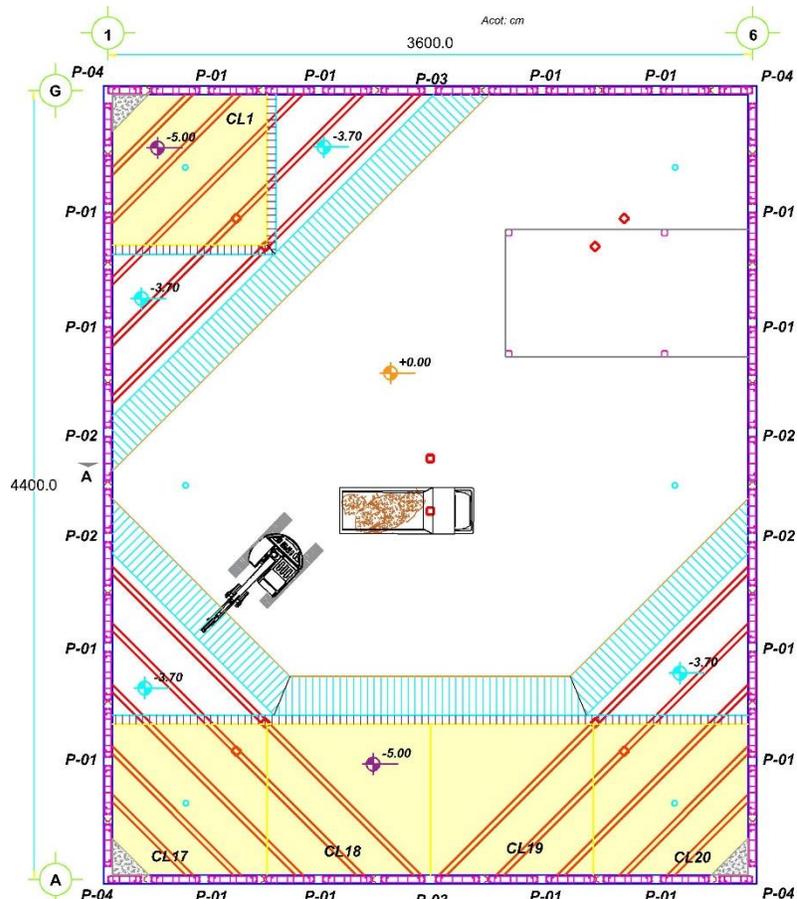


Figura IV.70 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL19.

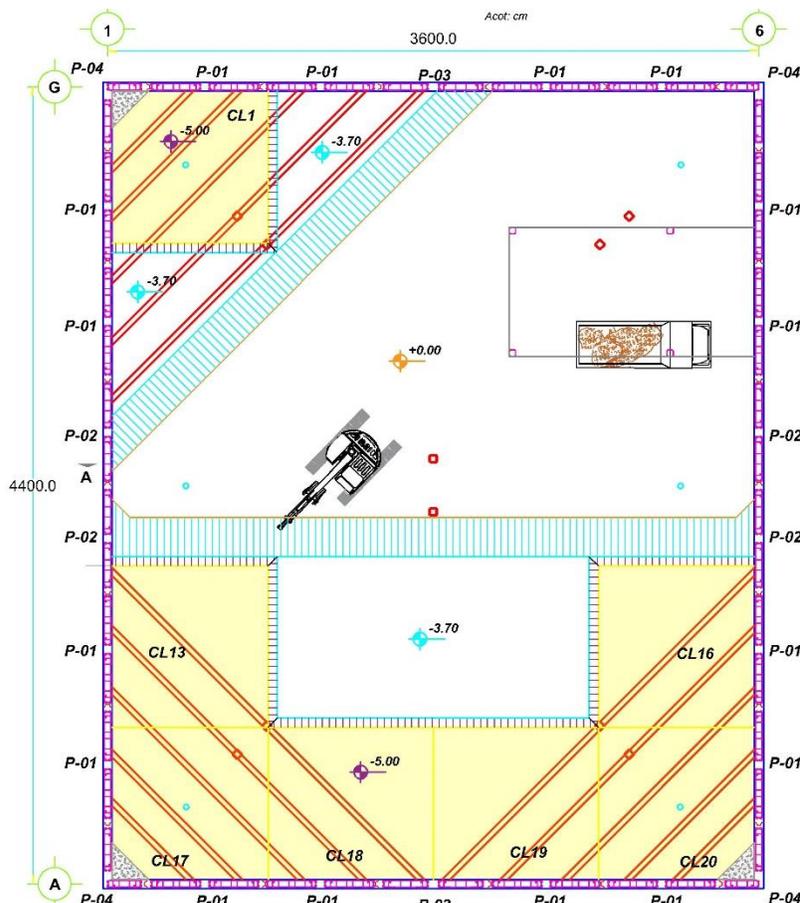


Figura IV.71 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celdas CL13 y CL16.

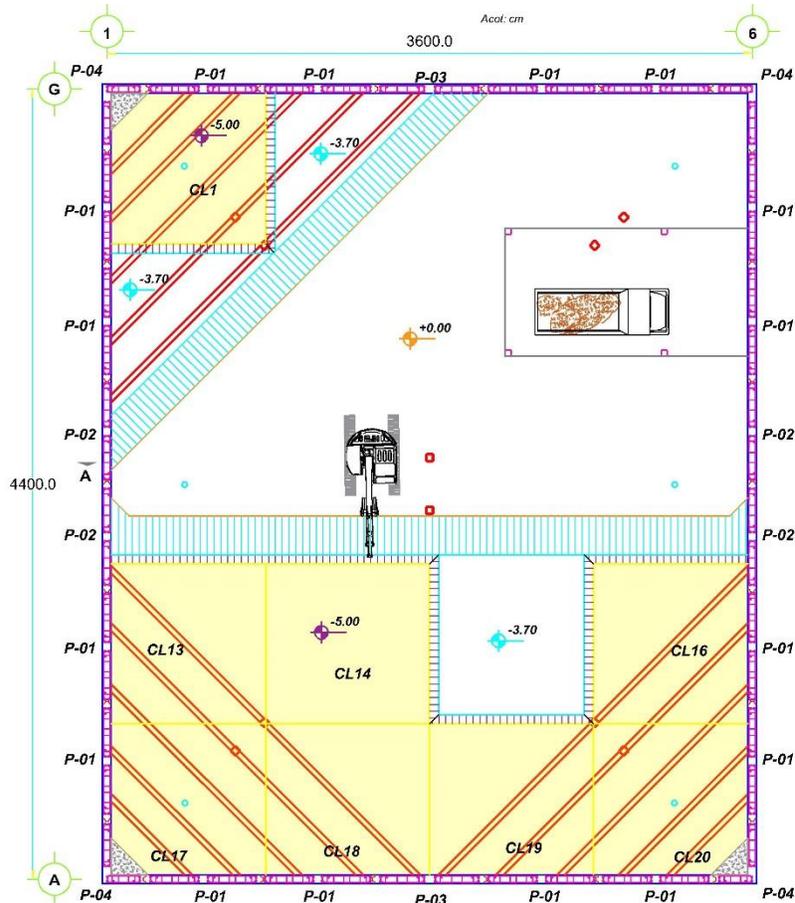


Figura IV.72 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL14.

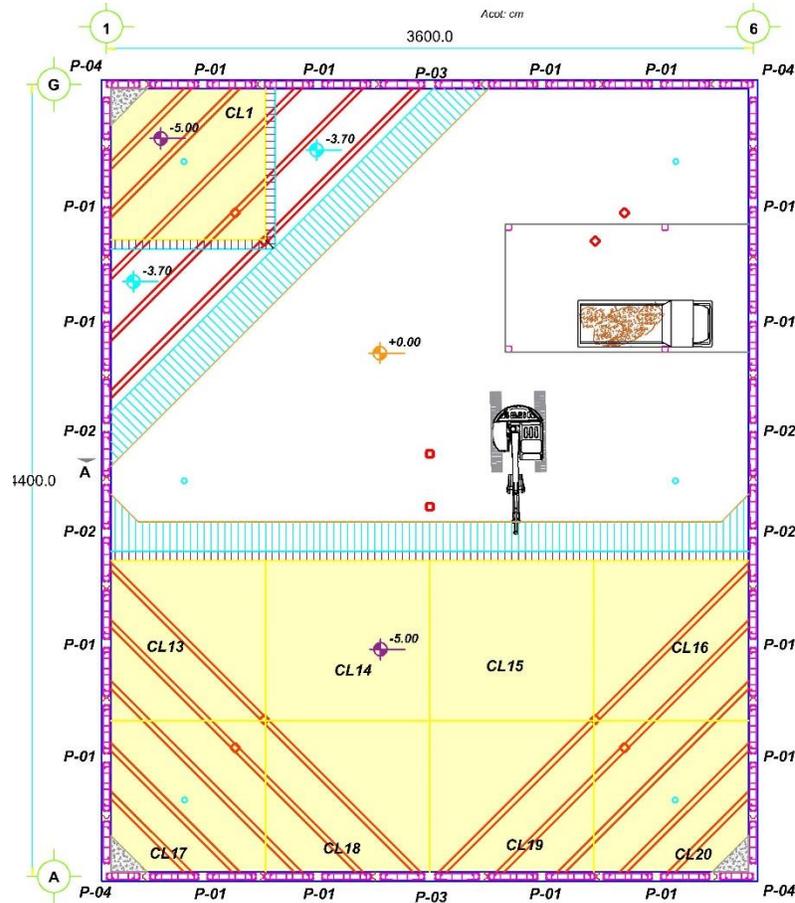


Figura IV.73 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL15.

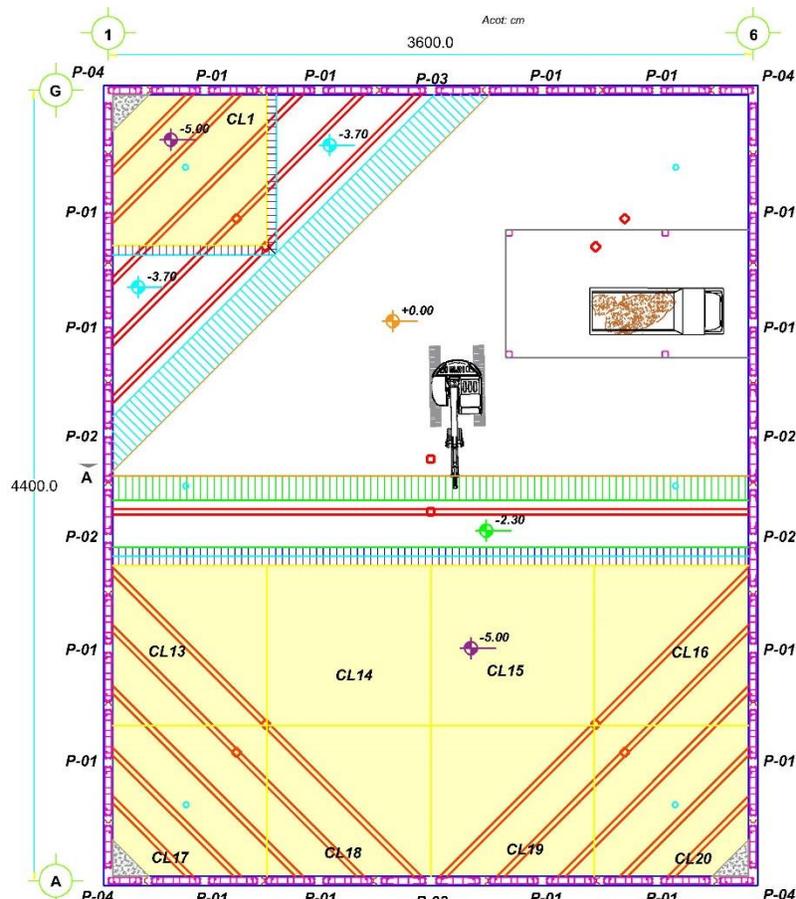


Figura IV.74 Excavación y colocación de troquel TR-11 nivel $N_{TR1} -1.80$.

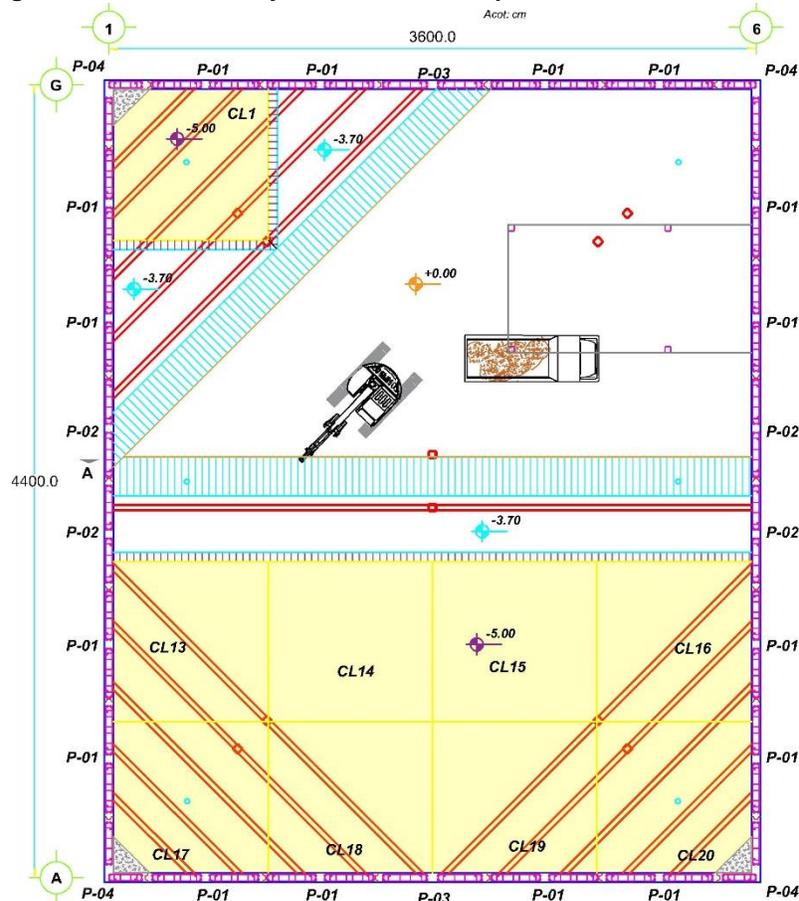


Figura IV.75 Excavación y colocación de troquel TR-11 nivel $N_{TR2} -3.20$.

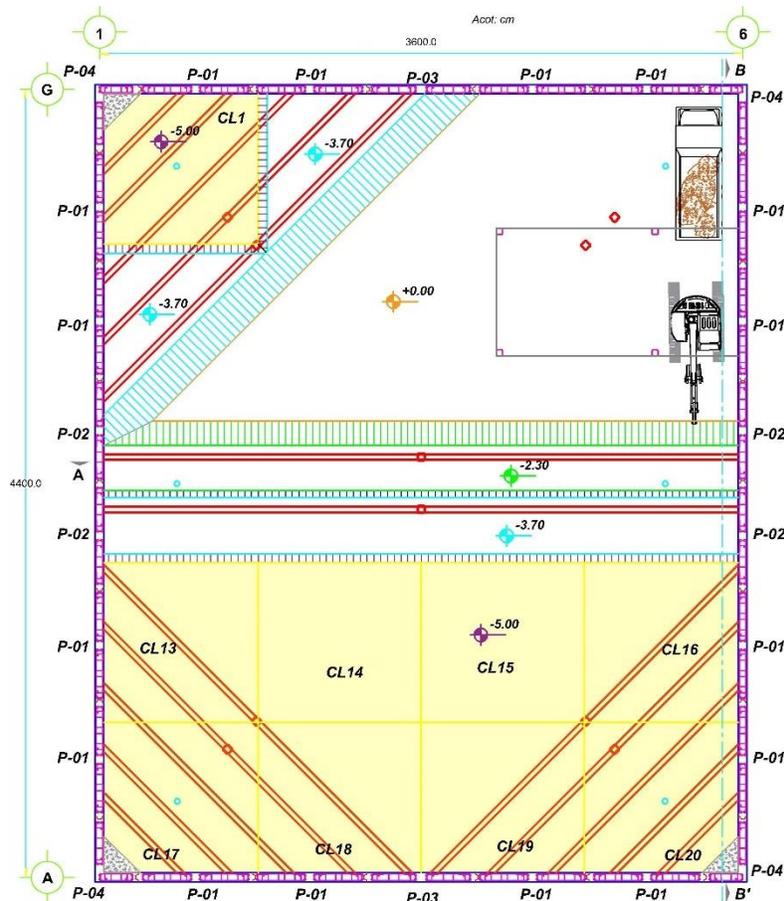


Figura IV.76 Excavación y colocación de troquel TR-12 nivel N_{TR1} -1.80.

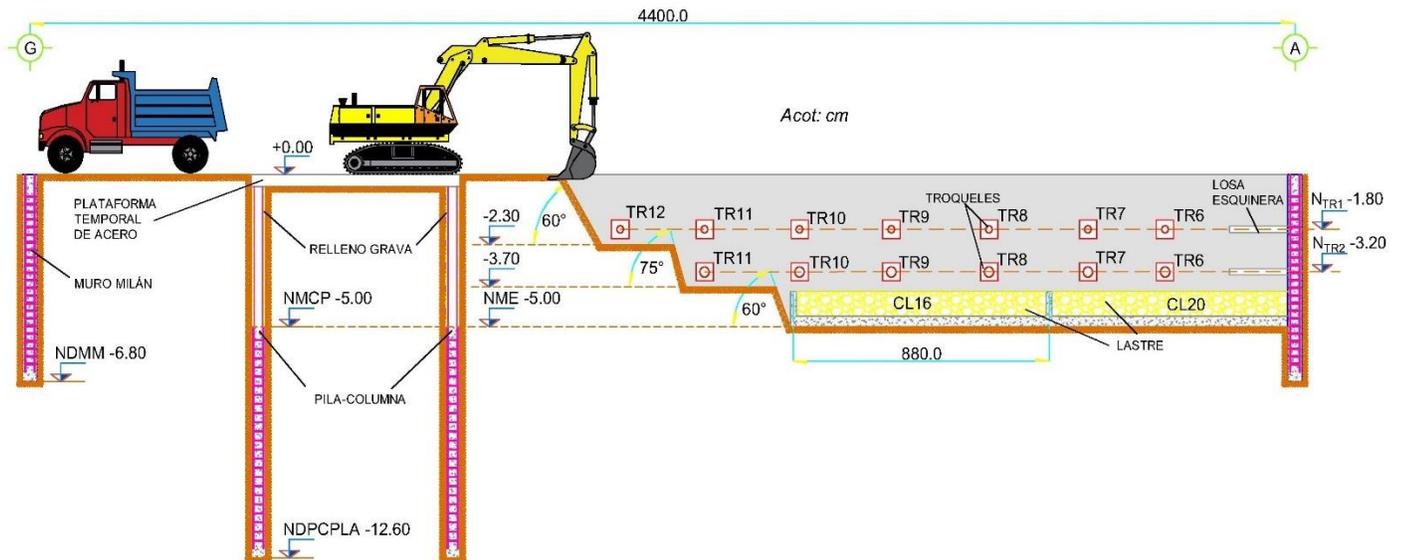


Figura IV.77 Corte B-B': Excavación y colocación de troquel TR-12 nivel N_{TR1} -1.80.

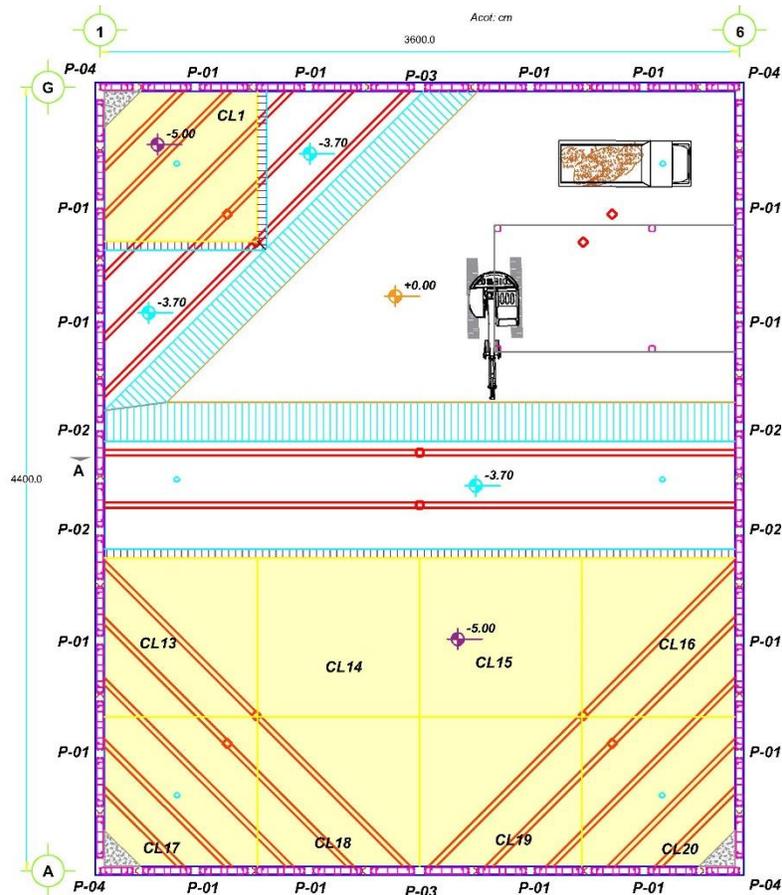


Figura IV.78 Excavación y colocación de troquel TR-12 nivel NTR2 -3.20.

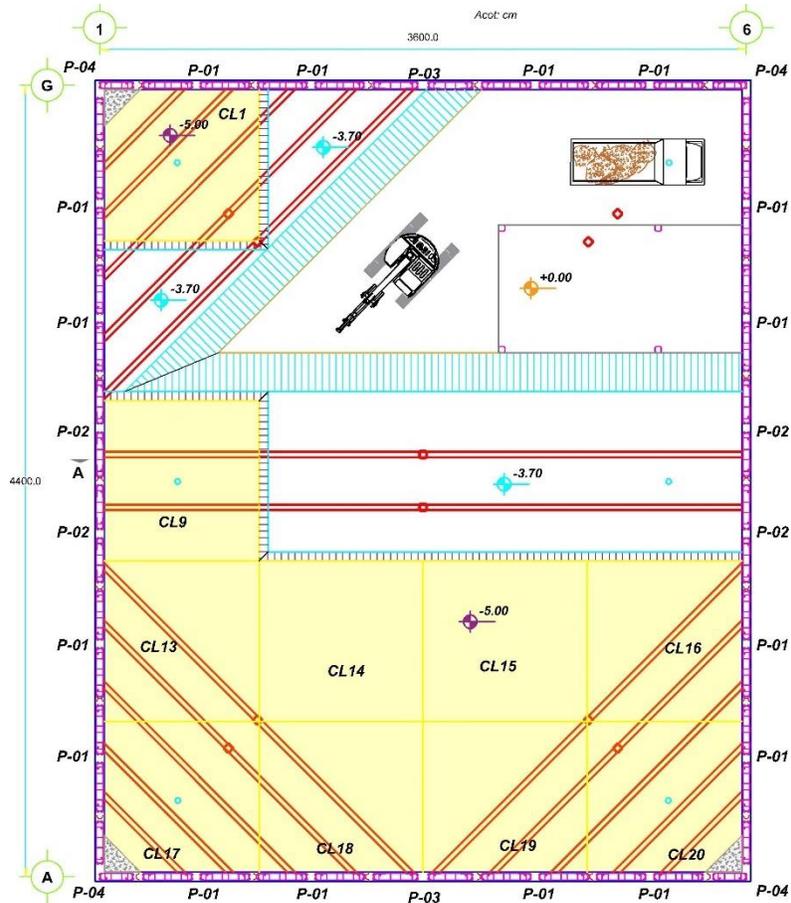


Figura IV.79 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL9.

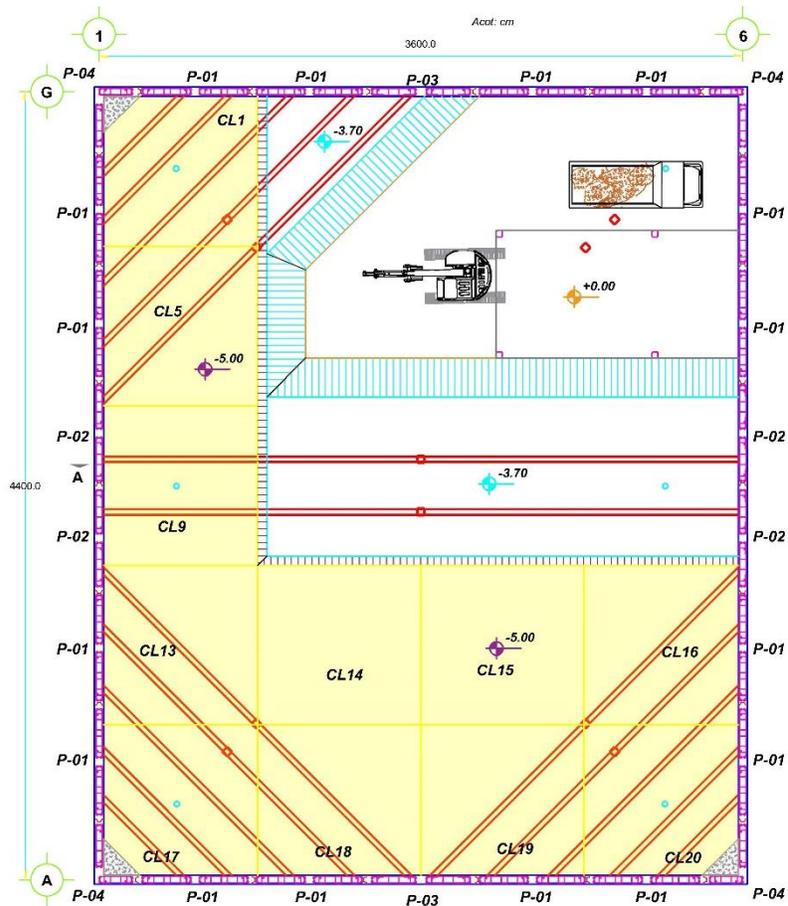


Figura IV.80 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL5.

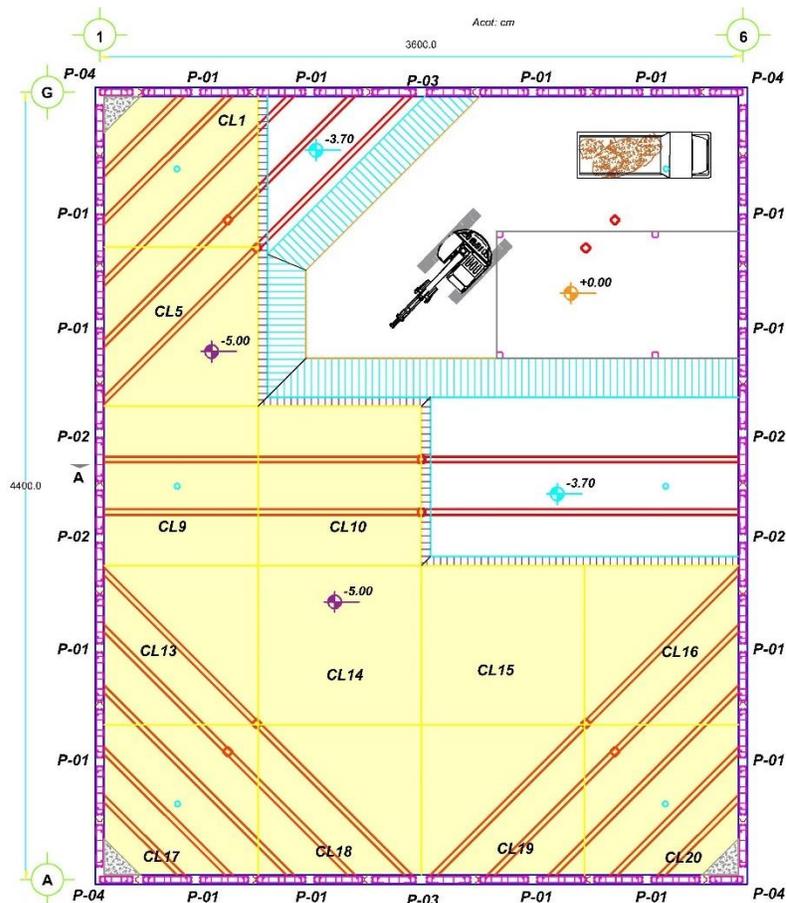


Figura IV.81 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL10.

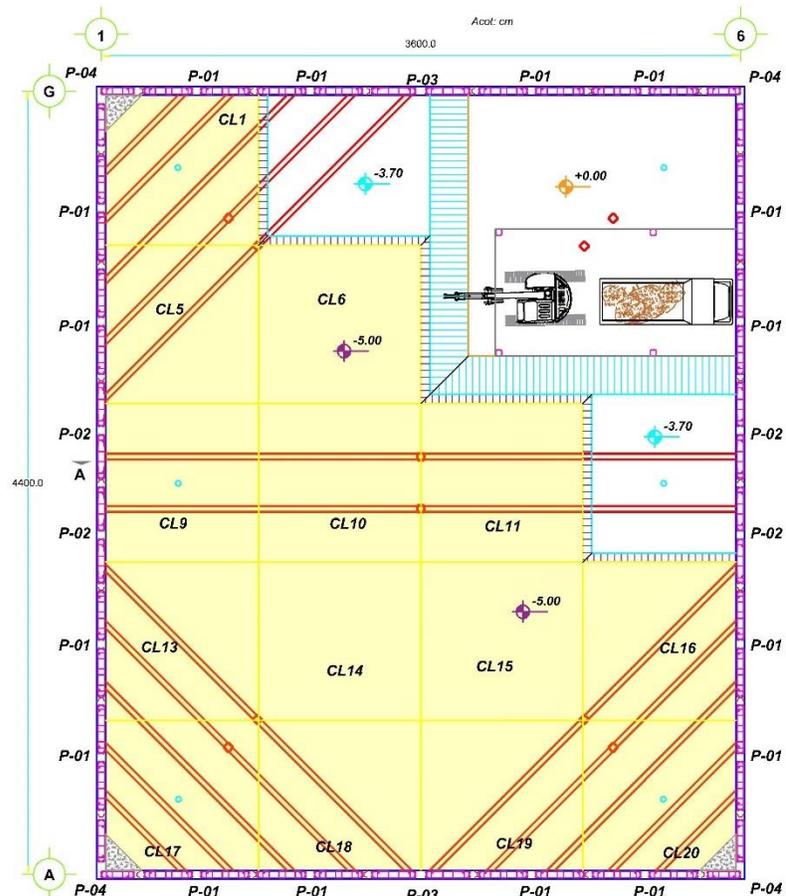


Figura IV.82 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celdas CL6 y CL11.

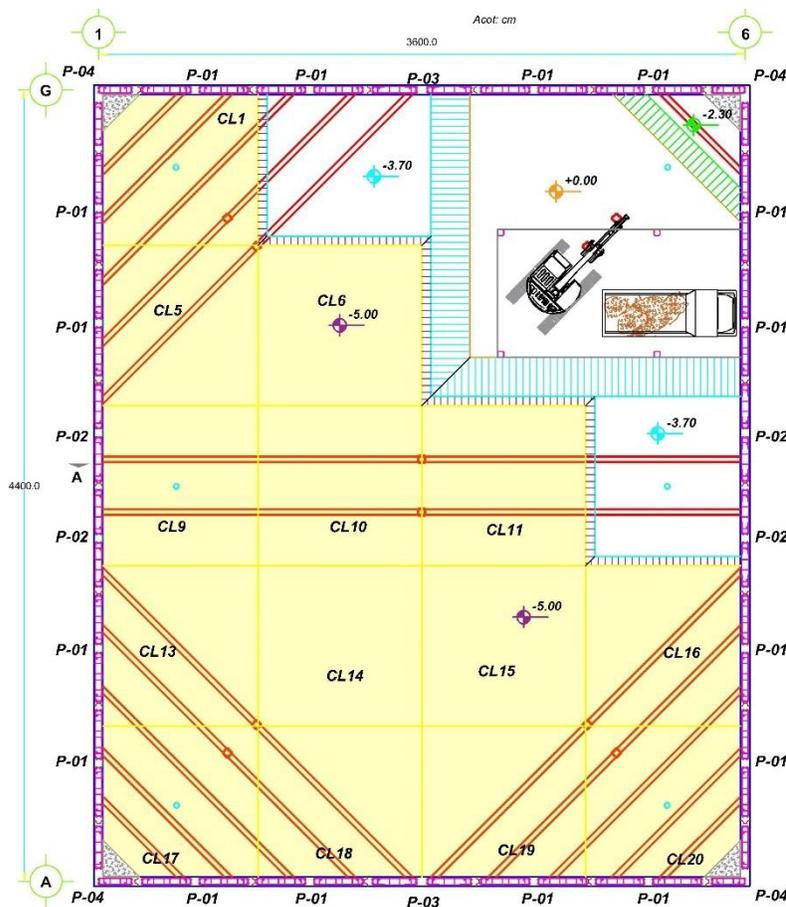


Figura IV.83 Excavación y colocación de troquel TR-18 nivel N_{TR1} -1.80.

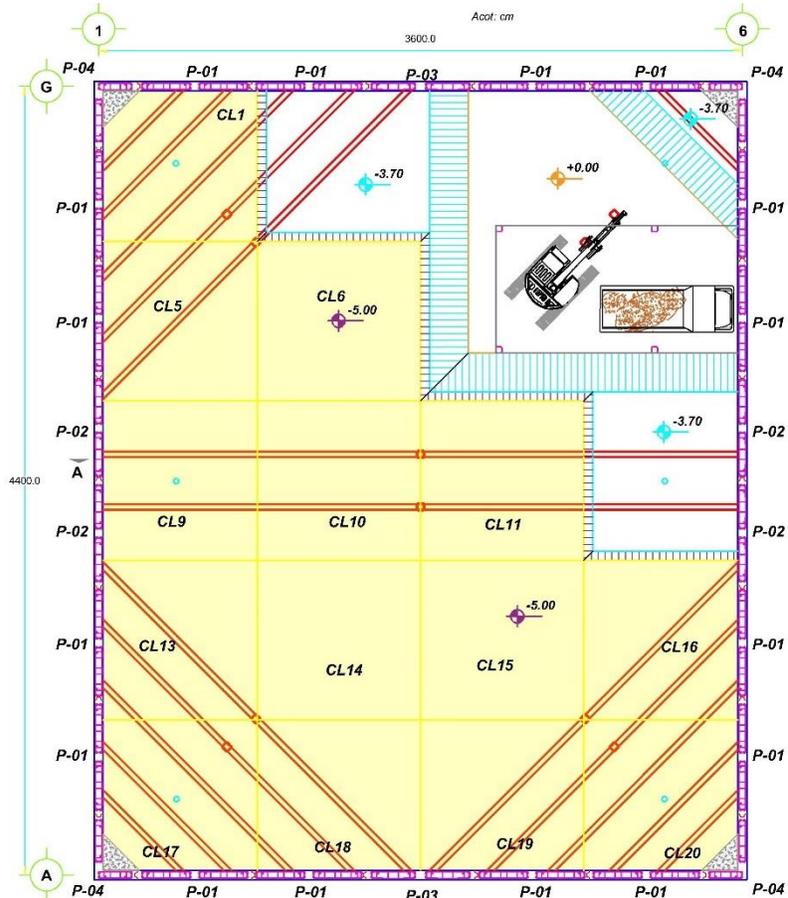


Figura IV.84 Excavación y colocación de troquel TR-18 nivel N_{TR2} -3.20.

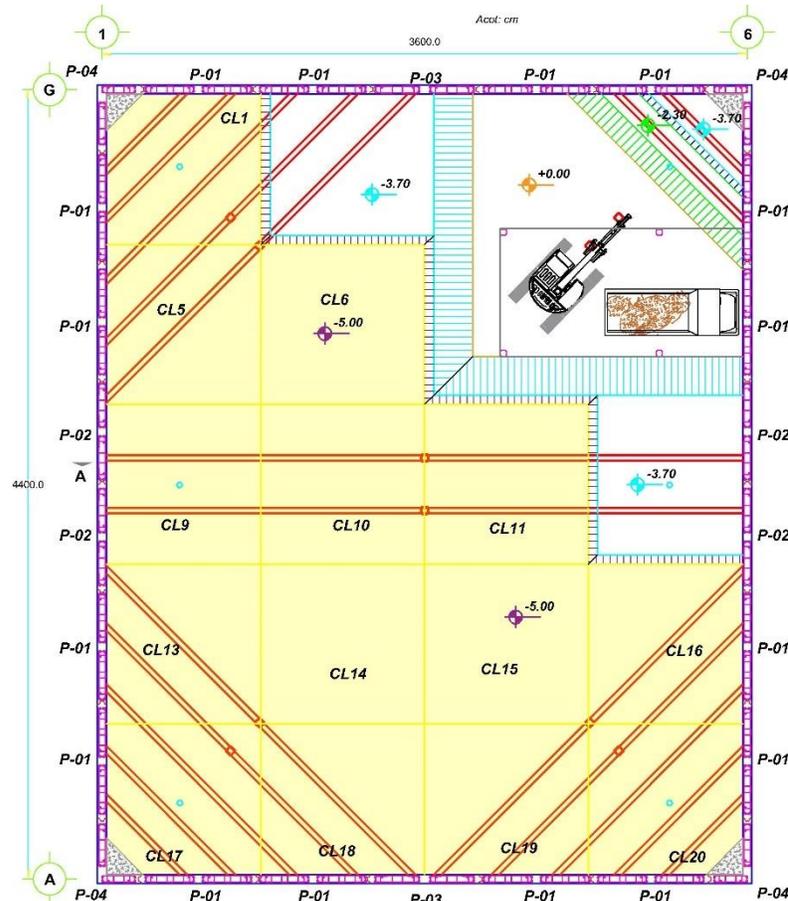


Figura IV.85 Excavación y colocación de troquel TR-19 nivel N_{TR1} -1.80.

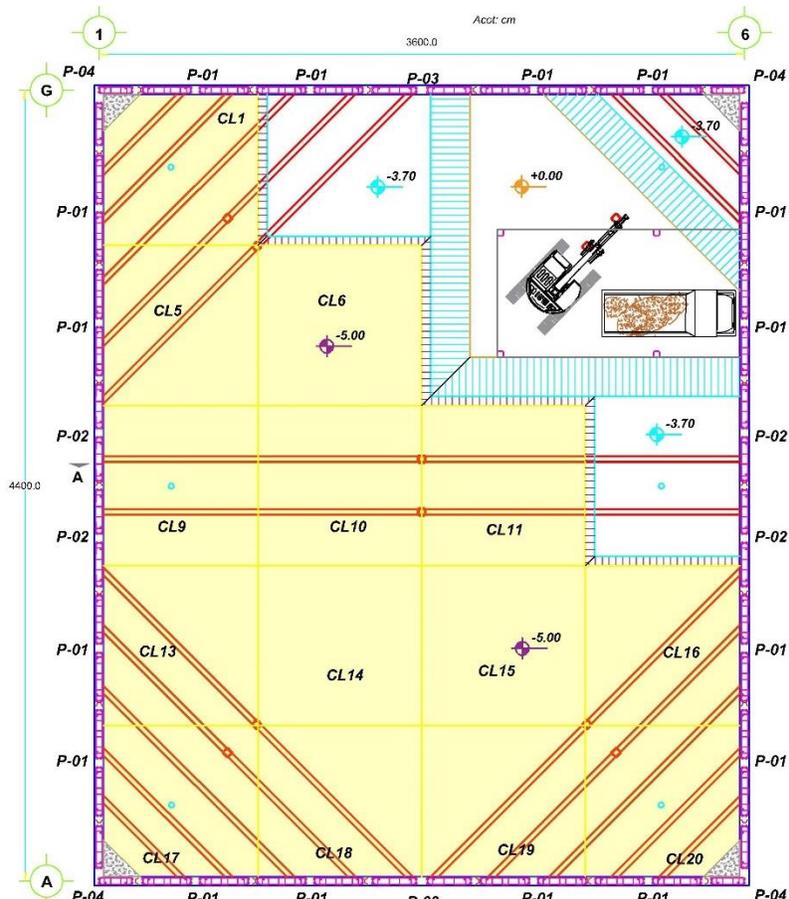


Figura IV.86 Excavación y colocación de troquel TR-19 nivel NTR2 -3.20.

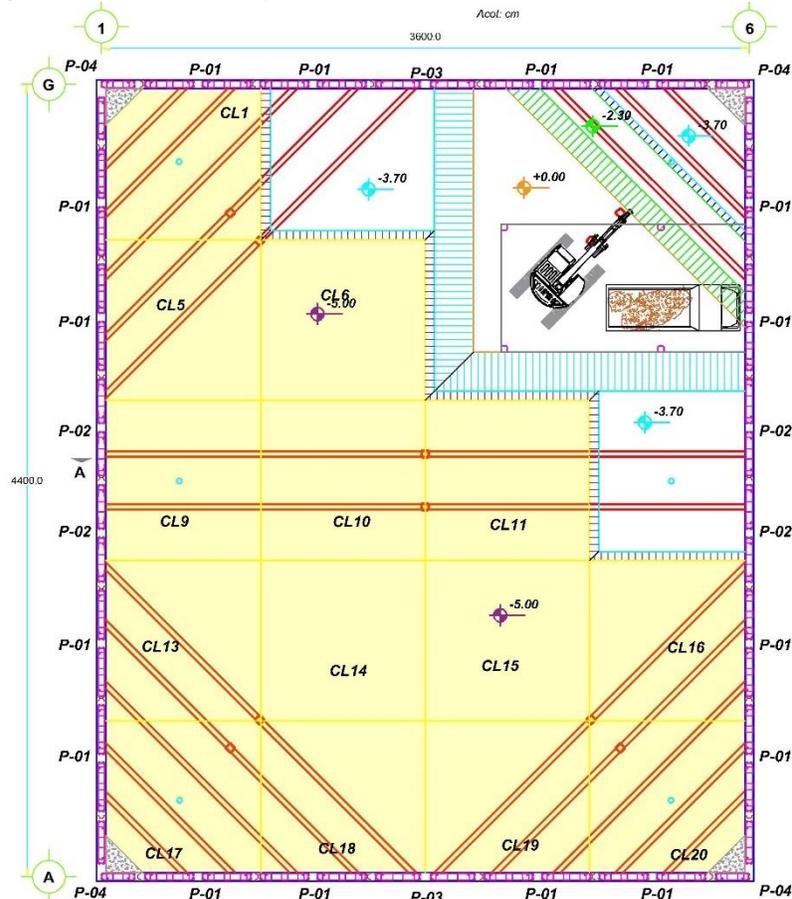


Figura IV.87 Excavación y colocación de troquel TR-20 nivel NTR1 -1.80.

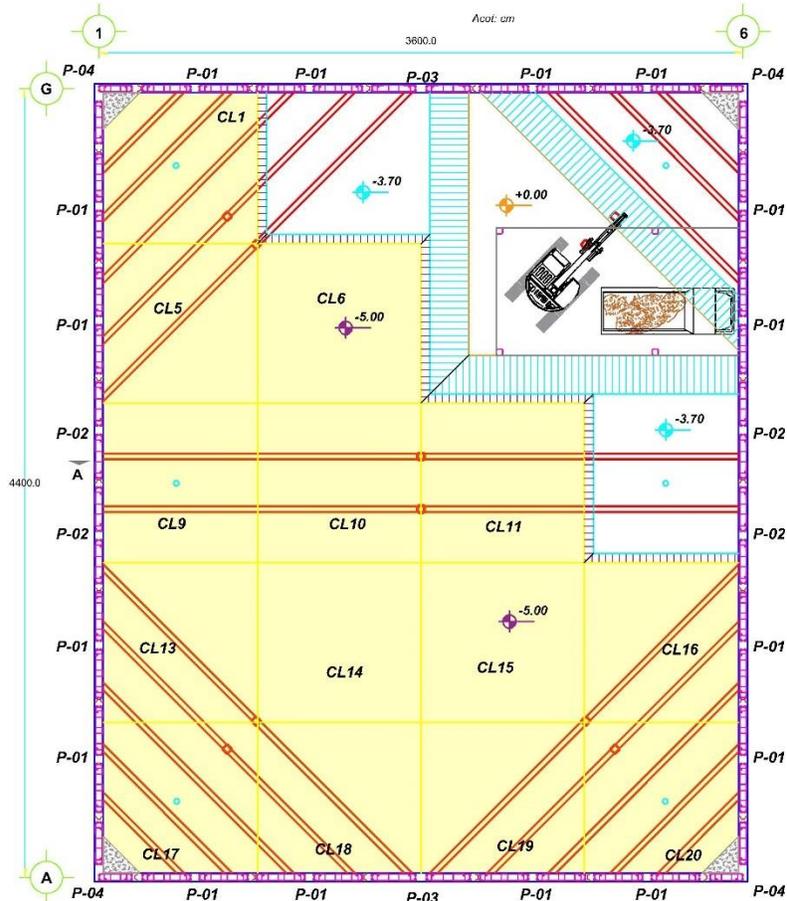


Figura IV.88 Excavación y colocación de troquel TR-20 nivel N_{TR2} -3.20.

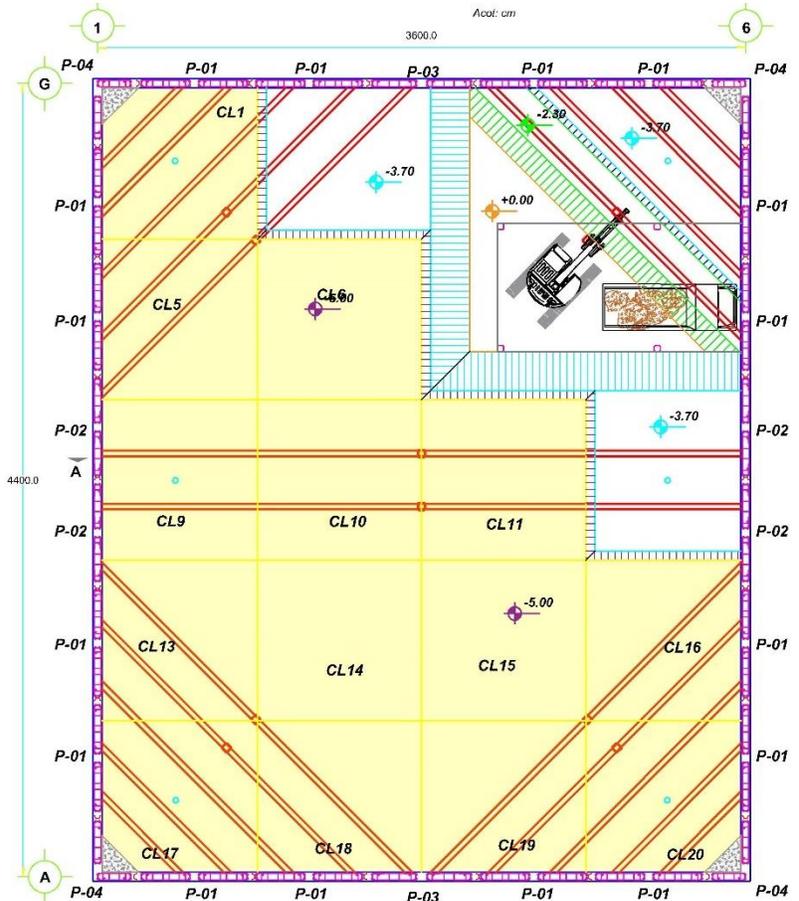


Figura IV.89 Excavación y colocación de troquel TR-21 nivel N_{TR1} -1.80.

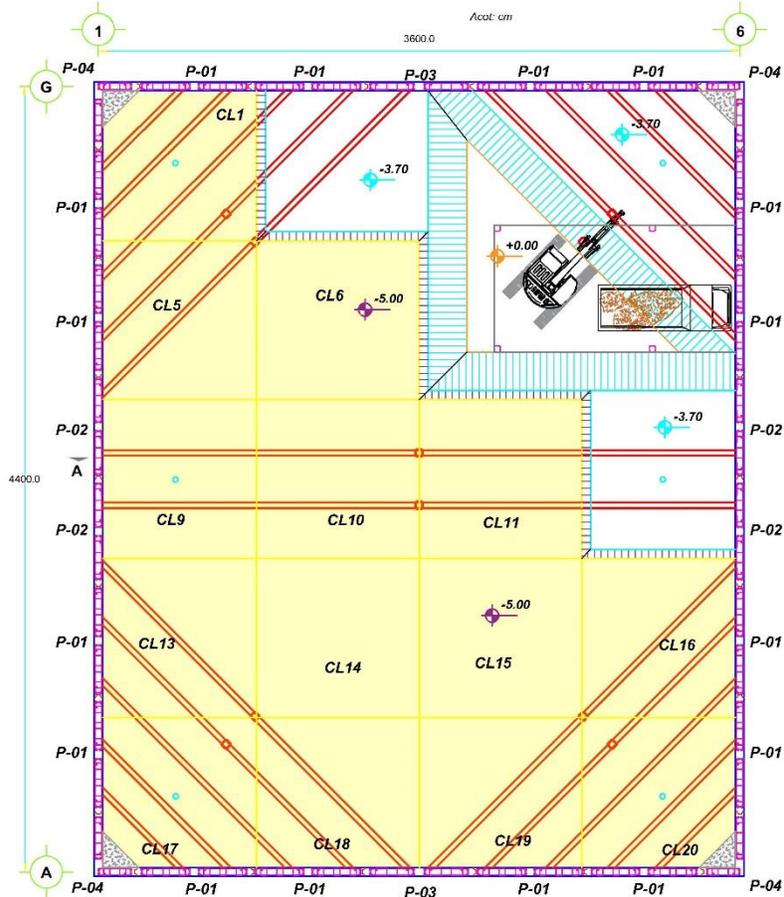


Figura IV.90 Excavación y colocación de troquel TR-21 nivel N_{TR2} -3.20.

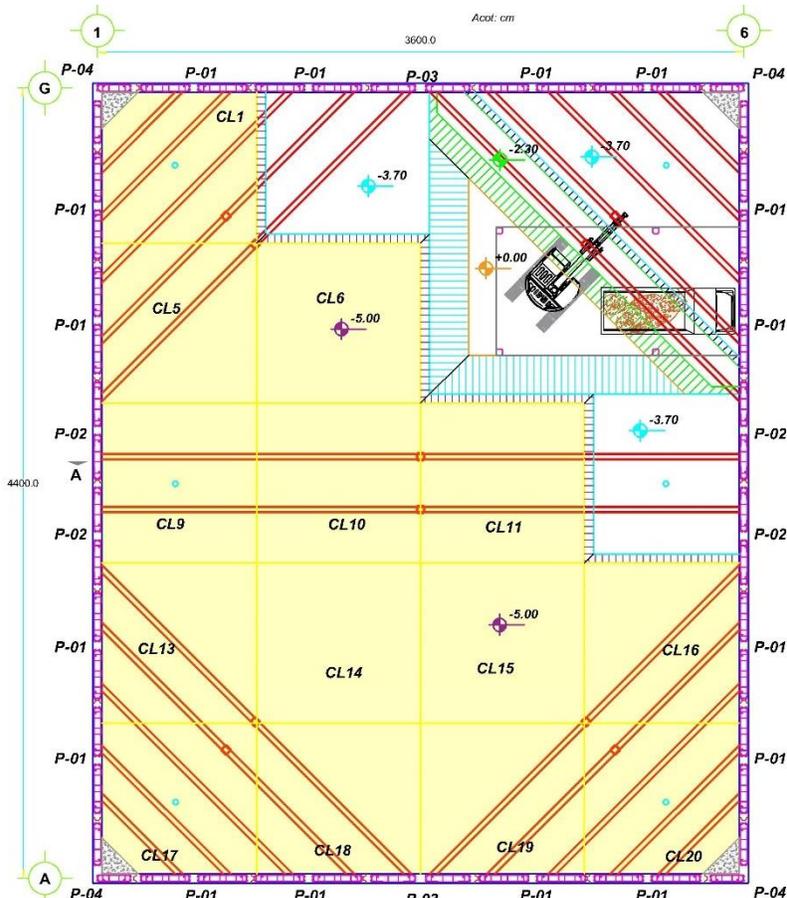


Figura IV.91 Excavación y colocación de troquel TR-22 nivel N_{TR1} -1.80.

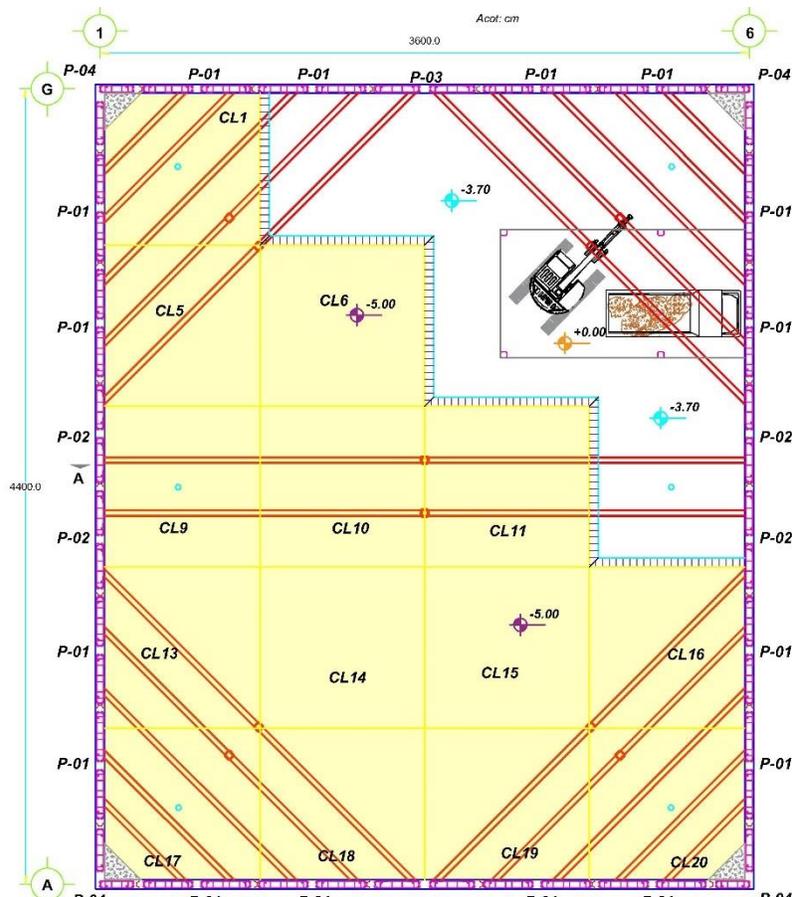


Figura IV.92 Excavación y colocación de troquel TR-22 nivel N_{TR2} -3.20.

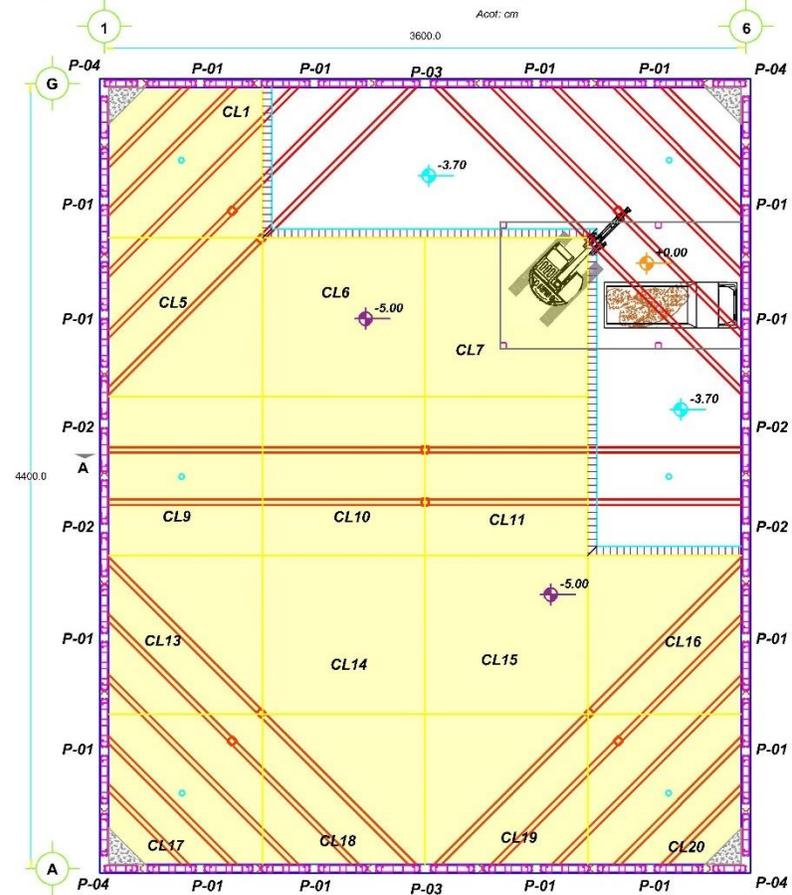


Figura IV.93 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL7.

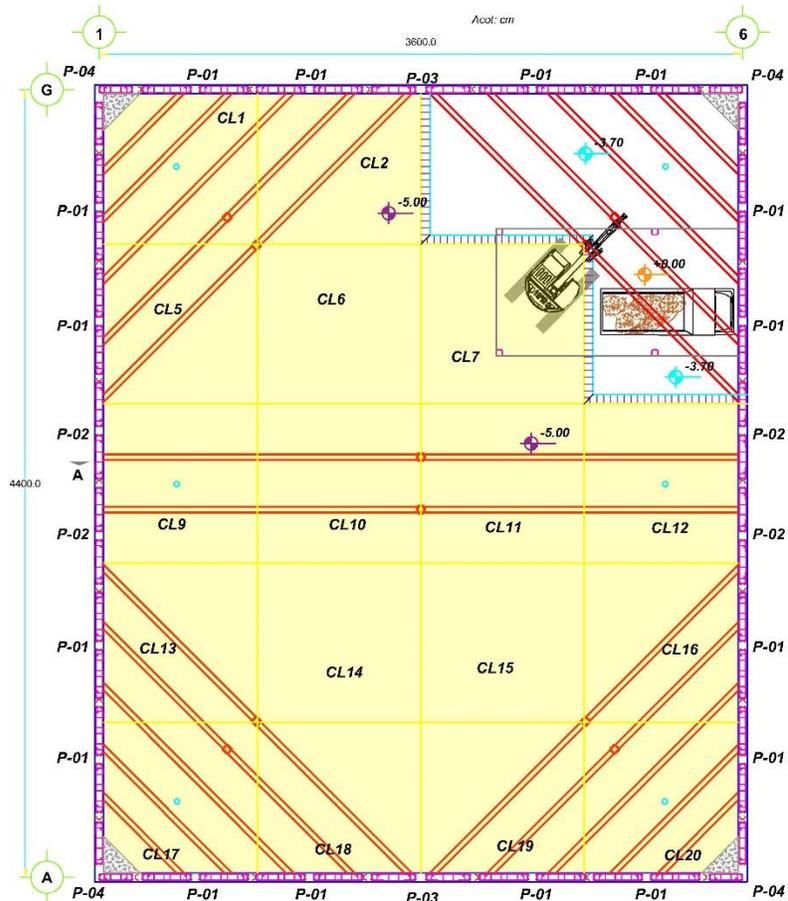


Figura IV.94 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de las celdas CL2 y CL12.

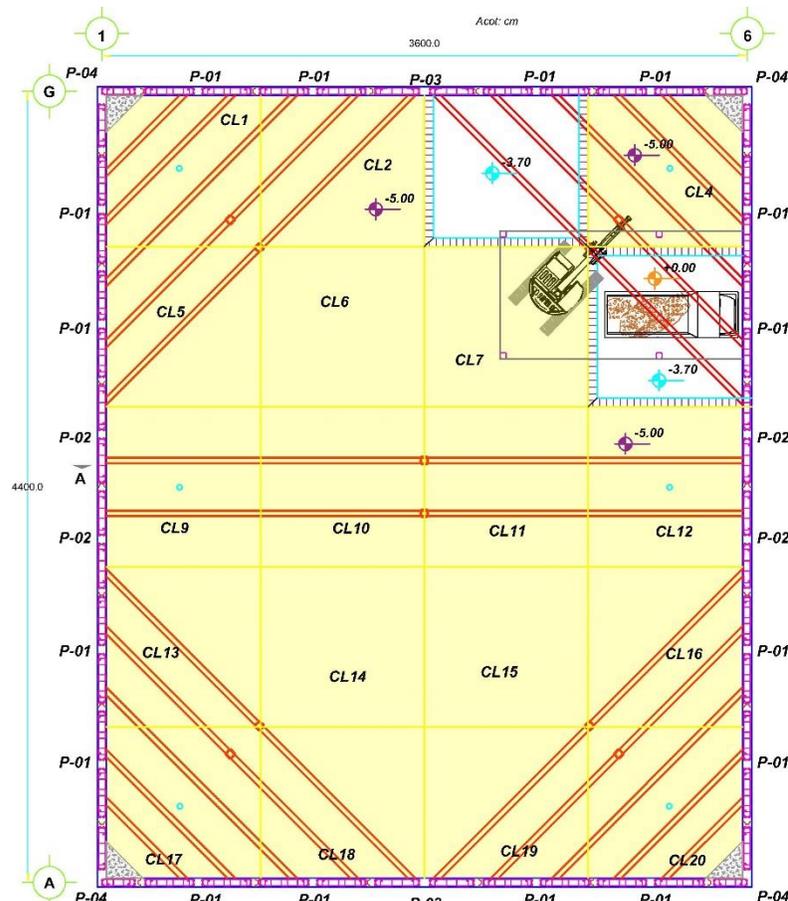


Figura IV.95 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL4.

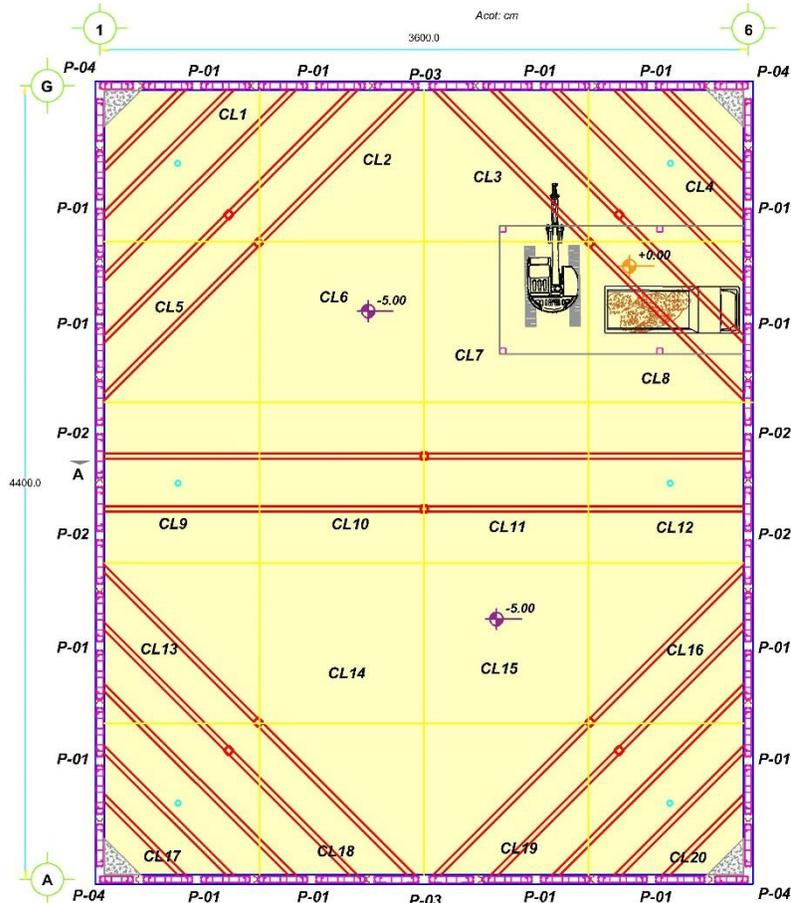


Figura IV.96 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de las celdas CL3 y CL8.

V. **ESPECIFICACIONES Y RECOMENDACIONES COMPLEMENTARIAS.**

V.1 Cimentación.

El diseño de la cimentación realizado considera la estanqueidad del cajón en las celdas por debajo del nivel de aguas freáticas, por lo tanto, deberá implementarse un sistema de impermeabilización integral al borde de la losa de fondo y del muro de acompañamiento.

Debido a que el funcionamiento del cajón es sensible a los cambios no considerados de la presión de contacto que ejerce la cimentación, no deberá de sobrepasarse las combinaciones de carga usadas del estudio estructural. Cualquier modificación fuera de dichos alcances obligará a una revisión del diseño geotécnico.

El lastre de grava basáltica usado durante la etapa de construcción de la cimentación deberá de ser retirado una que el avance de la construcción aplique una presión equivalente.

La ubicación de la cisterna no deberá quedar adyacente al muro de contención, ya que de lo contrario se provocará una reducción de la pata del muro y podría inducir la falla del sistema y consecuentes asentamientos excesivos en las estructuras colindantes.

El espesor de la losa de fondo no será menor a 35cm, de lo contrario la estructura del edificio sufrirá daños por asentamientos diferidos. Cualquier modificación de la losa de fondo deberá de revisarse mediante un análisis de interacción estática suelo-estructura.

V.2 Respaldo legal.

Antes de iniciar cualquier actividad de obra es necesario que se realice un levantamiento del estado físico de las estructuras colindantes al sitio en estudio, con el debido sustento legal, permitiendo deslindar responsabilidades no imputables por daños asociados a la construcción del inmueble.

V.3 Demolición.

Deberá considerarse la demolición de toda estructura preexistente dentro del predio que represente una obstrucción a la obra y el funcionamiento de la cimentación.

V.4 Plataforma de trabajo para maquinaria pesada.

Deberá de proporcionarse una plataforma de trabajo con la capacidad suficiente para permitir de forma segura y funcional el tránsito de toda la maquinaria y equipo a utilizar dentro de la obra, dicha plataforma deberá estar nivelada y conformada preferentemente de material granular compactado que permita el drenaje.

V.5 Sistema de bombeo eyector.

Objetivo: evitar la falla de fondo por subpresión mediante el abatimiento de las presiones piezométricas en los estratos permeables.

Se recomienda iniciar con la operación de pozos de bombeo dos semanas antes de comenzar con la excavación y lastrado de celdas CL (figura IV.68). En caso de ser necesario, podrá iniciarse previamente la operación si se presentan filtraciones de agua de importancia en los primeros niveles de excavación (-2.30m y -3.70m) realizados para la colocación de los troqueles, alternativamente podrá solucionarse con un bombeo de achique.

El bombeo se mantendrá continuo las 24 horas del día incluyendo sábados y domingos, hasta que se concluya con la excavación y lastrado del área total del cajón y se garantice la estanqueidad formada por el muro Milán y la losa de fondo.

1. Los pozos estarán constituidos por perforaciones de 20 cm de diámetro a 9.00 m de profundidad, se utilizará máquina rotatoria equipada con broca del tipo aletas o de corona, inyectando agua limpia sin bentonita como fluido de perforación.
2. Se procede a lavar el pozo mediante la inyección de agua hasta que retorne totalmente limpia, con el objeto de retirar las partículas sólidas en suspensión.
3. Se colocará un ademe de PVC ranurado de 15cm de diámetro y forrado con tela de mosquitero.
4. El espacio anular entre el ademe y la pared del pozo se rellena con material granular limpio de tamaños mal graduado en toda la longitud de la perforación.
5. Instalado el sistema de bombeo, se coloca agua en el cárcamo y a través de la línea principal de inyección, se carga el sistema inyectándola a cada uno de los pozos, donde la presión de inyección genera un vacío en el Venturi de la punta eyectora, extrayendo un gasto superior al inyectado que depende de la permeabilidad del suelo. El gasto bombeado es captado por la línea de retorno

que descarga en el cárcamo y a su vez éste cuenta con un rebosadero que canaliza el agua excedente a la red de drenaje, cerrando de esa manera el circuito de bombeo.

V.6 Instrumentación.

Objetivo: Monitoreo continuo de los movimientos dentro y fuera de la excavación, así como de la variación de las presiones piezométricas; los resultados obtenidos se utilizarán para definir condiciones de inestabilidad o bien de deformaciones inadmisibles, permitiendo la aplicación oportuna de acciones preventivas o correctivas necesarias para garantizar la seguridad de la excavación y de las estructuras colindantes. Los registros de instrumentación deberán de incluir las etapas de excavación en el momento de las lecturas.

Banco de nivel.

Para determinar los movimientos del terreno que se desarrollarán por la construcción del edificio es necesario contar con al menos un punto de control, el cual, no deberá estar influenciado por el procedimiento constructivo de la misma obra o de otras cercanas, de tal forma que, al referenciar los puntos de control, por diferencia se determinen los movimientos generados por la construcción.

Referencias.

Son puntos fijos en la superficie del terreno cuyo propósito es registrar los movimientos horizontales y verticales que ocurran en el perímetro de la excavación. Se instalan definiendo líneas de colimación paralelas a los ejes de la excavación que se observan con un tránsito para detectar los desplazamientos horizontales que ocurren, mientras que con un nivel óptico y estadales se determinan los desplazamientos verticales.

Los testigos superficiales consisten en un cilindro de concreto de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno metálico empotrado en su extremo superior; el perno es un tornillo de cabeza esférica con una línea grabada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador, dicha ranura sirve de guía para la regla metálica de medición. Por otro lado, en las colindancias se usarán puntos de control (“palomas”), dispuestos en forma equidistante.

Testigos de yeso.

En todas las fisuras que se detecten de los muros de colindancia a fin de llevar un control de su evolución durante los trabajos de construcción de los sótanos y cimentación.

Tubos de observación.

Consisten en barrenos de 30cm de diámetro con una tubería de PVC ranurada y con un filtro granular, deberán de perforarse por lo menos 1m dentro del estrato permeable que genera la falla por subpresión (UG05 y UG07); mediante una sonda se mide el nivel de agua dentro de los pozos. Estos elementos permitirán observar el comportamiento real del cono de abatimiento logrado mediante el sistema de bombeo. Pueden ser instalados durante la semana de bombeo previo.

Piezómetros.

Estos dispositivos permiten determinar la presión de poro generada a una cierta profundidad del subsuelo, deberán de perforarse por lo menos 1m dentro del estrato permeable que genera la falla por subpresión (UG05 y UG07). Podrá optarse por piezómetros abiertos, piezómetros neumáticos o de cuerda vibrante. Su uso será únicamente opcional si cuenta con tubos de observación dentro de la instrumentación instalada.

Inclinómetros.

Permitirán determinar los desplazamientos horizontales en toda la altura y periferia del muro Milán, colocados en un barreno ademado hasta una profundidad del al menos 2m por debajo del nivel de desplante del muro. En el caso del muro Milán, se dejarán las preparaciones necesarias previo al colado para posteriormente instalar la tubería de ademe.

V.7 Plataforma de trabajo temporal de acero para excavación y troquelado.

Objetivo: Permitir la permanencia del equipo de excavación y de un camión de volteo para el constante retiro de material dentro de la excavación, así como la operación

segura de la maquinaria para la asistencia en el izaje y colocación de los troqueles metálicos.

Las pilas-columnas se construyen a nivel de banqueteta con equipo rotatorio y usando lodo para estabilización de la perforación de 40cm de diámetro. Se coloca un armado con varillas de acero de refuerzo y colado con concreto premezclado desde el nivel de desplante (-12.60m) hasta el nivel máximo de excavación NME, adicionalmente, se incluye un perfil de acero estructural desde el nivel +0.00 hasta una profundidad de empotramiento suficiente en el concreto premezclado. Para facilitar su excavación, el espacio anular entre la perforación y el perfil de acero se rellena con grava limpia sin finos colocada a volteo (ver figura IV.77).

Podrá optarse por un hincado de perfiles metálicos hasta la misma profundidad de desplante (-12.60m), siempre y cuando se demuestre que el equipo de hincado no induce daños a las estructuras e instalaciones cercanas.

Las pilas-columnas no deberán de desplantarse a una profundidad mayor a la indicada, ya que de lo contrario se provocará una emersión parcial y consecuente asentamiento diferencial de la estructura, debido a que las puntas de las pilas se podrían apoyar en los estratos de mayor resistencia UG05 o UG07 por efectos de consolidación regional.

V.8 Muro Milán troquelado.

Trabe de coronamiento.

Su función principal es restringir los desplazamientos diferidos entre los mismos paneles y de esta forma conformar un sistema rígido del muro de contención que mejore su comportamiento ante la falla y desplazamientos. Su diseño determinara el nivel terminado de colado de muro Milán (NTCMM). En este caso se ha supuesto una trabe de coronamiento de al menos 50cm de peralte (ver figura IV.27).

Inspección para aceptación, almacenamiento, estibado y preservación de materiales.

Se deberá verificar en cada remisión de material en obra el cumplimiento de las especificaciones mediante certificados de calidad, fichas técnicas y remisiones. Los materiales que cumplan con la inspección de aceptación deberán de ser adecuadamente almacenados, estibados y protegidos para su preservación. Aplicable a sacos de bentonita/ botes de polímero, acero de refuerzo, conexiones metálicas o soldadura, accesorios para preparaciones, concreto (verificación en estado fresco previo a colocación), accesorios para maquinaria (estrobos, grilletes, entre otros), etc.

Brocal de concreto.

Se construirá previamente a los paneles del muro, deberá de incluir orejas de izaje que permitan el trapeo integral del acero de refuerzo, ver figura V.1. Adicionalmente, se proyecta a una profundidad de 1.50m, suficiente para evitar el colapso de materiales superficiales en la zanja (relleno UG01).



Figura V.1 Brocal de concreto armado con orejas para trapeado y mantener fijo en su posición el armado durante el colado.

Tolerancias.

Se tomará en cuenta lo indicado en el capítulo 8.2 de la norma NF EN 1538 (2010):

1. **Excavación:** La desviación con la horizontal deberá de ser menor de 25mm en dirección interna a la excavación y de 50mm en dirección externa fuera de la excavación. La verticalidad del muro deberá estar dentro de 1% de la

profundidad del muro. Se recomienda verificar la verticalidad con una sonda Koden o péndulo invertido.

2. **Acero de refuerzo:** El ancho de la jaula de acero tendrá una tolerancia de $\pm 10\text{mm}$, la posición vertical del armado con respecto a la especificada posterior al colado tendrá tolerancia de $\pm 50\text{mm}$.
3. **Limpieza del fondo:** Para cada uno de los paneles deberá de verificarse la profundidad con respecto a la indicada en proyecto y garantizar la suficiente limpieza en el fondo previo a la colocación de acero y concreto.

Lodo estabilizador.

Se tomará en cuenta lo indicado en el capítulo 6.2 norma NF EN 1538 (2010). El lodo estabilizador conformado por bentonita o polímero y agua no salina deberá de cumplir con las especificaciones indicadas en la tabla V.1, dependiendo si es condición fresca, reutilizado o previo al colado. En todo momento durante la excavación se deberá de mantener el nivel del lodo al menos un metro por encima del mayor nivel piezométrico dentro de la excavación.

Tabla V.1 Especificaciones para lodo estabilizador de zanja

Propiedad		Condición fresca	Condición reutilizada	Condición previa al colado
Densidad	g/cm^3	<1.10	<1.25	<1.15
Viscosidad Marsh	s	32 a 50	32 a 60	32 a 50
PH		7 a 11	7 a 12	No aplica
Contenido de arena	%	No aplica	No aplica	<4
Espesor de costra "cake"	mm	<3	<6	No aplica
Pérdida de fluido	cm^3	<30	<50	No aplica

Concreto y acero.

El concreto será un concreto de resistencia $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, rev. 20cm y TMA $\frac{3}{4}$ ". Se tomará en cuenta lo indicado en el capítulo 6.2 de la norma NF EN 1538 (2010): según el TMA especificado el concreto deberá de tener un contenido mínimo de cemento de 385 kg/m^3 , una máxima relación agua/cemento de 0.60, la mezcla deberá de estar diseñada de tal forma que cumpla con la características necesarias para su colocación

en estado fresco, es decir, trabajabilidad, retención de trabajabilidad (previando posibles retrasos por falta de suministro) y su estabilidad (resistencia al sangrado, filtración y segregación estática). Así mismo, el diseño de la mezcla deberá de garantizar el cumplimiento de sus especificaciones en estado endurecido.

El acero de refuerzo serán jaulas de armado con varillas corrugadas $f'y=4200$ kg/cm², no. 4, 5 y 8. El armado deberá de incluir un par de ganchos de izaje el diámetro suficiente para soportar el peso total del elemento durante el momento de izaje, acero de refuerzo para rigidizar el elemento contra deformaciones excesivas por izado en caso de ser necesario, así como un par de ganchos de trampeado con la suficiente longitud que permita la correcta posición especificada del acero de refuerzo (ver figura IV.27).

Se deberá de implementar un seguimiento del control de calidad para la verificación de las especificaciones del concreto y refuerzo colocado, ver tabla V.2. Pruebas en concreto fresco: Se recomienda consultar las diferentes pruebas al concreto fresco recopiladas en el anexo A del guide to tremie concrete for deep foundations (DFI y EFFC, 2018).

Tabla V.2 Control de calidad para materiales principales de muro Milán

Material	Especificaciones de material	Tolerancia	Frecuencia de inspección o prueba	Documento de soporte	Norma o especificación de prueba o ensaye
Concreto	Resistencia a la compresión $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$. Clase I. Normal a 28 días de edad. $a/c < 0.60$. TMA $\frac{3}{4}$ ".	Muestra individual: mín $f_c=50 \text{ kg/cm}^2$ (mín 200 kg/cm^2). Promedio de 3 muestras consecutivas: mín $f_c -17 \text{ kg/cm}^2$ (mín 233 kg/cm^2).	1 muestra / 40m^3 . ó 1 muestra / día de colado ó elemento. 1 muestra = 4 cilindros.	Remisión. Certificado de calidad. Ficha técnica. Informe de resultados de laboratorio.	Planos de proyecto. Estudio de mecánica de suelos. NF EN 1538 NTC-CON 15.3.4.2. "resistencia a la compresión". ACI 318. NMX-C-414. NMX-C-155. NMX-C-083.
	Rev. 20cm.	$\pm 3\text{cm}$.	Cada entrega.	Informe de resultados de laboratorio.	Planos de proyecto. NF EN 1538 NMX-C-155. NMX-C-156.
	Módulo de elasticidad. $E=14000\sqrt{f_c}$ (221,359.4 kg/cm^2).	Muestra individual: Mín $12700\sqrt{f_c}$ (200,804.0 kg/cm^2). Promedio de 2 muestras consecutivas: Mín $13500\sqrt{f_c}$ (213,453.7 kg/cm^2).	1 muestra / 100m^3 . ó 2 muestra / obra. 1 prueba= 3 cilindros.	Remisión. Certificado de calidad. Ficha técnica. Informe de resultados de laboratorio.	NTC-CON tabla 15.3.4.3 "módulo de elasticidad". NF EN 1538 NMX-C-155. NMX-C-128.
Acero de refuerzo	Varilla corrugada: No. 4, 5 y 8 (1/2", 5/8" y 1"). $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$. (Varillas verticales, grapas, estribos).	Masa $\pm 6\%$. Esfuerzo de fluencia mín 4,200 kg/cm^2 . Resistencia a la tensión mín 6,300 kg/cm^2 . RT/EF min 1.25.	2 pruebas / 10t / diámetro 2 pruebas= 1 prueba de tensión + 1 prueba de doblado	Remisión. Certificado de calidad. Ficha técnica. Informe de resultados de laboratorio.	Planos de proyecto. Estudios de mecánica de suelos. NF EN 1538 NTC-CON 2.2 "acero". NTC-CON 15.2.2 "control de obra". NMX-C-407. NMX-B-457.
Troqueles	Perfiles de acero. OC273mmX12.70mm. OC356mmX12.70mm. A-36.	Cumplir con la composición química de la tabla no.2 NMX-B-254. Min. $f_y=2,500 \text{ kg/cm}^2$. Min. $f_u=4,000-5,500 \text{ kg/cm}^2$.	-	Remisión. Certificado de calidad. Ficha técnica.	Planos de proyecto. Estudios de mecánica de suelos. NMX-B-254

Previo al izado de las jaulas de acero, se deberá de inspeccionar los armados para verificar el cumplimiento con las especificaciones (varillas, dimensiones, separaciones, centradores y en su caso reservaciones) en los planos estructurales, así mismo, detectar objetos que puedan caer durante la maniobra. **Durante la maniobra de izaje** ningún personal ajeno a la misma deberá permanecer por debajo del armado o en la trayectoria de la maquinaria, la maniobra no deberá inducir daños o desplazamientos de las varillas que conforman el armado. Una vez colocada la jaula dentro de la zanja se deberá de verificar su correcta posición tanto horizontal como vertical.

En el caso de paneles primarios, las juntas metálicas deberán colocarse correctamente y garantizar que su colocado no afecta de forma alguna a los armados previamente colocados. Se recomienda utilizar grasa o desmoldante en la cara de la junta para facilitar su extracción posterior.

Previo a la colocación del concreto, deberá verificarse la correcta colocación de las tuberías tremie dentro de las zanjas, el número de tramos suficientes para garantizar el colado desde el fondo de la zanja, su correcta limpieza, garantizar la hermeticidad en las uniones, garantizar que no se encuentra obstruida debido al acero de refuerzo y la correcta obturación para colocación sumergida ya sea con método seco o húmedo (ver capítulo 6 guide to tremie concrete for deep foundations DFI-EFFC, 2018).

Durante el colado, según lo indicado en el capítulo 8.8 de la norma la norma NF EN 1538 (2010), el inicio de la colocación de concreto en cada tubería tremie deberá iniciar simultáneamente y continuar con dicho proceso para garantizar el ascenso “homogéneo” del nivel de concreto dentro de toda la longitud de la zanja. El colado se avanzará de forma que se garantice el suficiente sobrecolado, el decir, para garantizar la totalidad de concreto sano hasta el NTCMM.

Juntas metálicas.

Tienen el objetivo de formar tanto una llave de cortante como una barrera impermeable a posibles filtraciones de agua intersticial (ver figura V.2). Dependiendo de la junta seleccionada, deberá de permitir la inclusión de una banda “water stop” que permita reducir las filtraciones de agua entre los extremos de los paneles. Según lo indicado en el capítulo 8.6 la norma NF EN 1538 (2010), si se trata de **juntas de extracción**

vertical entonces se deberá extraer las juntas gradualmente conforme al avance de fraguado del concreto; si se trata de **juntas de extracción horizontal** entonces se deberá extraer las juntas finalizado el proceso de fraguado del concreto .



Figura V.2 Junta machimbrada con banda water-stop en panel primario, fotografía durante excavación de panel secundario.

Troqueles.

El diseño del sistema de troquelamiento propuesto deberá incluir la preparación necesaria en sus extremos para aplicar con equipo hidráulico la precarga necesaria en los troqueles una vez que se encuentran fijos en su posición tanto en planta como en elevación (figura V.3). Se colocarán en forma alineada y a la elevación especificada auxiliándose de la maniobra de izaje con la excavadora en posición estable. La soldadura o pernos para la conexión deberán de garantizar la suficiente resistencia.

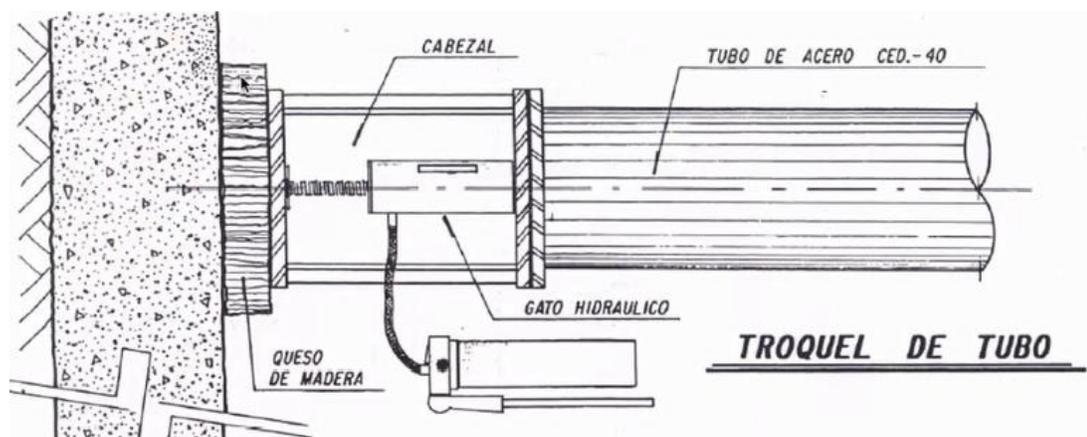


Figura V.3 Detalle esquemático de preparación al extremo de troquel para aplicación de precarga en troqueles (Paniagua y Santamaría, 2019).

La principal desventaja de los troqueles es el efecto de pandeo que incrementa según sea longitud, por lo tanto, los troqueles TR4, TR5, TR9, TR10, TR11, TR12, TR16, TR17, TR21 y TR22 requieren de un arriostramiento al centro de su longitud, el cual, se logra mediante un perfil intermedio hincado previamente, tal como se muestra en las figuras IV.26 y V.4. Este perfil para arriostramiento deberá de revisarse por efecto de flexión y cortante para garantizar su funcionalidad.



Figura V.4 Perfil intermedio para arriostramiento de troqueles (Paniagua, 2020).

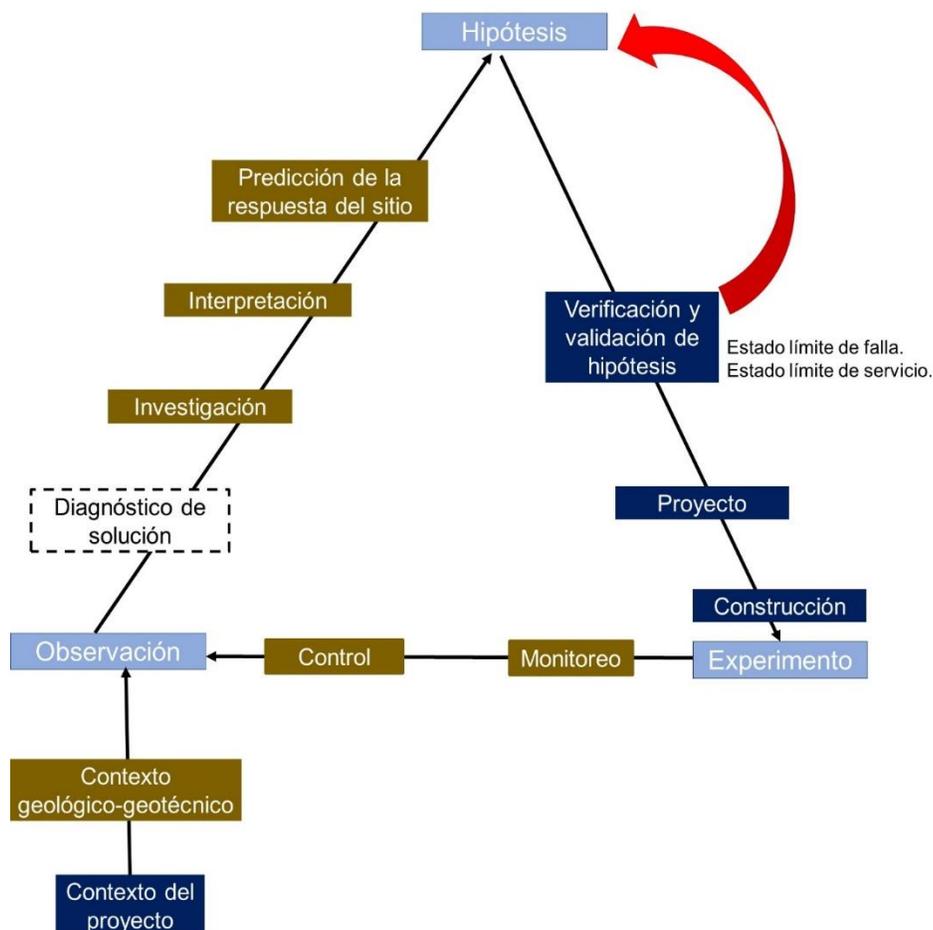
V.9 Registros de construcción.

Se recomienda llevar un control de registros de cada elemento construido, incluyendo todas las especificaciones y donde se realice una lista de comprobación de la calidad de su construcción en cuanto a materiales, muestreo y ensaye de materiales, procedimiento constructivo y tolerancias.

CONCLUSIONES

El objetivo del presente trabajo trata del diseño geotécnico de una cimentación compensada considerando los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura, en el cual, se aplican de forma integral los diversos conocimientos adquiridos durante los estudios de especialización en geotecnia. El trabajo se presenta como un ejemplo académico que incluye los sustentos teóricos, memoria de cálculo, así como los diversos comentarios y opiniones que sirvan como una guía práctica al lector, de esta forma se espera contribuir a responder la gran cantidad de preguntas a las que nos afrontamos durante la práctica profesional y asistir al desarrollo del propio criterio del lector.

En el esquema I se muestra una propuesta de la aplicación del método científico al diseño de una cimentación con enfoque integral, el cual, fue usado como metodología para el desarrollo del trabajo.



Esquema I Aplicación del método científico para el diseño y construcción de una cimentación. Diagrama general.

En el contexto del problema se describió un edificio de oficinas de seis niveles con estructura de marcos de concreto reforzado, de 18m de altura a partir de la superficie, 36m de ancho y 44m de largo, el edificio incluye un sótano para cajones de estacionamiento a -2.60m. Presenta un factor de comportamiento sísmico de 2. La estructura ejerce una presión máxima de contacto de 9.80t/m^2 (combinación de cargas B), una presión media de contacto de 7.08t/m^2 (combinación de cargas A) y un peso total de la estructura en condición sísmica de 12,402.53t (combinación de cargas C).

En el contexto geológico-geotécnico se realizó una investigación bibliográfica, la cual, anticipa la presencia de grandes espesores de arcilla lacustre de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante y con intercalaciones de lentes de material permeable, se identifican como peligros geológicos-ambientales la sismicidad, hundimiento regional por efecto de bombeo profundo y un nivel de aguas freáticas cercano a la superficie, debido a su historial geológico, se descartó la presencia de suelos especiales. De dicha información se diagnosticó como solución una cimentación compensada desplantada de 4m a 6m de profundidad.

Los trabajos de investigación consistieron en una campaña conformada por un sondeo de penetración estándar, un sondeo selectivo con tubo de pared delgada, un sondeo down-hole, una prueba de vibración ambiental, tres pozos a cielo abierto. Las muestras alteradas e inalteradas fueron usadas para fines de identificación y clasificación SUCS con pruebas índice, mientras que las muestras inalteradas fueron usadas para obtener los parámetros mecánicos de resistencia no drenados (pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas), de deformabilidad y compresibilidad (consolidación unidimensional y triaxiales UU).

Se realizó una interpretación integral de los datos obtenidos de la investigación y del contexto geológico-geotécnico, obteniéndose un modelo estratigráfico de 13 unidades, confirmando la presencia de grandes espesores de arcilla lacustre e intercalaciones de lentes permeables y con presencia del nivel de aguas freáticas a -2.90m; así mismo, se obtuvo un modelo geotécnico dinámico y un modelo geotécnico mecánico (resistencia y deformación), conformados por 19 unidades. Con base en el modelo geotécnico se predice que el comportamiento del terreno será de una baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad de las arcillas, debido al origen lacustre de la arcilla, se

anticipa una arcilla sensitiva con importante comportamiento de alta viscosidad intergranular. Por lo tanto, el comportamiento del sitio será sensible a las alteraciones inducidas en el estado de esfuerzos efectivos. Así mismo, se anticipó la importancia del efecto de la interacción dinámica suelo-estructura debido a las amplificaciones de movimiento que ocurrirán debido al cambio drástico de rigidez de la roca basal y la arcilla. Se propuso como hipótesis de solución una cimentación compensada desplantada a 5m, logrando con ello una importante reducción de la presión media de contacto de la cimentación con respecto al estado de esfuerzos iniciales in-situ.

Con el nivel de desplante propuesto, el diseño de la cimentación se trata como el de una cimentación parcialmente compensada. La cimentación cumplió con la revisión de estado límite de falla por capacidad de carga en condición estática.

Para comenzar la revisión de los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura, se obtuvo el periodo dominante de vibración del sitio en condición lineal, en condición no lineal (debido a la degradación de los parámetros dinámicos provocados por las distorsiones angulares inducidas por un sismo de gran magnitud), además, a 50 años considerando la vida útil de la estructura y la modificación de los parámetros dinámicos debido a la consolidación regional (condición lineal y no lineal). En función de las características del sitio y de las características geométricas de la cimentación, se permitió desprestigiar el efecto de la interacción cinemática suelo-estructura. Las funciones de impedancia del suelo se obtuvieron a partir de las mismas cuatro condiciones analizadas en el periodo dominante de vibración del suelo, considerando un factor de amortiguamiento del suelo del 3% y de la estructura del 5%, así como un periodo estructural de vibración de 0.60s. El análisis de interacción inercial suelo-estructura se realizó de forma simplificada sustituyendo el modelo de la estructura del edificio apoyado en los resortes y amortiguadores del suelo mediante el modelo de un oscilador de periodo, masa y amortiguamiento equivalentes o efectivos, sometido al movimiento de campo libre.

Tomando en cuenta la experiencia compartida por Aguilar (2020), se han encontrado sitios donde estudios detallados para obtener la respuesta dinámica son mayores a los espectros indicados por SASID, por lo tanto, se decidió elaborar el espectro de elástico y reducido del sitio con base a las expresiones de las NTC-SIS (2004) y la propuesta de

modificación de Libertad (2018). El espectro reducido con efecto de IDSE incluye las reducciones por sobre resistencia, ductilidad, así como el periodo estructural y factor de amortiguamiento efectivos obtenidos de la IDSE. A partir de dicho espectro se calculó el momento de volteo y cortante basal en cada dirección ortogonal del edificio.

Se realizó la verificación del estado límite de falla en condiciones sísmicas por capacidad de carga y por cortante basal, cumpliendo ambas verificaciones, sin embargo, de este segundo se observó la necesidad de una altura del muro de contención de 6.80m a fin de desarrollar un empuje pasivo que contribuya a mitigar el efecto del cortante basal.

De la revisión del estado límite de servicio de la cimentación, se observó el importante efecto del asentamiento por recompresión debido a las grandes expansiones que se desarrollarían al tener el área de la excavación totalmente abierta; por lo tanto, se determinó utilizar el método de sustitución y lastrado para producir una menor alteración del estado de esfuerzos, excavándose en 20 celdas alternadas desde el nivel -3.70m hasta el NME. Para los asentamientos elásticos se calculó el estado de esfuerzos final debido a la presión neta máxima de contacto de la cimentación, a fin de verificar que no se exceda el esfuerzo efectivo crítico de compresión, es decir, garantizar que no se induzca el colapso de la estructura interna del suelo. Mientras que para los asentamientos diferidos se decidió calcular el incremento de esfuerzos debidos a la presión neta media de contacto con un factor de concentración de Fröhlich igual a 2; así mismo, se decidió utilizar el modelo de Zeevaert para estimar los efectos de la consolidación primaria y secundaria. La suma de los asentamientos por recompresión, elásticos y diferidos son menores a los 15cm permisibles. La cimentación también cumplió con la revisión de estado límite de servicio por giro permanente considerando el mayor momento de volteo, así mismo, usando los módulos de rigidez al cortante máximo y degradado elastoplástico.

Para iniciar con el diseño de la excavación, se procedió a calcular el diagrama de empujes de tierra a largo plazo y a corto plazo, mediante el método de Terzaghi y Peck y con el criterio de Zeevaert y Tamez. Se decidió usar el diagrama obtenido con Terzaghi y Peck para fines de diseño, debido a que resultó con valor intermedio entre los obtenidos con Zeevaert y Tamez.

La propuesta del sistema de contención es un muro Milán de 50cm de espesor, que será usado temporalmente para soportar los empujes del suelo durante la excavación, desplantado hasta -6.80m. Considerando la baja resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla donde se aloja el cajón, la restricción de dimensión debido al lastre que será usado para reducir las expansiones de fondo, así como el nivel de la losa intermedia del cajón, se propone restringir las deformaciones del muro mediante dos niveles de troquelamiento a -1.80m y -3.20m. Considerando un ancho comercial de la almeja para excavación y las posiciones de excavación de un solo panel, se realizó un despiece de paneles de muro Milán y distribución en planta de los troqueles, buscando evitar apoyar los troqueles directamente en la junta entre paneles o la sección central del panel sin armado.

El sistema de contención propuesto cumplió con las revisiones en estado límite de falla por flexión, a cortante y a compresión de los troqueles de acero, por lo tanto, cada panel del muro Milán se conforma por varillas verticales #8@30cm, así como dos grapas horizontales #5@25cm y estribos horizontales #4@25cm. El mismo sistema de contención se verificó por los estados límite de falla de fondo por esfuerzos cortante por criterio de Tamez y Demeneghi y Puebla, así como falla por pateo con el criterio de Tamez y Zeevaert; el sistema cumplió con el factor de seguridad mínimo en cada caso. De esta manera, se estableció la factibilidad de realizar la excavación en una sola etapa.

Debido al peso volumétrico de la arcilla donde se desplanta el cajón, así como la posición del nivel de aguas freáticas y de los lentes permeables, la excavación no cumple con el estado límite de falla de fondo por subpresión en la fase final de excavación por celdas lastradas (-3.70m a -5.00m). Por lo tanto, se diseñó un sistema de bombeo conformado por 6 pozos perforados hasta 9.0m de profundidad y de 20cm de diámetro, extrayendo un gasto de 22 cm³/s por cada pozo. Con dicho sistema de bombeo se verificó el cumplimiento del estado límite de falla. Adicionalmente, se verificó que una vez que el área total de excavación quede lastrada por las 20 celdas alternadas, se generará una presión tal que evitará la falla de fondo por subpresión; por lo tanto, el sistema de bombeo podrá ser suspendido si se cumple también con la estanqueidad lograda con el muro Milán y la losa de fondo, logrando de esta forma

reducir los asentamientos por consolidación inducidos en las estructuras colindantes por efecto del bombeo.

Para revisar el estado límite de servicio referente a los asentamientos diferenciales inducidos en las estructuras colindantes, se utilizó el procedimiento analítico propuesto por Romo, Rodríguez y Magaña, realizando las correcciones referentes a resistencia al esfuerzo cortante, geometría de la excavación y rigidez del sistema. Del análisis realizado se verificó que los asentamientos diferenciales inducidos son menores a los permisibles.

Tomando en cuenta el cumplimiento de las revisiones de estado límite de falla y de servicio logradas para la cimentación y la excavación, se procedió a mostrar la secuencia de excavación y construcción compatible con el diseño establecido. No obstante, debido a la restricción que se tiene por la importancia de la vialidad de acceso, se decidió diseñar una plataforma metálica temporal, apoyada en cuatro pilas-columnas de 40cm de diámetro de perforación y desplantadas a -12.60m, la cual, será usada en forma auxiliar durante la fase final de excavación. La secuencia de excavación y construcción se resumen como: construcción de brocal, construcción de paneles de muro Milán, construcción de pilas-columna, perforación y colocación de perfiles OR para arriostramiento de troqueles, perforación e instalación de pozos de bombeo, excavación por bermas y niveles para colocar secuencialmente los troqueles de acero, excavación y lastrado gradual de celdas CL, operación de pozos de bombeo una semana antes de que se ejecuten las primeras celdas CL.

Finalmente, se incluye una serie de especificaciones y recomendaciones complementarias que forman parte del proyecto de la cimentación. Entre esta información se incluye descriptivamente la instrumentación necesaria, procedimientos constructivos y calidad de materiales para el aseguramiento de la calidad de la ob



RECOMENDACIONES PARA MEJORAR CRITERIO DE DISEÑO

A continuación, se mencionan algunas recomendaciones al lector que deberán de ser consideradas para mejorar el criterio de diseño:

- 1) Cabe aclarar que, para el desarrollo de este trabajo se ha utilizado la metodología tradicional de diseño de cimentaciones en la Ciudad de México, haciendo uso único de métodos analíticos. Estos métodos analíticos involucran hipótesis simplistas que permiten reducir la complejidad de la naturaleza de estudio a expresiones que sean de solución más sencilla para el cálculo. No obstante, debe reconocerse la evolución del conocimiento y experiencias adquiridas en la geotecnia. En la actualidad existen métodos más sofisticados que permiten obtener una predicción más aproximada del comportamiento de la cimentación.

No obstante, siempre es recomendable comparar los resultados analíticos contra un modelo numérico calibrado. Dicho modelo permitirá estudiar con mayor rapidez modificaciones al proyecto y tomar decisiones en base a los resultados. Debe entenderse que el departamento de ingeniería siempre debe estar preparado para realizar ajustes al diseño, en caso de ser necesario, ya sea debido al comportamiento registrado con la instrumentación, o en la fase de diseño durante el análisis de los beneficios que se obtienen con diferentes técnicas de solución.

Se espera que este trabajo también invite a la reflexión del lector hacia la necesidad del uso de métodos numéricos con modelos constitutivos que representen de mejor forma el comportamiento del suelo, sin perder de vista el entendimiento del fenómeno físico.

- 2) En el caso de suelos finos de consistencia muy blanda a firme, deberá considerarse la ejecución de al menos un sondeo con cono eléctrico o piezocono, a fin de obtener una mejor lectura de la variación estratigráfica, así mismo, los registros de resistencia de punta permitirán una mejor correlación de la resistencia no drenada. Por su origen de uso, no es recomendable pretender obtener los parámetros de resistencia y deformabilidad de los suelos finos correlacionando con la resistencia a la penetración estándar. Posteriormente a la

- ejecución de ambos sondeos, se podrá seleccionar con mayor confiabilidad las profundidades de donde se deben extraer muestras inalteradas.
- 3) Para definir la profundidad mínima de sondeo, siempre deberá verificarse la profundidad máxima a la cual se estima la movilización de resistencia por capacidad de carga, así como los estratos que se ven afectados debido al incremento de esfuerzos en la masa de suelo. En el caso del trabajo presentado, a los 40m de profundidad, se presenta una disipación del 28% del incremento de esfuerzos, es evidente que la profundidad del sondeo es insuficiente para analizar todos los estratos hasta una disipación de al menos el 10%. No obstante, esta observación, se solventó seleccionando una profundidad de desplante tal que minimizará la magnitud de la presión neta de contacto de la cimentación. Siempre que sea posible y económicamente factible, se recomienda que la profundidad de los sondeos sobrepase el volumen de suelo afectado por los mecanismos de resistencia y deformación en al menos 5m.
 - 4) Se recomienda que, durante la etapa de interpretación para obtener el modelo estratigráfico y geotécnico, siempre se busque la tendencia debida a la congruencia de datos, realizando una interpretación integral de la toda la información obtenida. Siempre debe considerarse que existe el riesgo de error humano durante la ejecución de trabajos de campo, el resguardo y protección de muestras, así como los trabajos de laboratorio que deben ser realizados con equipo debidamente calibrado.
 - 5) Es importante aclarar que, en este caso la revisión de capacidad de carga de la cimentación y los diversos mecanismos de falla de la excavación se analizaron tomando en cuenta los parámetros de resistencia no drenados, siendo aplicable las expresiones propias de la mecánica de suelos saturados, debido a la dificultad de drenaje del agua y la velocidad de aplicación de cargas. Las NTC-CIM consideran este comportamiento del suelo en las expresiones que brinda para analizar la capacidad de carga en la zona de lago. No obstante, para otras condiciones el lector debe tomar en cuenta la necesidad de obtener parámetros de resistencia en condición drenada y no drenada, según sea las condiciones del problema dado, tomará mayor validez usar las expresiones propias de la mecánica de suelos no saturados, en donde la magnitud de la succión influye en el comportamiento del suelo (resistencia, deformación y permeabilidad).

- 6) En estricto sentido, una muestra de suelo inalterada recuperada aproximadamente a la profundidad máxima de excavación deberá ensayarse mediante una etapa de descarga total, procediendo después a la recarga de la muestra hasta un nivel de esfuerzo que represente la condición real de la cimentación. Para esta muestra se obtendrá el módulo de deformación por descarga y recompresión. Sin embargo, para muestras de suelo a profundidades mayores, debería de ensayarse con una etapa de descarga parcial, debido a la disipación del decremento de esfuerzo conforme a la profundidad. Para tomar en cuenta este efecto, se recomienda al lector la consulta de la metodología de Zeevaert (1983) para la obtención de módulos para expansión y recompresión con respuesta total y parcial.
- 7) Para obtener el periodo dominante de vibración del suelo, siempre es recomendable realizar una prueba de vibración ambiental, debido a la confiabilidad de resultados y su bajo costo.
- 8) El lector debe entender que los efectos de la IDSE pueden llegar a incrementar o disminuir los elementos actuantes en la cimentación, ya que del análisis se obtiene un solo tipo de solución para las condiciones particulares de cada proyecto.
- 9) La solución de excavación presentada es una de las formas más convencionales en la práctica debido a la capacidad económica de los edificios comunes, aunque es evidente que también es de lento avance debido a los troqueles, excavación por etapas y lastrado. No obstante, se recomienda al lector la consulta de otros tipos de soluciones y comparar los beneficios técnico-económicos que implican, por ejemplo:
 - a) La técnica de muros contrafuertes de mortero (sin acero de refuerzo) permitirá reducir las expansiones de fondo, al ser elementos preexistentes que delimitan el área de deformación. Esta solución permitirá un mayor rendimiento de obra comparado con la limitación que tiene la construcción de celdas lastradas alternadas, debido a que resulta más eficiente recortar el muro de mortero conforme avanza la excavación que construir la losa

por celdas y agregar el material de lastre. Se recomienda consultar: Paulín y Villar (2019), Pittaro (2018).

- b) La técnica de jet-grouting, al ser un método selectivo, permitiría el mejoramiento del suelo por debajo del fondo de la excavación (incluyendo el lente permeable con alta presión piezométrica). Este método permite mejorar los parámetros mecánicos e hidráulicos del suelo ya que la mezcla a alta presión rompe la estructura interna del suelo para incorporar el cemento y generar una mezcla mejorada, lo cual, reduce la magnitud de las expansiones y el riesgo de falla de fondo por subpresión. Se recomienda consultar: Pittaro (2018).
- c) La excavación podría haberse resuelto seccionando en dos etapas de excavación, iniciando la segunda una vez que se ha finalizado la estructura del cajón en la primera etapa. Esta solución permitirá reducir la longitud y número de troqueles, lo cual, resulta ser factible considerando que estos elementos son uno de los factores que reducen el rendimiento de excavación.
- d) La excavación podría haberse resuelto construyendo inicialmente el centro del área y lastrar la misma, posteriormente los taludes perimetrales se excavarían en secciones alternadas y colocando los troqueles de forma que reaccionen contra la porción central del cajón. Aunque esta solución reduce de forma significativa la longitud de los troqueles, deberá de revisarse las deformaciones inducidas en las estructuras colindantes debido al importante alivio de esfuerzos que genera la excavación.
- e) El método de construcción de top-down tendría diversos beneficios, sin embargo, requeriría que el muro Milán se diseñara como un elemento estructural permanente, adicional del desempeño que realiza de soportar los empujes durante la excavación; además, la solución de cimentación cambia a un concepto mixto de cajón con pilas-columnas. En este caso, los elementos de cimentación profunda preexistentes contribuyen a reducir las expansiones de fondo al encontrarse trabajando inicialmente a tensión. Además, las mismas losas del cajón servirán para restringir el desplazamiento del muro de contención obteniendo un rendimiento que

podría superar a la instalación y desinstalación de troqueles. Se recomienda consultar: Paulín (2013).

- f) El muro Milán podría extenderse en su profundidad para aislar la presión piezométrica del estrato donde se genera la falla por subpresión, posteriormente con pozos de alivio y bombeo de achique se permite el drenado del agua. Debido a que el muro Milán forma una barrera impermeable se detendrá el flujo de agua radial proveniente de la zona no confinada de la obra.

- 10) Se recomienda comparar los diagramas de empujes de tierra obtenidos con las envolventes de diseño y con el método de módulo de reacción. Debe entenderse el problema según la secuencia de construcción, en este sentido los empujes dependen de la deformación propia del muro, el tiempo de aplicación de la precarga de troqueles o tensado de anclas; en este sentido, la deformación del muro es gradual según la rigidez del sistema. El método del módulo de reacción permite incluir dichos aspectos para una mejor valoración de los elementos mecánicos.
- 11) Aun cuando existan condiciones piezométricas heredadas del contexto del sitio, por ejemplo, por el bombeo del acuífero para consumo humano, y esta distribución de presión se tengan identificadas por estudios preliminares con piezómetros. Se recomienda revisar el muro de contención con una condición hidrostática, ya que es muy posible que un evento no controlable como fuga de instalaciones hidráulicas recarguen las condiciones piezométricas, exigiendo mayores empujes al muro de contención que con el que fue diseñado.
- 12) El diseño del sistema de bombeo siempre deberá ser complementado con pozos de observación o piezómetros, ya que el tema de obtener un modelo hidrodinámico es uno de los más complejos de determinar. La variación exponencial de la permeabilidad en el estrato drenante provoca una gran variación del gasto de extracción. La mejor manera de obtener dicho modelo es mediante una prueba de bombeo realizada en la fase de investigación.
- 13) El diseño de la cimentación compensada es muy sensible a fuerzas actuantes que estén fuera del rango estudiado en las diferentes combinaciones de carga,

- ya que podrían generarse sin duda mayores asentamientos a los estimados. Cuando exista incertidumbre la estimación de dichas combinaciones de carga, deberá de considerarse el uso de una cimentación mixta (cajón y pilotes o pilas).
- 14) Es importante incluir el análisis de interacción estática suelo-estructura, ya que este análisis permite definir el espesor mínimo de la losa de fondo a fin de lograr una adecuada redistribución de reacciones del suelo y reducir el efecto negativo de asentamientos diferenciales que pongan en riesgo la integridad de la estructura. Adicionalmente, el producto de este análisis son los módulos de reacción y diagramas de elementos mecánicos necesarios para el diseño estructural de los elementos de cimentación.
 - 15) Se recomienda que siempre se diseñe considerando todos aquellos aspectos constructivos que será usados, así como la influencia que tiene el área de estructuras. El éxito de la cimentación depende de la habilidad de comprender y lograr una correcta unión de geotecnia-estructura-construcción. Así mismo, tal como se menciona en la introducción, se recomienda que el ingeniero tenga una visión global y general de todas las áreas que interactúan con la geotecnia a fin de conformar un proyecto integral.
 - 16) Por último, se invita al lector a formar un pensamiento crítico sobre todo aquello que consulta. Existen fuentes de información de alto valor y también publicaciones que contienen muchas áreas de oportunidad a mejorar, a veces por una falta de conocimiento o experiencia. Siempre existe forma de mejorar los métodos de la práctica profesional y las condiciones de un proyecto exigen usar el razonamiento, capacidad de observación y sentido lógico para encontrar la solución más adecuada. En opinión del autor, la sinergia del conocimiento teórico, experiencia práctica, pasión, ética y un espíritu de constante actualización, es el medio más adecuado para mejorar el desempeño profesional.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguilar , R., Galicia, Pérez, Avilés, Vieitez, & Salazar. (2004). Efecto del hundimiento regional en las propiedades dinámicas del suelo. En *12th Pan-American conference on soil mechanics and geotechnical engineering*. México.
- Aguilar, Deméneghi, Avilés, Pérez, López, Sánchez, & Trigos. (2016). *Interacción suelo-estructura, estática y dinámica*. México: Sociedad mexicana de ingeniería geotécnica.
- Aguilar, R. (2020). *Sísmica de suelos*. Obtenido de <https://sismica.com.mx/procedimientos/prueba-vibracion-ambiental.php>
- ASTM-D1586. (2011). *Standard test method for penetration test and split-barrel sampling soils*. American society for testing and materials.
- ASTM-D1587. (2000). *Standard practice for thin-walled tube sampling of soils for geotechnical purposes*. American society for testing and materials.
- ASTM-D2216. (1998). *Standard test method for laboratory determination of water (moisture) content of soil and rock by mass*. American society for testing and materials.
- ASTM-D2435. (1996). *Standard test method for one-dimensional consolidation properties of soils*. American society for testing and materials.
- ASTM-D2487. (2000). *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system)*. American society for testing and materials.
- ASTM-D2488. (2000). *Standard practice for description and identification of soils (visual-manual procedure)*. American society for testing and materials.
- ASTM-D2850. (2003). *Standard test method for unconsolidated-undrained triaxial compression test on cohesive soils*. American society for testing and materials.
- ASTM-D422. (1998). *Standard test method for particle-size analysis of soils*. American society for testing and materials.
- ASTM-D4318. (2000). *Standard test methods for liquid limit, plastic limit, and plasticity index of soils*. American society for testing and materials.
- ASTM-D6060. (1996). *Standard practice for determining the normalized penetration resistance of sands for evaluation of liquefaction potential*. American society for testing and materials.

- ASTM-D7400. (2008). *Standard test methods for downhole seismic testing*. American society for testing and materials.
- Avilés, Ávila, de Buen, Meli, Rosenblueth, Abarca, & Gurrero. (1993). *Manual de diseño de obras civiles - diseño por sismo*. México: Comisión federal de electricidad.
- Bauer. (2016). *Hydraulic grab carrier GB 40*. Alemania.
- Braja M. (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Cengage learning.
- Budhu. (2011). *Soil mechanics and foundations*. John Wiley & sons.
- Cashman, P., & Preene, M. (2002). *Groundwater lowering in construction a practical guide*. Spon press.
- CDMX. (2017). Normas técnicas complementarias para diseño por sismo. México: Gaceta oficial del la Ciudad de México.
- CDMX. (2017). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones. México: Gaceta oficial del la Ciudad de México.
- CDMX. (2017). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero. México: Gaceta oficial del la Ciudad de México.
- CDMX. (2017). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto. México: Gaceta oficial del la Ciudad de México.
- CDMX. (2017). Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de edificaciones. México: Gaceta oficial del la Ciudad de México.
- CDMX. (2017). Reglamento de construcciones para el Distrito Federal. México: Gaceta oficial del la Ciudad de México.
- Chapra, S. (2015). *Métodos numéricos para ingenieros*. McGraw Hill.
- Cuevas R., A. (2012). *Diseño de sistemas de contención para excavaciones*. México: Tesis.
- Damy R., & Casales G. (1985). Soil stress under a polygonal area uniformly loaded. En *San Francisco: 11th International conference on soil mechanics and foundation engineering*.
- Damy, R. (1985). Integración de las superficies de Boussinesq, Westergaard y Frölich, sobre superficies poligonales de cualquier forma, cargadas con fuerzas verticales uniformemente repartidas. En *Revista ingeniería*. México: Facultad de ingeniería UNAM.

- Dashkó, & Kagán. (1980). *Mecánica de suelos en la práctica de la geología aplicada e ingeniería*. Moscú: MIR.
- Deméneghi, A. (2011). Predicción de deformaciones a largo plazo en arcillas sensitivas. En *14th Pan-American conference on soil mechanics and geotechnical engineering*. Canadá.
- Deméneghi, A., & Puebla, M. (2014). Revisión de la seguridad por falla de fondo de una excavación profunda en suelos blandos. En *XXVII Reunión nacional de mecánica de suelos e ingeniería geotécnica*.
- Deméneghi, A., & Puebla, M. (2019). *Comportamiento de suelos*. México: Facultad de ingeniería UNAM.
- Deméneghi, A., & Puebla, M. (2019). *Estabilidad de sistemas de excavación*. México: Facultad de ingeniería UNAM.
- Deméneghi, A., Puebla, M., Sanginés, H., & Hermosillo, A. (2018). *Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones* (Vol. I). México: Facultad de ingeniería UNAM.
- DFI, & EFFC. (2018). *Guide to tremie concrete for deep foundations*. Deep foundations institute, European federation of foundation contractors.
- Dominguez, R. (2016). *Diseño geotécnico de la cimentación para un edificio de oficinas de diez niveles desplantado en zona de transición*. Tesis.
- Dominguez, R. (2020). *Influencia de la calidad del procedimiento constructivo en la falla de un sistema de contención para una excavación profunda*. XXX Reunión nacional de ingeniería geotécnica.
- EN1538. (2010). *Execution of special geotechnical work diaphragm walls*. Francia: European standard.
- Finno, Arboleda, Kern, Kim, & Sarabia. (2013). Computed and observed movements during top-down construction in Chicago. En *18th International conference on soil mechanics and foundation engineering*. París.
- Goodman, R. (1999). *Karl Terzaghi: The engineer as artist*. American society of civil engineers.
- Google Earth. (2019). *Imagen Satelital*.
- Holguín, E., Gutiérrez, C., Cuevas, A., & Segovia, J. (1988). *Diseño geotécnico de cimentaciones*. México: TGC.
- ISSMGE. (2013). *What is Geotechnical Engineering?* Recuperado el 26 de Agosto de 2013, de www.whatisgeotech.org

- Juárez, E., & Rico, A. (1974). *Mecánica de suelos* (Vol. 3: flujo de agua en suelos). Limusa.
- Jumikis, A. (1987). *Foundation engineering*. Florida: Robert E. Krieger publishing company.
- Libertad, Y. (2018). *Evolución de la respuesta sísmica de la Ciudad de México*. Tesis.
- Marsal, R., & Mazari, M. (1959). *El subsuelo de la Ciudad de México* (Vol. II). Instituto de Ingeniería UNAM.
- Marsal, R., & Mazari, M. (1959). *El subsuelo de la Ciudad de México* (Vol. I). Instituto de Ingeniería UNAM.
- Mayne, P., Christopher, B., & DeJong, J. (2002). *FHWA-NHI-01-031- Subsurface investigations, geotechnical site characterization*. Washington: Federal Highway Administration.
- Meli, R., & Bazán, E. (1999). *Diseño sísmico de edificios*. México: Limusa.
- Mitchell, J. (1993). *Fundamentals of soil behavior*. Berkeley: John Wiley & sons.
- Paniagua Z., Paulín A., Auvinet G., Schmitter M., Segovia P., Santoyo V., . . . Morales M. (2002). *Manual de construcción geotécnica* (Vol. II). México: Sociedad mexicana de ingeniería geotécnica.
- Paniagua Z., Reséndiz N., Auvinet G., Moreno P., Juárez B., Jaime P., & Schmitter M. (2010). *El siglo de la mecánica de suelos*. México: Sociedad mexicana de ingeniería geotécnica.
- Paniagua, W. (2020). Afectaciones a edificaciones vecinas, durante excavaciones. En *Revista Geotecnia*. Sociedad mexicana de ingeniería geotécnica.
- Paniagua, W. (2020). *Webinar curso peritos en geotecnia: construcción de cimentaciones y mejoramiento de suelos*. Sociedad mexicana de ingeniería geotécnica.
- Paniagua, W., & Santamaría, S. (2019). Sistemas de contención para excavaciones profundas. En *4th Bolivian international conference on deep foundations ON DEEP FOUNDATIONS*.
- Parra, A. (2011). *Curso de exploración geotécnica: métodos geofísicos con refracción sísmica*. Sociedad mexicana de ingeniería geotécnica.
- Paulín, J. (2013). *Excavaciones urbanas*. Revista AMITOS año 1. no.1.
- Paulín, J. (2020). *Webinar procesos constructivos en excavaciones urbanas*. Soletanche bachy.

- Paulín, J., & Villar, S. (2019). Propuesta de solución para resolver la excavación de un túnel somero de sección rectangular en suelos blandos. En *16th Pan-American conference on soil mechanics and geotechnical engineering*. . México.
- Pitarro, G. (2018). *Deep excavations with ground improvement or cross walls: a comparasion of both stabilization methods*. 9th International Symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft soil.
- Preene, Roberts, Powrie, & Dyer. (2000). *Groundwater control - design and practice*. Londres: CIRIA C515.
- Reséndiz N., D. (1996). *Decimotercera conferencia Nabor Carrillo: Los métodos de la geotecnia*. México: Sociedad mexicana de ingeniería geotécnica.
- Romo, Rodríguez, & Magaña. (1994). Procedimiento para el cálculo de movimientos en el terreno inducidos por excavaciones apuntaladas. En *XVII Reunión nacional de mecánica de suelos*. Sociedad mexicana de mecánica de suelos.
- Santoyo V., E. (2010). *Vigésima conferencia Nabor Carrillo: Exploración de suelos: métodos directos e indirectos, muestreo y pruebas de campo*. México: Sociedad mexicana de ingeniería geotécnica.
- Santoyo V., E., Ovando S., E., Mooser, F., & León P, E. (2005). *Síntesis geotécnica de la cuenca del valle de México*. México: TGC.
- SCT. (2003). *M-MMP-1-08 Masas volumétricas y coeficientes de variación volumétrica*. México: Secretaría de comunicaciones y transportes.
- SCT. (2018). *M-MMP-1-05 Densidades relativas y absorción*. México: Secretaría de comunicaciones y transportes.
- SGM. (2002). *Cara geológica-minera de México E-142*. México: Servicio Geológico Mexicano.
- Skempton. (1951). The bearing capacity of clays. En *Building and research congress* (Vol. I). Londres.
- Skempton. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. En *Géotechnique* 36, No.3.
- Tamez G., E., Santoyo V., E., & Mooser F. (1987). *Manual de diseño geotécnico* (Vol. I). México: Comisión de vialidad y transporte urbano.
- Tamez, E. (2001). *Ingeniería de cimentaciones: conceptos básicos de la práctica*. México: TGC.

- Terzaghi, K. V. (1943). *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley & Sons.
- Terzaghi, K. V. (1948). *Soil mechanics in engineering practice*. New York: John Wiley & Sons.
- Umaña R., J. (2008). *Revisión de algunos aspectos relevantes del fenómeno de consolidación secundaria*. México: Tesis .
- Varberg, P. (2007). *Cálculo diferencial e integral*. Prentice Hall.
- Zeevaert, L. (1977). *Filosofía de cimentaciones*. México: Conferencia en Universidad Veracruzana.
- Zeevaert, L. (1980). *Interacción suelo-estructura de cimentaciones superficiales y profundas, sujetas a cargas estáticas y sísmicas*. México: Limusa.
- Zeevaert, L. (1983). *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. México: Van Nostrand Reinhold Company.
- Zeevaert, L. (1986). Consolidation in the intergranular viscosity of highly compressible soils. En *Consolidation of soils: testing and evaluation ASTM STP 892*. American society for testing and materials.
- Zeevaert, L. (1998). *Compendio elemental de mecánica de suelos*. México: Facultad de Ingeniería UNAM.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I Corte transversal a través de un acuífero confinado y libre (Preene et al., 2000)	XXVIII
Figura II Mecanismos de falla para diversas obras geotécnicas en donde se muestra las superficies potenciales de falla y un esquema del tipo de prueba representativa: DS (Corte Directo), TC (Compresión triaxial), DSS (Corte directo simple). TE (Extensión triaxial) o compresión triaxial modificando orientación de probeta (Budhu, 2011).	XXX
Figura III Esquemas representativos de resistencia al esfuerzo cortante de Mohr-Coulomb (Zeevaert, 1998).	XXX
Figura IV Respuesta esfuerzo-deformación típica de un suelo con ciclo de carga y descarga, se observa las componentes elástica y plástica de deformación (Zeevaert, 1998).	XXXI
Figura V Respuesta esfuerzo-deformación-tiempo típica de un suelo fino con ciclo de carga y descarga, se observa las componentes elástica y plástica de deformación, así como el retardamiento debido al fenómeno viscoso de los minerales arcillosos (Zeevaert, 1998).	XXXII
Figura VI Curvas isócronas como solución a la ecuación diferencial de la consolidación primaria (Zeevaert, 1998).	XXXIII
Figura VII Estados locales de equilibrio plástico (Terzaghi, 1948): a) Caso activo; b) Caso pasivo.	XXXV
Figura VIII Estados de equilibrio elástico (R: reposo), locales de equilibrio plástico (A: activo, P: pasivo) y su representación en el círculo de Mohr (Dominguez, 2016).	XXXV
Figura IX Diagrama de presiones para un suelo saturado en condición hidrostática y considerando el efecto de sobrecarga (Dominguez, 2016): a) caso activo para suelo de respuesta puramente friccionante, b) caso pasivo para suelo de respuesta puramente friccionante, c) caso activo para suelo de respuesta cohesivo-friccionante, d) caso pasivo para suelo de respuesta cohesivo-friccionante.	XXXVII
Figura I.1 Localización del sitio de estudio (Google Earth, 2019).	1
Figura I.2 Estructuración del edificio a base marcos de concreto armado.	2
Figura I.3 Estructuración del edificio con marcos de concreto reforzado.	2
Figura I.4 Plantas arquitectónicas: planta baja.	4
Figura I.5 Plantas arquitectónicas: planta cajón de estacionamiento.	4
Figura I.6 Plantas arquitectónicas: corte A-A'.	5
Figura I.7 Plantas arquitectónicas: corte B-B'.	5
Figura I.8 Modelo computacional para obtener elementos mecánicos transmitidos por la estructura.	7
Figura II.1 Mapa fisiográfico: 1) Península de Baja California; 2) Cordilleras sepultadas; 3) Sierra Madre Occidental; 4) Provincia de Sierras y Cuencas; 5) Meseta Central; 6) Sierra Madre Oriental; 7) Planicie costera del Golfo; 8) Eje Neovolcánico; 9) Sierra	

Madre del Sur; 10) Tierras altas de Chiapas; 11) Península de Yucatán. (Paniagua et al., 2010).	11
Figura II.2 Carta geológica-minera de la zona de estudio. (SGM, 2002).	12
Figura II.3 Mapa de zonificación geotécnica CDMX (NTC-CIM, 2017).	13
Figura II.4 Mapa de zonificación geotécnica CDMX (Santoyo et al., 2005).	14
Figura II.5 Comparativa ilustrativa entre sondeos de cono en las diferentes zonas de lago (Santoyo et al., 2005).	16
Figura II.6 Parámetros de espectro elástico y de diseño obtenidos con SASID.	17
Figura II.7 Mapa de hundimientos regionales CDMX (Santoyo et al., 2005).	18
Figura II.8 Sondeo continuo de referencia, según Marsal y Mazari (1959).	19
Figura II.9 Generalidad de la prueba de penetración estándar SPT (Mayne et al., 2002).	22
Figura II.10 Sondeo selectivo: a) Equipo de perforación Mobile Drill, b) tubo de pared delgada extraído del barreno con muestra inalterada, C) perforación con broca tricónica hasta la profundidad de interés.	23
Figura II.11 Generalidad de la prueba Down-Hole SDH (Mayne et al., 2002)	24
Figura II.12 a) Martillo y placa metálica para favorecer propagación de ondas compresionales, b) viga de cortante para favorecer propagación de ondas de cortante (Parra, 2011).	25
Figura II.13 Receptores típicos para prueba tipo Down-Hole (Parra, 2011).	25
Figura II.14 Prueba de vibración ambiental (Aguilar, 2020).	26
Figura II.15 Sondeo SPT y SS (1 de 2).	31
Figura II.16 Sondeo SPT y SS (2 de 2).	32
Figura II.17 Sondeo SDH (1 de 2).	33
Figura II.18 Sondeo SDH (2 de 2).	34
Figura II.19 Corte del edificio A-A' mostrando las unidades estratigráficas interpretadas.	36
Figura III.1 Esfuerzo efectivo y presión de poro actuantes a la profundidad de desplante como mecanismo de compensación del cajón de cimentación (Zeevaert, 1983).	41
Figura III.2 Efecto bidireccional del momento de volteo por sismo en la presión de contacto que transmite el cajón de cimentación (Holguín et al., 1988).	42
Figura III.3 Comparación de la curva de compresibilidad entre arcillas normalmente consolidada y preconsolidada (Zeevaert, 1983).	44
Figura III.4 Mecanismo de falla para capacidad de carga en cimentaciones superficiales (Tamez, 2001)	45
Figura III.5 Modelo experimental para capacidad de carga en cimentaciones superficiales (Jumikis, 1987).	46
Figura III.6 Depósito homogéneo idealizado para capacidad de carga.	48
Figura III.7 Fuerzas de inercia, cortante basal y momento de volteo inducido en la estructura durante un sismo (Meli y Bazán, 1999) .	49
Figura III.8 Componentes principales de la interacción dinámica suelo-estructura (Aguilar et al., 2016).	50

Figura III.9 Fases de la interacción dinámica suelo estructura: 1.- Interacción cinemática, 2.- Funciones de impedancia, 3.- Interacción inercial (Aguilar et al., 2016).	51
Figura III.10 Modelo unidimensional para obtener función de transferencia de un depósito de suelo (Aguilar et al., 2016).	52
Figura III.11 Curvas experimentales: normalizada de degradación del módulo de rigidez al cortante y aumento del amortiguamiento (Aguilar et al., 2016).	56
Figura III.12 Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo (Aguilar et al., 2016). ..	62
Figura III.13 a) Sistema suelo-estructura sujeto al movimiento efectivo de la cimentación, b) Oscilador de remplazo sujeto al movimiento en campo libre. (Aguilar et al., 2016).	64
Figura III.14 Estado límite de falla por revisión por cortante basal.	77
Figura III.15 Incremento de esfuerzos normales en un elemento diferencial bajo la esquina de una sobrecarga rectangular uniformemente repartida.	83
Figura III.16 Incremento de esfuerzos verticales en un elemento diferencial cualquier punto de una superficie poligonal uniformemente repartida (Damy y Casales, 1985).	84
Figura III.17 Método de excavación y sustitución mediante lastre para la torre Latinoamericana (Zeevaert, 1983).	86
Figura III.18 Fase inicial de excavación.	87
Figura III.19 Fase final de excavación por partes y colocación de lastre en celdas alternadas CL.	87
Figura III.20 Curva de consolidación que muestra la etapa primaria y secundaria (Zeevaert 1998).	90
Figura III.21 Idealización de la estructura primaria y secundaria de un suelo, según Zeevaert (1998).	91
Figura III.22 Modelo reológico en serie usado por Zeevaert (1986) para describir el fenómeno de la consolidación primaria y secundaria.	92
Figura III.23 Curva de consolidación tipo I, según Zeevaert (1986).	94
Figura III.24 Curva de consolidación tipo II, según Zeevaert (1986).	94
Figura III.25 Curva de consolidación tipo III, según Zeevaert (1986).	95
Figura III.26 Curva de consolidación tipo IV, según Zeevaert (1986).	95
Figura III.27 Giro de la cimentación durante un evento sísmico. Modificado de Zeevaert (1980).	110
Figura IV.1 Excavación profunda para un cajón complementado con pilas de cimentación en zona de lomas de la Ciudad de México (Dominguez, 2020).	114
Figura IV.2 Múltiples deficiencias en el procedimiento constructivo que produjeron un comportamiento desfavorable en el sistema de contención (Dominguez, 2020).	114
Figura IV.3 Vista frontal de la falla estructural del concreto lanzado complementado con anclas de tensión (Dominguez, 2020).	115
Figura IV.4 Vista frontal de la excavación con los rieles de ferrocarril en uso.	116

Figura IV.5 Grietas observadas en el suelo por detrás del muro de concreto lanzado, así como fallas locales en las paredes de la excavación que se extendieron hasta el trazo de los rieles.	116
Figura IV.6 Trabajos adicionales de relleno de fallas locales con mortero fluido.	116
Figura IV.7 Condición de deformación para sistemas de contención en excavaciones (Terzaghi, 1948).a) Muros troquelados; b) Muros anclados.	117
Figura IV.8 Cuña de falla y distribución de esfuerzos para muros troquelados en suelos donde $\varphi \neq 0^\circ$ (Terzaghi, 1948). a) Superficie de falla definida por una espiral logarítmica; b) Distribución parabólica de esfuerzos.	118
Figura IV.9 Segmento de círculo como superficie de falla para sistemas troquelados en suelos cohesivos saturados $\varphi = 0^\circ$ (Terzaghi, 1948).	118
Figura IV.10 a) Empuje aparente del suelo en varios sitios recopilados por Terzaghi; b) Envolvente de empujes aparentes en arenas (Terzaghi, 1948).	119
Figura IV.11 Envolvente de empujes aparentes en arcillas (Terzaghi, 1948). a) Arcillas de consistencia blanda a media; b) Arcillas de consistencia firme.	121
Figura IV.12 Empujes a corto plazo para sistemas de contención troquelados y anclados, en arcillas blandas, por el criterio de Zeevaert (1983).	123
Figura IV.13 Empujes a corto plazo para muros troquelados y anclados en arcillas blandas, según Tamez (2001).	125
Figura IV.14 Cuña de suelo alojada dentro de superficie potencial de falla.	127
Figura IV.15 Sistema de contención de la excavación a base de un muro Milán troquelado.	129
Figura IV.16 Muro Milán convencional con excavación por panel en tres posiciones, para evitar la desviación del equipo (Paniagua et al., 2002).	129
Figura IV.17 Posiciones centrales de excavación, despiece de paneles y juntas machimbradas.	130
Figura IV.18 Distribución en planta de troqueles.	131
Figura IV.19 Análisis de muro Milán como viga y reacciones en los troqueles.	133
Figura IV.20 Diagrama de momentos actuantes en muro Milán.	133
Figura IV.21 Diagrama de fuerzas cortantes actuantes en muro Milán.	133
Figura IV.22 Detalle estructural de panel P-1.	141
Figura IV.23 Detalle estructural de panel P-2.	142
Figura IV.24 Detalle estructural de panel P-3.	142
Figura IV.25 Detalle estructural de panel P-4.	142
Figura IV.26 Corte A-A' donde se muestra el nivel de troqueles.	143
Figura IV.27 Corte transversal y vista frontal del detalle estructural de un panel de muro Milán.	143
Figura IV.28 Falla de fondo en excavaciones por esfuerzos cortantes, superficie de falla tangencial a estratos de mayor resistencia (Zeevaert, 1983).	144
Figura IV.29 Mecanismo de falla de fondo por esfuerzos cortantes en excavación troquelada o anclada, según Tamez. Modificado de Tamez (2001).	146

Figura IV.30 Mecanismo de falla de fondo por esfuerzos cortantes en excavación ademas, según Demeneghi y Puebla. Modificado de Demeneghi y Puebla (2014).	147
Figura IV.31 Mecanismo de falla por pateo, según el criterio de Zeevaert (1983).	149
Figura IV.32 Mecanismo de falla por pateo por el criterio de Tamez (2001).	151
Figura IV.33 Manifestación de la falla de fondo por subpresión (Cashman & Preene, 2002).	152
Figura IV.34 Identificación de variables para falla de fondo por subpresión.	152
Figura IV.35 a) Sistema de bombeo mediante puntas eyectoras para suelos de baja permeabilidad (Preene, Roberts, Powrie, & Dyer, 2000), b) Pozos de alivio combinado con bombeo de achique dentro de la excavación (Cashman & Preene, 2002).	153
Figura IV.36 Caso torre Latinoamericana: red de flujo horizontal y flujo de agua horizontal a través de lentes de arenas (Zeevaert, 1983).	156
Figura IV.37 Pozo de bombeo en un acuífero libre y estratificado (Zeevaert, 1983).	157
Figura IV.38 Pozo de bombeo en un acuífero libre y estratificado (Zeevaert, 1983).	158
Figura IV.39 Efecto combinado de un grupo de pozos de bombeo en una sección vertical m, modificado de Zeevaert (1983).	159
Figura IV.40 Propuesta del sistema de bombeo para abatimiento de las presiones piezométricas en el estrato drenante que genera la falla por subpresión.	161
Figura IV.41 Planta de sistema de bombeo propuesto y puntos de revisión para estado límite de falla por subpresión.	162
Figura IV.42 Ejemplo de expansión de fondo, desplazamiento lateral de muro y asentamientos superficiales inducidos por una excavación en suelos blandos (Paulín y Villar, 2019).	165
Figura IV.43 Asentamientos y desplazamientos producidos durante construcción con top-down para la cimentación del edificio Block 37 (Finno et al., 2013).	165
Figura IV.44 Asentamientos y desplazamientos producidos durante construcción con top-down para la cimentación del edificio One museum park west (Finno et al., 2013).	166
Figura IV.45 Perfiles de desplazamiento vertical normalizado detrás del muro, modificado de Romo et al. (1994).	167
Figura IV.46 Perfiles de desplazamiento lateral superficial normalizado detrás del muro, modificado de Romo et al. (1994).	168
Figura IV.47 Perfiles de desplazamiento lateral normalizado detrás del muro, modificado de Romo et al. (1994).	168
Figura IV.48 Relación entre E_0/R y d_{vm}/D , modificado de Romo et al. (1994).	169
Figura IV.49 Efecto de la resistencia a la corte no drenada, modificado de Romo et al. (1994).	170
Figura IV.50 Efecto de la geometría de la excavación, modificado de Romo et al. (1994).	170
Figura IV.51 Efecto de la rigidez del muro y la separación de puntales, modificado de Romo et al. (1994).	171

Figura IV.52 Ejemplo de una plataforma de acero temporal para proceso de excavación (Paniagua, 2020).....	173
Figura IV.53 Ejemplo de rampa de acceso desde nivel de banquetta (Paulín, 2020). ..	173
Figura IV.54 Construcción de paneles primarios de muro Milán.....	176
Figura IV.55 Construcción de paneles secundarios de muro Milán y pilas-columna....	176
Figura IV.56 Perforación y colocación de perfiles OR para arriostamiento y pozos de bombeo.	177
Figura IV.57 Montaje de superestructura de plataforma metálica a nivel 0.00.....	177
Figura IV.58 Excavación y colocación de troqueles TR-1, TR-6, TR-13 nivel N_{TR1} -1.80.	178
Figura IV.59 Excavación y colocación de troqueles TR-1, TR-6, TR-13 nivel N_{TR2} -3.20.	178
Figura IV.60 Excavación y colocación de troqueles TR-2, TR-7, TR-14 nivel N_{TR1} -1.80.	179
Figura IV.61 Excavación y colocación de troqueles TR-2, TR-7, TR-14 nivel N_{TR2} -3.20.	179
Figura IV.62 Excavación y colocación de troqueles TR-3, TR-8, TR-15 nivel N_{TR1} -1.80.	180
Figura IV.63 Excavación y colocación de troqueles TR-3, TR-8, TR-15 nivel N_{TR2} -3.20.	180
Figura IV.64 Excavación y colocación de troqueles TR-4, TR-9, TR-16 nivel N_{TR1} -1.80.	181
Figura IV.65 Excavación y colocación de troqueles TR-4, TR-9, TR-16 nivel N_{TR2} -3.20.	181
Figura IV.66 Excavación y colocación de troqueles TR-5, TR-10, TR-17 nivel N_{TR1} -1.80.	182
Figura IV.67 Excavación y colocación de troqueles TR-5, TR-10, TR-17 nivel N_{TR2} -3.20.	182
Figura IV.68 Inicio de operación de pozos de bombeo (al menos 1 semana antes), subsecuente excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celdas CL1, CL17 y CL20. ..	183
Figura IV.69 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL18.	183
Figura IV.70 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL19.	184
Figura IV.71 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celdas CL13 y CL16.	184
Figura IV.72 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL14.	185
Figura IV.73 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL15.	185
Figura IV.74 Excavación y colocación de troquel TR-11 nivel N_{TR1} -1.80.	186
Figura IV.75 Excavación y colocación de troquel TR-11 nivel N_{TR2} -3.20.	186
Figura IV.76 Excavación y colocación de troquel TR-12 nivel N_{TR1} -1.80.	187
Figura IV.77 Corte B-B': Excavación y colocación de troquel TR-12 nivel N_{TR1} -1.80. ..	187
Figura IV.78 Excavación y colocación de troquel TR-12 nivel N_{TR2} -3.20.	188
Figura IV.79 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL9.	188
Figura IV.80 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL5.	189

Figura IV.81 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL10.	189
Figura IV.82 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celdas CL6 y CL11.	190
Figura IV.83 Excavación y colocación de troquel TR-18 nivel N _{TR1} -1.80.	190
Figura IV.84 Excavación y colocación de troquel TR-18 nivel N _{TR2} -3.20.	191
Figura IV.85 Excavación y colocación de troquel TR-19 nivel N _{TR1} -1.80.	191
Figura IV.86 Excavación y colocación de troquel TR-19 nivel N _{TR2} -3.20.	192
Figura IV.87 Excavación y colocación de troquel TR-20 nivel N _{TR1} -1.80.	192
Figura IV.88 Excavación y colocación de troquel TR-20 nivel N _{TR2} -3.20.	193
Figura IV.89 Excavación y colocación de troquel TR-21 nivel N _{TR1} -1.80.	193
Figura IV.90 Excavación y colocación de troquel TR-21 nivel N _{TR2} -3.20.	194
Figura IV.91 Excavación y colocación de troquel TR-22 nivel N _{TR1} -1.80.	194
Figura IV.92 Excavación y colocación de troquel TR-22 nivel N _{TR2} -3.20.	195
Figura IV.93 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL7.	195
Figura IV.94 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de las celdas CL2 y CL12.....	196
Figura IV.95 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de celda CL4.	196
Figura IV.96 Excavación hasta NME -5.00 y lastrado de las celdas CL3 y CL8.....	197
Figura V.1 Brocal de concreto armado con orejas para trampeado y mantener fijo en su posición el armado durante el colado.	203
Figura V.2 Junta machimbrada con banda water-stop en panel primario, fotografía durante excavación de panel secundario.	208
Figura V.3 Detalle esquemático de preparación al extremo de troquel para aplicación de precarga en troqueles (Paniagua y Santamaría, 2019).	208
Figura V.4 Perfil intermedio para arriostamiento de troqueles	209

ÍNDICE DE ESQUEMAS

Esquema I Aplicación del método científico para el diseño y construcción de una cimentación. Diagrama general.	XXI
Esquema II Aplicación del método científico para el diseño y construcción de una cimentación. Diagrama desglosado (1 de 5).	XXII
Esquema III Aplicación del método científico para el diseño y construcción de una cimentación. Diagrama desglosado (2 de 5).	XXIII
Esquema IV Aplicación del método científico para el diseño y construcción de una cimentación. Diagrama desglosado (3 de 5).	XXIV
Esquema V Aplicación del método científico para el diseño y construcción de una cimentación. Diagrama desglosado (4 de 5).	XXV
Esquema VI Aplicación del método científico para el diseño y construcción de una cimentación. Diagrama desglosado (5 de 5).	XXVI

ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica II.1 Resultados de prueba de vibración ambiental.....	26
Gráfica II.2 Aplicación del método de trapecio múltiple y teorema del valor medio para obtener valor representativo de la unidad.....	30
Gráfica III.1 Función de transferencia para un depósito de suelo.....	53
Gráfica III.2 Espectros elásticos y de diseño en función de los parámetros efectivos del sistema, asociados a la dirección X.....	70
Gráfica III.3 Espectros elásticos y de diseño en función de los parámetros efectivos del sistema, asociados a la dirección Y.....	71
Gráfica III.4 Curva esfuerzo-deformación con etapa de descarga para triaxial no consolidada-no drenada.....	81
Gráfica III.5 Curva de compresibilidad obtenida de una prueba de consolidación unidimensional.....	82
Gráfica III.6 Comparación de estado de esfuerzos efectivos finales contra el esfuerzo efectivo crítico de compresión σ'_b	89
Gráfica III.7 Curva de consolidación no. 3, UG12, tipo II, ajustada mediante la teoría de Zeevaert (1986).....	102
Gráfica III.8 Tendencia de parámetros de ajuste de consolidación para unidad geotécnica UG12.....	103
Gráfica III.9 Diagrama de esfuerzos verticales para comparación contra el esfuerzo efectivo crítico de compresión σ'_b	105
Gráfica III.10 Curvas isócronas para UG04 (desplante del cajón).....	109
Gráfica III.11 Curva grado de consolidación-tiempo para la UG04.....	109
Gráfica IV.1 Diagrama de presión activa redistribuida con método de Terzaghi-Peck (1948).....	121
Gráfica IV.2 Diagramas de presión activa de Rankine y Zeevaert.....	124
Gráfica IV.3 Diagrama de presión activa redistribuida con criterio de Zeevaert (1983).....	124
Gráfica IV.4 Diagramas de presiones activas de Rankine.....	126
Gráfica IV.5 Diagrama de presión activa redistribuida con criterio de Tamez (2001).....	126
Gráfica IV.6 Diagramas de empujes a largo plazo.....	128
Gráfica IV.7 Presiones piezométricas abatidas en el estrato drenante, corte B2-B2'.....	163
Gráfica IV.8 Perfil de asentamientos superficiales por detrás del muro Milán.....	172

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I.1 Combinación de cargas A: Elementos mecánicos transmitidos por columna y en general.	8
Tabla I.2 Combinación de cargas B: Elementos mecánicos transmitidos por columna y en general.	9
Tabla I.3 Combinación de cargas C: Elementos mecánicos transmitidos por columna y en general.	10
Tabla II.1 Modelo estratigráfico	35
Tabla II.2 Modelo geotécnico dinámico.	38
Tabla II.3 Modelo geotécnico mecánico.	39
Tabla III.1 Valores v_c y T_c (Avilés et al. 1993).	57
Tabla III.2 Velocidades máximas del terreno (Avilés et al. 1993).....	57
Tabla III.3 Factores de comportamiento no lineal del sitio (Avilés et al. 1993).....	58
Tabla III.4 Resumen de resultados para las funciones de impedancias para diferentes condiciones en dirección X.....	66
Tabla III.5 Resumen de resultados para las funciones de impedancias para diferentes condiciones en dirección Y.....	66
Tabla III.6 Resumen de resultados para cortante basal y momento de volteo en dirección X, para diferentes condiciones y con efectos de la interacción dinámica suelo-estructura.	72
Tabla III.7 Resumen de resultados para cortante basal y momento de volteo en dirección X, para diferentes condiciones y con efectos de la interacción dinámica suelo-estructura.	73
Tabla IV.1 Características geométricas de troqueles.	132
Tabla IV.2 Revisión de falla de fondo por subpresión.....	153
Tabla IV.3 Revisión de falla de fondo por subpresión con efecto del sistema de bombeo.	155
Tabla IV.4 Revisión de falla de fondo por subpresión, considerando el peso del lastre y suspensión del sistema de bombeo.	164
Tabla V.1 Especificaciones para lodo estabilizador de zanja.....	204
Tabla V.2 Control de calidad para materiales principales de muro Milán.....	206

ANEXO A MEMORIA DE CÁLCULO



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
 ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA



TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A DIAGRAMA DE ESTADOS DE ESFUERZOS VERTICALES INICIALES

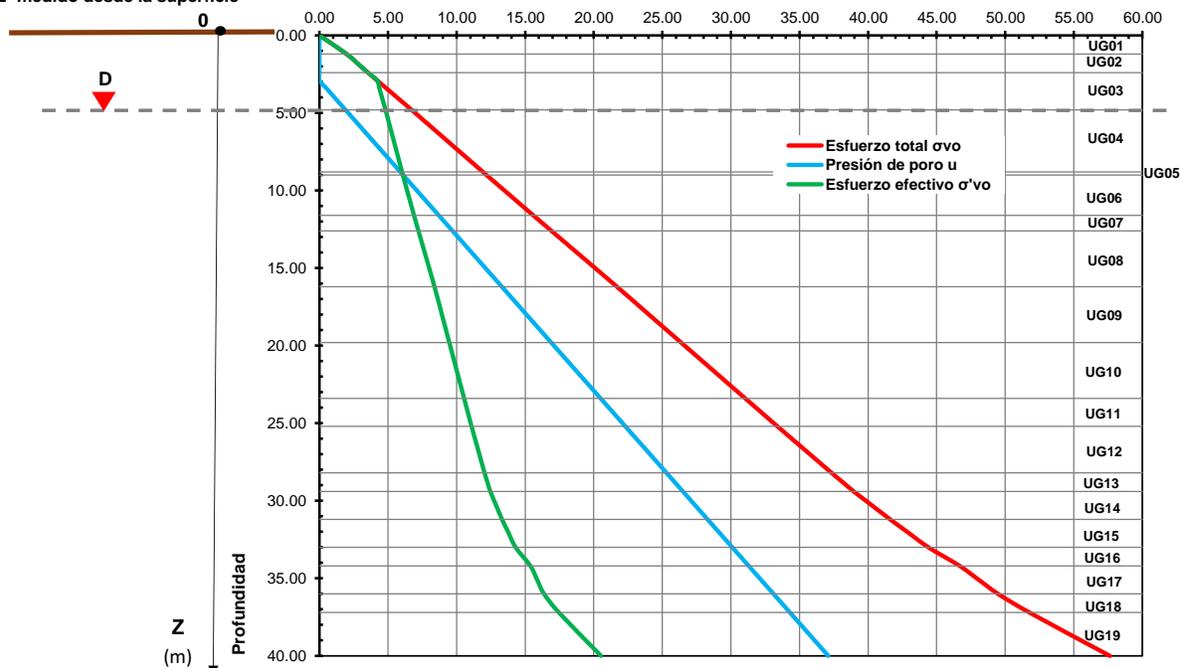
UG	Z m		H m	γ t/m ³	σ_{vo} t/m ²	u t/m ²	σ'_{vo} t/m ²
1	0.00	1.20	1.20	1.65	1.98	0.00	1.98
2	1.20	2.04	0.84	1.30	3.07	0.00	3.07
2	2.04	2.40	0.36	1.30	3.54	0.00	3.54
3	2.40	2.90	0.50	1.33	4.20	0.00	4.20
3	2.90	3.50	0.60	1.33	5.00	0.60	4.40
3	3.50	4.80	1.30	1.33	6.72	1.90	4.82
4	4.80	5.00	0.20	1.30	6.98	2.10	4.88
4	5.00	6.80	1.80	1.30	9.32	3.90	5.42
4	6.80	7.20	0.40	1.30	9.84	4.30	5.54
4	7.20	8.80	1.60	1.30	11.92	5.90	6.02
5	8.80	9.00	0.20	1.30	12.18	6.10	6.08
6	9.00	10.30	1.30	1.31	13.89	7.40	6.49
6	10.30	11.60	1.30	1.31	15.59	8.70	6.89
7	11.60	12.60	1.00	1.33	16.92	9.70	7.22
8	12.60	13.50	0.90	1.33	18.11	10.60	7.51
8	13.50	16.20	2.70	1.33	21.69	13.30	8.39
9	16.20	18.00	1.80	1.30	24.03	15.10	8.93
9	18.00	19.80	1.80	1.30	26.37	16.90	9.47
10	19.80	21.60	1.80	1.30	28.71	18.70	10.01
10	21.60	23.40	1.80	1.30	31.05	20.50	10.55
11	23.40	24.30	0.90	1.30	32.22	21.40	10.82
11	24.30	25.20	0.90	1.30	33.39	22.30	11.09
12	25.20	26.70	1.50	1.32	35.36	23.80	11.56
12	26.70	28.20	1.50	1.32	37.34	25.30	12.04
13	28.20	28.80	0.60	1.35	38.15	25.90	12.25
13	28.80	29.40	0.60	1.35	38.96	26.50	12.46
14	29.40	30.20	0.80	1.48	40.14	27.30	12.84
14	30.20	31.20	1.00	1.48	41.61	28.30	13.31
15	31.20	32.00	0.80	1.55	42.85	29.10	13.75
15	32.00	33.00	1.00	1.55	44.40	30.10	14.30
16	33.00	34.20	1.20	1.90	46.68	31.30	15.38
17	34.20	35.10	0.90	1.55	48.08	32.20	15.88
17	35.10	36.00	0.90	1.55	49.47	33.10	16.37
18	36.00	37.20	1.20	1.90	51.75	34.30	17.45
19	37.20	40.00	2.80	2.10	57.63	37.10	20.53

DATOS DE ENTRADA

$\gamma_{\text{agua}} = 1.00 \text{ t/m}^3$
 $\text{NAF} = 2.90 \text{ m}$

NOTA: Z medido desde la superficie

$\sigma_{vo}, u, \sigma'_{vo} \text{ (t/m}^2\text{)}$





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
 ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA

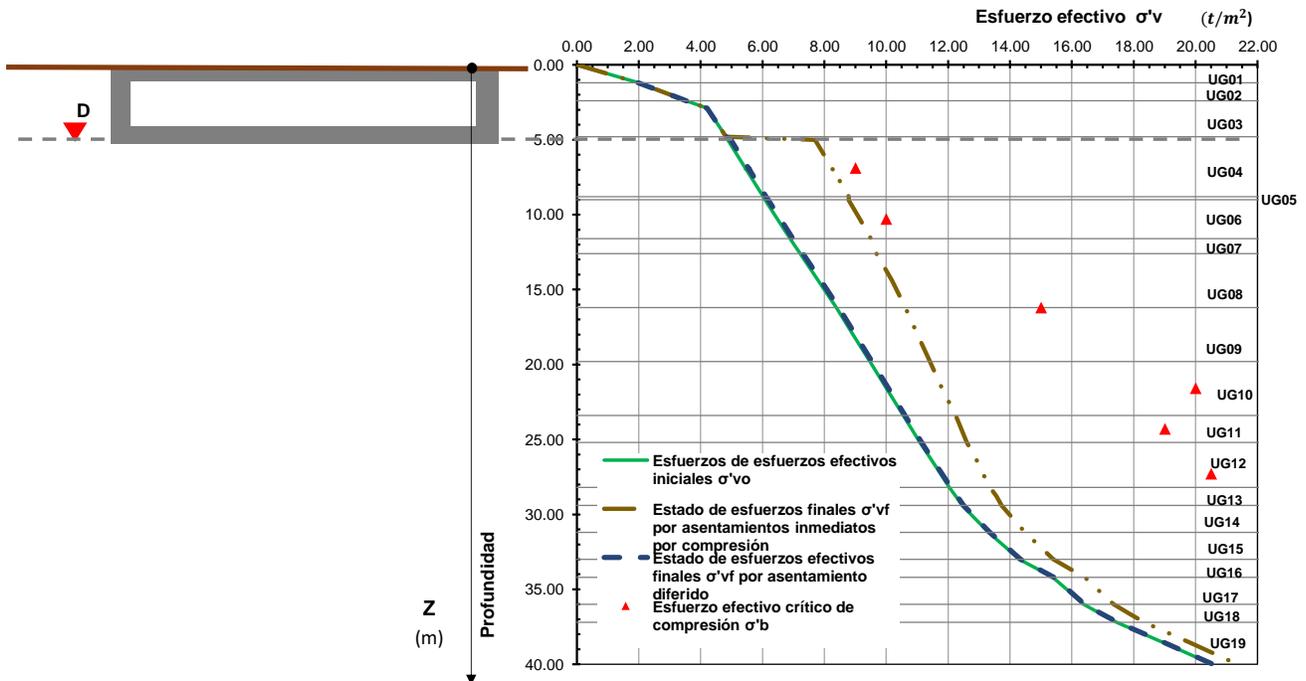


TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A DIAGRAMA DE ESTADOS DE ESFUERZOS VERTICALES FINALES

Z de m	a m	H m	γ t/m ³	σ_{vo} t/m ²	u t/m ²	Asentamiento inmediato por compresión					Asentamiento diferido	
						σ'_{vo} t/m ²	σ'_b t/m ²	$\Delta\sigma_z$ t/m ²	$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z$ t/m ²	$\Delta\sigma_z$ t/m ²	$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z$ t/m ²	
0.00	1.20	1.20	1.65	1.98	0.00	1.98				1.98		1.98
1.20	2.20	1.00	1.30	3.28	0.00	3.28				3.28		3.28
2.20	2.40	0.20	1.30	3.54	0.00	3.54				3.54		3.54
2.40	2.90	0.50	1.33	4.20	0.00	4.20				4.20		4.20
2.90	4.80	1.90	1.33	6.72	1.90	4.82				4.82		4.82
4.80	5.00	0.20	1.30	6.98	2.10	4.88			2.82	7.70	0.10	4.98
5.00	7.00	2.00	1.30	9.58	4.10	5.48			2.80	8.28	0.10	5.58
7.00	6.90	-0.10	1.30	9.45	4.00	5.45	9.00		2.80	8.25	0.10	5.55
6.90	8.80	1.90	1.30	11.92	5.90	6.02			2.74	8.79	0.10	6.12
8.80	8.90	0.10	1.30	12.05	6.00	6.05			2.74	8.79	0.10	6.15
8.90	9.00	0.10	1.30	12.18	6.10	6.08			2.73	8.78	0.10	6.18
9.00	10.30	1.30	1.31	13.89	7.40	6.49	10.00		2.66	9.15	0.10	6.58
10.30	11.60	1.30	1.31	15.59	8.70	6.89			2.58	9.50	0.09	6.99
11.60	12.10	0.50	1.33	16.26	9.20	7.06			2.55	9.61	0.09	7.15
12.10	12.60	0.50	1.33	16.92	9.70	7.22			2.52	9.68	0.09	7.31
12.60	14.40	1.80	1.33	19.30	11.50	7.80			2.38	10.18	0.09	7.89
14.40	16.20	1.80	1.33	21.69	13.30	8.39	15.00		2.23	10.62	0.08	8.47
16.20	18.00	1.80	1.30	24.03	15.10	8.93			2.09	11.01	0.08	9.00
18.00	19.80	1.80	1.30	26.37	16.90	9.47			1.94	11.41	0.07	9.54
19.80	21.60	1.80	1.30	28.71	18.70	10.01	20.00		1.80	11.80	0.06	10.07
21.60	23.40	1.80	1.30	31.05	20.50	10.55			1.66	12.25	0.06	10.61
23.40	24.30	0.90	1.30	32.22	21.40	10.82	19.00		1.60	12.42	0.06	10.88
24.30	25.20	0.90	1.30	33.39	22.30	11.09			1.54	12.61	0.06	11.14
25.20	26.70	1.50	1.32	35.36	23.80	11.56			1.44	13.00	0.05	11.61
26.70	27.30	0.60	1.32	36.15	24.40	11.75	20.50		1.40	13.13	0.05	11.80
27.30	28.20	0.90	1.32	37.34	25.30	12.04			1.35	13.35	0.05	12.09
28.20	28.80	0.60	1.35	38.15	25.90	12.25			1.31	13.56	0.05	12.29
28.80	29.40	0.60	1.35	38.96	26.50	12.46			1.28	13.73	0.05	12.50
29.40	30.30	0.90	1.48	40.29	27.40	12.89			1.23	14.11	0.04	12.93
30.30	31.20	0.90	1.48	41.61	28.30	13.31	40.00		1.18	14.49	0.04	13.36
31.20	32.10	0.90	1.55	43.01	29.20	13.81			1.13	14.94	0.04	13.85
32.10	33.00	0.90	1.55	44.40	30.10	14.30			1.09	15.40	0.04	14.34
33.00	33.60	0.60	1.90	45.54	30.70	14.84			1.06	15.91	0.04	14.88
33.60	34.20	0.60	1.90	46.68	31.30	15.38			1.04	16.41	0.04	15.42
34.20	35.10	0.90	1.55	48.08	32.20	15.88			1.00	16.88	0.04	15.91
35.10	36.00	0.90	1.55	49.47	33.10	16.37			0.96	17.34	0.03	16.41
36.00	36.60	0.60	1.90	50.61	33.70	16.91			0.94	17.85	0.03	16.95
36.60	37.20	0.60	1.90	51.75	34.30	17.45			0.91	18.35	0.03	17.49
37.20	38.60	1.40	2.10	54.69	35.70	18.99			0.86	19.85	0.03	19.02
38.60	40.00	1.40	2.10	57.63	37.10	20.53			0.81	21.35	0.03	20.56





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA



TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA
CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A PERIODO DE VIBRACIÓN DOMINANTE DEL SUELO

UNIDADES GEOTÉCNICAS PARA ANÁLISIS DINÁMICO - COMPORTAMIENTO LINEAL 2019

UG	H m	γ t/m ³	v _s m/s	ρ t-s ² /m ⁴	G t/m ²
1	1.20	1.650	315.70	0.17	16763.48
2	1.20	1.300	85.25	0.13	981.38
3	2.40	1.325	86.30	0.14	1039.84
4	4.00	1.300	60.07	0.13	501.42
5	0.20	1.300	48.30	0.13	309.15
6	2.60	1.313	94.68	0.13	1351.56
7	1.00	1.325	114.95	0.14	1860.05
8	3.60	1.325	105.24	0.14	1816.71
9	3.60	1.300	66.98	0.13	602.63
10	3.60	1.300	41.10	0.13	236.13
11	1.80	1.300	50.88	0.13	414.84
12	3.00	1.317	99.18	0.13	1367.11
13	1.20	1.350	131.20	0.14	2741.40
14	1.80	1.475	209.70	0.15	6856.95
15	1.80	1.550	248.10	0.16	9951.36
16	1.20	1.900	243.60	0.19	9375.99
17	1.80	1.550	168.75	0.16	4584.76
18	1.20	1.900	186.10	0.19	6707.76
19	2.80	2.100	246.53	0.21	13135.96

H= 40 m

OBTENCIÓN DE PERIODO DOMINANTE DE VIBRACIÓN T_s EN COMPORTAMIENTO LINEAL

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{G_i} \right) \left[\sum_{i=1}^N \gamma_i h_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) \right]}$$

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i \frac{h_j}{G_j}}{\sum_{j=1}^N \frac{h_j}{G_j}}$$

RESULTADOS

T_s = 1.95 s
v̄_s = 82.08 m/s

$$T_s = \frac{4H}{\bar{v}_s}$$

i	UG	h _i /G _i	γ _i h _i	$\sum_{j=1}^i \frac{h_j}{G_j}$	x _i	x _i ² + x _i x _{i-1} + x _{i-1} ²	γ _i h _i (x _i ² + x _i x _{i-1} + x _{i-1} ²)
0		0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	19	0.00021	5.88000	0.00021	0.00461	0.00002	0.00013
2	18	0.00018	2.28000	0.00039	0.00848	0.00013	0.00030
3	17	0.00039	2.79000	0.00078	0.01698	0.00050	0.00141
4	16	0.00013	2.28000	0.00091	0.01975	0.00101	0.00231
5	15	0.00018	2.79000	0.00109	0.02366	0.00142	0.00395
6	14	0.00026	2.65500	0.00136	0.02934	0.00211	0.00562
7	13	0.00044	1.62000	0.00179	0.03881	0.00351	0.00568
8	12	0.00219	3.95000	0.00399	0.08629	0.01230	0.04859
9	11	0.00434	2.34000	0.00833	0.18018	0.05546	0.12977
10	10	0.01525	4.68000	0.02357	0.51006	0.38453	1.79958
11	9	0.00597	4.68000	0.02955	0.63932	0.99497	4.65648
12	8	0.00198	4.77000	0.03153	0.68219	1.31025	6.24989
13	7	0.00054	1.32500	0.03207	0.69383	1.42010	1.88164
14	6	0.00192	3.41250	0.03399	0.73545	1.53255	5.22983
15	5	0.00065	0.26000	0.03464	0.74945	1.65373	0.42997
16	4	0.00798	5.20000	0.04261	0.92205	2.10288	10.93500
17	3	0.00231	3.18000	0.04492	0.97199	2.69119	8.55797
18	2	0.00122	1.56000	0.04615	0.99845	2.91216	4.54298
19	1	0.00007	1.98000	0.04622	1.00000	2.99536	5.93080

$$\sum_{j=1}^N \frac{h_j}{G_j} = 0.04622$$

$$\sum_{i=1}^N \gamma_i h_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) = 50.41189$$

OBTENCIÓN DE PERIODO DOMINANTE DE VIBRACIÓN A 50 AÑOS EN COMPORTAMIENTO LINEAL

$$v_H = 1.27 v_s^{1.9}$$

$$T_s = \frac{4H}{\bar{v}_s}$$

V_H = 4.27 cm/año
Δδ_{50años} = 2.13 m
H_{50años} = 37.87 m
v̄_s = 82.08 m/s

RESULTADOS

T_{s 50} = 1.85 s



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
 ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA



TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA
 CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A PERIODO DE VIBRACIÓN DOMINANTE DEL SUELO

OBTENCIÓN DE PERIODO DOMINANTE DE VIBRACIÓN T's EN COMPORTAMIENTO NO LINEAL

$T_s = 1.95$ s
 $\bar{v}_s = 82.08$ m/s $v_c T_s + \bar{v}_s T_c = 1180$ Zona sísmica= D
 $v_c = 500$ m/s $v_c T_c = 1250$ Tipo de suelo= III
 $T_c = 2.5$ s $v_0 = 23.5$ cm/s

UG	H m	v_s cm/s	$\gamma_\theta = \frac{v_0}{v_s}$	γ_θ %	$\frac{v'_s}{v_s}$	v'_s m/s	Υ t/m ³	ρ t-s ² /m ⁴	G' t/m ²
1	1.20	31570.00	0.000744378	0.0744%	0.9	284.13	1.650	0.17	13578.42
2	1.20	8525.00	0.002756598	0.2757%	0.85	72.46	1.300	0.13	695.83
3	2.40	8630.00	0.002723059	0.2723%	0.85	73.36	1.325	0.14	726.79
4	4.00	6006.67	0.00391232	0.3912%	0.85	51.06	1.300	0.13	345.45
5	0.20	4830.00	0.004865424	0.4865%	0.85	41.06	1.300	0.13	223.36
6	2.60	9467.50	0.002482176	0.2482%	0.85	80.47	1.313	0.13	866.44
7	1.00	11495.00	0.002044367	0.2044%	0.85	97.71	1.325	0.14	1289.44
8	3.60	10523.75	0.002233044	0.2233%	0.85	89.45	1.325	0.14	1080.75
9	3.60	6698.33	0.003508335	0.3508%	0.85	56.94	1.300	0.13	429.58
10	3.60	4110.00	0.005717762	0.5718%	0.85	34.94	1.300	0.13	161.73
11	1.80	5087.50	0.004619165	0.4619%	0.85	43.24	1.300	0.13	247.81
12	3.00	9918.33	0.00236935	0.2369%	0.85	84.31	1.317	0.13	953.94
13	1.20	13120.00	0.001791159	0.1791%	0.85	111.52	1.350	0.14	1711.47
14	1.80	20970.00	0.001120649	0.1121%	0.85	178.25	1.475	0.15	4777.03
15	1.80	24810.00	0.000947199	0.0947%	0.9	223.29	1.550	0.16	7877.73
16	1.20	24360.00	0.000964696	0.0965%	0.9	219.24	1.900	0.19	9309.45
17	1.80	16875.00	0.001392593	0.1393%	0.85	143.44	1.550	0.16	3250.78
18	1.20	18610.00	0.001262762	0.1263%	0.85	158.19	1.900	0.19	4846.35
19	2.80	24652.50	0.00095325	0.0953%	0.9	221.87	2.100	0.21	10537.98

H= 40 m

$$T'_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{G'_i} \right) \left[\sum_{i=1}^N \gamma_i h_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) \right]}$$

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i \frac{h_j}{G'_j}}{\sum_{j=1}^N \frac{h_j}{G'_j}} \quad T'_s = \frac{4H}{v'_s}$$

RESULTADOS

T's= 2.38 s
 $\bar{v}'_s = 67.27$ m/s

i	UG	h_i/G'_i	$\gamma_i h_i$	$\sum_{j=1}^i \frac{h_j}{G'_j}$	x_i	$x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2$	$\gamma_i h_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2)$
0		0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1	19	0.00027	5.88000	0.00027	0.00389	0.00002	0.00009
2	18	0.00025	2.28000	0.00051	0.00752	0.00010	0.00023
3	17	0.00055	2.79000	0.00107	0.01563	0.00042	0.00117
4	16	0.00013	2.28000	0.00120	0.01752	0.00083	0.00188
5	15	0.00023	2.79000	0.00142	0.02087	0.00111	0.00309
6	14	0.00038	2.65500	0.00180	0.02639	0.00168	0.00447
7	13	0.00070	1.62000	0.00250	0.03667	0.00301	0.00487
8	12	0.00314	3.95000	0.00565	0.08275	0.01123	0.04434
9	11	0.00726	2.34000	0.01291	0.18918	0.05829	0.13640
10	10	0.02226	4.68000	0.03517	0.51533	0.39884	1.86658
11	9	0.00838	4.68000	0.04355	0.63812	1.00161	4.68753
12	8	0.00333	4.77000	0.04688	0.68693	1.31742	6.28409
13	7	0.00078	1.32500	0.04766	0.69829	1.43917	1.90690
14	6	0.00300	3.41250	0.05066	0.74226	1.55689	5.31288
15	5	0.00090	0.26000	0.05155	0.75538	1.68225	0.43739
16	4	0.01158	5.20000	0.06313	0.92505	2.12509	11.05046
17	3	0.00330	3.18000	0.06643	0.97344	2.70377	8.59799
18	2	0.00172	1.56000	0.06816	0.99871	2.91716	4.55078
19	1	0.00009	1.98000	0.06825	1.00000	2.99612	5.93231

$$\sum_{j=1}^N \frac{h_j}{G'_j} = 0.06825$$

$$\sum_{i=1}^N \gamma_i h_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) = 50.82343$$

OBTENCIÓN DE PERIODO DOMINANTE DE VIBRACIÓN A 50 AÑOS EN COMPORTAMIENTO NO LINEAL

$v_H = 1.2T_s^{1.9}$
 $T'_s = \frac{4H}{v'_s}$
 $V_H = 6.23$ cm/año
 $\Delta\delta_{50años} = 3.11$ m
 $H_{50años} = 36.89$ m
 $\bar{v}'_s = 67.27$ m/s

$$T'_s = \frac{4H}{v'_s}$$

RESULTADOS

T's= 2.19 s



DATOS DE ENTRADA

Suelo		Cimentación		Estructura		Cargas	
Ts 50 años =	2.19 s	D =	5.00 m	ωe =	10.47 rad/s	Q =	2.000
Hs =	40.00 m	Bx =	36.00 m	ξp =	0.05	R0 =	1.750
Vs =	67.27 m/s	Ly =	44.00 m	Te =	0.60 s	K1 =	1.000
μ =	0.47	ly =	171,072.00 m ⁴	Hed =	18.00 m		
γ =	1.37 t/m ³	lx =	255,552.00 m ⁴	He =	12.60 m		
ξs =	0.03	A =	1584.00 m ²	W0 =	12402.53 t	He = 0.7Hed	(Incluye factor de carga de 1.1)
G =	631.34 t/m ²			We =	8681.77 t	Wc = 0.7W0	

Cimentación circular equivalente

Rn =	22.45 m
Rr =	21.60 m

VERIFICACIONES INICIALES PARA APLICACIÓN DE LA INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

1) VERIFICACIÓN INTERACCIÓN CINEMÁTICA

$$\tau_v = \frac{D}{v_s} \quad \tau_v = 0.07 \quad \text{Cumple, puede despreciarse el efecto de ISE Cinemática}$$

$$1a) \frac{T_s}{\tau_v} > 12 \quad \frac{T_s}{\tau_v} = 29.51$$

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad r = 22.45 \quad \text{Cumple, puede despreciarse el efecto de ISE Cinemática}$$

$$2da) \frac{D}{r} < 0.5 \quad \frac{D}{r} = 0.22$$

2) VERIFICACIÓN INTERACCIÓN INERCIAL

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.50 \quad \text{Requiere análisis ISE Inercial}$$

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} = 0.87$$

3) DATOS DE ENTRADA PARA ITERACION

$$\omega = 6.320 \text{ rad/s} \quad \text{Nota: Comenzar iteracion con Te inicial de la estructura}$$

$$\tilde{T}_e = 0.994 \text{ s}$$

ITERACION PARA OBTENCIÓN DE RIGIDEZES : TABLA 8.2.1 NTC-SIS (2017)

4) RIGIDEZ A LA ROTACIÓN Kr

4.1 Rigidez estática

$$K_r^0 = \frac{8GR_s^2}{3(1-\mu)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$$

$$K_r^0 = 55,473,327.99 \text{ t-m/rad}$$

4.2 Parametros de frecuencia

$$\eta_r = \frac{\omega R_r}{v_s} \quad \eta_r = 2.030$$

$$\eta_p = \left(\frac{\pi R_r}{2H_s}\right) \left[\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu}\right]^{1/2} \quad \eta_p = 3.499$$

4.3 Coeficiente de rigidez

$$k_r = 1 - 0.2\eta_r \quad \text{Si } \eta_r \leq 2.50$$

$$k_r = 0.5 \quad \text{Si } \eta_r > 2.50 ; \mu \leq 1/3$$

$$k_r = 1 - 0.2\eta_r \quad \text{Si } \eta_r > 2.50 ; \mu \geq 0.45$$

$$k_r = 0.594$$

4.4 Coeficiente de amortiguamiento

$$\eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} \quad \eta_{rp} = 0.580$$

$$c_r = \frac{0.5\xi_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\xi_s)\eta_{rp}^2} \quad \text{si } \eta_{rp} \leq 1$$

$$c_r = \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2} \quad \text{si } \eta_{rp} > 1$$

$$c_r = 0.013$$

4.5 Rigidez a la rotación

$$K_r = K_r^0 (k_r - 2\xi_s \eta_r c_r)$$

$$K_r = 32,869,910.41 \text{ t-m/rad}$$

4.6 Periodo natural asociado a rotación como cuerpo rígido

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e (H_e + D)^2}{K_r}}$$

$$T_r = 0.574 \text{ s}$$

5) RIGIDEZ A LA TRASLACIÓN Kh

5.1 Rigidez estática

$$K_h^0 = \frac{8GR_h}{(2-\mu)} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right)$$

$$K_h^0 = 125,955.24 \text{ t/m}$$

5.2 Parametros de frecuencia

$$\eta_h = \frac{\omega R_h}{v_s} \quad \eta_h = 2.110$$

$$\eta_s = \frac{\pi R_h}{2H_s} \quad \eta_s = 0.8818$$

5.3 Coeficiente de rigidez

$$k_h = 1.000$$

5.4 Coeficiente de amortiguamiento

$$\eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} \quad \eta_{hs} = 2.392$$

$$c_h = \frac{0.65\xi_s \eta_{hs}}{1 - (1 - 2\xi_s)\eta_{hs}^2} \quad \text{si } \eta_{hs} \leq 1$$

$$c_h = 0.576 \quad \text{si } \eta_{hs} > 1$$

$$c_h = 0.576$$

5.5 Rigidez a la traslación

$$K_h = K_h^0 (k_h - 2\xi_s \eta_h c_h)$$

$$K_h = 116,772.43 \text{ t/m}$$

5.6 Periodo natural asociado a traslación como cuerpo rígido

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}}$$

$$T_h = 0.547 \text{ s}$$



PARÁMETROS DEL SISTEMA CONCLUIDO PROCESO DE ITERACIÓN

6) PERIODO ACOPLADO O EFECTIVO RESULTADO DE LA ITERACIÓN

Datos inicio de iteración

$T_e = 0.994$ s
 $\omega = 6.320$ rad/s

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_r^2 + T_h^2}$$

Obtenido de la iteración

$T_e = 0.994$ s
 $\omega = 6.320$ rad/s

6.1 Cálculo de error iteración

error= **0.0001%**

7) COEFICIENTE DE AMORTIGUADOR VISCOSO A ROTACIÓN C_r

$$C_r = \frac{K_r^0 (\eta_r c_r + 2\xi_s k_r)}{\omega}$$

$C_r = 539,594.86$ t-m-s/rad

8) COEFICIENTE DE AMORTIGUADOR VISCOSO A TRASLACION C_h

$$C_h = \frac{K_h^0 (\eta_h c_h + 2\xi_s k_h)}{\omega}$$

$C_h = 25,412.88$ t-s/m

9) COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO A ROTACION ξ_r

$$\xi_r = \frac{\pi C_r}{T_e K_r}$$

$\xi_r = 0.052$

10) COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO A TRASLACION ξ_h

$$\xi_h = \frac{\pi C_h}{T_e K_h}$$

$\xi_h = 0.688$

11) COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO ACOPLADO O EFECTIVO ξ_e

$$\tilde{\xi}_e = \xi_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\xi_h}{1 + 2\xi_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\xi_r}{1 + 2\xi_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2$$

CALCULADO

$\tilde{\xi}_e = 0.142$

POR CRITERIO 5% < ξ < 8%

$\tilde{\xi}_e = 0.080$

12) ESPECTRO ELÁSTICO, REDUCIDO SIN INTERACCIÓN Y REDUCIDO CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

EXPRESIONES PARA ESPECTROS ELÁSTICOS

DATOS INICIALES

$T_s = 2.193$ s
 $T_e = 0.600$ s
 $Q = 2.000$
 $K_1 = 1.000$
 $\beta = 1$

sin IDSE

$R_0 = f(Q)$ $R_0 = 1.750$

$a_0 = f(T_s)$ $a_0 = 0.350$
 $c = f(T_s)$ $c = 1.600$
 $T_b = f(T_s)$ $T_b = 2.632$
 $T_a = f(T_s)$ $T_a = 1.301$
 $k = f(T_s)$ $k = 0.350$

FACTORES PARA CÁLCULO DE β

Tabla 3.1.1 NTC-SIS (2017)

$\lambda = f(T_s)$ $\lambda = 0.500$
 $\varepsilon = f(T_s)$ $\varepsilon = 1.800$
 $\tau = f(T_s)$ $\tau = 1.000$

$$\tilde{Q} = 1 + (Q - 1) \frac{T_e^2}{T_s^2}$$

$\tilde{Q} = 1.36$ con IDSE

	$L_t < T_s < L_s$		
	Límite inferior LI	Límite superior Ls	Valor del parametro
a ₀	1.5		0.350
	0.5	1.5	
c	3.5		
	2.5	3.5	
	1.5	2.5	1.600
	0.5	1.5	
T _b	3.5		
	1.125	3.5	2.632
T _a	3.9		
	3.25	3.9	
	2.5	3.25	
	0.5	2.5	1.301
k	1.65		0.350
	0.5	1.65	
λ	0	0.5	
	0.5	1	
	1	1.5	
	1.5	2	
	2	2.5	0.500
	2.5	3	
ε	3	4	
	0	0.5	
	0.5	1	
	1	1.5	
τ	1.5	2	
	2	2.5	1.000
	2.5	3	
	3	4	

$$a_0 = \begin{cases} 0.12 + 0.23(T_s - 0.5) & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \\ 0.35 & \text{si } T_s > 1.5 \end{cases}$$

$$c = \begin{cases} 0.32 + 1.28(T_s - 0.5) & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \\ 1.6 & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \\ 1.6 - 0.8(T_s - 2.5) & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \\ 0.8 & \text{si } T_s > 3.5 \end{cases}$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5) & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \\ 1.5 & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \\ 4.75 - T_s & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \\ 0.85 & \text{si } T_s > 3.9 \end{cases}$$

$$K = \begin{cases} 2 - T_s & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \\ 0.35 & \text{si } T_s > 1.65 \end{cases}$$

$$p = K + (1 - K) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35 & \text{si } T_s \leq 1.125 \\ 1.5 & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \\ 4.2 & \text{si } T_s > 3.5 \end{cases}$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{\lambda} \right] \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{\lambda} & \text{si } T_a \leq T \leq \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{\lambda} - 1 \right] \left(\frac{\tau T_b}{T} \right)^{\varepsilon} & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases}$$

$$\text{Elastico sin ISE (Con } \beta=1): a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

$$\text{Elastico con ISE (Con } \beta \neq 1): \tilde{a} = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

EXPRESIONES PARA ESPECTROS REDUCIDOS O DE DISEÑO

$$R = K_1 R_0 + K_2$$

$$R_0 = \begin{cases} 2 & \text{si } Q \geq 3 \\ 1.75 & \text{si } Q < 3 \end{cases} \quad K_2 = 0.50 \left[1 - \left(\frac{T}{T_a} \right)^{1/2} \right] > 0$$

$$K_1 = \begin{cases} 0.80 & \text{Para estructuras con menos de 3 crujiás} \\ 1.0 & \text{Con más de dos crujiás en dos direcciones ortogonales} \\ 1.25 & \text{Para estructuras con sistemas duales} \end{cases}$$

Reducido sin ISE: $a' = \frac{a}{RQ}$

Reducido con ISE: $\tilde{a}' = \frac{\tilde{a}}{R\tilde{Q}}$

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_a \sqrt{k}} & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

$$\tilde{Q}' = \begin{cases} 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e T}{T_e T_a \sqrt{\tilde{\beta}}} & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k}} & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} \tilde{p}}{k}} & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

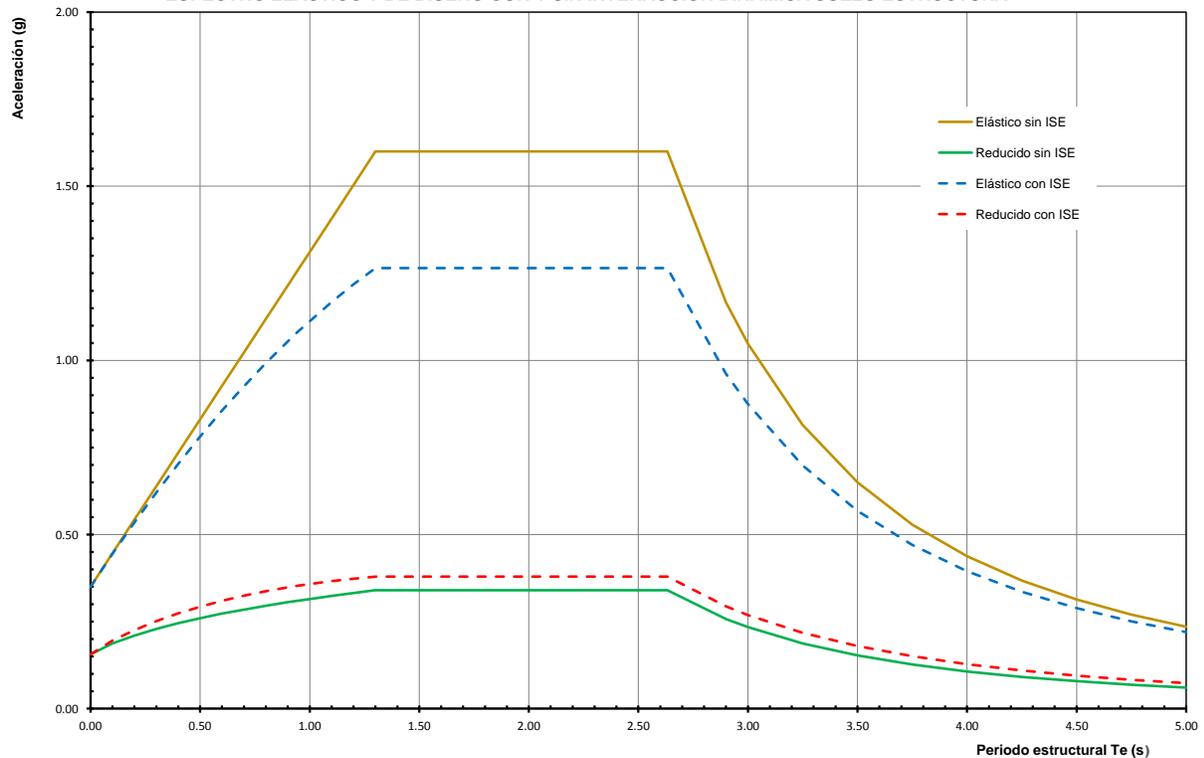


T_e s	Sin ISE					Sin ISE		Con ISE		Con ISE	
	ρ	α	K2	R	Q'	α'	$\bar{\beta}$	$\bar{\alpha}$	\bar{Q}'	$\bar{\alpha}'$	
0.00	0.00	0.35	0.50	2.25	1.00	0.16	1.00	0.35	1.00	0.16	
0.10	0.00	0.45	0.36	2.11	1.13	0.19	0.98	0.44	1.08	0.20	
0.20	0.00	0.54	0.30	2.05	1.26	0.21	0.97	0.53	1.15	0.23	
0.30	0.00	0.64	0.26	2.01	1.39	0.23	0.95	0.62	1.23	0.25	
0.40	0.00	0.73	0.22	1.97	1.52	0.24	0.94	0.70	1.30	0.27	
0.50	0.00	0.83	0.19	1.94	1.65	0.26	0.92	0.78	1.38	0.29	
0.60	0.00	0.93	0.16	1.91	1.78	0.27	0.90	0.86	1.45	0.31	
0.70	0.00	1.02	0.13	1.88	1.91	0.28	0.89	0.93	1.52	0.32	
0.80	0.00	1.12	0.11	1.86	2.04	0.30	0.87	0.99	1.59	0.34	
0.90	0.00	1.21	0.08	1.83	2.17	0.31	0.86	1.05	1.65	0.35	
0.94	0.00	1.26	0.07	1.82	2.23	0.31	0.85	1.08	1.68	0.35	
0.99	0.00	1.31	0.06	1.81	2.29	0.31	0.84	1.11	1.71	0.36	
1.10	0.00	1.41	0.04	1.79	2.43	0.32	0.82	1.17	1.78	0.37	
1.20	0.00	1.50	0.02	1.77	2.56	0.33	0.81	1.22	1.85	0.37	
1.30	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.91	0.38	
1.30	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.91	0.38	
1.40	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.91	0.38	
1.50	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.91	0.38	
1.60	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.91	0.38	
1.70	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.91	0.38	
1.80	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.91	0.38	
1.90	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.91	0.38	
2.00	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.91	0.38	
2.10	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.91	0.38	
2.20	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.91	0.38	
2.30	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.91	0.38	
2.40	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.91	0.38	
2.50	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.91	0.38	
2.63	1.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.91	0.38	
2.90	0.89	1.17	0.00	1.75	2.59	0.26	0.82	0.96	1.87	0.29	
3.00	0.85	1.05	0.00	1.75	2.56	0.23	0.83	0.87	1.86	0.27	
3.25	0.78	0.81	0.00	1.75	2.49	0.19	0.86	0.70	1.83	0.22	
3.50	0.72	0.65	0.00	1.75	2.43	0.15	0.87	0.57	1.81	0.18	
3.75	0.67	0.53	0.00	1.75	2.38	0.13	0.89	0.47	1.79	0.15	
4.00	0.63	0.44	0.00	1.75	2.34	0.11	0.90	0.39	1.77	0.13	
4.25	0.60	0.37	0.00	1.75	2.31	0.09	0.91	0.34	1.75	0.11	
4.50	0.57	0.31	0.00	1.75	2.28	0.08	0.92	0.29	1.74	0.09	
4.75	0.55	0.27	0.00	1.75	2.25	0.07	0.93	0.25	1.73	0.08	
5.00	0.53	0.24	0.00	1.75	2.23	0.06	0.93	0.22	1.72	0.07	

RESULTADOS

$\bar{\xi}_e = 0.08$
 $\bar{T}_e = 0.99$ s
 $\alpha = 1.31$
 $\alpha' = 0.31$
 $\bar{\alpha} = 1.11$
 $\bar{\alpha}' = 0.36$

ESPECTRO ELÁSTICO Y DE DISEÑO CON Y SIN INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA





DATOS DE ENTRADA

Suelo	Cimentación	Estructura	
T's 50 años = 2.19 s	D= 5.00 m	ωe= 10.472 rad/s	
Hs= 40.00 m	Bx= 36.00 m	ξe= 0.050	Q= 2.000
vs= 67.27 m/s	Ly= 44.00 m	Te= 0.600 s	R0= 1.750
μ= 0.47	ly= 171072.00 m ⁴	Hed= 18.000 m	K1= 1.000
γ= 1.37 t/m ³	lx= 255552.00 m ⁴	He= 12.600 m	H _c = 0.7H _{ed}
ξ _s = 0.03	A= 1584.00 m ²	W _o = 12,402.534 t	(Incluye factor de carga de 1.1)
G = 631.34 t/m ²		We= 8,681.774 t	W _e = 0.7W _o

Cimentación circular equivalente
 Rh= 22.45 m
 Rf= 23.88 m

VERIFICACIONES INICIALES PARA APLICACIÓN DE LA INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

1) VERIFICACIÓN INTERACCIÓN CINEMÁTICA

$\tau_v = \frac{D}{v_s} \quad \tau_v = 0.07$ *Cumple, puede despreciarse el efecto de ISE Cinemática*
 1ra) $\frac{T_s}{\tau_v} > 12 \quad \frac{T_s}{\tau_v} = 29.51$
 $r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad r = 22.45$ *Cumple, puede despreciarse el efecto de ISE Cinemática*
 2da) $\frac{D}{r} < 0.5 \quad \frac{D}{r} = 0.22$

2) VERIFICACIÓN INTERACCIÓN INERCIAL

$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.50$ *Requiere análisis ISE Inercial*
 $\frac{T_e H_s}{T_s H_e} = 0.87$

3) DATOS DE ENTRADA PARA ITERACION

$\omega = 6.498$ rad/s *Nota: Comenzar iteracion con Te inicial de la estructura*
 $\tilde{T}_e = 0.967$ s

ITERACION PARA OBTENCIÓN DE RIGIDEZES : TABLA 8.2.1 NTC-SIS (2017)

4) RIGIDEZ A LA ROTACIÓN Kr

4.1 Rigidez estática

$K_r^0 = \frac{8GR_r^3}{3(1-\mu)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$
 $K_r^0 = 73,325,847.68$ t-m/rad

4.2 Parametros de frecuencia

$\eta_r = \frac{\omega R_r}{v_s} \quad \eta_r = 2.307$
 $\eta_p = \left(\frac{\pi R_r}{2H_s}\right) \left[\frac{2(1-\mu)}{1-2\mu}\right]^{1/2} \quad \eta_p = 3.868$

4.3 Coeficiente de rigidez

$k_r = 1 - 0.2\eta_r$ *Si $\eta_r \leq 2.50$*
 $k_r = 0.5$ *Si $\eta_r > 2.50 ; \mu \leq 1/3$*
 $k_r = 1 - 0.2\eta_r$ *Si $\eta_r > 2.50 ; \mu \geq 0.45$*
 $k_r = 0.539$

4.4 Coeficiente de amortiguamiento

$\eta_{rp} = \frac{\eta_r}{\eta_p} \quad \eta_{rp} = 0.596$
 $c_r = \frac{0.5\xi_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\xi_s)\eta_{rp}^2}$ *si $\eta_{rp} \leq 1$*
 $c_r = \frac{0.3\eta_p^2}{1 + \eta_p^2}$ *si $\eta_{rp} > 1$*
 $c_r = 0.013$

4.5 Rigidez a la rotación

$K_r = K_r^0 (k_r - 2\xi_s \eta_r c_r)$
 $K_r = 39,353,843.19$ t-m/rad

4.6 Periodo natural asociado a rotación como cuerpo rígido

$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}}$
 $T_r = 0.524$ s

5) RIGIDEZ A LA TRASLACIÓN Kh

5.1 Rigidez estática

$K_h^0 = \frac{8GR_h}{(2-\mu)} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right)$
 $K_h^0 = 125,955.24$ t/m

5.2 Parametros de frecuencia

$\eta_h = \frac{\omega R_h}{v_s} \quad \eta_h = 2.169$
 $\eta_s = \frac{\pi R_h}{2H_s} \quad \eta_s = 0.8818$

5.3 Coeficiente de rigidez

$k_h = 1.000$

5.4 Coeficiente de amortiguamiento

$\eta_{hs} = \frac{\eta_h}{\eta_s} \quad \eta_{hs} = 2.460$
 $c_h = \frac{0.65\xi_s \eta_{hs}}{1 - (1 - 2\xi_s)\eta_{hs}^2}$ *si $\eta_{hs} \leq 1$*
 $c_h = 0.576$ *si $\eta_{hs} > 1$*

5.5 Rigidez a la traslación

$K_h = K_h^0 (k_h - 2\xi_s \eta_h c_h)$
 $K_h = 116,512.85$ t/m

5.6 Periodo natural asociado a traslación como cuerpo rígido

$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}}$
 $T_h = 0.548$ s



PARÁMETROS DEL SISTEMA CONCLUIDO PROCESO DE ITERACIÓN

6) PERIODO ACOPLADO O EFECTIVO RESULTADO DE LA ITERACIÓN

Datos inicio de iteración

$$\begin{aligned} \bar{T}_e &= 0.967 \text{ s} \\ \omega &= 6.498 \text{ rad/s} \end{aligned}$$

Obtenido de la iteración

$$\begin{aligned} \bar{T}_e &= 0.967 \text{ s} \\ \omega &= 6.498 \text{ rad/s} \end{aligned}$$

6.1 Cálculo de error iteración

error = 0.0009%

7) COEFICIENTE DE AMORTIGUADOR VISCOSO A ROTACIÓN Cr

$$C_r = \frac{K_r^D (\eta_r c_r + 2\xi_s k_r)}{\omega}$$

$C_r = 714,561.16 \text{ t-m-s/rad}$

8) COEFICIENTE DE AMORTIGUADOR VISCOSO A TRASLACION Ch

$$C_h = \frac{K_h^D (\eta_h c_h + 2\xi_s k_h)}{\omega}$$

$C_h = 25,380.01 \text{ t-s/m}$

9) COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO A ROTACION ξr

$$\xi_r = \frac{\pi C_r}{\bar{T}_e K_r} \quad \xi_r = 0.059$$

10) COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO A TRASLACION ξh

$$\xi_h = \frac{\pi C_h}{\bar{T}_e K_h} \quad \xi_h = 0.708$$

11) COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO ACOPLADO O EFECTIVO ξe

$$\xi_e = \xi_e \left(\frac{T_e}{\bar{T}_e} \right)^2 + \frac{\xi_h}{1 + 2\xi_h^2} \left(\frac{T_h}{\bar{T}_e} \right)^2 + \frac{\xi_r}{1 + 2\xi_r^2} \left(\frac{T_r}{\bar{T}_e} \right)^2$$

CALCULADO

$\xi_e = 0.150$

POR CRITERIO 5% < ξ < 8%

$\xi_e = 0.080$

12) ESPECTRO ELÁSTICO, REDUCIDO SIN INTERACCIÓN Y REDUCIDO CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

EXPRESIONES PARA ESPECTROS ELÁSTICOS

DATOS INICIALES

$T_s = 2.193 \text{ s}$
 $T_e = 0.600 \text{ s}$
 $Q = 2.000$
 $K_1 = 1.000$
 $\beta = 1$

sin IDSE

$R_0 = f(Q) \quad R_0 = 1.75$

$a_0 = f(T_s) \quad a_0 = 0.350$
 $c = f(T_s) \quad c = 1.600$
 $T_b = f(T_s) \quad T_b = 2.632$
 $T_a = f(T_s) \quad T_a = 1.301$
 $k = f(T_s) \quad k = 0.350$

FACTORES PARA CALCULO DE β

Tabla 3.1.1 NTC-SIS (2017)

$\lambda = f(T_s) \quad \lambda = 0.500$
 $\varepsilon = f(T_s) \quad \varepsilon = 1.800$
 $\tau = f(T_s) \quad \tau = 1.000$

$$\bar{Q} = 1 + (Q - 1) \frac{T_e^2}{T_s^2}$$

$\bar{Q} = 1.39$ con IDSE

$L_1 < T_s < L_2$

	Límite inferior LI	Límite superior Ls	Valor del parametro
ao	1.5	1.5	0.350
	0.5	1.5	
c	3.5		
	2.5	3.5	
	1.5	2.5	1.600
	0.5	1.5	
Tb	3.5		
	1.125	3.5	2.632
Ta	3.5		
	1.125	3.5	
	0.5	1.125	
	0.5	1.125	
k	3.9		
	3.25	3.9	
	2.5	3.25	
	0.5	2.5	1.301
λ	1.65		0.350
	0.5	1.65	
ε	0	0.5	
	0.5	1	
	1	1.5	
	1.5	2	
	2	2.5	0.500
τ	2.5	3	
	3	4	
	0	0.5	
	0.5	1	
	1	1.5	
τ	1.5	2	
	2	2.5	1.000
	2.5	3	
	3	4	

$$a_0 = \begin{cases} 0.12 + 0.23(T_s - 0.5) & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \\ 0.35 & \text{si } T_s > 1.5 \end{cases}$$

$$K = \begin{cases} 2 - T_s & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \\ 0.35 & \text{si } T_s > 1.65 \end{cases}$$

$$c = \begin{cases} 0.32 + 1.28(T_s - 0.5) & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \\ 1.6 & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \\ 1.6 - 0.8(T_s - 2.5) & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \\ 0.8 & \text{si } T_s > 3.5 \end{cases}$$

$$p = K + (1 - K) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5) & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \\ 1.5 & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \\ 4.75 - T_s & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \\ 0.85 & \text{si } T_s > 3.9 \end{cases}$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35 & \text{si } T_s \leq 1.125 \\ 1.2T_s & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \\ 4.2 & \text{si } T_s > 3.5 \end{cases}$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^4 \right] \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^4 & \text{si } T_a \leq T \leq \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\xi} \right)^4 - 1 \right] \left(\frac{\tau T_b}{T} \right)^\varepsilon & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases}$$

Elastico sin ISE (Con β=1):
$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

Elastico con ISE (Con β≠1):
$$\bar{a} = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

EXPRESIONES PARA ESPECTROS REDUCIDOS O DE DISEÑO

$$R = K_1 R_0 + K_2$$

$$R_0 = \begin{cases} 2 & \text{si } Q \geq 3 \\ 1.75 & \text{si } Q < 3 \end{cases} \quad K_2 = 0.50 \left[1 - \left(\frac{T}{T_a} \right)^{1/2} \right] > 0$$

$$K_1 = \begin{cases} 0.80 & \text{Para estructuras con menos de 3 crujiás} \\ 1.0 & \text{Con más de dos crujiás en dos direcciones ortogonales} \\ 1.25 & \text{Parta estructuras con sistemas duales} \end{cases}$$

Reducido sin ISE: $a' = \frac{a}{RQ}$ Reducido con ISE: $\bar{a}' = \frac{\bar{a}}{RQ}$

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_a} \sqrt{\frac{\beta}{k}} & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

$$\bar{Q}' = \begin{cases} 1 + (\bar{Q} - 1) \frac{\bar{T}_e T}{T_e T_a} \sqrt{\frac{\beta}{k}} & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (\bar{Q} - 1) \frac{\bar{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\beta}{k}} & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (\bar{Q} - 1) \frac{\bar{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\beta p}{k}} & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
 ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA

TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA - DIRECCION Y

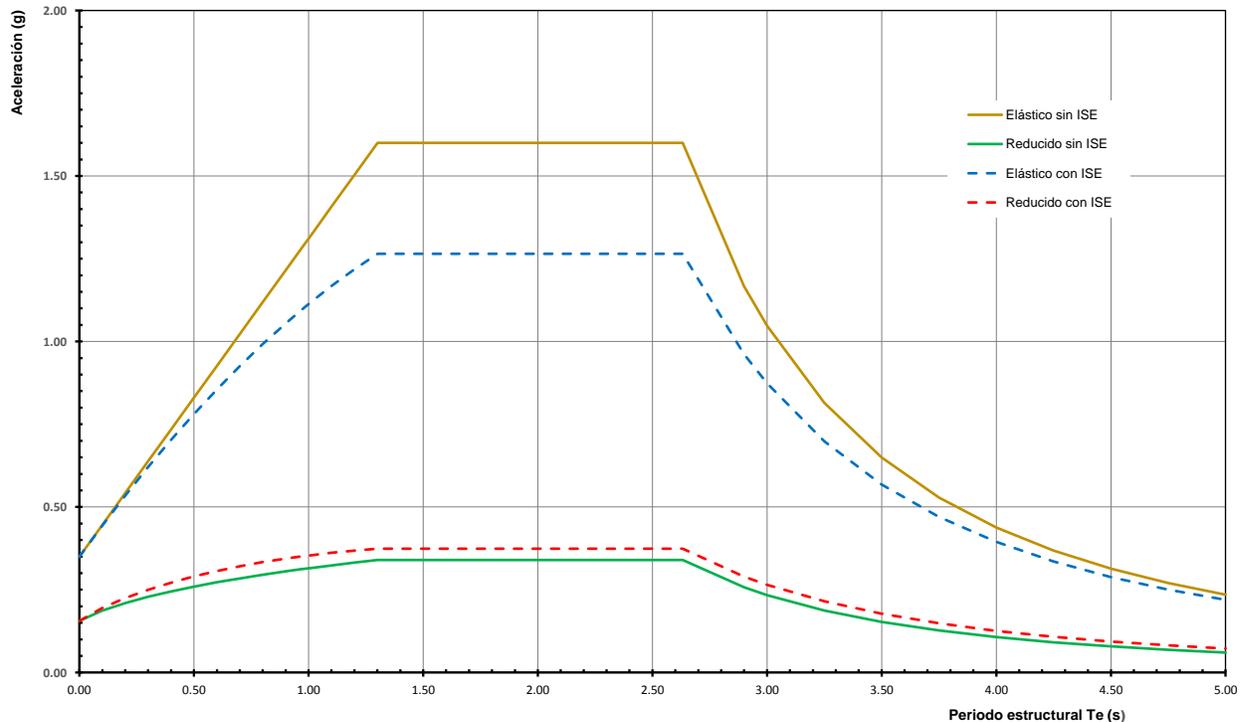


T_e s	Sin ISE					Con ISE				
	p	α	K2	R	Q'	α'	β	$\bar{\alpha}$	\bar{Q}'	$\bar{\alpha}'$
0.00	0.00	0.35	0.50	2.25	1.00	0.16	1.00	0.35	1.00	0.16
0.10	0.00	0.45	0.36	2.11	1.13	0.19	0.98	0.44	1.08	0.19
0.20	0.00	0.54	0.30	2.05	1.26	0.21	0.97	0.53	1.16	0.22
0.30	0.00	0.64	0.26	2.01	1.39	0.23	0.95	0.62	1.24	0.25
0.40	0.00	0.73	0.22	1.97	1.52	0.24	0.94	0.70	1.31	0.27
0.50	0.00	0.83	0.19	1.94	1.65	0.26	0.92	0.78	1.39	0.29
0.60	0.00	0.93	0.16	1.91	1.78	0.27	0.90	0.86	1.46	0.31
0.70	0.00	1.02	0.13	1.88	1.91	0.28	0.89	0.93	1.53	0.32
0.80	0.00	1.12	0.11	1.86	2.04	0.30	0.87	0.99	1.60	0.33
0.90	0.00	1.12	0.11	1.86	2.04	0.30	0.87	0.99	1.60	0.33
0.92	0.00	1.23	0.08	1.83	2.19	0.31	0.85	1.06	1.68	0.35
0.97	0.00	1.28	0.07	1.82	2.26	0.31	0.84	1.09	1.72	0.35
1.02	0.00	1.33	0.06	1.81	2.32	0.32	0.84	1.12	1.75	0.35
1.10	0.00	1.41	0.04	1.79	2.43	0.32	0.82	1.17	1.80	0.36
1.20	0.00	1.50	0.02	1.77	2.56	0.33	0.81	1.22	1.87	0.37
1.30	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.93	0.37
1.40	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.93	0.37
1.50	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.93	0.37
1.60	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.93	0.37
1.70	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.93	0.37
1.80	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.93	0.37
1.90	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.93	0.37
2.00	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.93	0.37
2.10	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.93	0.37
2.20	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.93	0.37
2.30	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.93	0.37
2.40	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.93	0.37
2.50	0.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.93	0.37
2.63	1.00	1.60	0.00	1.75	2.69	0.34	0.79	1.26	1.93	0.37
2.90	0.89	1.17	0.00	1.75	2.59	0.26	0.82	0.96	1.90	0.29
3.00	0.85	1.05	0.00	1.75	2.56	0.23	0.83	0.87	1.88	0.27
3.25	0.78	0.81	0.00	1.75	2.49	0.19	0.86	0.70	1.86	0.21
3.50	0.72	0.65	0.00	1.75	2.43	0.15	0.87	0.57	1.83	0.18
3.75	0.67	0.53	0.00	1.75	2.38	0.13	0.89	0.47	1.81	0.15
4.00	0.63	0.44	0.00	1.75	2.34	0.11	0.90	0.39	1.79	0.13
4.25	0.60	0.37	0.00	1.75	2.31	0.09	0.91	0.34	1.78	0.11
4.50	0.57	0.31	0.00	1.75	2.28	0.08	0.92	0.29	1.76	0.09
4.75	0.55	0.27	0.00	1.75	2.25	0.07	0.93	0.25	1.75	0.08
5.00	0.53	0.24	0.00	1.75	2.23	0.06	0.93	0.22	1.74	0.07

RESULTADOS

$\xi_e = 0.08$
 $\bar{T}_e = 0.97$ s
 $a = 1.28$
 $a' = 0.31$
 $\bar{a} = 1.09$
 $\bar{a}' = 0.35$

EPECTRO ELÁSTICO Y DE DISEÑO CON Y SIN INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO ESTRUCTURA





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
 ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA

TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA
 CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-
 ESTRUCTURA

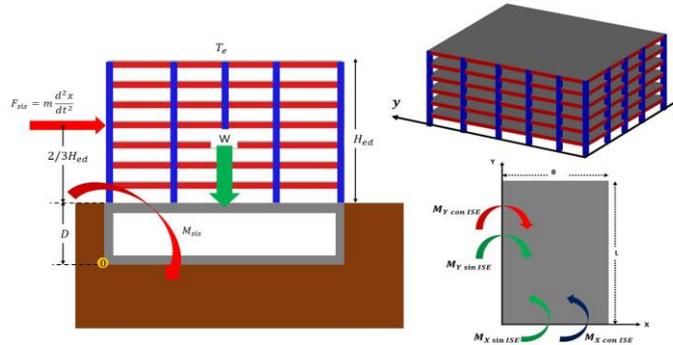
ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A MOMENTO DE VOLTEO POR SISMO CON INTERACCIÓN
 DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA



DATOS INICIALES

Hed= 18.00 m
 A= 1584.00 m²
 Te= 0.60 s
 D= 5.00 m
 Wo= 12402.53 t
 We= 8681.77 t



COMPORTAMIENTO LINEAL

$T_s = 1.95$ s

$v_s = 82.08$ m/s

DIRECCIÓN X

SIN INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

DATOS OBTENIDOS DE ESPECTROS DE
 DISEÑO EN FUNCIÓN DE Te

Q	a'
2	0.282

CALCULO DE FUERZA SÍSMICA O CORTANTE
 BASAL Y EL MOMENTO SÍSMICO

$$V_o = a' W_o \quad M_d = V_o \left(D + \frac{2}{3} H_{ed} \right)$$

V _o	M _d
t	t-m
3,503.44	59,558.55

Momentos calculados alrededor del punto "0"

CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

DATOS OBTENIDOS DE ESPECTROS DE DISEÑO EN
 FUNCIÓN DE Te EFECTIVO O ACOPLADO

\tilde{Q}'	\tilde{a}'
1.47	0.339

CALCULO DE FUERZA SÍSMICA O CORTANTE BASAL

$$\tilde{V}_o = a' W_o - (a' - \tilde{a}') W_e$$

$$\tilde{V}_o = 3,992.68 \text{ t} \quad \frac{\tilde{V}_o}{V_o} = f_{ISE} = 1.140 \text{ "Calculado"}$$

Para diseño $0.75 \leq f_{ISE} \leq 1.25$

$$f_{ISE} = 1.140 \text{ "diseño"}$$

$$\tilde{V}_d = 3,992.68 \text{ t} \quad \tilde{V}_d = f_{ISE} * V_o$$

CALCULO DE MOMENTO SÍSMICO

$$\tilde{M}_d = V_o * f_{ISE} \left(D + \frac{2}{3} H_{ed} \right)$$

\tilde{M}_d
t-m
67,875.55

Momentos calculados alrededor del punto "0" alrededor del eje Y

DIRECCIÓN Y

SIN INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

DATOS OBTENIDOS DE ESPECTROS DE
 DISEÑO EN FUNCIÓN DE Te

Q	a'
2	0.282

CALCULO DE FUERZA SÍSMICA O CORTANTE
 BASAL Y EL MOMENTO SÍSMICO

$$V_o = a' W_o \quad M_d = V_o \left(D + \frac{2}{3} H_{ed} \right)$$

V _o	M _d
t	t-m
3,503.44	59,558.55

Momentos calculados alrededor del punto "0"

DATOS OBTENIDOS DE ESPECTROS DE DISEÑO EN
 FUNCIÓN DE Te EFECTIVO O ACOPLADO

\tilde{Q}'	\tilde{a}'
1.49	0.333

CALCULO DE FUERZA SÍSMICA O CORTANTE BASAL

$$\tilde{V}_o = a' W_o - (a' - \tilde{a}') W_e$$

$$\tilde{V}_o = 3,944.78 \text{ t} \quad \frac{\tilde{V}_o}{V_o} = f_{ISE} = 1.126 \text{ "Calculado"}$$

Para diseño $0.75 \leq f_{ISE} \leq 1.25$

$$f_{ISE} = 1.126 \text{ "diseño"}$$

$$\tilde{V}_d = 3,944.78 \text{ t} \quad \tilde{V}_d = f_{ISE} * V_o$$

CALCULO DE MOMENTO SÍSMICO

$$\tilde{M}_d = V_o * f_{ISE} \left(D + \frac{2}{3} H_{ed} \right)$$

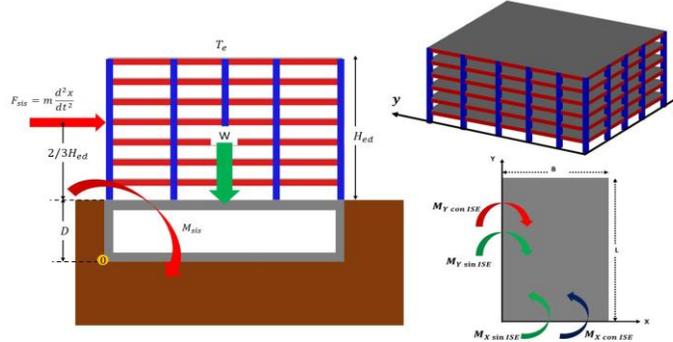
\tilde{M}_d
t-m
67,061.23

Momentos calculados alrededor del punto "0" alrededor del eje X



DATOS INICIALES

Hed= 18.00 m
 A= 1584.00 m²
 Te= 0.60 s
 D= 5.00 m
 Wa= 12402.53 t
 We= 8681.77 t



COMPORTAMIENTO LINEAL A 50 AÑOS

$T_{s50} = 1.85$ s

$v_s = 82.08$ m/s

DIRECCIÓN X

SIN INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

DATOS OBTENIDOS DE ESPECTROS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DE Te

Q	a'
2	0.287

CALCULO DE FUERZA SÍSMICA O CORTANTE BASAL Y EL MOMENTO SÍSMICO

$$V_o = a'W_o \quad M_d = V_o(D + \frac{2}{3}H_{ed})$$

V _o	M _d
t	t-m
3,563.56	60,580.53

Momentos calculados alrededor del punto "0"

CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

DATOS OBTENIDOS DE ESPECTROS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DE Te EFECTIVO O ACOPLADO

\tilde{Q}'	\tilde{a}'
1.47	0.343

CALCULO DE FUERZA SÍSMICA O CORTANTE BASAL

$$\tilde{V}_o = a'W_o - (a' - \tilde{a}')W_e$$

$$\tilde{V}_o = 4,049.03 \text{ t} \quad \frac{\tilde{V}_o}{V_o} = f_{ISE} = 1.136 \text{ "Calculado"}$$

Para diseño $0.75 \leq f_{ISE} \leq 1.25$

$$f_{ISE} = 1.136 \text{ "diseño"}$$

$$\tilde{V}_d = 4,049.03 \text{ t} \quad \tilde{V}_d = f_{ISE} * V_o$$

CALCULO DE MOMENTO SÍSMICO

$$\tilde{M}_d = V_o * f_{ISE} (D + \frac{2}{3}H_{ed})$$

\tilde{M}_d
t-m
68,833.43

Momentos calculados alrededor del punto "0" alrededor del eje Y

DIRECCIÓN Y

SIN INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

DATOS OBTENIDOS DE ESPECTROS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DE Te

Q	a'
2	0.287

CALCULO DE FUERZA SÍSMICA O CORTANTE BASAL Y EL MOMENTO SÍSMICO

$$V_o = a'W_o \quad M_d = V_o(D + \frac{2}{3}H_{ed})$$

V _o	M _d
t	t-m
3,563.56	60,580.53

Momentos calculados alrededor del punto "0"

CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

DATOS OBTENIDOS DE ESPECTROS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DE Te EFECTIVO O ACOPLADO

\tilde{Q}'	\tilde{a}'
1.49	0.338

CALCULO DE FUERZA SÍSMICA O CORTANTE BASAL

$$\tilde{V}_o = a'W_o - (a' - \tilde{a}')W_e$$

$$\tilde{V}_o = 4,000.19 \text{ t} \quad \frac{\tilde{V}_o}{V_o} = f_{ISE} = 1.123 \text{ "Calculado"}$$

Para diseño $0.75 \leq f_{ISE} \leq 1.25$

$$f_{ISE} = 1.123 \text{ "diseño"}$$

$$\tilde{V}_d = 4,000.19 \text{ t} \quad \tilde{V}_d = f_{ISE} * V_o$$

CALCULO DE MOMENTO SÍSMICO

$$\tilde{M}_d = V_o * f_{ISE} (D + \frac{2}{3}H_{ed})$$

\tilde{M}_d
t-m
68,003.18

Momentos calculados alrededor del punto "0" alrededor del eje X



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
 ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA

TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA
 CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

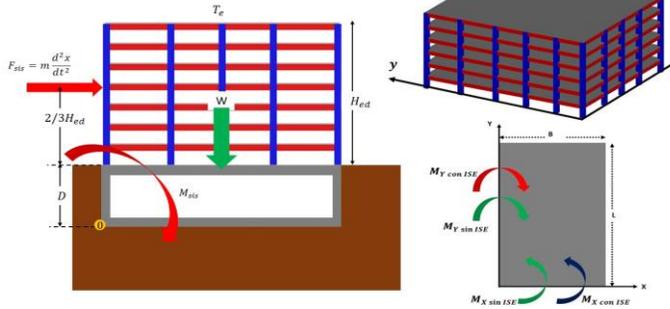
ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A MOMENTO DE VOLTEO POR SISMO CON INTERACCIÓN
 DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA



DATOS INICIALES

Hed= 18.00 m
 A= 1584.00 m²
 Te= 0.60 s
 D= 5.00 m
 Wa= 12402.53 t
 We= 8681.77 t



COMPORTAMIENTO NO LINEAL

$T'_s = 2.38$ s

$v'_s = 67.27$ m/s

DIRECCIÓN X

SIN INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

DATOS OBTENIDOS DE ESPECTROS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DE T_e

Q	a'
2	0.266

CALCULO DE FUERZA SÍSMICA O CORTANTE BASAL Y EL MOMENTO SÍSMICO

$V_o = a'W_o$

$M_d = V_o(D + \frac{2}{3}H_{ed})$

V_o t	M_d t-m
3,299.99	56,099.79

Momentos calculados alrededor del punto "0"

CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

DATOS OBTENIDOS DE ESPECTROS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DE T_e EFECTIVO O ACOPLADO

\tilde{Q}'	\tilde{a}'
1.36	0.349

CALCULO DE FUERZA SÍSMICA O CORTANTE BASAL

$\tilde{V}_o = a'W_o - (a' - \tilde{a}')W_e$

$\tilde{V}_o = 4,018.63$ t

$\frac{\tilde{V}_o}{V_o} = f_{ISE} = 1.218$ "Calculado"

Para diseño $0.75 \leq f_{ISE} \leq 1.25$

$f_{ISE} = 1.218$ "diseño"

$\tilde{V}_d = 4,018.63$ t

$\tilde{V}_d = f_{ISE} * V_o$

CALCULO DE MOMENTO SÍSMICO

$\tilde{M}_d = V_o * f_{ISE}(D + \frac{2}{3}H_{ed})$

\tilde{M}_d t-m
68,316.77

Momentos calculados alrededor del punto "0" alrededor del eje Y

DIRECCIÓN Y

SIN INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

DATOS OBTENIDOS DE ESPECTROS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DE T_e

Q	a'
2	0.266

CALCULO DE FUERZA SÍSMICA O CORTANTE BASAL Y EL MOMENTO SÍSMICO

$V_o = a'W_o$

$M_d = V_o(D + \frac{2}{3}H_{ed})$

V_o t	M_d t-m
3,299.99	56,099.79

Momentos calculados alrededor del punto "0"

CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

DATOS OBTENIDOS DE ESPECTROS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DE T_e EFECTIVO O ACOPLADO

\tilde{Q}'	\tilde{a}'
1.39	0.342

CALCULO DE FUERZA SÍSMICA O CORTANTE BASAL

$\tilde{V}_o = a'W_o - (a' - \tilde{a}')W_e$

$\tilde{V}_o = 3,962.92$ t

$\frac{\tilde{V}_o}{V_o} = f_{ISE} = 1.201$ "Calculado"

Para diseño $0.75 \leq f_{ISE} \leq 1.25$

$f_{ISE} = 1.201$ "diseño"

$\tilde{V}_d = 3,962.92$ t

$\tilde{V}_d = f_{ISE} * V_o$

CALCULO DE MOMENTO SÍSMICO

$\tilde{M}_d = V_o * f_{ISE}(D + \frac{2}{3}H_{ed})$

\tilde{M}_d t-m
67,369.66

Momentos calculados alrededor del punto "0" alrededor del eje X



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
 ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA

TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA
 CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

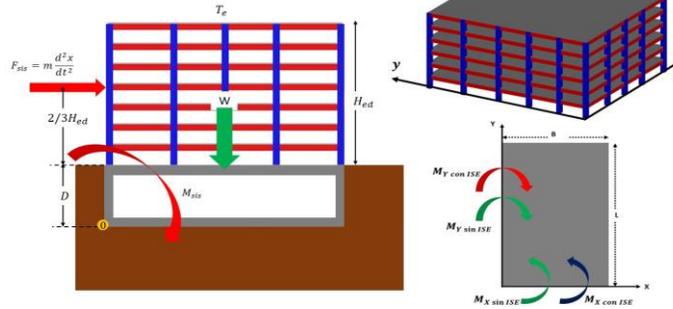
ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A MOMENTO DE VOLTEO POR SISMO CON INTERACCIÓN
 DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA



DATOS INICIALES

Hed= 18.00 m
 A= 1584.00 m²
 Te= 0.60 s
 D= 5.00 m
 Wa= 12402.53 t
 We= 8681.77 t



COMPORTAMIENTO NO LINEAL A 50 AÑOS

$T'_{s,50} = 2.19$ s

$v'_s = 67.27$ m/s

DIRECCIÓN X

SIN INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

DATOS OBTENIDOS DE ESPECTROS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DE Te

Q	a'
2	0.273

CALCULO DE FUERZA SÍSMICA O CORTANTE BASAL Y EL MOMENTO SÍSMICO

$V_o = a'W_o$

$M_d = V_o(D + \frac{2}{3}H_{ed})$

V _o	M _d
t	t-m
3,380.10	57,461.66

Momentos calculados alrededor del punto "0"

CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

DATOS OBTENIDOS DE ESPECTROS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DE Te EFECTIVO O ACOPLADO

\tilde{Q}'	\tilde{a}'
1.36	0.357

CALCULO DE FUERZA SÍSMICA O CORTANTE BASAL

$\tilde{V}_o = a'W_o - (a' - \tilde{a}')W_e$

$\tilde{V}_o = 4,113.44$ t

$\frac{\tilde{V}_o}{V_o} = f_{ISE} = 1.217$ "Calculado"

Para diseño $0.75 \leq f_{ISE} \leq 1.25$

$f_{ISE} = 1.217$ "diseño"

$\tilde{V}_d = 4,113.44$ t

$\tilde{V}_d = f_{ISE} * V_o$

CALCULO DE MOMENTO SÍSMICO

$\tilde{M}_d = V_o * f_{ISE}(D + \frac{2}{3}H_{ed})$

\tilde{M}_d
t-m
69,928.47

Momentos calculados alrededor del punto "0" alrededor del eje Y

DIRECCIÓN Y

SIN INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

DATOS OBTENIDOS DE ESPECTROS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DE Te

Q	a'
2	0.273

CALCULO DE FUERZA SÍSMICA O CORTANTE BASAL Y EL MOMENTO SÍSMICO

$V_o = a'W_o$

$M_d = V_o(D + \frac{2}{3}H_{ed})$

V _o	M _d
t	t-m
3,380.10	57,461.66

Momentos calculados alrededor del punto "0"

CON INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

DATOS OBTENIDOS DE ESPECTROS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DE Te EFECTIVO O ACOPLADO

\tilde{Q}'	\tilde{a}'
1.39	0.350

CALCULO DE FUERZA SÍSMICA O CORTANTE BASAL

$\tilde{V}_o = a'W_o - (a' - \tilde{a}')W_e$

$\tilde{V}_o = 4,056.27$ t

$\frac{\tilde{V}_o}{V_o} = f_{ISE} = 1.200$ "Calculado"

Para diseño $0.75 \leq f_{ISE} \leq 1.25$

$f_{ISE} = 1.200$ "diseño"

$\tilde{V}_d = 4,056.27$ t

$\tilde{V}_d = f_{ISE} * V_o$

CALCULO DE MOMENTO SÍSMICO

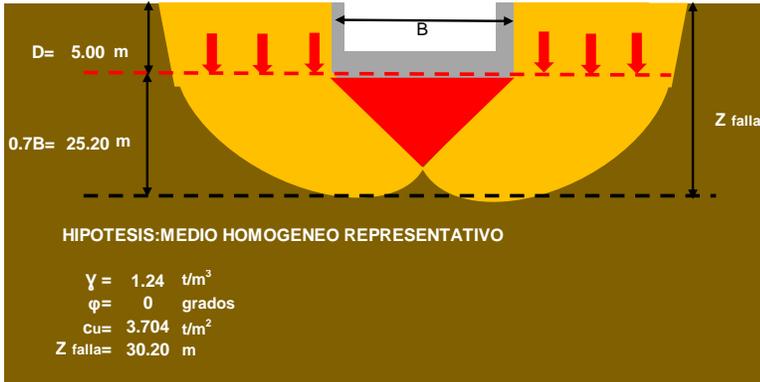
$\tilde{M}_d = V_o * f_{ISE}(D + \frac{2}{3}H_{ed})$

\tilde{M}_d
t-m
68,956.52

Momentos calculados alrededor del punto "0" alrededor del eje X



1. CAPACIDAD DE CARGA EN CONDICIÓN ESTÁTICA, NTC-CIM (2017), CAPÍTULO 3.4.1 Y 3.3



Datos del Suelo		Datos de la estructura-cimentación	
$\gamma = 1.24 \text{ t/m}^3$	$\phi_u = 0.00 \text{ grados}$	$B = 36.00 \text{ m}$	$L = 44.00 \text{ m}$
$c_u = 3.70 \text{ t/m}^2$	$\sigma_v = 6.980 \text{ t/m}^2$	$D = 5.00 \text{ m}$	$\Sigma Q_{maxFc} = 15,526.1 \text{ t}$
$F_R = 0.65$		(Combinación de cargas B)	

Factor de capacidad de carga
 $N_c = 6.370$ $N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$

RESULTADOS		Respuesta cohesiva
$r = 22.31 \text{ t/m}^2$	$(\Sigma Q_{maxFc})/A = 9.80 \text{ t/m}^2$	$r = c_u N_c F_R + \sigma_v$
cumple ELF		

Nota: Valores promedio representativos obtenidos con técnica de integración de trapecio múltiple y teorema de valor medio para integrales

2. CAPACIDAD DE CARGA EN CONDICIÓN SÍSMICA, NTC-CIM (2017), CAPÍTULO 3.4.1 Y 3.3

2.1 COMPORTAMIENTO LINEAL: Ts

Datos de la estructura-cimentación	
$\tan(\theta) = 0.349$	$\Sigma Q_{insFc} = 12,402.53 \text{ t}$
$e_x = 1.62 \text{ m}$	(Combinación de cargas c)
$e_y = 5.47 \text{ m}$	$M_y = 67,875.55 \text{ t-m}$
$B' = 32.76 \text{ m}$	$0.3M_x = 20,118.37 \text{ t-m}$
$L' = 33.05 \text{ m}$	$V_{oy} = 3,992.68 \text{ t}$
$D = 5.00 \text{ m}$	$0.3V_{ox} = 1,183.43 \text{ t}$
	$V_{oR} = 4,164.37 \text{ t}$

Datos del Suelo		Factor de capacidad de carga	
$\gamma (\text{desplante}) = 1.24 \text{ t/m}^3$	$\phi_u = 0.00 \text{ grados}$	$N_c = 6.610$	$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$
$c_u = 3.70 \text{ t/m}^2$	$\sigma_v = 6.98 \text{ t/m}^2$	$f_\theta = 0.424$	$f_\theta = (1 - \tan\theta)^2$
$F_R = 0.65$		RESULTADOS	
		$r = 13.72 \text{ t/m}^2$	$r = c_u N_c f_\theta F_R + \sigma_v$
		$(\Sigma Q_{insFc})/A' = 11.45 \text{ t/m}^2$	
cumple ELF			

2.2 COMPORTAMIENTO LINEAL A 50 AÑOS: Ts50

Datos de la estructura-cimentación	
$\tan(\theta) = 0.354$	$\Sigma Q_{insFc} = 12,402.53 \text{ t}$
$e_x = 1.64 \text{ m}$	(Combinación de cargas c)
$e_y = 5.55 \text{ m}$	$M_y = 68,833.43 \text{ t-m}$
$B' = 32.71 \text{ m}$	$0.3M_x = 20,400.95 \text{ t-m}$
$L' = 32.90 \text{ m}$	$V_{oy} = 4,049.03 \text{ t}$
$D = 5.00 \text{ m}$	$0.3V_{ox} = 1,200.06 \text{ t}$
	$V_{oR} = 4,223.12 \text{ t}$

Datos del Suelo		Factor de capacidad de carga	
$\gamma (\text{desplante}) = 1.24 \text{ t/m}^3$	$\phi_u = 0.00 \text{ grados}$	$N_c = 6.614$	$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$
$c_u = 3.70 \text{ t/m}^2$	$\sigma_v = 6.98 \text{ t/m}^2$	$f_\theta = 0.417$	$f_\theta = (1 - \tan\theta)^2$
$F_R = 0.65$		RESULTADOS	
		$r = 13.62 \text{ t/m}^2$	$r = c_u N_c f_\theta F_R + \sigma_v$
		$(\Sigma Q_{insFc})/A' = 11.52 \text{ t/m}^2$	
cumple ELF			

2.3 COMPORTAMIENTO NO LINEAL : Ts'

Datos de la estructura-cimentación	
$\tan(\theta) = 0.351$	$\Sigma Q_{insFc} = 12,402.53 \text{ t}$
$e_x = 1.63 \text{ m}$	(Combinación de cargas c)
$e_y = 5.51 \text{ m}$	$M_y = 68,316.77 \text{ t-m}$
$B' = 32.74 \text{ m}$	$0.3M_x = 20,210.90 \text{ t-m}$
$L' = 32.98 \text{ m}$	$V_{oy} = 4,018.63 \text{ t}$
$D = 5.00 \text{ m}$	$0.3V_{ox} = 1,188.88 \text{ t}$
	$V_{oR} = 4,190.80 \text{ t}$

Datos del Suelo		Factor de capacidad de carga	
$\gamma (\text{desplante}) = 1.24 \text{ t/m}^3$	$\phi_u = 0.00 \text{ grados}$	$N_c = 6.612$	$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$
$c_u = 3.70 \text{ t/m}^2$	$\sigma_v = 6.98 \text{ t/m}^2$	$f_\theta = 0.421$	$f_\theta = (1 - \tan\theta)^2$
$F_R = 0.65$		RESULTADOS	
		$r = 13.68 \text{ t/m}^2$	$r = c_u N_c f_\theta F_R + \sigma_v$
		$(\Sigma Q_{insFc})/A' = 11.48 \text{ t/m}^2$	
cumple ELF			

2.4 COMPORTAMIENTO NO LINEAL A 50 AÑOS: Ts'50

Datos de la estructura-cimentación	
$\tan(\theta) = 0.360$	$\Sigma Q_{insFc} = 12,402.53 \text{ t}$
$e_x = 1.67 \text{ m}$	(Combinación de cargas c)
$e_y = 5.64 \text{ m}$	$M_y = 69,928.47 \text{ t-m}$
$B' = 32.66 \text{ m}$	$0.3M_x = 20,686.96 \text{ t-m}$
$L' = 32.72 \text{ m}$	$V_{oy} = 4,113.44 \text{ t}$
$D = 5.00 \text{ m}$	$0.3V_{ox} = 1,216.88 \text{ t}$
	$V_{oR} = 4,289.66 \text{ t}$

Datos del Suelo		Factor de capacidad de carga	
$\gamma (\text{desplante}) = 1.24 \text{ t/m}^3$	$\phi_u = 0.00 \text{ grados}$	$N_c = 6.619$	$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$
$c_u = 3.70 \text{ t/m}^2$	$\sigma_v = 6.98 \text{ t/m}^2$	$f_\theta = 0.409$	$f_\theta = (1 - \tan\theta)^2$
$F_R = 0.65$		RESULTADOS	
		$r = 13.50 \text{ t/m}^2$	$r = c_u N_c f_\theta F_R + \sigma_v$
		$(\Sigma Q_{insFc})/A' = 11.60 \text{ t/m}^2$	
cumple ELF			



2. DESPLAZAMIENTO POR CORTANTE BASAL

Consideraciones iniciales : $D_{cl} = 1.50$ m
 $q_{cl} F_c = 2.80$ t/m²
 $H_t = 6.80$ m

2.1 EN DIRECCIÓN X

1.- Fuerza resistente en losa de fondo

$$\alpha = 0.50 \sqrt{\frac{\sigma'_{vm}}{c_u}}$$

$\sigma'_{vm} = 5.42$ t/m²
 $c_u = 2.95$ t/m²
 $\alpha = 0.68$
 $B = 36.00$ m
 $L = 44.00$ m

$$\tau_{rl} = \alpha c_u B L \quad \tau_{rl} = 3,166.91 \text{ t}$$

2.- Fuerza resistente en muro

UG	Muro	Cu	σ'_{vm}	α	$\tau_{r \text{ muro}}$
	Altura m Long. m	t/m ²	t/m ²		t
3	3.30 72	3.20	4.43	0.59	447.29
4	2.00 72	2.95	5.12	0.66	279.82

$$\tau_{rm} = \alpha c_u A_m \quad \tau_{rm} = 727.11 \text{ t}$$

3.- Resistencia pasiva en el respaldo del muro

Z	Pp	Ep
m	t/m ²	t/m
0.00	8.40	10.08
1.20	14.34	3.56
1.20	8.88	10.66
2.40	10.44	0.94
2.40	12.74	30.58
4.80	15.92	3.82
4.80	15.42	30.84
6.80	18.02	2.60

$$E_p = 93.07 \text{ t/m}$$

$$L_m = 44.00 \text{ m}$$

$$\tau_{pp} = E_p L_m \quad \tau_{pp} = 4,094.99 \text{ t}$$

4.- Revisión de estado límite de falla

$$F_R(\tau_{rl}) = 0.65 \quad \tau_R = \tau_{rl} F_R + \tau_{rm} F_R + \tau_{pp} F_R$$

$$F_R(\tau_{rm}) = 0.35$$

$$F_R(\tau_{pp}) = 0.35$$

$$\tau_R = 4,670.70 \text{ t}$$

$$\bar{V}_{o dx} = 4,113.44 \text{ t}$$

cumple ELF

2.2 EN DIRECCIÓN Y

1.- Fuerza resistente en losa de fondo

$$\alpha = 0.50 \sqrt{\frac{\sigma'_{vm}}{c_u}}$$

$\sigma'_{vm} = 5.42$ t/m²
 $c_u = 2.95$ t/m²
 $\alpha = 0.68$
 $B = 36.00$ m
 $L = 44.00$ m

$$\tau_{rl} = \alpha c_u B L \quad \tau_{rl} = 3,166.91 \text{ t}$$

2.- Fuerza resistente en muro

UG	Muro	Cu	σ'_{vm}	α	$\tau_{r \text{ muro}}$
	Altura m Long. m	t/m ²	t/m ²		t
3	3.30 88	3.20	4.43	0.59	546.69
4	2.00 88	2.95	5.12	0.66	342.00

$$\tau_{rm} = \alpha c_u A_m \quad \tau_{rm} = 888.69 \text{ t}$$

3.- Resistencia pasiva en el respaldo del muro

Z	Pp	Ep
m	t/m ²	t/m
0.00	8.40	10.08
1.20	14.34	3.56
1.20	8.88	10.66
2.40	10.44	0.94
2.40	12.74	30.58
4.80	15.92	3.82
4.80	15.42	30.84
6.80	18.02	2.60

$$E_p = 93.07 \text{ t/m}$$

$$L_m = 36.00 \text{ m}$$

$$\tau_{pp} = E_p L_m \quad \tau_{pp} = 3,350.45 \text{ t}$$

4.- Revisión de estado límite de falla

$$F_R(\tau_{rl}) = 0.65 \quad \tau_R = \tau_{rl} F_R + \tau_{rm} F_R + \tau_{pp} F_R$$

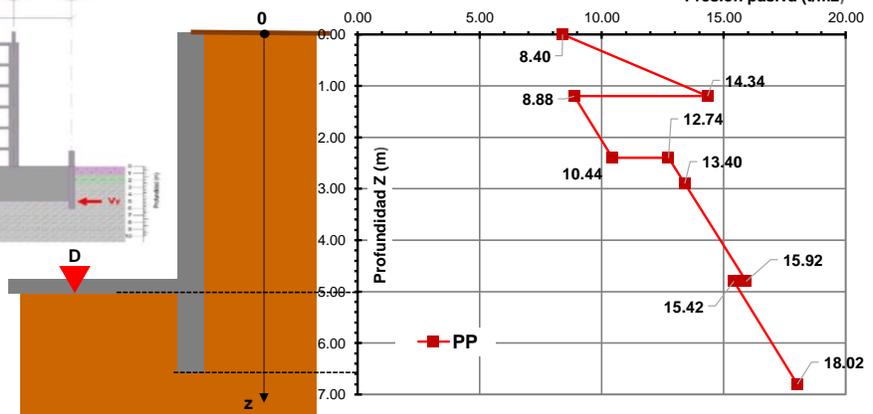
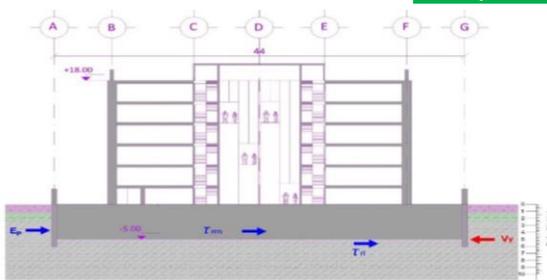
$$F_R(\tau_{rm}) = 0.35$$

$$F_R(\tau_{pp}) = 0.35$$

$$\tau_R = 4,298.58 \text{ t}$$

$$\bar{V}_{o dy} = 4,056.27 \text{ t}$$

cumple ELF





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA

TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A FACTORES DE INFLUENCIA PARA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO



MÉTODO DAMY Y CASALES (1985)

DATOS DE ENTRADA

q = 1.00 t/m²
B = 36.00 m
L = 44.00 m
D = 5.00 m
F1 = 792.00
F2 = 792.00
F3 = 792.00
F4 = 792.00
L1 = 36.00
L2 = 44.00
L3 = 36.00
L4 = 44.00
C1,1 = -0.8
C2,1 = 0.82
C1,2 = -1.22
C2,2 = 1.2
C1,3 = -0.82
C2,3 = 0.82
C1,4 = -1.22
C2,4 = 1.22
θ1,1 = -0.69
θ2,1 = 0.69
θ1,2 = -0.89
θ2,2 = 0.89
θ1,3 = -0.69
θ2,3 = 0.69
θ1,4 = -0.89
θ2,4 = 0.89

X1	Y1	X2	Y2	X3	Y3	X4	Y4	XP	YP
0.00	0.00	36.00	0.00	36.00	44.00	0.00	44.00	18.00	22.00

CENTRO

i=1		i=2		i=3		i=4	
X'i	Y'i	X'i	Y'i	X'i	Y'i	X'i	Y'i
-18.00	-22.00	18.00	-22.00	18.00	22.00	-18.00	22.00

$$x'_i = x_i - x_p \quad x'_{i+1} = x_{i+1} - x_p$$

$$y'_i = y_i - y_p \quad y'_{i+1} = y_{i+1} - y_p$$

$$F_i = x'_i y'_{i+1} - x'_{i+1} y'_i$$

$$\theta_{1i} = \tan^{-1} C_{1i}$$

$$\theta_{2i} = \tan^{-1} C_{2i}$$

$$C_{2i} = \frac{[x'_{i+1}(x'_{i+1} - x'_i) + y'_{i+1}(y'_{i+1} - y'_i)]}{F_i}$$

$$C_{1i} = \frac{[x'_i(x'_{i+1} - x'_i) + y'_i(y'_{i+1} - y'_i)]}{F_i}$$

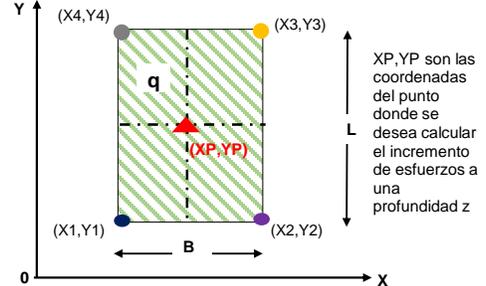
$$L_i = \sqrt{(x'_{i+1} - x'_i)^2 + (y'_{i+1} - y'_i)^2}$$

$$f_{ki} = \frac{c_{ki}}{\sqrt{1 + a_i^2}} \quad a_i = \left| \frac{z L_i}{F_i} \right|$$

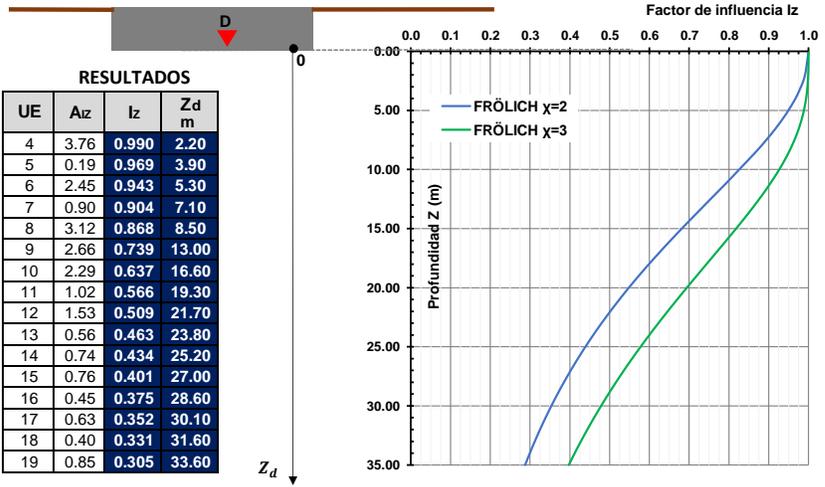
$$A_{iz} = \int_a^b f(x) dx = \frac{(b-a)}{n} [f(x_0) + f(x_n) + 2 \sum_{i=1}^{n-1} f(x_i)]$$

$$\bar{I}_z = \frac{1}{b-a} \int_a^b f(x) dx = \frac{1}{b-a} A_{iz}$$

$$\Delta \sigma_z = \frac{q}{2\pi} \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{1}{\sqrt{1 + a_i^2}} [\tan^{-1}(J_{2i}) - \tan^{-1}(J_{1i})] \right\}$$



XP, YP son las coordenadas del punto donde se desea calcular el incremento de esfuerzos a una profundidad z



UE	Aiz	Iz	Zd m
4	3.76	0.990	2.20
5	0.19	0.969	3.90
6	2.45	0.943	5.30
7	0.90	0.904	7.10
8	3.12	0.868	8.50
9	2.66	0.739	13.00
10	2.29	0.637	16.60
11	1.02	0.566	19.30
12	1.53	0.509	21.70
13	0.56	0.463	23.80
14	0.74	0.434	25.20
15	0.76	0.401	27.00
16	0.45	0.375	28.60
17	0.63	0.352	30.10
18	0.40	0.331	31.60
19	0.85	0.305	33.60

FRÖLICH χ=2

UG	Zd m	a1	a2	a3	a4	J1,1	J2,1	J1,2	J2,2	J1,3	J2,3	J1,4	J2,4	I1	I2	I3	I4	Iz	Δσz t/m ²
4	0.10	0.00	0.01	0.00	0.01	-0.82	0.82	-1.22	1.22	-0.82	0.82	-1.22	1.22	1.37	1.77	1.37	1.77	1.000	1.0
4	2.20	0.10	0.12	0.10	0.12	-0.81	0.81	-1.21	1.21	-0.81	0.81	-1.21	1.21	1.36	1.75	1.36	1.75	0.990	1.0
4	3.70	0.17	0.21	0.17	0.21	-0.81	0.81	-1.20	1.20	-0.81	0.81	-1.20	1.20	1.34	1.71	1.34	1.71	0.972	1.0
4.5	3.80	0.17	0.21	0.17	0.21	-0.81	0.81	-1.20	1.20	-0.81	0.81	-1.20	1.20	1.34	1.71	1.34	1.71	0.970	1.0
5	3.90	0.18	0.22	0.18	0.22	-0.81	0.81	-1.19	1.19	-0.81	0.81	-1.19	1.19	1.34	1.71	1.34	1.71	0.969	1.0
5.6	4.00	0.18	0.22	0.18	0.22	-0.80	0.80	-1.19	1.19	-0.80	0.80	-1.19	1.19	1.33	1.70	1.33	1.70	0.967	1.0
6	4.10	0.19	0.23	0.19	0.23	-0.80	0.80	-1.19	1.19	-0.80	0.80	-1.19	1.19	1.33	1.70	1.33	1.70	0.966	1.0
6	5.30	0.24	0.29	0.24	0.29	-0.80	0.80	-1.17	1.17	-0.80	0.80	-1.17	1.17	1.31	1.66	1.31	1.66	0.944	0.9
6	6.50	0.30	0.36	0.30	0.36	-0.78	0.78	-1.15	1.15	-0.78	0.78	-1.15	1.15	1.28	1.61	1.28	1.61	0.918	0.9
6.7	6.60	0.30	0.37	0.30	0.37	-0.78	0.78	-1.15	1.15	-0.78	0.78	-1.15	1.15	1.27	1.60	1.27	1.60	0.916	0.9
7	6.70	0.30	0.37	0.30	0.37	-0.78	0.78	-1.15	1.15	-0.78	0.78	-1.15	1.15	1.27	1.60	1.27	1.60	0.913	0.9
7	7.10	0.32	0.39	0.32	0.39	-0.78	0.78	-1.14	1.14	-0.78	0.78	-1.14	1.14	1.26	1.58	1.26	1.58	0.904	0.9
7	7.50	0.34	0.42	0.34	0.42	-0.77	0.77	-1.13	1.13	-0.77	0.77	-1.13	1.13	1.25	1.56	1.25	1.56	0.894	0.9
7.8	7.60	0.35	0.42	0.35	0.42	-0.77	0.77	-1.13	1.13	-0.77	0.77	-1.13	1.13	1.24	1.56	1.24	1.56	0.891	0.9
8	7.70	0.35	0.43	0.35	0.43	-0.77	0.77	-1.12	1.12	-0.77	0.77	-1.12	1.12	1.24	1.55	1.24	1.55	0.889	0.9
8	8.50	0.39	0.47	0.39	0.47	-0.76	0.76	-1.11	1.11	-0.76	0.76	-1.11	1.11	1.22	1.51	1.22	1.51	0.868	0.9
8	11.10	0.50	0.62	0.50	0.62	-0.73	0.73	-1.04	1.04	-0.73	0.73	-1.04	1.04	1.13	1.37	1.13	1.37	0.795	0.8
8.9	11.20	0.51	0.62	0.51	0.62	-0.73	0.73	-1.04	1.04	-0.73	0.73	-1.04	1.04	1.12	1.37	1.12	1.37	0.792	0.8
9	11.30	0.51	0.63	0.51	0.63	-0.73	0.73	-1.04	1.04	-0.73	0.73	-1.04	1.04	1.12	1.36	1.12	1.36	0.789	0.8
9	13.00	0.59	0.72	0.59	0.72	-0.70	0.70	-0.99	0.99	-0.70	0.70	-0.99	0.99	1.06	1.27	1.06	1.27	0.739	0.7
9	14.70	0.67	0.82	0.67	0.82	-0.68	0.68	-0.95	0.95	-0.68	0.68	-0.95	0.95	0.99	1.17	0.99	1.17	0.690	0.7
9.10	14.80	0.67	0.82	0.67	0.82	-0.68	0.68	-0.94	0.94	-0.68	0.68	-0.94	0.94	0.99	1.17	0.99	1.17	0.687	0.7
10	14.90	0.68	0.83	0.68	0.83	-0.68	0.68	-0.94	0.94	-0.68	0.68	-0.94	0.94	0.99	1.16	0.99	1.16	0.684	0.7
10	16.60	0.75	0.92	0.75	0.92	-0.65	0.65	-0.90	0.90	-0.65	0.65	-0.90	0.90	0.92	1.08	0.92	1.08	0.637	0.6
10	18.30	0.83	1.02	0.83	1.02	-0.63	0.63	-0.86	0.86	-0.63	0.63	-0.86	0.86	0.86	0.99	0.86	0.99	0.591	0.6
10.11	18.40	0.84	1.02	0.84	1.02	-0.63	0.63	-0.85	0.85	-0.63	0.63	-0.85	0.85	0.86	0.99	0.86	0.99	0.589	0.6
11	18.50	0.84	1.03	0.84	1.03	-0.63	0.63	-0.85	0.85	-0.63	0.63	-0.85	0.85	0.86	0.98	0.86	0.98	0.586	0.6
11	19.30	0.88	1.07	0.88	1.07	-0.62	0.62	-0.83	0.83	-0.62	0.62	-0.83	0.83	0.83	0.95	0.83	0.95	0.566	0.6
11	20.10	0.91	1.12	0.91	1.12	-0.60	0.60	-0.82	0.82	-0.60	0.60	-0.82	0.82	0.80	0.91	0.80	0.91	0.546	0.5
11.12	20.20	0.92	1.12	0.92	1.12	-0.60	0.60	-0.81	0.81	-0.60	0.60	-0.81	0.81	0.80	0.91	0.80	0.91	0.543	0.5
12	20.30	0.92	1.13	0.92	1.13	-0.60	0.60	-0.81	0.81	-0.60	0.60	-0.81	0.81	0.80	0.90	0.80	0.90	0.541	0.5



MÉTODO DAMY Y CASALES (1985)

DATOS DE ENTRADA

- q = 1.00 t/m²
- B = 36.00 m
- L = 44.00 m
- D = 5.00 m
- F1 = 792.00
- F2 = 792.00
- F3 = 792.00
- F4 = 792.00
- L1 = 36.00
- L2 = 44.00
- L3 = 36.00
- L4 = 44.00
- C1,1 = -0.8
- C2,1 = 0.82
- C1,2 = -1.22
- C2,2 = 1.2
- C1,3 = -0.82
- C2,3 = 0.82
- C1,4 = -1.22
- C2,4 = 1.22
- θ1,1 = -0.69
- θ2,1 = 0.69
- θ1,2 = -0.89
- θ2,2 = 0.89
- θ1,3 = -0.69
- θ2,3 = 0.69
- θ1,4 = -0.89
- θ2,4 = 0.89

X1	Y1	X2	Y2	X3	Y3	X4	Y4	XP	YP
0.00	0.00	36.00	0.00	36.00	44.00	0.00	44.00	18.00	22.00

CENTRO

i=1		i=2		i=3		i=4	
X'i	Y'i	X'i	Y'i	X'i	Y'i	X'i	Y'i
-18.00	-22.00	18.00	-22.00	18.00	22.00	-18.00	22.00

$$x'_{i+1} = x_i - x_p \quad x'_{i+1} = x_{i+1} - x_p$$

$$y'_{i+1} = y_i - y_p \quad y'_{i+1} = y_{i+1} - y_p$$

$$F_i = x'_i y'_{i+1} - x'_{i+1} y'_i$$

$$\theta_{1i} = \tan^{-1} C_{1i}$$

$$\theta_{2i} = \tan^{-1} C_{2i}$$

$$C_{2i} = \frac{[x'_{i+1}(x'_{i+1} - x'_i) + y'_{i+1}(y'_{i+1} - y'_i)]}{F_i}$$

$$C_{1i} = \frac{[x'_i(x'_{i+1} - x'_i) + y'_i(y'_{i+1} - y'_i)]}{F_i}$$

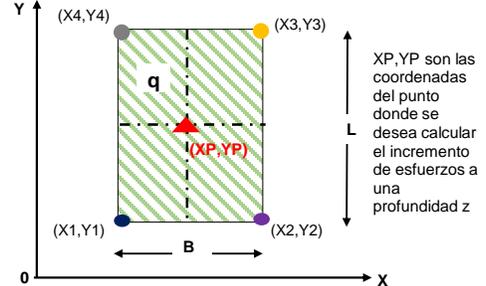
$$L_i = \sqrt{(x'_{i+1} - x'_i)^2 + (y'_{i+1} - y'_i)^2}$$

$$f_{ki} = \frac{c_{ki}}{\sqrt{1 + a_i^2}} \quad a_i = \left| \frac{z L_i}{F_i} \right|$$

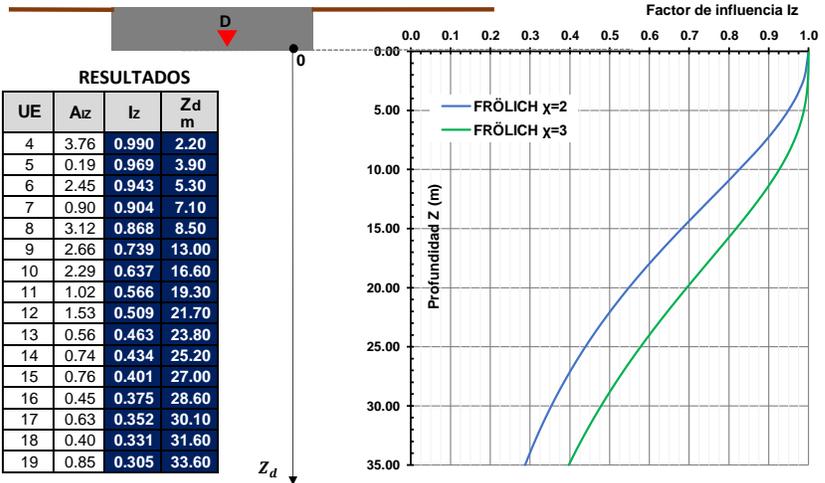
$$A_{iz} = \int_a^b f(x) dx = \frac{(b-a)}{n} [f(x_0) + f(x_n) + 2 \sum_{i=1}^{n-1} f(x_i)]$$

$$\bar{I}_z = \frac{1}{b-a} \int_a^b f(x) dx = \frac{1}{b-a} A_{iz}$$

$$\Delta \sigma_z = \frac{q}{2\pi} \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{1}{\sqrt{1 + a_i^2}} [\tan^{-1}(J_{2i}) - \tan^{-1}(J_{1i})] \right\}$$



XP, YP son las coordenadas del punto donde se desea calcular el incremento de esfuerzos a una profundidad z



UE	Aiz	Iz	Zd m
4	3.76	0.990	2.20
5	0.19	0.969	3.90
6	2.45	0.943	5.30
7	0.90	0.904	7.10
8	3.12	0.868	8.50
9	2.66	0.739	13.00
10	2.29	0.637	16.60
11	1.02	0.566	19.30
12	1.53	0.509	21.70
13	0.56	0.463	23.80
14	0.74	0.434	25.20
15	0.76	0.401	27.00
16	0.45	0.375	28.60
17	0.63	0.352	30.10
18	0.40	0.331	31.60
19	0.85	0.305	33.60

FRÖLICH χ=2

UG	Zd m	a1	a2	a3	a4	J1,1	J2,1	J1,2	J2,2	J1,3	J2,3	J1,4	J2,4	I1	I2	I3	I4	Iz	Δσz t/m ²
12	21.70	0.99	1.21	0.99	1.21	-0.58	0.58	-0.78	0.78	-0.58	0.58	-0.78	0.78	0.75	0.85	0.75	0.85	0.508	0.5
12	23.10	1.05	1.28	1.05	1.28	-0.56	0.56	-0.75	0.75	-0.56	0.56	-0.75	0.75	0.71	0.79	0.71	0.79	0.478	0.5
12,13	23.20	1.05	1.29	1.05	1.29	-0.56	0.56	-0.75	0.75	-0.56	0.56	-0.75	0.75	0.71	0.79	0.71	0.79	0.476	0.5
13	23.30	1.06	1.29	1.06	1.29	-0.56	0.56	-0.75	0.75	-0.56	0.56	-0.75	0.75	0.70	0.78	0.70	0.78	0.473	0.5
13	23.80	1.08	1.32	1.08	1.32	-0.56	0.56	-0.74	0.74	-0.56	0.56	-0.74	0.74	0.69	0.77	0.69	0.77	0.463	0.5
13	24.30	1.10	1.35	1.10	1.35	-0.55	0.55	-0.73	0.73	-0.55	0.55	-0.73	0.73	0.67	0.75	0.67	0.75	0.453	0.5
13,14	24.40	1.11	1.36	1.11	1.36	-0.55	0.55	-0.73	0.73	-0.55	0.55	-0.73	0.73	0.67	0.75	0.67	0.75	0.451	0.5
14	24.50	1.11	1.36	1.11	1.36	-0.55	0.55	-0.72	0.72	-0.55	0.55	-0.72	0.72	0.67	0.74	0.67	0.74	0.449	0.4
14	25.20	1.15	1.40	1.15	1.40	-0.54	0.54	-0.71	0.71	-0.54	0.54	-0.71	0.71	0.65	0.72	0.65	0.72	0.435	0.4
14	26.00	1.18	1.44	1.18	1.44	-0.53	0.53	-0.70	0.70	-0.53	0.53	-0.70	0.70	0.63	0.69	0.63	0.69	0.420	0.4
14,15	26.10	1.19	1.45	1.19	1.45	-0.53	0.53	-0.69	0.69	-0.53	0.53	-0.69	0.69	0.63	0.69	0.63	0.69	0.418	0.4
15	26.20	1.19	1.46	1.19	1.46	-0.53	0.53	-0.69	0.69	-0.53	0.53	-0.69	0.69	0.62	0.69	0.62	0.69	0.417	0.4
15	27.00	1.23	1.50	1.23	1.50	-0.52	0.52	-0.68	0.68	-0.52	0.52	-0.68	0.68	0.60	0.66	0.60	0.66	0.402	0.4
15	27.90	1.27	1.55	1.27	1.55	-0.51	0.51	-0.66	0.66	-0.51	0.51	-0.66	0.66	0.58	0.63	0.58	0.63	0.387	0.4
15,16	28.00	1.27	1.56	1.27	1.56	-0.51	0.51	-0.66	0.66	-0.51	0.51	-0.66	0.66	0.58	0.63	0.58	0.63	0.385	0.4
16	28.10	1.28	1.56	1.28	1.56	-0.50	0.50	-0.66	0.66	-0.50	0.50	-0.66	0.66	0.58	0.63	0.58	0.63	0.383	0.4
16	28.60	1.30	1.59	1.30	1.59	-0.50	0.50	-0.65	0.65	-0.50	0.50	-0.65	0.65	0.56	0.61	0.56	0.61	0.375	0.4
16	29.10	1.32	1.62	1.32	1.62	-0.49	0.49	-0.64	0.64	-0.49	0.49	-0.64	0.64	0.55	0.60	0.55	0.60	0.367	0.4
16,17	29.20	1.33	1.62	1.33	1.62	-0.49	0.49	-0.64	0.64	-0.49	0.49	-0.64	0.64	0.55	0.60	0.55	0.60	0.366	0.4
17	29.30	1.33	1.63	1.33	1.63	-0.49	0.49	-0.64	0.64	-0.49	0.49	-0.64	0.64	0.55	0.60	0.55	0.60	0.364	0.4
17	30.10	1.37	1.67	1.37	1.67	-0.48	0.48	-0.63	0.63	-0.48	0.48	-0.63	0.63	0.53	0.58	0.53	0.58	0.352	0.4
17	30.90	1.40	1.72	1.40	1.72	-0.47	0.47	-0.62	0.62	-0.47	0.47	-0.62	0.62	0.51	0.56	0.51	0.56	0.340	0.3
17,18	31.00	1.41	1.72	1.41	1.72	-0.47	0.47	-0.61	0.61	-0.47	0.47	-0.61	0.61	0.51	0.55	0.51	0.55	0.339	0.3
18	31.10	1.41	1.73	1.41	1.73	-0.47	0.47	-0.61	0.61	-0.47	0.47	-0.61	0.61	0.51	0.55	0.51	0.55	0.337	0.3
18	31.60	1.44	1.76	1.44	1.76	-0.47	0.47	-0.60	0.60	-0.47	0.47	-0.60	0.60	0.50	0.54	0.50	0.54	0.330	0.3
18	32.10	1.46	1.78	1.46	1.78	-0.46	0.46	-0.60	0.60	-0.46	0.46	-0.60	0.60	0.49	0.53	0.49	0.53	0.324	0.3
18,19	32.20	1.46	1.79	1.46	1.79	-0.46	0.46	-0.60	0.60	-0.46	0.46	-0.60	0.60	0.49	0.52	0.49	0.52	0.322	0.3
19	32.30	1.47	1.79	1.47	1.79	-0.46	0.46	-0.59	0.59	-0.46	0.46	-0.59	0.59	0.49	0.52	0.49	0.52	0.321	0.3
19	33.60	1.53	1.87	1.53	1.87	-0.45	0.45	-0.58	0.58	-0.45	0.45	-0.58	0.58	0.46	0.49	0.46	0.49	0.304	0.3
19	35.00	1.59	1.94	1.59	1.94	-0.44	0.44	-0.56	0.56	-0.44	0.44	-0.56	0.56	0.44	0.47	0.44	0.47	0.288	0.3



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
 ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA



TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A AJUSTE DE CURVAS PARA ESTIMAR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA Y SECUNDARIA MÉTODO DE ZEEVAERT

CURVA TIPO II

Muestra= **4-TS**
 Z= **16.00-16.60** m
 UG **9**
 $\sigma'_{vo} =$ **0.2000** kg/cm²
 $\Delta\sigma_z =$ **0.2000** kg/cm²
 Curva de consolidación No. **2**
 $H_{inicial} =$ **1.9620** cm
 $H_d =$ **0.9810** cm

$$\delta_p(t) = 2 \left(\frac{1}{2} \delta_v - \delta_0 \right) F(T)$$

$$\delta_s(t) = C_t \log(1 + \xi T)$$

$$\delta_Z(t) = \delta_p(t) + \delta_s(t) + \delta_0$$

Tiempo min	Tiempo s	Micrómetro mm	δ μ m	T	F(T)	$\delta_p(t)$ μ m	$\delta_s(t)$ μ m	$\delta_Z(t)$ μ m	St	Sr
0	0	15.083								
0.125	8	15.022	61	0.04	0.23	21.04	0.04	61.09	5368.00	0.01
0.25	15	15.011	72	0.08	0.32	28.94	0.08	69.03	3877.14	8.84
0.5	30	14.998	85	0.17	0.47	42.35	0.18	82.53	2427.20	6.10
1	60	14.983	100	0.34	0.65	59.14	0.35	99.49	1174.20	0.26
2	120	14.969	114	0.69	0.85	77.15	0.70	117.85	410.74	14.86
4	240	14.959	124	1.37	0.97	88.20	1.39	129.58	105.40	31.15
8	480	14.952	131	2.74	1.00	90.60	2.69	133.29	10.67	5.25
15	900	14.947	136	5.14	1.00	90.69	4.79	135.48	3.00	0.27
30	1800	14.941	142	10.29	1.00	90.69	8.72	139.41	59.80	6.72
60	3600	14.933	150	20.57	1.00	90.69	14.92	145.61	247.54	19.25
120	7200	14.926	157	41.14	1.00	90.69	23.69	154.37	516.80	6.89
240	14400	14.919	164	80.00	1.00	90.69	34.26	164.95	884.07	0.90
480	28800	14.909	174	160.00	1.00	90.69	46.94	177.63	1578.74	13.19
1380	82800	14.881	202	468.57	1.00	90.69	68.56	199.25	4587.80	7.55
1420	85200	14.881	202	480.00	1.00	90.69	69.06	199.75	4587.80	5.05

Media= **134.27**

Suma= **25838.9** **126.3**

DATOS DE AJUSTE:

Deformación elástica inicial 0:

$$\delta_0 = \mathbf{40} \mu\text{m}$$

Punto de inflexión B:

$$\delta_B = \mathbf{135} \mu\text{m}$$

$$t_B = \mathbf{800} \text{ s}$$

Punto proyección pendiente secundaria E:

$$\delta_E = \mathbf{150.00} \mu\text{m}$$

$$t_E = \mathbf{8500} \text{ s}$$

Punto final F:

$$\delta_F = \mathbf{200} \mu\text{m}$$

$$t_F = \mathbf{85000} \text{ s}$$

Pendiente tramo secundario

$$C_t = \mathbf{50.00} \mu\text{m}$$

Tiempo al 50% de consolidación primaria

$$\frac{1}{2} \delta_v = \mathbf{85.34} \mu\text{m}$$

$$t_{50} = \mathbf{35} \text{ s}$$

$$\delta_{50} = \mathbf{85.55} \mu\text{m}$$

$$a = \mathbf{-2.99}$$

$$\tau = \mathbf{3642.66}$$

RESULTADOS

$$\sigma'_{vo} + \frac{\Delta\sigma_z}{2} = \mathbf{0.30000} \text{ kg/cm}^2$$

$$m_v = \mathbf{0.02311} \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$m_t = \mathbf{0.012742} \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$C_v = \mathbf{0.00550} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$\xi = \mathbf{0.04804}$$

$$\beta = \mathbf{0.55134}$$

APROXIMACIÓN DEL AJUSTE

$$R^2 = \mathbf{0.99511}$$

$$R = \mathbf{0.99755}$$

$$S_{y/x} = \mathbf{3.11657}$$

$$m_v = \frac{2 \left(\frac{1}{2} \delta_v - \delta_0 \right)}{\Delta\sigma_z H}$$

$$\xi = \frac{H_d^2}{c_v \tau}$$

$$C_t = \frac{\delta_F - \delta_E}{\log \left(\frac{t_F}{t_E} \right)}$$

$$\frac{1}{2} \delta_v = \frac{1}{2} \left[(\delta_B - \delta_0) - C_t \log \left(1 + \frac{t_B}{\tau} \right) \right] + \delta_0$$

$$m_t = \frac{C_t}{\Delta\sigma_z H}$$

$$\beta = \frac{m_t}{m_v}$$

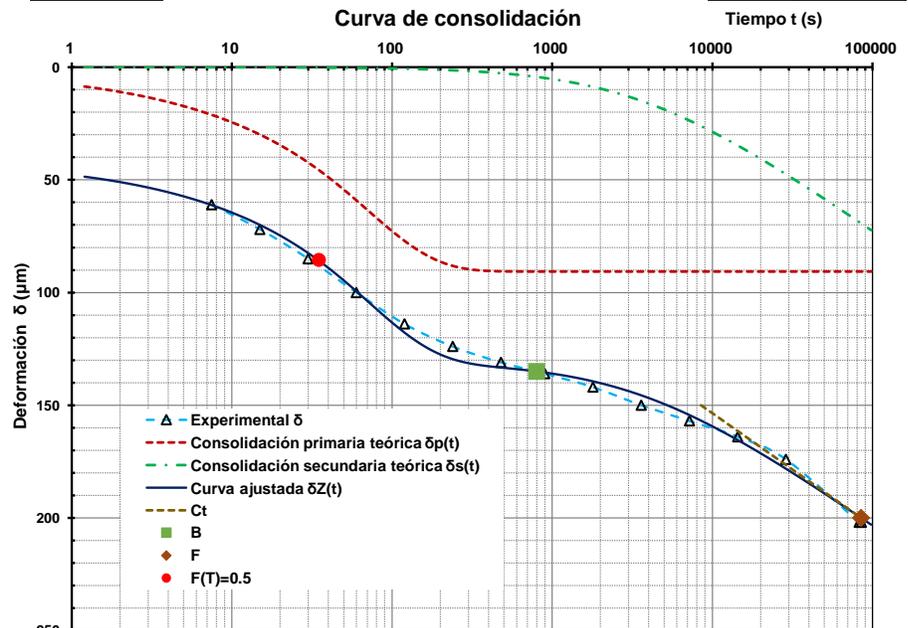
$$a = 2.303 \frac{(\delta_B - \delta_F)}{C_t}$$

$$\delta_{50} = \frac{1}{2} \delta_v + C_t \log(1 + \xi T)$$

$$C_v = \frac{T_{50} H_d^2}{t_{50}}$$

$$\tau = \frac{e^a t_F - t_B}{1 - e^a}$$

Curva de consolidación





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
 ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA



TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A AJUSTE DE CURVAS PARA ESTIMAR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA Y SECUNDARIA MÉTODO DE ZEEVAERT

CURVA TIPO II

Muestra= **4-TS**
 Z= **16.00-16.60** m
 UG **9**
 $\sigma'_{vo} =$ **0.4000** kg/cm²
 $\Delta\sigma_z =$ **0.3000** kg/cm²
 Curva de consolidación No. **3**
 $H_{inicial} =$ **1.9418** cm
 $H_d =$ **0.9709** cm

$$\delta_p(t) = 2 \left(\frac{1}{2} \delta_v - \delta_0 \right) F(T)$$

$$\delta_s(t) = C_t \log(1 + \xi T)$$

$$\delta_z(t) = \delta_p(t) + \delta_s(t) + \delta_0$$

Tiempo min	Tiempo s	Micrómetro mm	δ μ m	T	F(T)	$\delta_p(t)$ μ m	$\delta_s(t)$ μ m	$\delta_z(t)$ μ m	St	Sr
0	0	14.881								
0.125	8	14.810	71	0.05	0.25	27.32	0.23	77.55	11968.36	42.94
0.25	15	14.790	91	0.09	0.34	37.58	0.44	88.02	7992.36	8.90
0.5	30	14.775	106	0.20	0.50	54.95	0.93	105.88	5535.36	0.01
1	60	14.756	125	0.40	0.70	76.08	1.83	127.90	3069.16	8.42
2	120	14.735	146	0.80	0.89	96.73	3.53	150.27	1183.36	18.22
4	240	14.720	161	1.60	0.98	107.30	6.64	163.95	376.36	8.70
8	480	14.709	172	3.20	1.00	108.98	11.94	170.91	70.56	1.19
15	900	14.700	181	6.00	1.00	109.01	19.20	178.21	0.36	7.79
30	1800	14.690	191	12.00	1.00	109.01	30.13	189.14	112.36	3.45
60	3600	14.679	202	24.00	1.00	109.01	43.74	202.74	466.56	0.55
120	7200	14.665	216	48.00	1.00	109.01	59.24	218.25	1267.36	5.08
240	14400	14.650	231	93.33	1.00	109.01	75.24	234.24	2560.36	10.53
480	28800	14.631	250	186.67	1.00	109.01	92.56	251.57	4844.16	2.47
1450	87000	14.600	281	573.33	1.00	109.01	121.29	280.30	10120.36	0.49
1575	94500	14.599	282	626.67	1.00	109.01	123.59	282.60	10322.56	0.36

Media= **180.40**

Suma= **59889.6** **119.1**

DATOS DE AJUSTE:

Deformación elástica inicial 0:

$$\delta_0 = \mathbf{50} \mu\text{m}$$

Punto de inflexión B:

$$\delta_B = \mathbf{175} \mu\text{m}$$

$$t_B = \mathbf{700} \text{ s}$$

Punto proyección pendiente secundaria E:

$$\delta_E = \mathbf{220.00} \mu\text{m}$$

$$t_E = \mathbf{8500} \text{ s}$$

Punto final F:

$$\delta_F = \mathbf{280} \mu\text{m}$$

$$t_F = \mathbf{85000} \text{ s}$$

Pendiente tramo secundario

$$C_t = \mathbf{60.00} \mu\text{m}$$

Tiempo al 50% de consolidación primaria

$$\frac{1}{2} \delta_v = \mathbf{104.50} \mu\text{m}$$

$$t_{50} = \mathbf{30} \text{ s}$$

$$\delta_{50} = \mathbf{105.43} \mu\text{m}$$

$$a = \mathbf{-4.03}$$

$$\tau = \mathbf{826.23}$$

RESULTADOS

$$\sigma'_{vo} + \frac{\Delta\sigma_z}{2} = \mathbf{0.55000} \text{ kg/cm}^2$$

$$m_v = \mathbf{0.01871} \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$m_t = \mathbf{0.010300} \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$C_v = \mathbf{0.00628} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$\xi = \mathbf{0.18155}$$

$$\beta = \mathbf{0.55041}$$

APROXIMACIÓN DEL AJUSTE

$$R^2 = \mathbf{0.99801}$$

$$R = \mathbf{0.99901}$$

$$S_{y/x} = \mathbf{3.02672}$$

$$m_v = \frac{2 \left(\frac{1}{2} \delta_v - \delta_0 \right)}{\Delta\sigma_z H}$$

$$\xi = \frac{H_d^2}{c_v \tau}$$

$$C_t = \frac{\delta_F - \delta_E}{\log \left(\frac{t_E}{t_F} \right)}$$

$$\frac{1}{2} \delta_v = \frac{1}{2} \left[(\delta_B - \delta_0) - C_t \log \left(1 + \frac{t_B}{\tau} \right) \right] + \delta_0$$

$$m_t = \frac{C_t}{\Delta\sigma_z H}$$

$$\beta = \frac{m_t}{m_v}$$

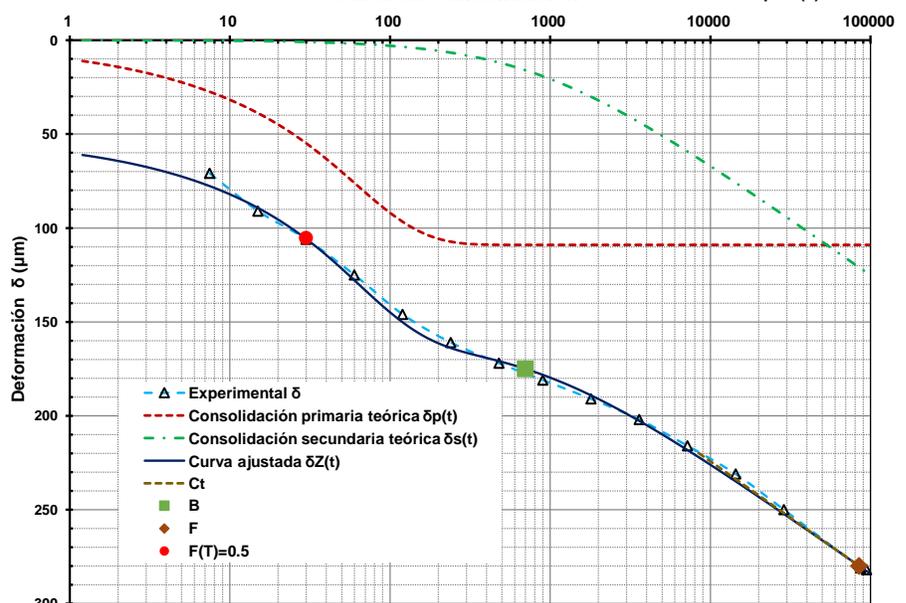
$$a = 2.303 \frac{(\delta_B - \delta_F)}{C_t}$$

$$\delta_{50} = \frac{1}{2} \delta_v + C_t \log(1 + \xi T)$$

$$C_v = \frac{T_{50} H_d^2}{t_{50}}$$

$$\tau = \frac{e^a t_F - t_B}{1 - e^a}$$

Curva de consolidación





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
 ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA



TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A AJUSTE DE CURVAS PARA ESTIMAR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA Y SECUNDARIA MÉTODO DE ZEEVAERT

CURVA TIPO II

Muestra= **4-TS**
 Z= **16.00-16.60** m
 UG **9**
 $\sigma'_{vo} =$ **0.7000** kg/cm²
 $\Delta\sigma_z =$ **0.5000** kg/cm²
 Curva de consolidación No. **4**
 $H_{inicial} =$ **1.9136** cm
 $H_d =$ **0.9568** cm

$$\delta_p(t) = 2 \left(\frac{1}{2} \delta_v - \delta_0 \right) F(T)$$

$$\delta_s(t) = C_t \log(1 + \xi T)$$

$$\delta_z(t) = \delta_p(t) + \delta_s(t) + \delta_0$$

Tiempo min	Tiempo s	Micrómetro mm	δ μ m	T	F(T)	$\delta_p(t)$ μ m	$\delta_s(t)$ μ m	$\delta_z(t)$ μ m	St	Sr
0	0	14.599								
0.125	8	14.497	102	0.04	0.22	47.44	0.64	103.07	51438.24	1.15
0.25	15	14.470	129	0.07	0.31	65.25	1.20	121.44	39920.04	57.09
0.5	30	14.440	159	0.16	0.45	95.49	2.54	153.03	28832.04	35.67
1	60	14.403	196	0.32	0.63	133.78	4.97	193.76	17635.84	5.02
2	120	14.365	234	0.63	0.83	176.67	9.57	241.25	8987.04	52.53
4	240	14.327	272	1.26	0.96	205.37	17.84	278.21	3226.24	38.56
8	480	14.296	303	2.53	1.00	212.68	31.62	299.30	665.64	13.71
15	900	14.272	327	4.74	1.00	213.02	50.08	318.10	3.24	79.26
30	1800	14.243	356	9.47	1.00	213.02	77.17	345.18	739.84	117.02
60	3600	14.215	384	18.95	1.00	213.02	110.10	378.12	3047.04	34.59
120	7200	14.182	417	37.89	1.00	213.02	147.06	415.08	7779.24	3.70
240	14400	14.145	454	73.68	1.00	213.02	184.80	452.82	15675.04	1.39
480	28800	14.102	497	147.37	1.00	213.02	225.47	493.49	28291.24	12.31
1335	80100	14.049	550	421.05	1.00	213.02	288.33	556.35	48929.44	40.26
1425	85500	14.047	552	442.11	1.00	213.02	291.27	559.29	49818.24	53.09

Media= **328.80**

Suma= **304988.4** **545.4**

DATOS DE AJUSTE:

Deformación elástica inicial 0:
 $\delta_0 =$ **55** μ m
 Punto de inflexión B:
 $\delta_B =$ **310** μ m
 $t_B =$ **700** s
 Punto proyección pendiente secundaria E:
 $\delta_E =$ **420.00** μ m
 $t_E =$ **8500** s
 Punto final F:
 $\delta_F =$ **560** μ m
 $t_F =$ **85000** s
 Pendiente tramo secundario
 $C_t =$ **140.00** μ m
 Tiempo al 50% de consolidación primaria
 $\frac{1}{2} \delta_v =$ **161.51** μ m
 $t_{50} =$ **38** s
 $\delta_{50} =$ **164.71** μ m
 $a =$ **-4.11**
 $\tau =$ **703.74**

RESULTADOS

$\sigma'_{vo} + \frac{\Delta\sigma_z}{2} =$ **0.95000** kg/cm²
 $m_v =$ **0.02226** cm²/kg
 $m_t =$ **0.014632** cm²/kg
 $C_v =$ **0.00482** cm²/s
 $\xi =$ **0.26999**
 $\beta =$ **0.65722**

APROXIMACIÓN DEL AJUSTE

$R^2 =$ **0.99821**
 $R =$ **0.99911**
 $S_{y/x} =$ **6.47696**

$$m_v = \frac{2 \left(\frac{1}{2} \delta_v - \delta_0 \right)}{\Delta\sigma_z H}$$

$$\xi = \frac{H_d^2}{c_v \tau}$$

$$C_t = \frac{\delta_F - \delta_E}{\log \left(\frac{t_F}{t_E} \right)}$$

$$\frac{1}{2} \delta_v = \frac{1}{2} \left[(\delta_B - \delta_0) - C_t \log \left(1 + \frac{t_B}{\tau} \right) \right] + \delta_0$$

$$m_t = \frac{C_t}{\Delta\sigma_z H}$$

$$\beta = \frac{m_t}{m_v}$$

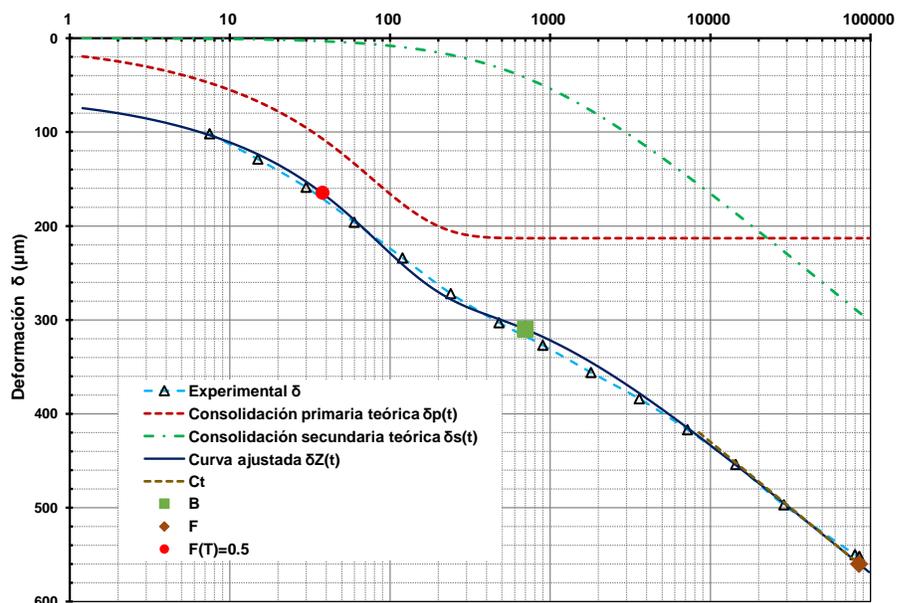
$$a = 2.303 \frac{(\delta_B - \delta_F)}{C_t}$$

$$\delta_{50} = \frac{1}{2} \delta_v + C_t \log(1 + \xi T)$$

$$C_v = \frac{T_{50} H_d^2}{t_{50}}$$

$$\tau = \frac{e^a t_F - t_B}{1 - e^a}$$

Curva de consolidación





ANEXO A RESUMEN DE PARÁMETROS DE AJUSTE PARA ASENTAMIENTOS DIFERIDOS

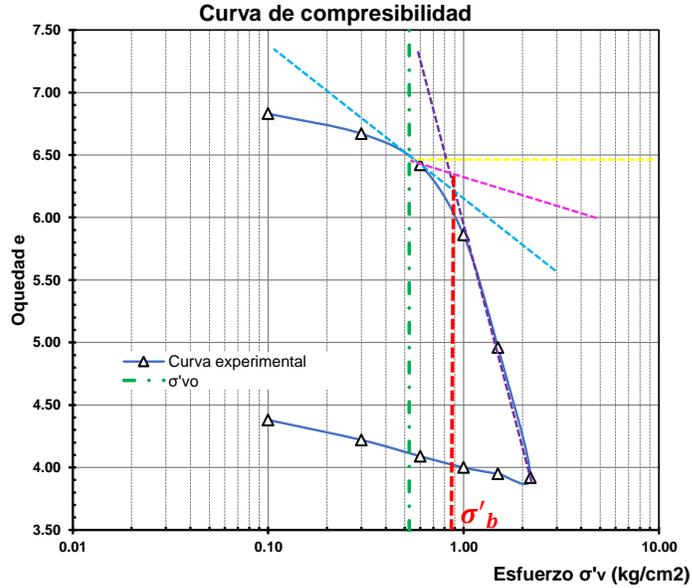
UG04

Muestra= 2-TS
 Z= 6.00-6.60 m

DATOS DE ENTRADA

$\sigma'_{vo} = 5.27$ t/m²
 $\sigma'_{vo} = 0.53$ kg/cm²
 $\sigma'_b = 0.90$ kg/cm²

$\sigma'v$ kg/cm ²	e
0.00	6.90
0.10	6.83
0.30	6.67
0.60	6.42
1.00	5.86
1.50	4.96
2.20	3.92
1.50	3.95
1.00	4.00
0.60	4.09
0.30	4.22
0.10	4.38
0.00	4.57

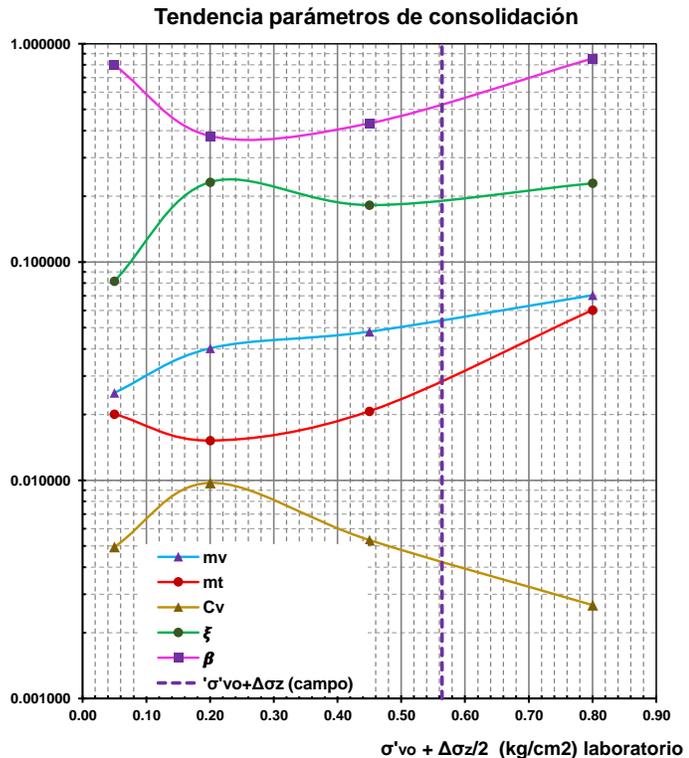


Parámetro	Curva de consolidación			
	1	2	3	4
$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z/2$ kg/cm ²	0.05	0.20	0.45	0.80
m_v cm ² /kg	0.025176	0.040224	0.047978	0.070411
m_t cm ² /kg	0.020101	0.015208	0.020725	0.060280
C_v cm ² /s	0.00495	0.00973	0.00532	0.00268
ξ	0.08	0.23	0.18	0.23
β	0.80	0.38	0.43	0.86

DATOS DE ENTRADA

Z= 7.20 m (campo)
 $\sigma'_{vo} = 0.554$ kg/cm² (campo)
 $\Delta\sigma_z = 0.010$ kg/cm² (obra)
 $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z = 0.564$ kg/cm² (campo)

$m_v = 0.05300$ cm²/kg
 $m_t = 0.028000$ cm²/kg
 $C_v = 0.00440$ cm²/s
 $\xi = 0.19000$





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
 ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA



TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A RESUMEN DE PARÁMETROS DE AJUSTE PARA ASENTAMIENTOS DIFERIDOS

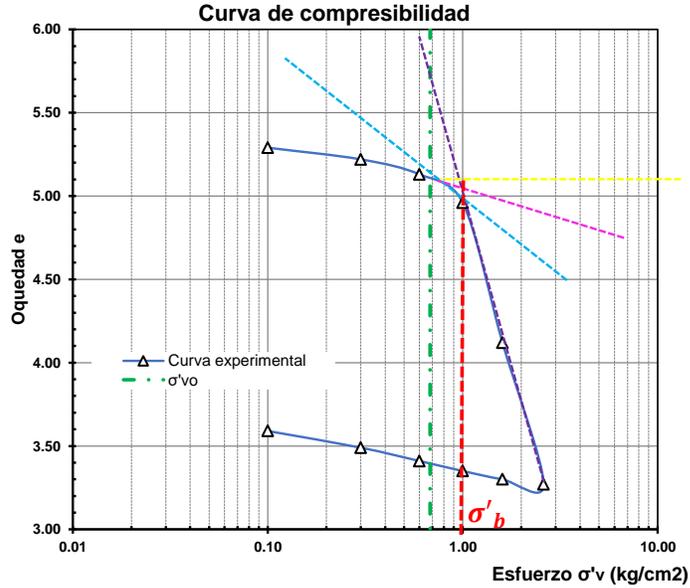
UG06

Muestra= **3-TS**
 Z= **11.00-11.60 m**

DATOS DE ENTRADA

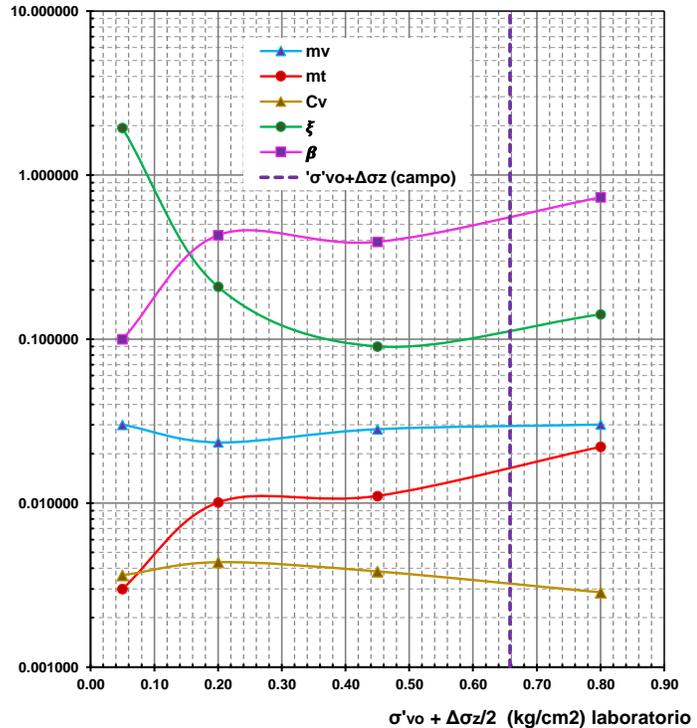
$\sigma'_{vo} = 6.80$ t/m²
 $\sigma'_{vo} = 0.68$ kg/cm²
 $\sigma'_b = 1.00$ kg/cm²

σ'_v kg/cm ²	e
0.00	5.35
0.10	5.29
0.30	5.22
0.60	5.13
1.00	4.96
1.60	4.12
2.60	3.27
1.60	3.30
1.00	3.35
0.60	3.41
0.30	3.49
0.10	3.59
0.00	3.70



Parámetro	Curva de consolidación			
	1	2	3	4
$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z/2$ kg/cm ²	0.05	0.20	0.45	0.80
m_v cm ² /kg	0.030093	0.023450	0.028236	0.030124
m_t cm ² /kg	0.003000	0.010090	0.011066	0.022050
C_v cm ² /s	0.00364	0.00437	0.00383	0.00286
ξ	1.94	0.21	0.09	0.14
β	0.10	0.43	0.39	0.73

Tendencia parámetros de consolidación



DATOS DE ENTRADA

Z= **10.30** m (campo)
 $\sigma'_{vo} = 0.649$ kg/cm² (campo)
 $\Delta\sigma_z = 0.009$ kg/cm² (obra)
 $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z = 0.658$ kg/cm² (campo)

$m_v = 0.02900$ cm²/kg
 $m_t = 0.015000$ cm²/kg
 $C_v = 0.00330$ cm²/s
 $\xi = 0.11000$



ANEXO A RESUMEN DE PARÁMETROS DE AJUSTE PARA ASENTAMIENTOS DIFERIDOS

UG09

Muestra= 4-TS
Z= 16.00-16.60 m

DATOS DE ENTRADA

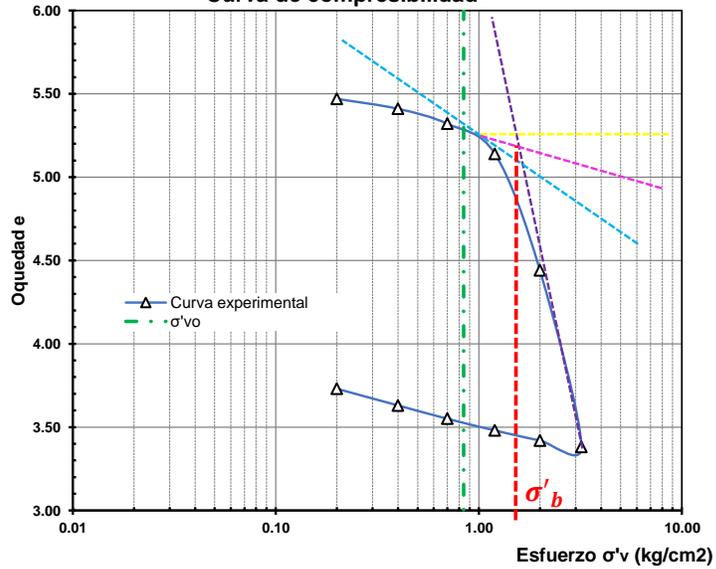
$\sigma'_{vo} = 8.42$ t/m²

$\sigma'_{vo} = 0.84$ kg/cm²

$\sigma'_b = 1.50$ kg/cm²

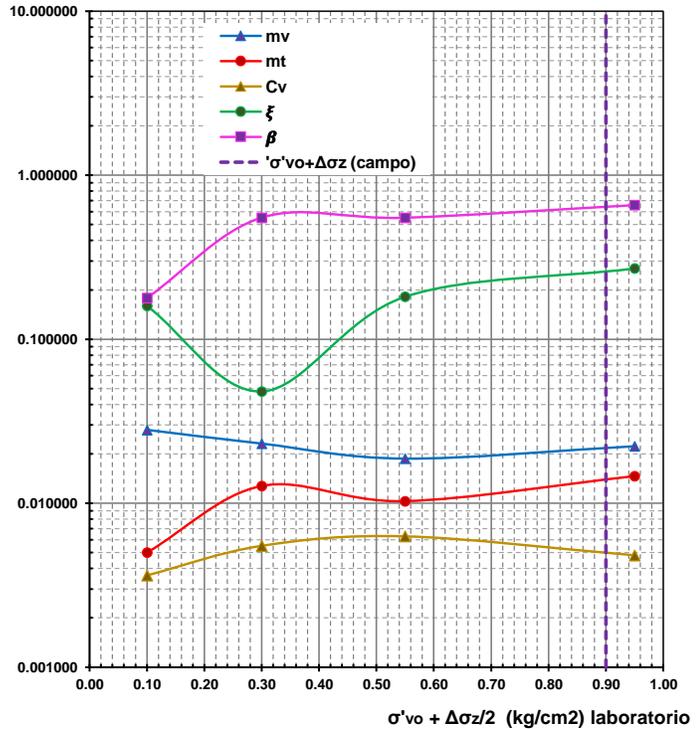
$\sigma'v$ kg/cm ²	e
0.00	5.59
0.20	5.47
0.40	5.41
0.70	5.32
1.20	5.14
2.00	4.44
3.20	3.38
2.00	3.42
1.20	3.48
0.70	3.55
0.40	3.63
0.20	3.73
0.00	3.90

Curva de compresibilidad



Parámetro	Curva de consolidación			
	1	2	3	4
$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z/2$ kg/cm ²	0.10	0.30	0.55	0.95
m_v cm ² /kg	0.028020	0.023111	0.018713	0.022264
m_t cm ² /kg	0.005003	0.012742	0.010300	0.014632
C_v cm ² /s	0.00363	0.00550	0.00628	0.00482
ξ	0.16	0.05	0.18	0.27
β	0.18	0.55	0.55	0.66

Tendencia parámetros de consolidación



DATOS DE ENTRADA

Z= 18.00 m (campo)

$\sigma'_{vo} = 0.893$ kg/cm² (campo)

$\Delta\sigma_z = 0.007$ kg/cm² (obra)

$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z = 0.900$ kg/cm² (campo)

$m_v = 0.02100$ cm²/kg

$m_t = 0.014000$ cm²/kg

$C_v = 0.00500$ cm²/s

$\xi = 0.25000$



UG10

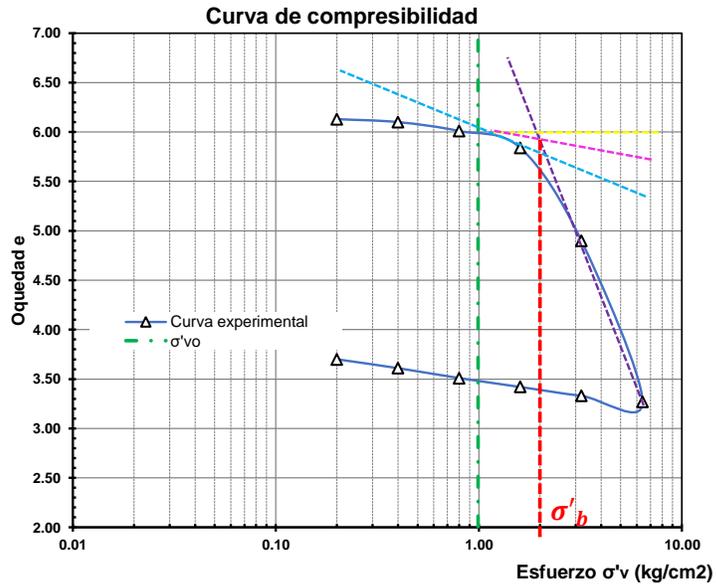
Muestra= **5-TS**
 Z= **21.00-21.60 m**

DATOS DE ENTRADA

$\sigma'_{vo} = 9.92 \text{ t/m}^2$
 $\sigma'_{vo} = 0.99 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b = 2.00 \text{ kg/cm}^2$

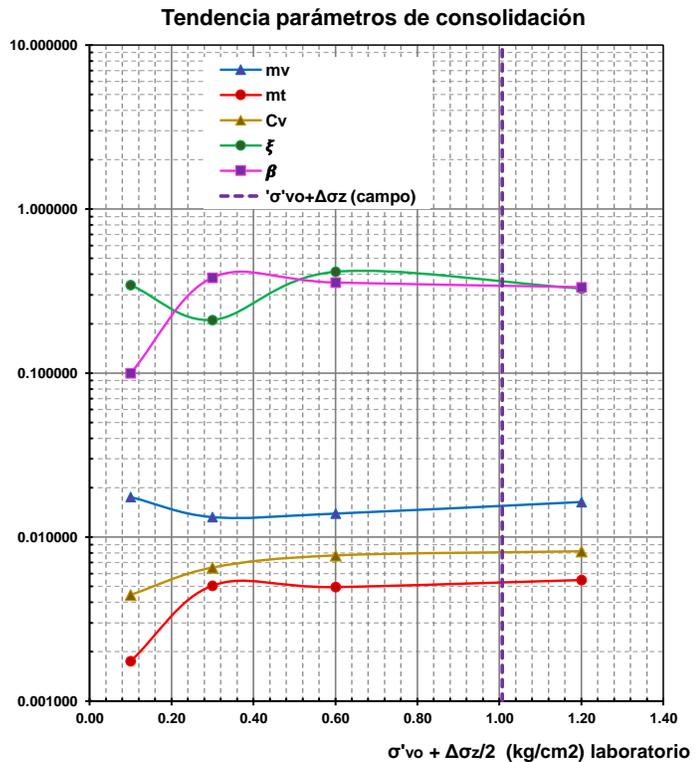
σ'_v kg/cm ²	e
0.00	6.21
0.20	6.13
0.40	6.10
0.80	6.01
1.60	5.84
3.20	4.90
6.40	3.27
3.20	3.33
1.60	3.42
0.80	3.51
0.40	3.61
0.20	3.70
0.00	3.85



Parámetro	Curva de consolidación			
	1	2	3	4
$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z/2$ kg/cm ²	0.10	0.30	0.60	1.20
m_v cm ² /kg	0.017545	0.013240	0.013906	0.016364
m_t cm ² /kg	0.001750	0.005056	0.004958	0.005472
C_v cm ² /s	0.00444	0.00652	0.00773	0.00820
ξ	0.34	0.21	0.41	0.33
β	0.10	0.38	0.36	0.33

DATOS DE ENTRADA
 Z= **21.60 m** (campo)
 $\sigma'_{vo} = 1.001 \text{ kg/cm}^2$ (campo)
 $\Delta\sigma_z = 0.006 \text{ kg/cm}^2$ (obra)
 $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z = 1.007 \text{ kg/cm}^2$ (campo)

$m_v = 0.01500 \text{ cm}^2/\text{kg}$
 $m_t = 0.005100 \text{ cm}^2/\text{kg}$
 $C_v = 0.00800 \text{ cm}^2/\text{s}$
 $\xi = 0.35000$





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA



TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A RESUMEN DE PARÁMETROS DE AJUSTE PARA ASENTAMIENTOS DIFERIDOS

UG11

Muestra= 6-TS
Z= 24.00-24.90 m

DATOS DE ENTRADA

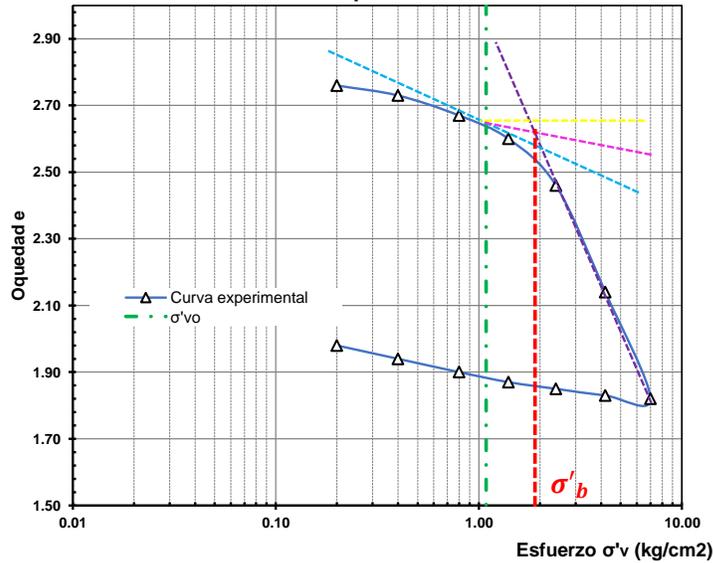
$\sigma'_{vo} = 10.86 \text{ t/m}^2$

$\sigma'_{vo} = 1.09 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b = 1.90 \text{ kg/cm}^2$

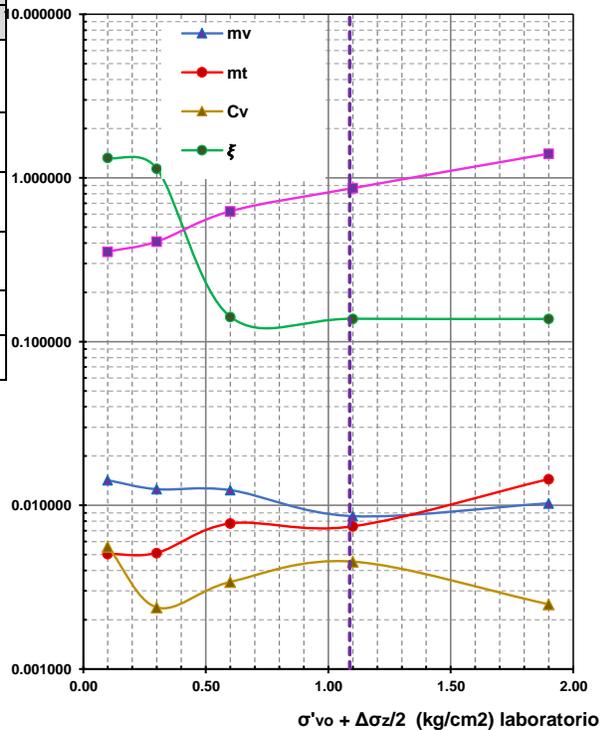
$\sigma'v$ kg/cm ²	e
0.00	2.81
0.20	2.76
0.40	2.73
0.80	2.67
1.40	2.60
2.40	2.46
4.20	2.14
7.00	1.82
4.20	1.83
2.40	1.85
1.40	1.87
0.80	1.90
0.40	1.94
0.20	1.98
0.00	2.10

Curva de compresibilidad



Parámetro	Curva de consolidación				
	1	2	3	4	5
$\sigma'_{vo} + \frac{\Delta\sigma_z}{2}$ kg/cm ²	0.10	0.30	0.60	1.10	1.90
m_v cm ² /kg	0.014228	0.012547	0.012381	0.008589	0.010292
m_t cm ² /kg	0.005051	0.005125	0.007753	0.007441	0.014475
C_v cm ² /s	0.00560	0.00238	0.00340	0.00453	0.00249
ξ	1.32	1.14	0.14	0.14	0.14
β	0.35	0.41	0.63	0.87	1.41

Tendencia parámetros de consolidación



DATOS DE ENTRADA

Z= 24.30 m (campo)
 $\sigma'_{vo} = 1.082 \text{ kg/cm}^2$ (campo)
 $\Delta\sigma_z = 0.006 \text{ kg/cm}^2$ (obra)
 $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z = 1.087 \text{ kg/cm}^2$ (campo)
 $m_v = 0.00850 \text{ cm}^2/\text{kg}$
 $m_t = 0.007200 \text{ cm}^2/\text{kg}$
 $C_v = 0.00450 \text{ cm}^2/\text{s}$
 $\xi = 0.13000$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA



TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A RESUMEN DE PARÁMETROS DE AJUSTE PARA ASENTAMIENTOS DIFERIDOS

UG12

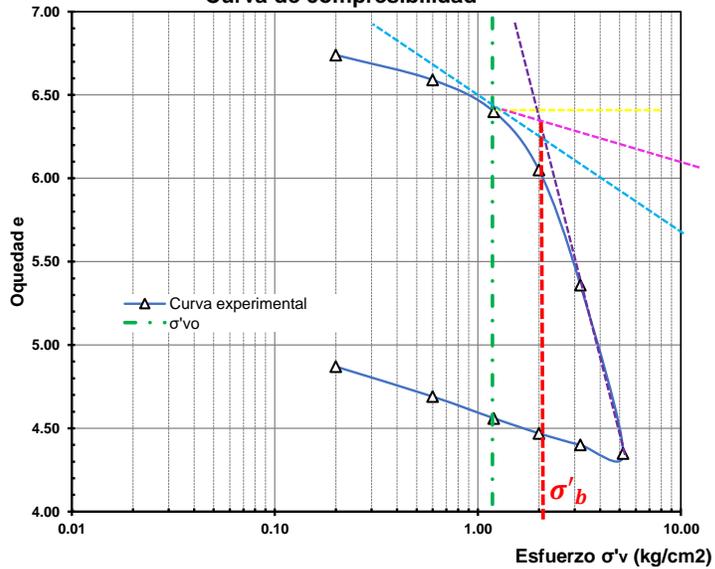
Muestra= 7-TS
Z= 27.00-27.90 m

DATOS DE ENTRADA

$\sigma'_{vo} = 11.80 \text{ t/m}^2$
 $\sigma'_{vo} = 1.18 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma'_b = 2.05 \text{ kg/cm}^2$

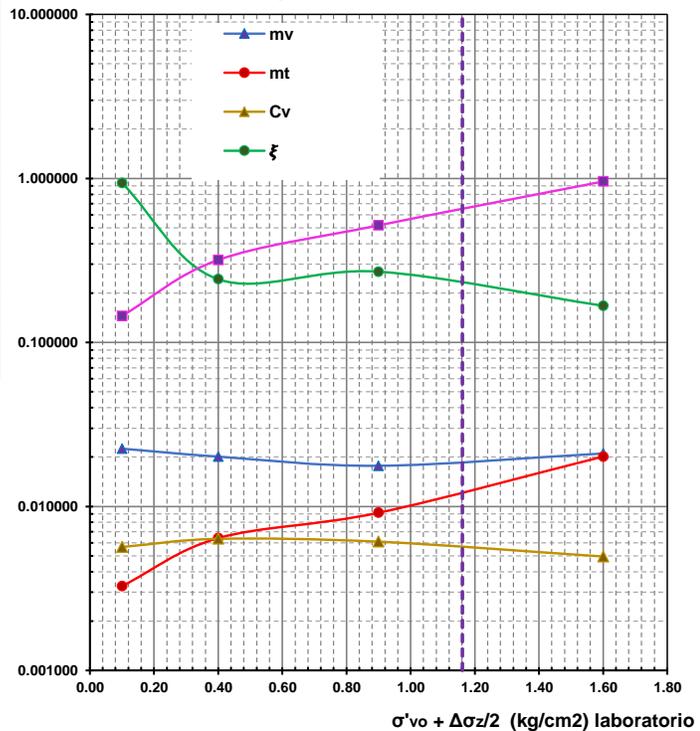
σ'_v kg/cm ²	e
0.00	6.84
0.20	6.74
0.60	6.59
1.20	6.40
2.00	6.05
3.20	5.36
5.20	4.35
3.20	4.40
2.00	4.47
1.20	4.56
0.60	4.69
0.20	4.87
0.00	5.15

Curva de compresibilidad



Parámetro	Curva de consolidación			
	1	2	3	4
$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z/2$ kg/cm ²	0.10	0.40	0.90	1.60
m_v cm ² /kg	0.022501	0.020128	0.017695	0.021035
m_t cm ² /kg	0.003266	0.006406	0.009151	0.020145
C_v cm ² /s	0.00566	0.00635	0.00610	0.00495
ξ	0.94	0.24	0.27	0.17
β	0.15	0.32	0.52	0.96

Tendencia parámetros de consolidación



DATOS DE ENTRADA

Z= 26.70 m (campo)
 $\sigma'_{vo} = 1.156 \text{ kg/cm}^2$ (campo)
 $\Delta\sigma_z = 0.005 \text{ kg/cm}^2$ (obra)
 $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z = 1.161 \text{ kg/cm}^2$ (campo)

$m_v = 0.01900 \text{ cm}^2/\text{kg}$
 $m_t = 0.012000 \text{ cm}^2/\text{kg}$
 $C_v = 0.00580 \text{ cm}^2/\text{s}$
 $\xi = 0.23000$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA



TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A RESUMEN DE PARÁMETROS DE AJUSTE PARA ASENTAMIENTOS DIFERIDOS

UG15

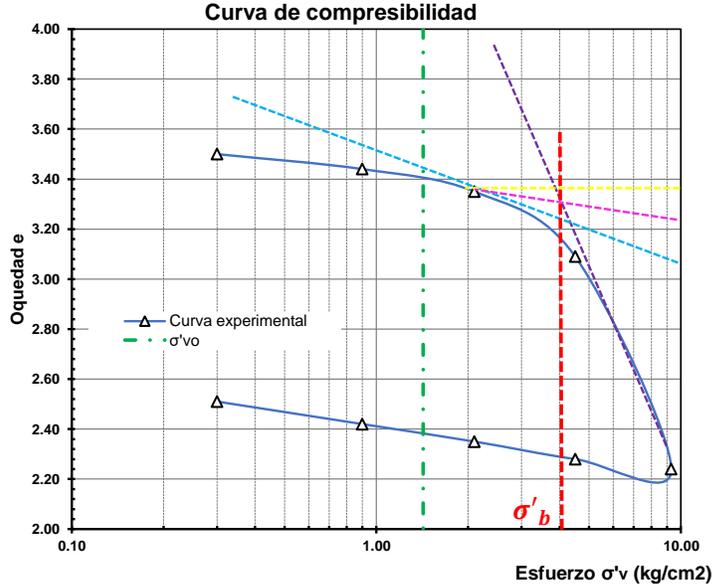
Muestra = **8-TS**
Z = **32.50-33.30** m

DATOS DE ENTRADA

$\sigma'_{vo} = 14.25$ t/m²
 $\sigma'_{vo} = 1.42$ kg/cm²

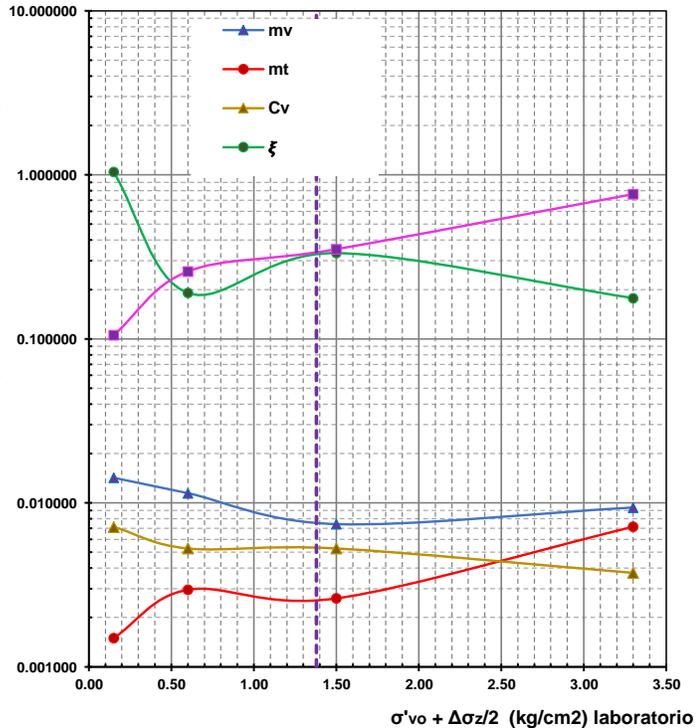
$\sigma'_b = 4.00$ kg/cm²

σ'_v kg/cm ²	e
0.00	3.55
0.30	3.50
0.90	3.44
2.10	3.35
4.50	3.09
9.30	2.24
4.50	2.28
2.10	2.35
0.90	2.42
0.30	2.51
0.00	2.63



Parámetro	Curva de consolidación			
	1	2	3	4
$\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z/2$ kg/cm ²	0.15	0.60	1.50	3.30
m_v cm ² /kg	0.014237	0.011462	0.007423	0.009373
m_t cm ² /kg	0.001500	0.002953	0.002616	0.007150
C_v cm ² /s	0.00714	0.00527	0.00527	0.00374
ξ	1.04	0.19	0.33	0.18
β	0.11	0.26	0.35	0.76

Tendencia parámetros de consolidación



DATOS DE ENTRADA

Z = **32.00** m (campo)
 $\sigma'_{vo} = 1.375$ kg/cm² (campo)
 $\Delta\sigma_z = 0.004$ kg/cm² (obra)
 $\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_z = 1.379$ kg/cm² (campo)

$m_v = 0.00780$ cm²/kg
 $m_t = 0.002500$ cm²/kg
 $C_v = 0.00520$ cm²/s
 $\xi = 0.32000$



DATOS DE ENTRADA

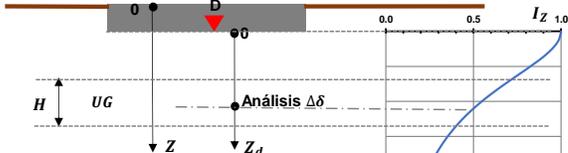
B (x) = **36.00** m
 L (y) = **44.00** m
 D = **5.00** m
 $\sigma_{vo} = 6.98$ t/m²
 $q_{med} = 7.08$ t/m²
 $q_{max} = 9.80$ t/m²

$$q_{n\ med} = q_{med} - \sigma_{vo}$$

$$q_{n\ med} = \boxed{0.10} \text{ t/m}^2$$

$$q_{n\ max} = q_{max} - \sigma_{vo}$$

$$q_{n\ max} = \boxed{2.82} \text{ t/m}^2$$



1. EXPANSIÓN ELÁSTICA POR EXCAVACIÓN

1.1 Excavación en etapa única

Teoría de la elasticidad de Hooke:

$$\Delta\delta_e = \frac{H}{E_e} [\Delta\sigma_z - \mu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)]$$

Datos entrada

B_{exc} = **18.00** m
 L_{exc} = **22.00** m
 $\sigma_{exc} = 6.98$ t/m²

$$\sigma_{exc} = \sigma_{vo}$$

Distribución de esfuerzos por método de Dany (1985) y Dashkó(1980):

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{\eta} + \tan^{-1} \left(\frac{xy}{z\eta} \right) \right] \quad \eta = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$$

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(y^2 + z^2)\eta} - \tan^{-1} \left(\frac{z\eta}{xy} \right) + (1 - 2\mu) \left[\tan^{-1} \left(\frac{x}{y} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{x\eta}{yz} \right) \right] \right]$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \frac{xyz}{(x^2 + z^2)\eta} - \tan^{-1} \left(\frac{z\eta}{xy} \right) + (1 - 2\mu) \left[\tan^{-1} \left(\frac{y}{x} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{y\eta}{xz} \right) \right] \right]$$

UG	Decremento Δσ en 1/4 del area												
	Z _{de}	Z _a	H	Z _d	E _e	μ	Δσ _z	Δσ _x	Δσ _y	Δσ _z	Δσ _x	Δσ _y	Δδ _e
4	5.00	8.80	3.80	2.20	788.13	0.500	1.74	1.50	1.47	6.97	6.00	5.87	0.500
5	8.80	9.00	0.20	3.90	2,340.00	0.500	1.74	1.32	1.26	6.94	5.28	5.05	0.015
6	9.00	11.60	2.60	5.30	780.00	0.500	1.72	1.18	1.11	6.89	4.71	4.42	0.773
7	11.60	12.60	1.00	7.10	2,340.00	0.500	1.69	1.01	0.92	6.77	4.03	3.69	0.124
8	12.60	16.20	3.60	8.50	754.00	0.500	1.66	0.89	0.80	6.64	3.55	3.19	1.560
9	16.20	19.80	3.60	13.00	780.00	0.500	1.51	0.58	0.49	6.04	2.31	1.95	1.804
10	19.80	23.40	3.60	16.60	546.00	0.500	1.36	0.40	0.33	5.43	1.62	1.31	2.619
11	23.40	25.20	1.80	19.30	754.00	0.500	1.24	0.31	0.24	4.97	1.24	0.97	0.921
12	25.20	28.20	3.00	21.70	767.00	0.500	1.14	0.24	0.19	4.56	0.98	0.75	1.444
13	28.20	29.40	1.20	23.80	1,430.00	0.500	1.05	0.20	0.15	4.22	0.80	0.61	0.295
14	29.40	31.20	1.80	25.20	1,209.00	0.500	1.00	0.17	0.13	4.00	0.70	0.53	0.505
15	31.20	33.00	1.80	27.00	1,560.00	0.500	0.94	0.15	0.11	3.74	0.59	0.44	0.372
16	33.00	34.20	1.20	28.60	6,500.00	0.500	0.88	0.13	0.09	3.52	0.51	0.38	0.057
17	34.20	36.00	1.80	30.10	1,820.00	0.500	0.83	0.11	0.08	3.33	0.45	0.33	0.291
18	36.00	37.20	1.20	31.60	9,230.00	0.500	0.79	0.10	0.07	3.15	0.39	0.28	0.036
19	37.20	40.00	2.80	33.60	9,750.00	0.500	0.73	0.08	0.06	2.92	0.33	0.24	0.076
													Δδ_e = 11.392 cm

1.2 Excavación por partes y uso de lastre

1.2.A FASE FINAL DE EXCAVACIÓN POR PARTES: EXPANSIÓN DE UNA CELDA INDIVIDUAL

Teoría de la elasticidad de Hooke:

$$\Delta\delta_e = \frac{H}{E_e} [\Delta\sigma_z - \mu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)]$$

Lastre propuesto

1. Grava basáltica

Peso vol= 1.9 t/m³
 Altura = 0.8 m

2. Losa fondo

Peso vol= 2.4 t/m³
 Espesor= 0.35 m
 q_L= 2.68 t/m²

Datos entrada

B (x)= **4.50** m
 L (y)= **4.40** m
 $\sigma_{exc} = 4.30$ t/m²

$$\sigma_{exc} = \sigma_{vo} - q_L$$

UG	Decremento Δσ en 1/4 del area												
	Z _{de}	Z _a	H	Z _d	E _e	μ	Δσ _z	Δσ _x	Δσ _y	Δσ _z	Δσ _x	Δσ _y	Δδ _e
4	5.00	8.80	3.80	2.20	788.13	0.500	1.00	0.45	0.46	4.01	1.82	1.84	1.050
5	8.80	9.00	0.20	3.90	2,340.00	0.500	0.82	0.20	0.21	3.28	0.82	0.84	0.021
6	9.00	11.60	2.60	5.30	780.00	0.500	0.66	0.11	0.11	2.62	0.43	0.44	0.729
7	11.60	12.60	1.00	7.10	2,340.00	0.500	0.48	0.05	0.05	1.94	0.20	0.21	0.074
8	12.60	16.20	3.60	8.50	754.00	0.500	0.38	0.03	0.03	1.54	0.12	0.12	0.678
9	16.20	19.80	3.60	13.00	780.00	0.500	0.20	0.01	0.01	0.80	0.03	0.03	0.358
10	19.80	23.40	3.60	16.60	546.00	0.500	0.13	0.00	0.00	0.53	0.01	0.01	0.339
11	23.40	25.20	1.80	19.30	754.00	0.500	0.10	0.00	0.00	0.40	0.01	0.01	0.094
12	25.20	28.20	3.00	21.70	767.00	0.500	0.08	0.00	0.00	0.32	0.00	0.00	0.124
13	28.20	29.40	1.20	23.80	1,430.00	0.500	0.07	0.00	0.00	0.27	0.00	0.00	0.023
14	29.40	31.20	1.80	25.20	1,209.00	0.500	0.06	0.00	0.00	0.24	0.00	0.00	0.036
15	31.20	33.00	1.80	27.00	1,560.00	0.500	0.05	0.00	0.00	0.21	0.00	0.00	0.024
16	33.00	34.20	1.20	28.60	6,500.00	0.500	0.05	0.00	0.00	0.19	0.00	0.00	0.003
17	34.20	36.00	1.80	30.10	1,820.00	0.500	0.04	0.00	0.00	0.17	0.00	0.00	0.017
18	36.00	37.20	1.20	31.60	9,230.00	0.500	0.04	0.00	0.00	0.16	0.00	0.00	0.002
19	37.20	40.00	2.80	33.60	9,750.00	0.500	0.03	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00	0.004
													Δδ_e = 3.577 cm



DATOS DE ENTRADA

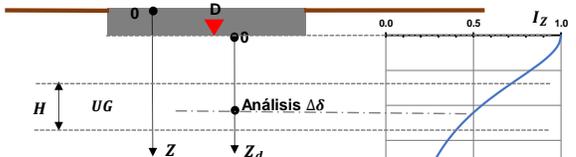
B (x) = **36.00** m
 L (y) = **44.00** m
 D = **5.00** m
 σ_{vo} = **6.98** t/m²
 q_{med} = **7.08** t/m²
 q_{max} = **9.80** t/m²

$$q_{n\ med} = q_{med} - \sigma_{vo}$$

$q_{n\ med} =$ t/m²

$$q_{n\ max} = q_{max} - \sigma_{vo}$$

$q_{n\ max} =$ t/m²



1.2.B FASE FINAL DE EXCAVACIÓN POR PARTES: AREA TOTALMENTE LASTRADA

Teoría de la elasticidad de Hooke:

Lastré propuesto

$$\Delta\delta_e = \frac{H}{E_e} [\Delta\sigma_z - \mu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)]$$

Datos entrada

B (x) = m
 L (y) = m
 σ_{exc} = t/m²

- Grava basáltica
 - Peso vol = 1.9 t/m³
 - Altura = 0.8 m
- Losa fondo
 - Peso vol = 2.4 t/m³
 - Espesor = 0.35 m
 - q_L = 2.68 t/m²

$D_{exc\ 1} =$ m
 $D_{exc\ 2} =$ m

$$\sigma_{exc} = \sigma_{vo} - q_L$$

UG	Z			Z _d	E _e	μ	Decremento $\Delta\sigma$ en 1/4 del area						
	de	a	m				$\Delta\sigma_z$	$\Delta\sigma_x$	$\Delta\sigma_y$	$\Delta\sigma_z$	$\Delta\sigma_x$	$\Delta\sigma_y$	$\Delta\delta_e$
4	5.00	8.80	3.80	2.20	788.13	0.500	1.07	0.92	0.90	4.30	3.70	3.62	0.308
5	8.80	9.00	0.20	3.90	2340.00	0.500	1.07	0.81	0.78	4.28	3.25	3.11	0.009
6	9.00	11.60	2.60	5.30	780.00	0.500	1.06	0.73	0.68	4.24	2.90	2.72	0.476
7	11.60	12.60	1.00	7.10	2340.00	0.500	1.04	0.62	0.57	4.17	2.48	2.27	0.076
8	12.60	16.20	3.60	8.50	754.00	0.500	1.02	0.55	0.49	4.09	2.19	1.96	0.961
9	16.20	19.80	3.60	13.00	780.00	0.500	0.93	0.36	0.30	3.72	1.42	1.20	1.111
10	19.80	23.40	3.60	16.60	546.00	0.500	0.84	0.25	0.20	3.35	1.00	0.80	1.614
11	23.40	25.20	1.80	19.30	754.00	0.500	0.76	0.19	0.15	3.06	0.76	0.60	0.568
12	25.20	28.20	3.00	21.70	767.00	0.500	0.70	0.15	0.12	2.81	0.60	0.46	0.890
13	28.20	29.40	1.20	23.80	1430.00	0.500	0.65	0.12	0.09	2.60	0.49	0.37	0.182
14	29.40	31.20	1.80	25.20	1209.00	0.500	0.62	0.11	0.08	2.47	0.43	0.32	0.311
15	31.20	33.00	1.80	27.00	1560.00	0.500	0.58	0.09	0.07	2.30	0.36	0.27	0.229
16	33.00	34.20	1.20	28.60	6500.00	0.500	0.54	0.08	0.06	2.17	0.31	0.23	0.035
17	34.20	36.00	1.80	30.10	1820.00	0.500	0.51	0.07	0.05	2.05	0.28	0.20	0.179
18	36.00	37.20	1.20	31.60	9230.00	0.500	0.48	0.06	0.04	1.94	0.24	0.18	0.022
19	37.20	40.00	2.80	33.60	9750.00	0.500	0.45	0.05	0.04	1.80	0.20	0.15	0.047

$\Delta\delta_e =$ cm

2.- ASENTAMIENTO ELÁSTICO POR RECOMPRESIÓN

$$\Delta\delta_{rc} \cong \Delta\delta_e$$

$\Delta\delta_{rc} =$ cm

3.- ASENTAMIENTO INMEDIATO POR COMPRESIÓN

B (x) = m
 L (y) = m
 $q_{n\ max} =$ t/m²

Teoría de la elasticidad de Hooke:

$$\Delta\delta_u = \frac{H}{E_{u50}} [\Delta\sigma_z - \mu(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)]$$

UG	Z			Z _d	E _{u50}	μ	Incremento $\Delta\sigma$ en 1/4 del area						
	de	a	m				$\Delta\sigma_z$	$\Delta\sigma_x$	$\Delta\sigma_y$	$\Delta\sigma_z$	$\Delta\sigma_x$	$\Delta\sigma_y$	$\Delta\delta_u$
4	5.00	8.80	3.80	2.20	606.25	0.50	0.70	0.61	0.59	2.82	2.43	2.37	0.263
5	8.80	9.00	0.20	3.90	1800.00	0.500	0.70	0.53	0.51	2.81	2.13	2.04	0.008
6	9.00	11.60	2.60	5.30	600.00	0.500	0.70	0.48	0.45	2.78	1.90	1.79	0.406
7	11.60	12.60	1.00	7.10	1800.00	0.500	0.68	0.41	0.37	2.74	1.63	1.49	0.065
8	12.60	16.20	3.60	8.50	580.00	0.500	0.67	0.36	0.32	2.68	1.44	1.29	0.820
9	16.20	19.80	3.60	13.00	600.00	0.500	0.61	0.23	0.20	2.44	0.93	0.79	0.948
10	19.80	23.40	3.60	16.60	420.00	0.500	0.55	0.16	0.13	2.20	0.65	0.53	1.377
11	23.40	25.20	1.80	19.30	580.00	0.500	0.50	0.13	0.10	2.01	0.50	0.39	0.484
12	25.20	28.20	3.00	21.70	590.00	0.500	0.46	0.10	0.08	1.84	0.40	0.30	0.759
13	28.20	29.40	1.20	23.80	1100.00	0.500	0.43	0.08	0.06	1.71	0.32	0.24	0.155
14	29.40	31.20	1.80	25.20	930.00	0.500	0.40	0.07	0.05	1.62	0.28	0.21	0.265
15	31.20	33.00	1.80	27.00	1200.00	0.500	0.38	0.06	0.04	1.51	0.24	0.18	0.196
16	33.00	34.20	1.20	28.60	5000.00	0.500	0.36	0.05	0.04	1.42	0.21	0.15	0.030
17	34.20	36.00	1.80	30.10	1400.00	0.500	0.34	0.05	0.03	1.35	0.18	0.13	0.153
18	36.00	37.20	1.20	31.60	7100.00	0.500	0.32	0.04	0.03	1.27	0.16	0.12	0.019
19	37.20	40.00	2.80	33.60	7500.00	0.500	0.30	0.03	0.02	1.18	0.13	0.10	0.040

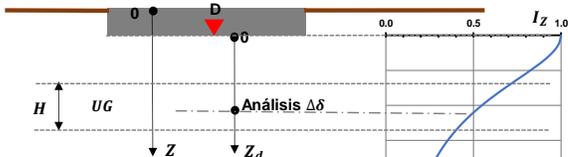
$\Delta\delta_u =$ cm



DATOS DE ENTRADA

$B(x) = 36.00$ m
 $L(y) = 44.00$ m
 $D = 5.00$ m
 $\sigma_{vo} = 6.98$ t/m²
 $q_{med} = 7.08$ t/m²
 $q_{max} = 9.80$ t/m²

$q_{n\ med} = q_{med} - \sigma_{vo}$
 $q_{n\ med} = 0.10$ t/m²
 $q_{n\ max} = q_{max} - \sigma_{vo}$
 $q_{n\ max} = 2.82$ t/m²



4.- ASENTAMIENTO DIFERIDO

$t = 50.00$ años
 $q_{n\ med} = 0.10$ t/m²

Teoría de la consolidación secundaria de Zeevaert (1986):

$T = \frac{C_v t}{H_{dr}^2}$

$\Delta\delta_p = m_v \Delta\sigma_z H$

$\Delta\delta_d = \Delta\delta_{pt} + \Delta\delta_{st}$

$C_t = m_t \Delta\sigma_z H$

$\Delta\delta_d = \Delta\delta_p F(T) + C_t \log(1 + \xi T)$

UG	Z _d m	Z m	H m	H _{dr} cm	I _z	$\Delta\sigma_z$ t/m ²	m _v	m _t m ² /t	C _v cm ² /s	T	F(T)	ξ	$\Delta\delta_p$ cm	C _t cm	$\Delta\delta_{pt}$ cm	$\Delta\delta_{st}$ cm	$\Delta\delta_d$ cm
4	2.20	7.20	3.80	380	0.990	0.10	0.005300	0.002800	0.00440	48	1.00	0.19	0.20	0.11	0.20	0.11	0.305
6	5.30	10.30	2.60	130	0.943	0.09	0.002900	0.001500	0.00330	308	1.00	0.11	0.07	0.04	0.07	0.06	0.128
8	8.50	13.50	3.60	360	0.868	0.09	0.003666	0.001727	0.010307	125	1.00	0.42	0.11	0.05	0.11	0.09	0.208
9	13.00	18.00	3.60	180	0.739	0.07	0.002100	0.001400	0.00500	243	1.00	0.25	0.06	0.04	0.06	0.07	0.123
10	16.60	21.60	3.60	360	0.637	0.06	0.001500	0.000510	0.00800	97	1.00	0.35	0.03	0.01	0.03	0.02	0.052
11	19.30	24.30	1.80	180	0.566	0.06	0.000850	0.000720	0.00450	219	1.00	0.13	0.01	0.01	0.01	0.01	0.019
12	21.70	26.70	3.00	150	0.509	0.05	0.001900	0.001200	0.00580	406	1.00	0.23	0.03	0.02	0.03	0.04	0.065
13	23.80	28.80	1.20	60	0.463	0.05	0.002190	0.001032	0.006155	2696	1.00	0.25	0.01	0.01	0.01	0.02	0.028
14	25.20	30.20	1.80	90	0.434	0.04	0.002228	0.001050	0.006264	1219	1.00	0.25	0.02	0.01	0.02	0.02	0.038
15	27.00	32.00	1.80	180	0.401	0.04	0.000780	0.000250	0.00520	253	1.00	0.32	0.01	0.00	0.01	0.00	0.009
17	30.10	35.10	1.80	90	0.352	0.04	0.002727	0.001285	0.007667	1492	1.00	0.31	0.02	0.01	0.02	0.02	0.039

$\Delta\delta_d = 1.015$ cm

5.- ASENTAMIENTO TOTAL

$\Delta\delta_T = \Delta\delta_{rc} + \Delta\delta_u + \Delta\delta_d$

$\Delta\delta_{adm} = 15.00$ cm
 $\Delta\delta_T = 14.02$ cm

cumple ELS

6.- INCLINACIÓN PERMANENTE

3.1 EN DIRECCIÓN X

DATOS DE ENTRADA

$G = 501.42$ t/m²
 $G_{ep} = 345.45$ t/m²
 $k_{ep} = 1.452$
 $v = 0.499$
 $H_{eT} = 23.00$ m
 $D(m) = 5.00$ m
 $Hed(m) = 18.00$ m
 $Rf = 21.60$ m
 $a = 1.305$
 $Q_{ins} = 11,217.60$ t

$M_y = a Q_{ins} \left(D + \frac{2}{3} H_e \right)$
 $M_y = 248,947.38$ t-m

$\phi_p = \frac{3(1-\mu)M}{8GR_f^3} \left[\left(\frac{G}{G_{ep}} \right) - 1 \right]$

$\theta_p = 0.42\%$

$\phi_{adm} = \frac{100}{100 + 3H_{eT}} (\%)$

$\theta_{adm} = 0.59\%$

cumple ELS

3.2 EN DIRECCIÓN Y

DATOS DE ENTRADA

$G = 501.42$ t/m²
 $G_{ep} = 345.45$ t/m²
 $k_{ep} = 1.452$
 $v = 0.499$
 $H_{eT} = 23.00$ m
 $D(m) = 5.00$ m
 $Hed(m) = 18.00$ m
 $Rf = 23.88$ m
 $a = 1.279$
 $Q_{ins} = 11,217.60$ t

$M_x = a Q_{ins} \left(D + \frac{2}{3} H_e \right)$
 $M_x = 243,940.26$ t-m

$\phi_p = \frac{3(1-\mu)M}{8GR_f^3} \left[\left(\frac{G}{G_{ep}} \right) - 1 \right]$

$\theta_p = 0.30\%$

$\phi_{adm} = \frac{100}{100 + 3H_{eT}} (\%)$

$\theta_{adm} = 0.59\%$

cumple ELS



TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A CURVAS ISÓCRONAS Y CURVA GRADO DE CONSOLIDACIÓN VS TIEMPO

UNIDAD GEOTECNICA UG- 4

DATOS DE ENTRADA

$\Delta\sigma_z = 0.10$ t/m² H= 3.80 m Z de 5.00 a 8.80 m
 $C_v = 13.876$ m²/año H_d = 3.80 m $\Delta z = 0.42$ m

Usando 10 términos para cada serie

$$\frac{\partial \Delta u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2}$$

Z m	Z calculo m	Curva Is											
		Is1	Is2	Is3	Is4	Is5	Is6	Is7	Is8	Is9	Is10	Is11	
F(T) (%)		0.00	4.66	15.68	23.49	31.50	42.99	51.93	60.29	70.13	80.51	92.45	100.00
t (años)		0.00	0.0003	0.0190	0.0440	0.0800	0.1500	0.2200	0.3000	0.4200	0.6000	1.0000	10.0000
T =		0.0000	0.0003	0.0183	0.0423	0.0769	0.1441	0.2114	0.2883	0.4036	0.5766	0.9609	9.6093
8.800	0.000	0.099	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8.378	0.422	0.099	0.109	0.043	0.029	0.022	0.016	0.013	0.011	0.008	0.005	0.002	0.000
7.956	0.844	0.099	0.097	0.075	0.055	0.042	0.032	0.026	0.021	0.016	0.010	0.004	0.000
7.533	1.267	0.099	0.097	0.091	0.074	0.060	0.046	0.038	0.031	0.023	0.015	0.006	0.000
7.111	1.689	0.099	0.102	0.097	0.086	0.074	0.058	0.048	0.040	0.030	0.020	0.008	0.000
6.689	2.111	0.099	0.096	0.099	0.093	0.083	0.069	0.058	0.047	0.036	0.023	0.009	0.000
6.267	2.533	0.099	0.100	0.099	0.097	0.090	0.076	0.065	0.054	0.040	0.026	0.010	0.000
5.844	2.956	0.099	0.099	0.099	0.098	0.094	0.082	0.070	0.058	0.044	0.029	0.011	0.000
5.422	3.378	0.099	0.097	0.099	0.099	0.096	0.086	0.073	0.061	0.046	0.030	0.012	0.000
5.000	3.800	0.099	0.101	0.099	0.099	0.097	0.087	0.074	0.062	0.047	0.030	0.012	0.000

m	M
0	1.570796
1	4.712389
2	7.853982
3	10.99557
4	14.13717
5	17.27876
6	20.42035
7	23.56194
8	26.70354
9	29.84513
10	32.98672

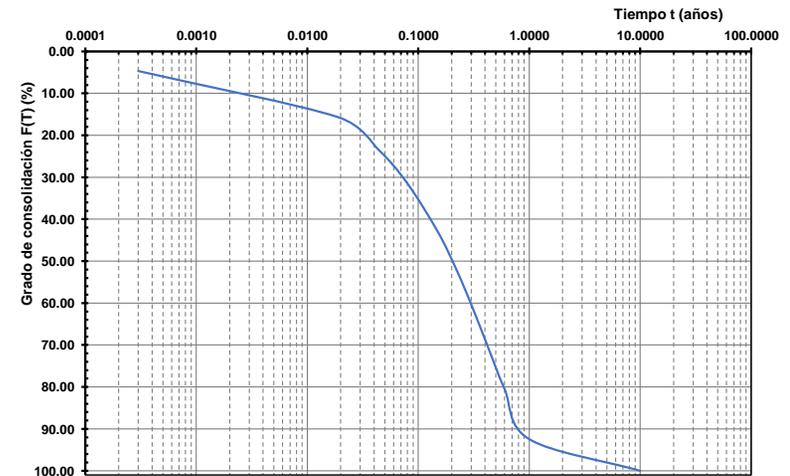
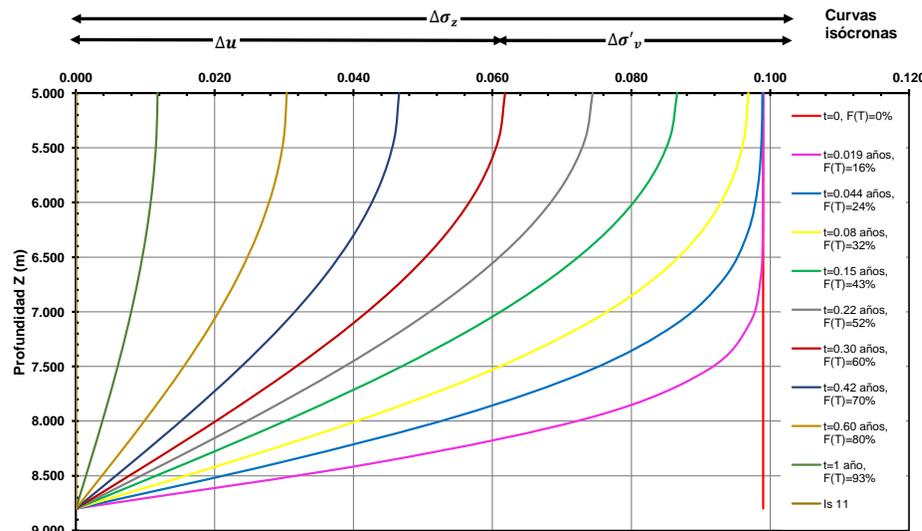
$$\Delta u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2\Delta\sigma_z}{M} \sin\left(M \frac{z}{H_d}\right) e^{-M^2 T}$$

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1)$$

$$F(T) = \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta\sigma_z} = \frac{\int_0^H (\Delta\sigma_z - \Delta u) dz}{\int_0^H (\Delta\sigma_z) dz}$$

$$\int_0^H (\Delta\sigma_z) dz = \Delta\sigma_z H$$

$$\int_0^H (\Delta u) dz = \frac{\Delta z}{2} \left[\Delta u_{z=0} + 2 \sum_{i=1}^{H-1} \Delta u_{z=i} + \Delta u_{z=H} \right]$$





UNIDAD GEOTECNICA

UG- 6

DATOS DE ENTRADA

$\Delta\sigma_z = 0.09$ t/m² H= 2.60 m Z de 9.00 a 11.60 m
 $C_v = 10.407$ m²/año $H_u = 1.30$ m $\Delta z = 0.29$ m

Usando 10 términos para cada serie

$$\frac{\partial \Delta u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2}$$

Z m	Z calculo m	Curva Is											
		0.00	10.88	18.18	22.91	30.27	40.26	52.79	62.46	72.30	82.44	94.79	100.00
F(T) (%)		0.00	10.88	18.18	22.91	30.27	40.26	52.79	62.46	72.30	82.44	94.79	100.00
t (años)		0.00	0.00001	0.0035	0.0060	0.0110	0.0200	0.0350	0.0500	0.0700	0.1000	0.1800	10.0000
T =		0.0000	0.0001	0.0216	0.0369	0.0677	0.1232	0.2155	0.3079	0.4311	0.6158	1.1084	61.5792
Δu (z,t) t/m ²													
11.600	0.000	0.094	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11.311	0.289	0.094	0.092	0.067	0.055	0.043	0.033	0.024	0.019	0.014	0.009	0.003	0.000
11.022	0.578	0.094	0.098	0.091	0.085	0.073	0.059	0.046	0.036	0.027	0.017	0.005	0.000
10.733	0.867	0.094	0.096	0.094	0.093	0.088	0.077	0.061	0.049	0.036	0.023	0.007	0.000
10.444	1.156	0.094	0.092	0.094	0.094	0.093	0.085	0.069	0.055	0.041	0.026	0.008	0.000
10.156	1.444	0.094	0.092	0.094	0.094	0.093	0.085	0.069	0.055	0.041	0.026	0.008	0.000
9.867	1.733	0.094	0.096	0.094	0.093	0.088	0.077	0.061	0.049	0.036	0.023	0.007	0.000
9.578	2.022	0.094	0.098	0.091	0.085	0.073	0.059	0.046	0.036	0.027	0.017	0.005	0.000
9.289	2.311	0.094	0.092	0.067	0.055	0.043	0.033	0.024	0.019	0.014	0.009	0.003	0.000
9.000	2.600	0.094	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

m	M
0	1.570796
1	4.712389
2	7.853982
3	10.99557
4	14.13717
5	17.27876
6	20.42035
7	23.56194
8	26.70354
9	29.84513
10	32.98672

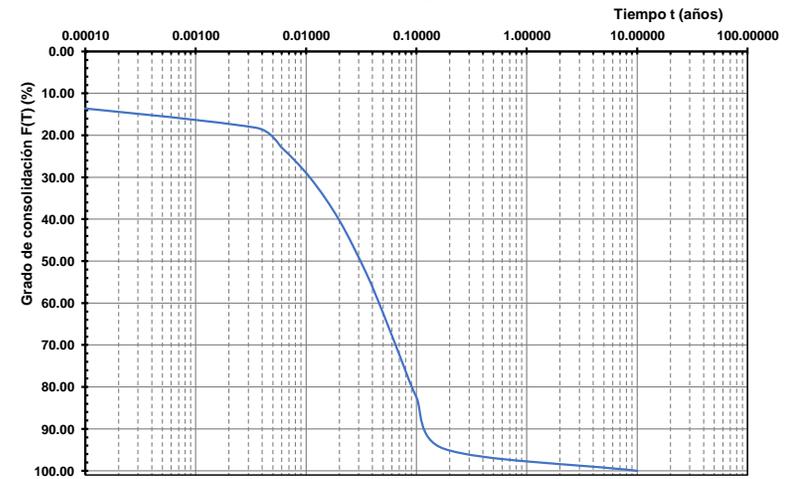
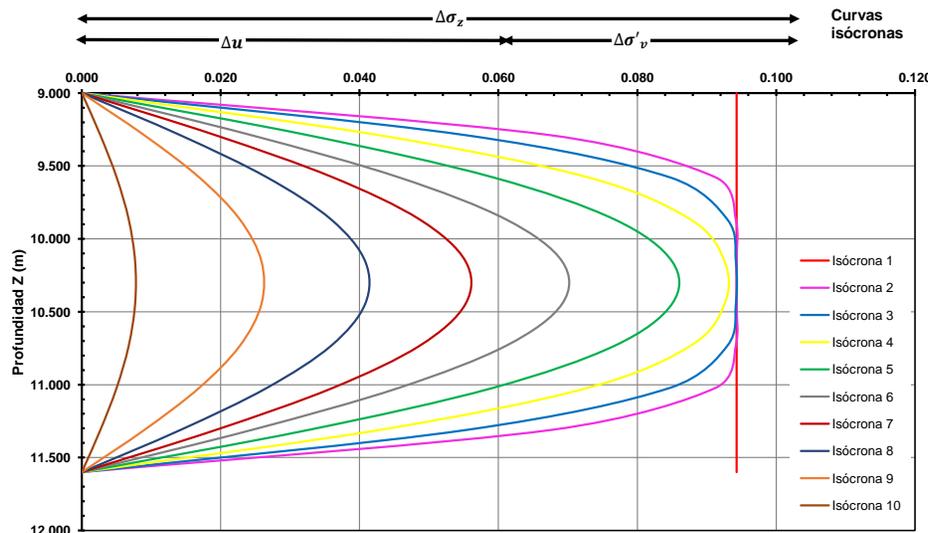
$$\Delta u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2\Delta\sigma_z}{M} \sin\left(M \frac{z}{H_d}\right) e^{-M^2 T}$$

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1)$$

$$F(T) = \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta\sigma_z} = \frac{\int_0^H (\Delta\sigma_z - \Delta u) dz}{\int_0^H (\Delta\sigma_z) dz}$$

$$\int_0^H (\Delta\sigma_z) dz = \Delta\sigma_z H$$

$$\int_0^H (\Delta u) dz = \frac{\Delta z}{2} \left[\Delta u_{z=0} + 2 \sum_{i=1}^{H-1} \Delta u_{z=i} + \Delta u_{z=H} \right]$$





UNIDAD GEOTECNICA UG- 8

DATOS DE ENTRADA

$\Delta\sigma_z = 0.09$ t/m² H= 3.60 m Z de 12.60 a 16.20 m
 $C_v = 32.504$ m²/año H_d = 3.60 m $\Delta z = 0.40$ m

Usando 10 términos para cada serie

$$\frac{\partial \Delta u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2}$$

Z m	Curva Is1		Curva Is2		Curva Is3		Curva Is4		Curva Is5		Curva Is6		Curva Is7		Curva Is8		Curva Is9		Curva Is10		Curva Is11		
	F(T) (%)	0.00	4.62	13.16	25.53	31.16	42.06	53.62	61.51	73.46	82.79	90.73	100.00										
t (años)	0.00	0.0001	0.0050	0.0200	0.0300	0.0550	0.0900	0.1200	0.1800	0.2500	0.3500	10.0000											
T =	0.0000	0.0003	0.0125	0.0502	0.0752	0.1379	0.2257	0.3010	0.4514	0.6270	0.8778	25.0802											
Z calculo m	$\Delta u(z,t)$ t/m ²																						
12.600	0.000	0.087	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13.00	0.400	0.087	0.096	0.045	0.024	0.020	0.015	0.011	0.009	0.006	0.004	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13.40	0.800	0.087	0.085	0.073	0.045	0.038	0.028	0.022	0.018	0.012	0.008	0.004	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13.80	1.200	0.087	0.085	0.084	0.061	0.053	0.041	0.032	0.026	0.018	0.012	0.006	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14.20	1.600	0.087	0.089	0.086	0.073	0.065	0.052	0.041	0.034	0.023	0.015	0.008	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14.60	2.000	0.087	0.084	0.087	0.080	0.074	0.061	0.049	0.040	0.028	0.018	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15.00	2.400	0.087	0.088	0.087	0.084	0.079	0.068	0.055	0.046	0.031	0.020	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15.40	2.800	0.087	0.087	0.087	0.086	0.083	0.073	0.059	0.049	0.034	0.022	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15.80	3.200	0.087	0.085	0.087	0.086	0.084	0.076	0.062	0.052	0.036	0.023	0.012	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16.20	3.600	0.087	0.089	0.087	0.086	0.085	0.077	0.063	0.053	0.036	0.024	0.013	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

m	M
0	1.570796
1	4.712389
2	7.853982
3	10.99557
4	14.13717
5	17.27876
6	20.42035
7	23.56194
8	26.70354
9	29.84513
10	32.98672

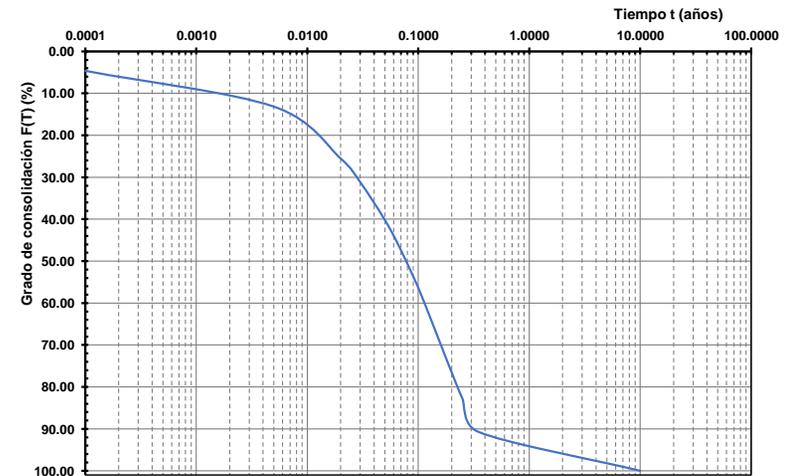
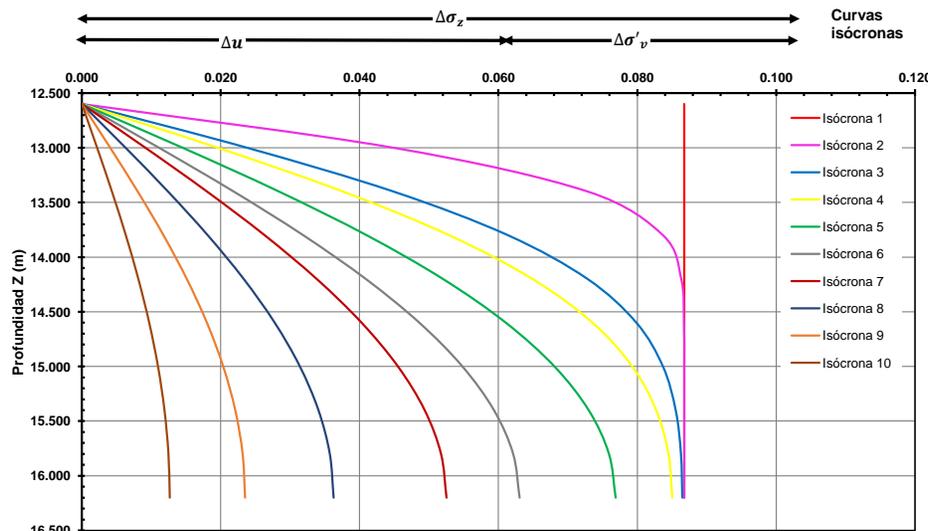
$$\Delta u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2\Delta\sigma_z}{M} \sin\left(M \frac{z}{H_d}\right) e^{-M^2 T}$$

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1)$$

$$F(T) = \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta\sigma_z} = \frac{\int_0^H (\Delta\sigma_z - \Delta u) dz}{\int_0^H (\Delta\sigma_z) dz}$$

$$\int_0^H (\Delta\sigma_z) dz = \Delta\sigma_z H$$

$$\int_0^H (\Delta u) dz = \frac{\Delta z}{2} \left[\Delta u_{z=0} + 2 \sum_{i=1}^{H-1} \Delta u_{z=i} + \Delta u_{z=H} \right]$$





TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A CURVAS ISÓCRONAS Y CURVA GRADO DE CONSOLIDACIÓN VS TIEMPO

UNIDAD GEOTECNICA UG- 9

DATOS DE ENTRADA

$\Delta\sigma_z = 0.07$ t/m² H = 3.60 m Z de 16.20 a 19.80 m
C_v = 15.768 m²/año H_d = 1.80 m $\Delta z = 0.40$ m

Usando 10 términos para cada serie

$$\frac{\partial \Delta u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 \Delta u}{\partial z^2}$$

Z m	Curva Is											
	Is1	Is2	Is3	Is4	Is5	Is6	Is7	Is8	Is9	Is10	Is11	
F(T) (%)	0.00	11.16	22.10	25.95	31.35	43.72	50.26	61.88	72.77	81.01	92.73	100.00
t (años)	0.00	0.0004	0.0070	0.0100	0.0150	0.0300	0.0400	0.0620	0.0900	0.1200	0.2000	10.0000
T =	0.0000	0.0019	0.0341	0.0487	0.0730	0.1460	0.1947	0.3017	0.4380	0.5840	0.9733	48.6667
Z calculo m	Δu (z,t) t/m ²											
16.200	0.000	0.074	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16.60	0.400	0.074	0.074	0.045	0.039	0.032	0.024	0.020	0.015	0.011	0.008	0.003
17.00	0.800	0.074	0.074	0.067	0.063	0.056	0.043	0.038	0.029	0.021	0.014	0.005
17.40	1.200	0.074	0.074	0.073	0.072	0.068	0.057	0.050	0.039	0.028	0.019	0.007
17.80	1.600	0.074	0.074	0.074	0.074	0.072	0.064	0.057	0.044	0.031	0.022	0.008
18.20	2.000	0.074	0.074	0.074	0.074	0.072	0.064	0.057	0.044	0.031	0.022	0.008
18.60	2.400	0.074	0.074	0.073	0.072	0.068	0.057	0.050	0.039	0.028	0.019	0.007
19.00	2.800	0.074	0.074	0.067	0.063	0.056	0.043	0.038	0.029	0.021	0.014	0.005
19.40	3.200	0.074	0.074	0.045	0.039	0.032	0.024	0.020	0.015	0.011	0.008	0.003
19.80	3.600	0.074	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

m	M
0	1.570796
1	4.712389
2	7.853982
3	10.99557
4	14.13717
5	17.27876
6	20.42035
7	23.56194
8	26.70354
9	29.84513
10	32.98672

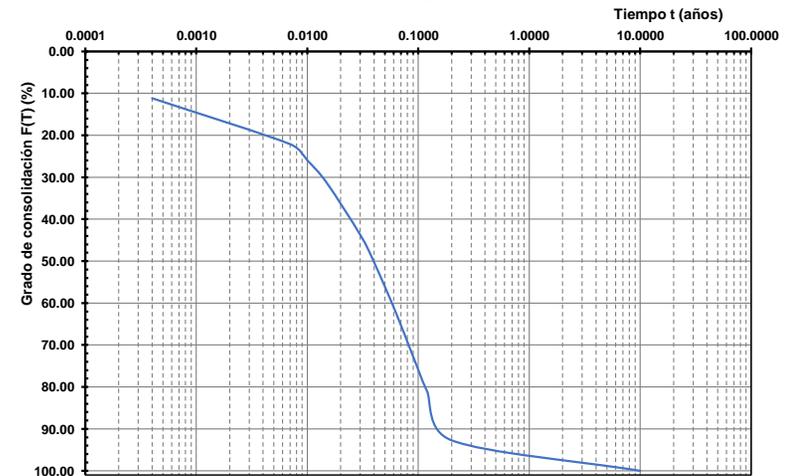
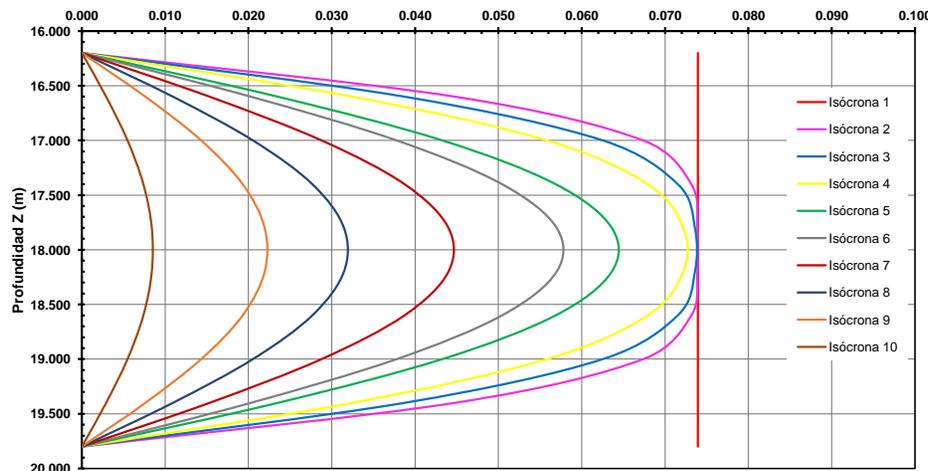
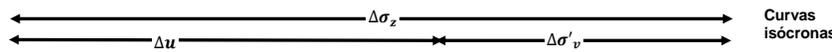
$$\Delta u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2\Delta\sigma_z}{M} \sin\left(M \frac{z}{H_d}\right) e^{-M^2 T}$$

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1)$$

$$F(T) = \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta\sigma_z} = \frac{\int_0^H (\Delta\sigma_z - \Delta u) dz}{\int_0^H (\Delta\sigma_z) dz}$$

$$\int_0^H (\Delta\sigma_z) dz = \Delta\sigma_z H$$

$$\int_0^H (\Delta u) dz = \frac{\Delta z}{2} \left[\Delta u_{z=0} + 2 \sum_{i=1}^{H-1} \Delta u_{z=i} + \Delta u_{z=H} \right]$$





1. DIAGRAMA DE PRESIONES PASIVAS

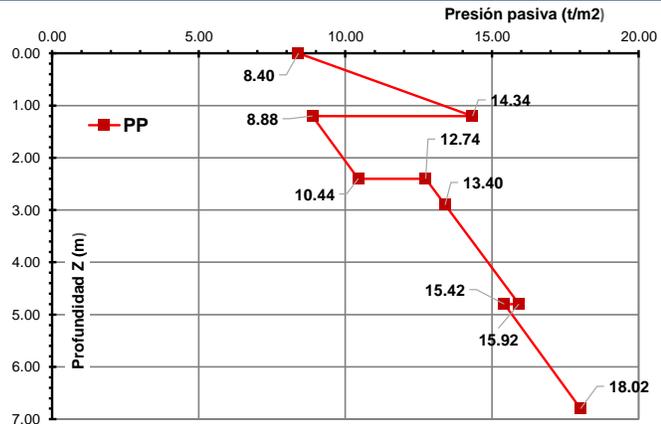
DATOS DE ENTRADA

D= 5.00 m
Hl= 6.80 m
F_cq_{cl}= 2.80 t/m²

$$k_p = \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)^2$$

$$P_p = \sigma'_v k_p + u + F_c q_{cl} k_p + 2c_u \sqrt{k_p}$$

UG	Z m	C _u t/m ²	Φ _u grados	k _p	u t/m ²	σ' _v t/m ²	PP t/m ²
	0.00				0.00	0.00	8.40
1	1.20	0.00	30.00	3.00	0.00	1.98	14.34
1,2	1.20	2.05	0.00	1.00	0.00	1.98	8.88
2	2.40	2.05	0.00	1.00	0.00	3.54	10.44
2,3	2.40	3.20	0.00	1.00	0.00	3.54	12.74
3	2.90	3.20	0.00	1.00	0.00	4.20	13.40
3	4.80	3.20	0.00	1.00	1.90	4.82	15.92
3,4	4.80	2.95	0.00	1.00	1.90	4.82	15.42
4	6.80	2.95	0.00	1.00	3.90	5.42	18.02



2. DIAGRAMA DE PRESIONES A CORTO PLAZO

2.2 CRITERIO DE TERZAGHI Y PECK

DATOS DE ENTRADA

D= 5.00 m
Hl= 6.80 m
F_cq_{cl}= 2.80 t/m²
σ_v= 6.98 t/m²
c_u= 2.82 t/m²

0.25D= 1.25 m

$$P_A = (\sigma'_v + F_c q_{cl}) K_A$$

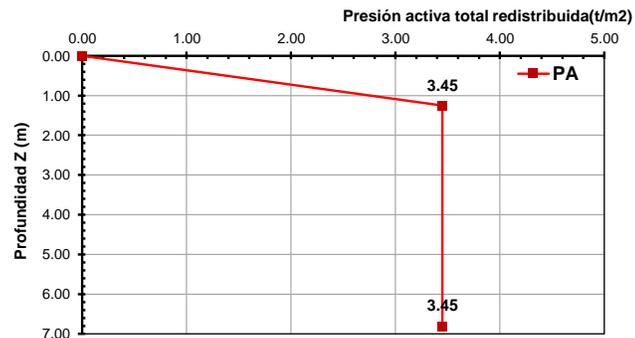
Z m	P _A t/m ²
0.00	0.00
1.25	3.45
6.80	3.45

$$N_o = \frac{\gamma H + F_c q_{cl}}{c_u}$$

N_o= 3.46
m= 1.00

Arcilla blanda
 $K_A = 1 - m \frac{4c_u}{\sigma'_v}$
K_A= -0.618

Arcilla firme
K_A= 0.353



2.2 CRITERIO DE ZEEVAERT

DATOS DE ENTRADA

D= 5.00 m
F_cq_{cl}= 2.80 t/m²

$$P'_{AR} = \sigma'_v k_a + F_c q_{cl} k_a - 2c\sqrt{k_a}$$

$$P'_{AZ} = P_d + F_c q_{cl} k_a$$

$$P'_{AZ} = \left[k_a \sum_{z=0}^z (\sigma'_v - u) \right] - 2c\sqrt{k_a}$$

$$P'_A = \max(P'_{AR}, P'_{AZ})$$

$$P_A = P'_A + u$$

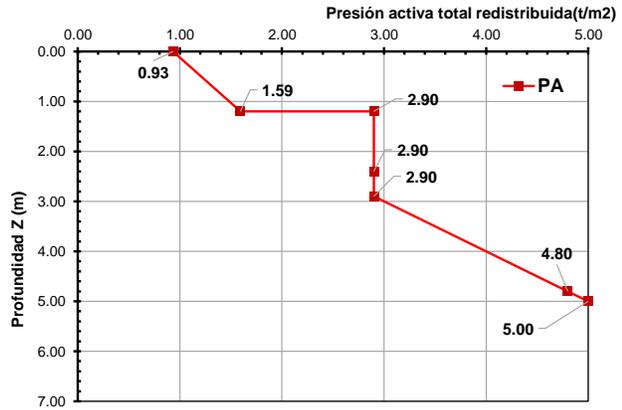
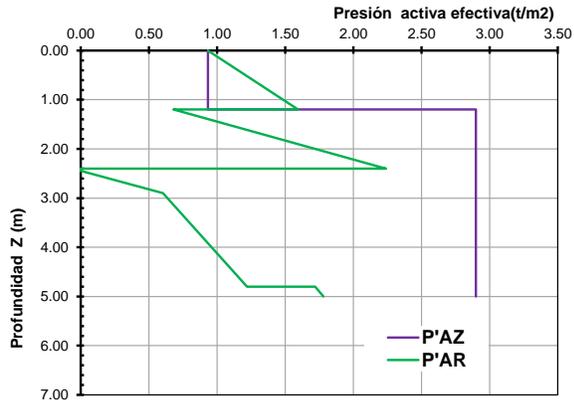
$$k_a = \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)^2$$

UG	Z m	C _u t/m ²	Φ _u grados	k _a	u t/m ²	σ' _v t/m ²	Rankine			Zeevaert		
							P' _{AR} t/m ²	P' _{AZ} t/m ²	E' _{at} t/m	P' _{AZ} t/m ²	P' _A t/m ²	P _A t/m ²
0	0.00	0.00	30.00	0.33	0.00	0.00	0.93	0.00	0.40	0.93	0.93	0.93
1	1.20	0.00	30.00	0.33	0.00	1.98	1.59	0.66		0.93	1.59	1.59
1,2	1.20	2.05	0.00	1.00	0.00	1.98	0.68	-2.12		2.90	2.90	2.90
2	2.40	2.05	0.00	1.00	0.00	3.54	2.24	-0.56		2.90	2.90	2.90
2,3	2.40	3.20	0.00	1.00	0.00	3.54	-0.06	-2.86		2.90	2.90	2.90
3	2.90	3.20	0.00	1.00	0.00	4.20	0.60	-2.20		2.90	2.90	2.90
3	4.80	3.20	0.00	1.00	1.90	4.82	1.22	-1.58		2.90	2.90	4.80
3,4	4.80	2.95	0.00	1.00	1.90	4.82	1.72	-1.08		2.90	2.90	4.80
4	5.00	2.95	0.00	1.00	2.10	4.88	1.78	-1.02		2.90	2.90	5.00

$$E'_{at} = 1.10 \sum_{z=0}^{z=D} \left[-2c\sqrt{k_a} + k_a \sum_{z=0}^z (\sigma'_v - u) \right] \Delta z = 0.44$$

P_d= 0.10 t/m²
0.25D= 1.25 m

$$P_d = \frac{1.14 E'_{at}}{D}$$



2.3 CRITERIO DE TAMEZ

DATOS DE ENTRADA

D= 5.00 m
 Hl= 6.80 m
 FcQcl= 2.80 t/m²

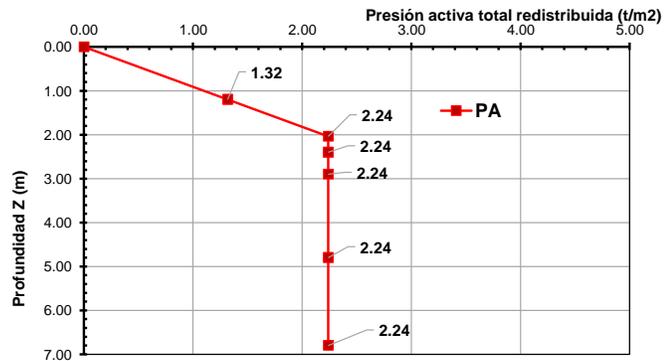
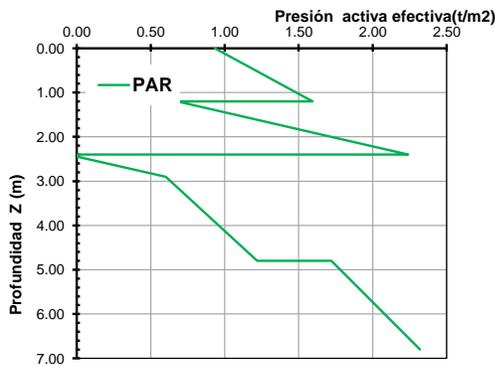
$$k_a = \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)^2$$

$$P_{AR} = \sigma'_v k_a + F_c q_{cl} k_a - 2c\sqrt{k_a} + u$$

UG	Z	Cu	φu	ka	u	σ'v	Rankine	Eat	Tamez
	m	t/m ²	grados		t/m ²	t/m ²	P _{AR}	t/m	P _A
0	0.00	0.00	30.00	0.33	0.00	0.00	0.93	1.12	0.00
1	1.20	0.00	30.00	0.33	0.00	1.98	1.59	0.40	1.32
1,2	1.20	2.05	0.00	1.00	0.00	1.98	0.68	0.82	1.32
2	2.04	2.05	0.00	1.00	0.00	3.07	1.77		2.24
2	2.40	2.05	0.00	1.00	0.00	3.54	2.24	0.94	2.24
2,3	2.40	3.20	0.00	1.00	0.00	3.54	-0.06	0.15	2.24
3	2.90	3.20	0.00	1.00	0.00	4.20	0.60	1.14	2.24
3	4.80	3.20	0.00	1.00	1.90	4.82	1.22	0.59	2.24
3,4	4.80	2.95	0.00	1.00	1.90	4.82	1.72	3.44	2.24
4	6.80	2.95	0.00	1.00	3.90	5.42	2.32	0.60	2.24

E_{at} = 10.11

0.3Ht= 2.04 m
 Prm= 2.24 t/m²
 Ea= 12.94 t/m





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
 ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA



TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A DIAGRAMAS DE PRESIONES HORIZONTALES

3. DIAGRAMA DE PRESIONES A LARGO PLAZO

DATOS DE ENTRADA

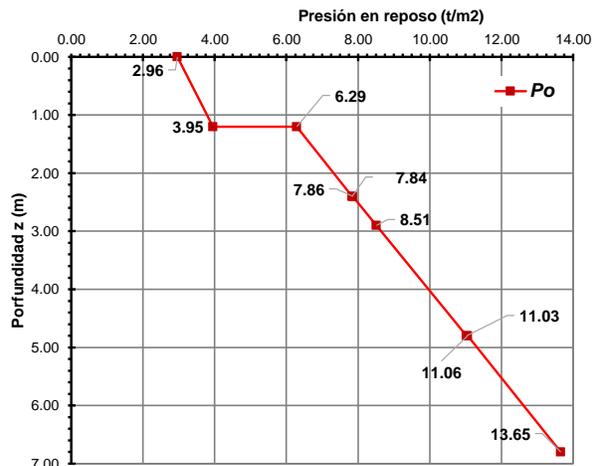
D= 5.00 m $W_{cuña}$ 30.32 t/m
 Hl= 6.80 m a_0 0.35
 F_{cql} 2.80 t/m²

$$k_o = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

$$k_o = 1 - \sin \phi$$

$$P_o = \sigma'_v k_o + F_c q_{cl} k_o + \frac{a_0 W_{cuña}}{H_t} + u$$

UG	Z m	μ	ϕ u grados	k_o	u t/m ²	σ'_v t/m ²	P_o t/m ²	E_o t/m
	0.00				0.00	0.00	2.96	
1	1.20	0.475	30.00	0.50	0.00	1.98	3.95	3.55
1,2	1.20	0.497		0.99	0.00	1.98	6.29	0.59
2	2.40	0.497		0.99	0.00	3.54	7.84	35.23
2,3	2.40	0.498		0.99	0.00	3.54	7.86	
3	2.90	0.498		0.99	0.00	4.20	8.51	
3	4.80	0.498		0.99	1.90	4.82	11.03	
3,4	4.80	0.499		1.00	1.90	4.82	11.06	
4	6.80	0.499		1.00	3.90	5.42	13.65	20.62
							E_o =	60.00





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
 ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA

TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A REVISIÓN ESTRUCTURAL DE MURO MILÁN



Revisión de acero por temperatura NTC-CON (2017), capítulo 6.7

Condición: aplicable en la dirección donde la dimension del elemento estructural sea mayor a 1.50m
 si $x_1 < 15\text{cm}$ entonces podrá reforzarse en una sola capa, si $x_1 > 15\text{cm}$ se reforzará en cada paño
 Para elementos en contacto con el terreno se aplica factor 1.50, si se coloca el concreto en forma neumática se aplica factor 1.5

$x_1 =$	25 cm	$A_{stemp\ min} = 0.003bx_1$	$A_{stemp\ min} =$	7.50 cm ²	$A_{stemp} = \frac{660x_1}{f'y(x_1 + 100)} b$	$A_{stemp} =$	3.14 cm ²	Propuesta:	$as =$	1.99 cm ²	"separacion vertical"
$@_{max} =$	50 cm							$@ =$	25 cm		
$@_{max} = 3.5x_1 =$	87.5 cm							$As =$	7.96 cm ²		

Revisión mínimo paralelo y perpendicular por cortante de acero NTC-CON (2017), capítulo 7.4.2.4

<p>Paralelo a la fuerza cortante $\rho_m\ min = 0.0025$ $A_{sm\ min} = \rho_m\ min\ s_m\ d$ $s_m =$ 25 cm $A_{sm\ min} =$ 2.66 cm²</p> <p>Propuesta: $as =$ 1.27 cm² Estribos 2 $As =$ 5.08 cm²</p>	<p>Perpendicular a la fuerza cortante $\rho_n\ min = 0.0025$ $A_{sn\ min} = \rho_n\ min\ s_n\ d$ $s_n =$ 25 cm $A_{sn\ min} =$ 2.66 cm²</p> <p>Propuesta: $as =$ 1.99 cm² Grapas 2 $As =$ 3.98 cm²</p>
--	---

2.- REVISIÓN ESTRUCTURAL DE TROQUELES DE ACERO ESTRUCTURAL

Revisión de perfiles de acero a compresión NTC-ACE (2017), capítulo 5.2.1

1.- Obtención de carga última en troqueles

$F_c =$ **1.10** Según capítulo 5.1.3 NTC-CIM (2017)

$$F_{tu} = F_c \sum \frac{(F_{pi})(L_{trib\ i})}{\text{seno}(\alpha_i)}$$

$R =$ 15.1 ton

Troquel tipo	Nivel m	Fp1 t/m	Extremo a		Extremo b		Ftu t
			Ltrib m	α grados	Ltrib m	α grados	
TR-01	-1.80	4.34	3.42	45	3.42	45	46.18
TR-02	-1.80	4.34	3.15	45	3.15	45	42.53
TR-03	-1.80	4.34	3.38	45	3.38	45	45.64
TR-04	-1.80	4.34	3.26	45	3.26	45	44.02
TR-05	-1.80	4.34	3.21	45	2.30	45	37.20
TR-06	-1.80	4.34	3.42	45	3.42	45	46.18
TR-07	-1.80	4.34	3.15	45	3.15	45	42.53
TR-08	-1.80	4.34	3.38	45	3.38	45	45.64
TR-09	-1.80	4.34	3.26	45	3.26	45	44.02
TR-10	-1.80	4.34	3.21	45	2.30	45	37.20
TR-11	-1.80	4.34	3.08	90	3.08	90	29.41
TR-12	-1.80	4.34	3.08	90	3.08	90	29.41
TR-13	-1.80	4.34	3.42	45	3.42	45	46.18
TR-14	-1.80	4.34	3.15	45	3.15	45	42.53
TR-15	-1.80	4.34	3.38	45	3.38	45	45.64
TR-16	-1.80	4.34	3.26	45	3.26	45	44.02
TR-17	-1.80	4.34	3.21	45	2.30	45	37.20
TR-18	-1.80	4.34	3.42	45	3.42	45	46.18
TR-19	-1.80	4.34	3.15	45	3.15	45	42.53
TR-20	-1.80	4.34	3.38	45	3.38	45	45.64
TR-21	-1.80	4.34	3.26	45	3.26	45	44.02
TR-22	-1.80	4.34	3.21	45	2.30	45	37.20

Troquel tipo	Nivel m	Fp2 t/m	Extremo a		Extremo b		Ftu t
			Ltrib m	α grados	Ltrib m	α grados	
TR-01	-3.20	10.76	3.42	45	3.42	45	114.49
TR-02	-3.20	10.76	3.15	45	3.15	45	105.45
TR-03	-3.20	10.76	3.38	45	3.38	45	113.15
TR-04	-3.20	10.76	3.26	45	3.26	45	109.14
TR-05	-3.20	10.76	3.21	45	2.30	45	92.23
TR-06	-3.20	10.76	3.42	45	3.42	45	114.49
TR-07	-3.20	10.76	3.15	45	3.15	45	105.45
TR-08	-3.20	10.76	3.38	45	3.38	45	113.15
TR-09	-3.20	10.76	3.26	45	3.26	45	109.14
TR-10	-3.20	10.76	3.21	45	2.30	45	92.23
TR-11	-3.20	10.76	3.08	90	3.08	90	72.91
TR-12	-3.20	10.76	3.08	90	3.08	90	72.91
TR-13	-3.20	10.76	3.42	45	3.42	45	114.49
TR-14	-3.20	10.76	3.15	45	3.15	45	105.45
TR-15	-3.20	10.76	3.38	45	3.38	45	113.15
TR-16	-3.20	10.76	3.26	45	3.26	45	109.14
TR-17	-3.20	10.76	3.21	45	2.30	45	92.23
TR-18	-3.20	10.76	3.42	45	3.42	45	114.49
TR-19	-3.20	10.76	3.15	45	3.15	45	105.45
TR-20	-3.20	10.76	3.38	45	3.38	45	113.15
TR-21	-3.20	10.76	3.26	45	3.26	45	109.14
TR-22	-3.20	10.76	3.21	45	2.30	45	92.23



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
 ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA



TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A REVISIÓN ESTRUCTURAL DE MURO MILÁN

2.- Obtención de carga resistente en troqueles

$$\frac{KL}{r} < 200 \quad \text{Según capítulo 2.2.2}$$

Secciones estructurales laminadas en frío A-36

FR= **0.9**
 E= **2,000,000** kg/cm2
 fy= **2,530** kg/cm2
 n = (f'y) = **1.4**

$$\lambda_r = 0.11 \frac{E}{f'y}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f'y}{F_e}}$$

$$\chi = (1 + \lambda_c^{2n})^{-1/n}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

$$R_c = F_R \chi f'y A$$

L (arriostrada)

TR	NTR	L	Sección	D	t	r	A	K	KL/r	D/t	λ_r	$\lambda_r > \frac{KL}{r}$	Fe	λ_c	χ	Rc	Ftu	$R_c > F_{tu}$
		cm		cm	cm	cm	cm ²		kl/r				kg/cm ²			t	t	
1	-1.80	590	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	64	2.15	86.96	cumple	4,852	0.72	0.79	173.11	46.18	cumple ELF
2	-1.80	970	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	105	2.15	86.96	cumple	1,795	1.19	0.50	110.84	42.53	cumple ELF
3	-1.80	1452	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	157	2.15	86.96	cumple	801	1.78	0.28	61.25	45.64	cumple ELF
4	-1.80	964	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	104	2.15	86.96	cumple	1,819	1.18	0.51	111.76	44.02	cumple ELF
5	-1.80	1187	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	128	2.15	86.96	cumple	1,200	1.45	0.38	84.24	37.20	cumple ELF
6	-1.80	590	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	64	2.15	86.96	cumple	4,852	0.72	0.79	173.11	46.18	cumple ELF
7	-1.80	970	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	105	2.15	86.96	cumple	1,795	1.19	0.50	110.84	42.53	cumple ELF
8	-1.80	1452	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	157	2.15	86.96	cumple	801	1.78	0.28	61.25	45.64	cumple ELF
9	-1.80	964	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	104	2.15	86.96	cumple	1,819	1.18	0.51	111.76	44.02	cumple ELF
10	-1.80	1187	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	128	2.15	86.96	cumple	1,200	1.45	0.38	84.24	37.20	cumple ELF
11	-1.80	1750	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	189	2.15	86.96	cumple	551	2.14	0.20	44.34	29.41	cumple ELF
12	-1.80	1750	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	189	2.15	86.96	cumple	551	2.14	0.20	44.34	29.41	cumple ELF
13	-1.80	590	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	64	2.15	86.96	cumple	4,852	0.72	0.79	173.11	46.18	cumple ELF
14	-1.80	970	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	105	2.15	86.96	cumple	1,795	1.19	0.50	110.84	42.53	cumple ELF
15	-1.80	1452	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	157	2.15	86.96	cumple	801	1.78	0.28	61.25	45.64	cumple ELF
16	-1.80	964	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	104	2.15	86.96	cumple	1,819	1.18	0.51	111.76	44.02	cumple ELF
17	-1.80	1187	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	128	2.15	86.96	cumple	1,200	1.45	0.38	84.24	37.20	cumple ELF
18	-1.80	590	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	64	2.15	86.96	cumple	4,852	0.72	0.79	173.11	46.18	cumple ELF
19	-1.80	970	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	105	2.15	86.96	cumple	1,795	1.19	0.50	110.84	42.53	cumple ELF
20	-1.80	1452	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	157	2.15	86.96	cumple	801	1.78	0.28	61.25	45.64	cumple ELF
21	-1.80	964	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	104	2.15	86.96	cumple	1,819	1.18	0.51	111.76	44.02	cumple ELF
22	-1.80	1187	OC 273x12.7	27.3	12.7	9.25	96.77	1	128	2.15	86.96	cumple	1,200	1.45	0.38	84.24	37.20	cumple ELF
1	-3.20	590	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	48	2.80	86.96	cumple	8,399	0.55	0.89	257.43	114.49	cumple ELF
2	-3.20	970	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	80	2.80	86.96	cumple	3,107	0.90	0.67	195.03	105.45	cumple ELF
3	-3.20	1,452	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	119	2.80	86.96	cumple	1,387	1.35	0.42	123.42	113.15	cumple ELF
4	-3.20	964	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	79	2.80	86.96	cumple	3,149	0.90	0.67	196.15	109.14	cumple ELF
5	-3.20	1,187	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	97	2.80	86.96	cumple	2,077	1.10	0.55	159.53	92.23	cumple ELF
6	-3.20	590	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	48	2.80	86.96	cumple	8,399	0.55	0.89	257.43	114.49	cumple ELF
7	-3.20	970	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	80	2.80	86.96	cumple	3,107	0.90	0.67	195.03	105.45	cumple ELF
8	-3.20	1,452	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	119	2.80	86.96	cumple	1,387	1.35	0.42	123.42	113.15	cumple ELF
9	-3.20	964	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	79	2.80	86.96	cumple	3,149	0.90	0.67	196.15	109.14	cumple ELF
10	-3.20	1,187	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	97	2.80	86.96	cumple	2,077	1.10	0.55	159.53	92.23	cumple ELF
11	-3.20	1,750	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	144	2.80	86.96	cumple	955	1.63	0.32	93.29	72.91	cumple ELF
12	-3.20	1,750	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	144	2.80	86.96	cumple	955	1.63	0.32	93.29	72.91	cumple ELF
13	-3.20	590	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	48	2.80	86.96	cumple	8,399	0.55	0.89	257.43	114.49	cumple ELF
14	-3.20	970	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	80	2.80	86.96	cumple	3,107	0.90	0.67	195.03	105.45	cumple ELF
15	-3.20	1,452	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	119	2.80	86.96	cumple	1,387	1.35	0.42	123.42	113.15	cumple ELF
16	-3.20	964	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	79	2.80	86.96	cumple	3,149	0.90	0.67	196.15	109.14	cumple ELF
17	-3.20	1,187	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	97	2.80	86.96	cumple	2,077	1.10	0.55	159.53	92.23	cumple ELF
18	-3.20	590	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	48	2.80	86.96	cumple	8,399	0.55	0.89	257.43	114.49	cumple ELF
19	-3.20	970	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	80	2.80	86.96	cumple	3,107	0.90	0.67	195.03	105.45	cumple ELF
20	-3.20	1,452	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	119	2.80	86.96	cumple	1,387	1.35	0.42	123.42	113.15	cumple ELF
21	-3.20	964	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	79	2.80	86.96	cumple	3,149	0.90	0.67	196.15	109.14	cumple ELF
22	-3.20	1,187	OC 356x12.7	35.6	12.7	12.17	127.74	1	97	2.80	86.96	cumple	2,077	1.10	0.55	159.53	92.23	cumple ELF



1.- FALLA DE FONDO POR ESFUERZOS CORTANTES

1.1 MÉTODO DE TAMEZ

Revisión correspondiente a la fase final de excavación

$$F_S = \frac{5.14c_{u2} \left(1 + 0.20 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.20 \frac{D}{B}\right) + 2c_{u2} \frac{H_p}{B} + 2 \frac{M_R}{(h_m)^2}}{\gamma D + F_c q_{cl}}$$

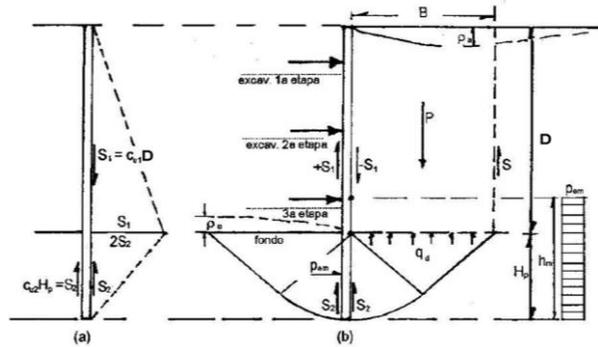
DATOS DE ENTRADA

FS ≥	1.70		
Hl=	6.80	m	
B=	36.00	m	
L=	44.00	m	
D=	5.00	m	
NTR2=	3.20	m	
cu2=	2.95	t/m ²	
γ prom=	1.40	t/m ³	
Fc qcl=	2.80	t/m ²	
MR=	26.08	t-m/m	
Hp=	1.80	m	
hm=	3.60	m	

RESULTADO

FS= 2.30

cumple revision ELF



1.2 MÉTODO DE DEMÉNEGHI

Revisión correspondiente a la fase final de excavación

$$F_S = \frac{5.14c_{ub} \left(1 + 0.24 \frac{B}{L}\right) + c_{u1} \left(\frac{H_t + \alpha H_p}{B} + \frac{2H_t}{L}\right)}{\gamma D + F_c q_{cl}}$$

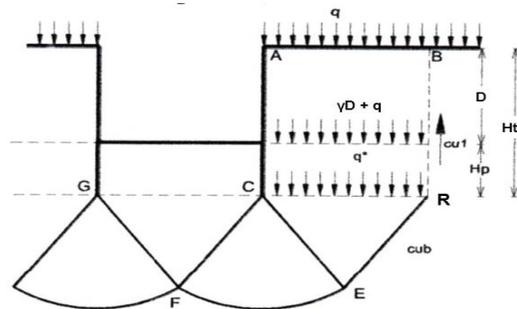
DATOS DE ENTRADA

FS ≥	1.70		
Hl=	6.80	m	
B=	36.00	m	
L=	44.00	m	
D=	5.00	m	
cu1=	2.86	t/m ²	
cub=	2.95	t/m ²	
γ=	1.40	t/m ³	
σ'vm=	4.88	t/m ²	
Fc qcl=	2.80	t/m ²	
Hp=	1.80	m	
σ'vm=	2.44	t/m ²	
α=	0.50		
α=	0.46		

RESULTADO

FS= 2.01

cumple revision ELF



2.- FALLA POR PATEO

2.1 CRITERIO DE ZEEVAERT

Revisión correspondiente a la fase final de excavación

DATOS DE ENTRADA

FS ≥	1.50		
Hp=	1.80	m	
hm=	3.60	m	
Ea=	17.39	t/m	
ya=	1.8	m	
yp=	2.70	m	
MR=	26.08	t-m/m	
cu=	2.95	t/m ²	
γ=	1.3	t/m ³	
Ep=	21.06	t/m	
Ep*=	9.19	t/m	

$$F_S = \frac{E_p}{E_p^*}$$

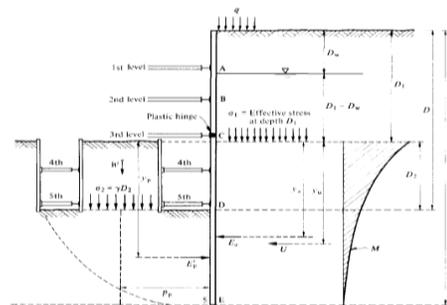
$$E_p = (3.57c_u + 0.50\gamma H_p) H_p$$

$$E_p^* = \frac{E_A \gamma_A - M_R}{\gamma_P}$$

RESULTADO

FS= 2.29

cumple revision ELF



2.2 CRITERIO DE TAMEZ

$$F_S = \frac{P_p + P_{em}}{P_{rm}}$$

DATOS DE ENTRADA

FS ≥	1.50		
Hp=	1.80	m	
hm=	3.60	m	
cu2=	2.95	t/m ²	
γ=	1.30	t/m ³	
MR=	26.08	t-m/m	
Prm=	4.83	t/m ²	
Pp=	11.70	t/m ²	
Pem=	4.03	t/m ²	

$$P_p = 3.57c_u + 0.50\gamma H_p$$

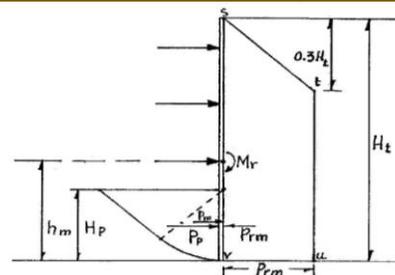
$$P_{em} = 2 \frac{M_R}{(h_m)^2}$$

$$P_{rm} = 4.03 \text{ t/m}^2$$

Resultado:

FS= 3.26

cumple revision ELF





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA

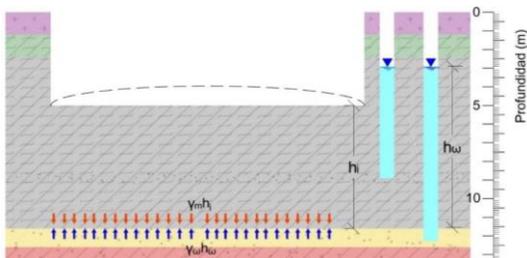
TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA
CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-
ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A REVISIÓN ESTADO LÍMITE DE FALLA POR SUBPRESIÓN



1.- Revisión de estado límite de falla por subpresión sin bombeo, NTC-CIM (2017), capítulo 5.1.2



$$h_i > \left(\frac{\gamma_\omega}{\gamma}\right) h_\omega$$

Fase	NME m	NAF m	UG	Z m	γ t/m ³	γ_ω t/m ³	hi m	h ω m	$(\gamma_\omega/\gamma)h_\omega$ m	Revisión ELF
1	2.30	2.90	5	8.80	1.309	1.00	6.50	5.90	4.51	cumple ELF
1	2.30	2.90	7	11.60	1.310	1.00	9.30	8.70	6.64	cumple ELF
2	3.70	2.90	5	8.80	1.305	1.00	5.10	5.90	4.52	cumple ELF
2	3.70	2.90	7	11.60	1.308	1.00	7.90	8.70	6.65	cumple ELF
3	5.00	2.90	5	8.80	1.300	1.00	3.80	5.90	4.54	no cumple ELF
3	5.00	2.90	7	11.60	1.305	1.00	6.60	8.70	6.67	no cumple ELF

Propuesta: Sistema de bombeo perforado hasta 9.0m de profundidad y abatimiento de la presión piezométrica en UG 5, es decir, **h ω =3.53m**

1.- Revisión de estado límite de falla por subpresión con bombeo, NTC-CIM (2017), capítulo 5.1.2

$$h_i > \left(\frac{\gamma_\omega}{\gamma}\right) h_\omega$$

Fase	NME m	UG	Z m	γ t/m ³	γ_ω t/m ³	hi m	h ω m	$(\gamma_\omega/\gamma)h_\omega$ m	Revisión ELF
3	5.00	5	8.80	1.300	1.00	3.80	3.53	2.72	cumple ELF

3.- Revisión de estado límite de falla por subpresión sin bombeo y con lastre

q_L= 2.68 t/m²

$$\gamma h_i + q_L > \gamma_\omega h_\omega$$

$$P_R = \gamma h_i + q_L$$

$$U = \gamma_\omega h_\omega$$

Fase	NME m	NAF m	UG	Z m	γ t/m ³	γ_ω t/m ³	h ω m	P _R t/m ²	U t/m ²	Revisión ELF
3	5.00	2.90	5	8.80	1.300	1.00	5.90	7.62	5.90	cumple ELF
3	5.00	2.90	7	11.60	1.30	1.00	8.70	11.29	8.70	cumple ELF



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

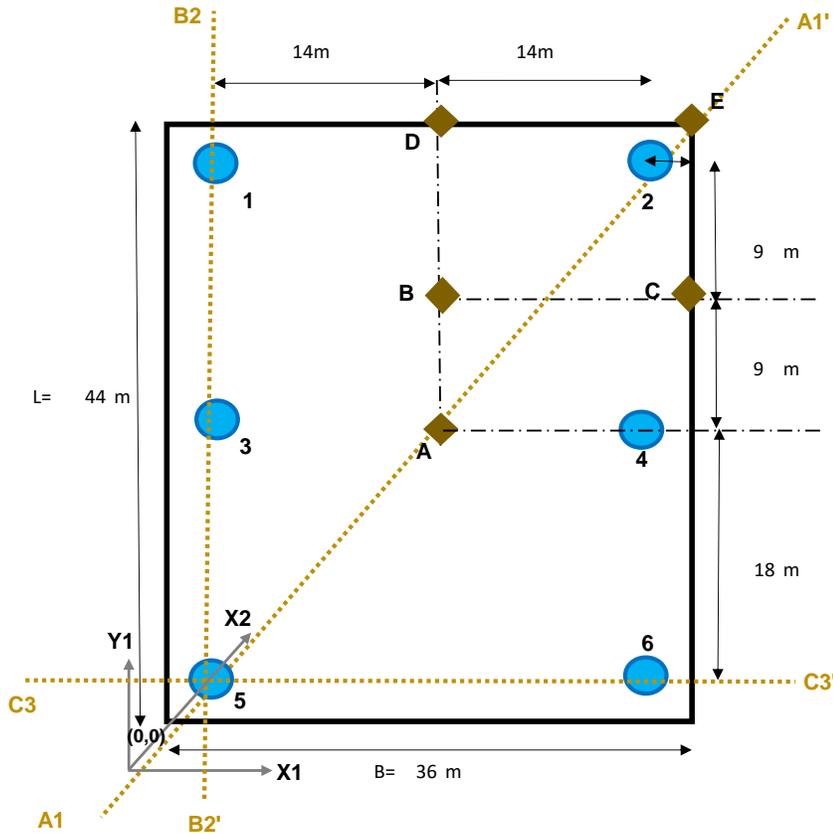
FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA

TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA
CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

**ANEXO A DISEÑO DE SISTEMA DE BOMBEO Y REVISIÓN ESTADO LÍMITE
DE FALLA POR SUBPRESIÓN**

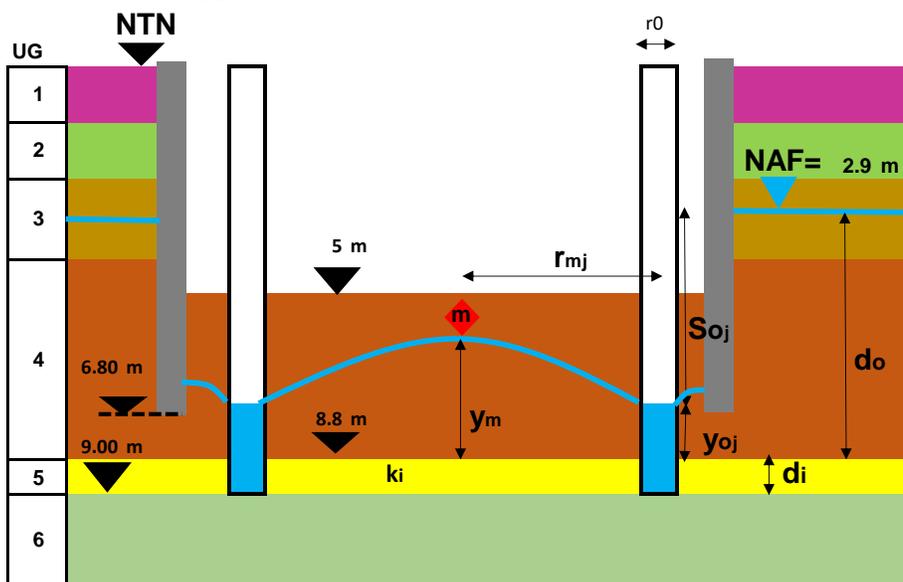


DATOS DE ENTRADA

$d_i = 0.2$ m
 $k_i = 5E-03$ cm/s
 $r_0 = 0.2$ m
 $h_w = 3.53$ m
 $q_w = 22$ cm³/s
 $d_o = 5.9$ m
 $d_o = 590.0$ cm

Pozo	Coordenada	
	X1	Y1
1	4.00	40.00
2	32.00	40.00
3	4.00	22.00
4	32.00	22.00
5	4.00	4.00
6	32.00	4.00

Punto análisis	Coordenada	
	X1	Y1
A	18.00	22.00
B	18.00	31.00
C	36.00	31.00
D	18.00	44.00
E	36.00	44.00



DATOS DE 1ra ITERACIÓN

$y_{0it} = 1.77$ m
 $S_{oit} = 413.50$ cm
 $R_{oit} = 8771.66$ cm
 $R_{oit} = 87.72$ m

$i =$ Número de estratos permeables en el acuífero

$j =$ Número de pozo

$m =$ Número del punto de interés a conocer la ordenada del cono de abatimiento

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIATESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA
CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

**ANEXO A DISEÑO DE SISTEMA DE BOMBEO Y REVISIÓN ESTADO LÍMITE DE
FALLA POR SUBPRESIÓN****1.- Obtención de la ordenada y_{oj} en cada pozo de bombeo****1ra iteración**Punto de análisis: **Pozo 1**

Pozo	Distancia X1	Distancia Y1	r_j	R_{oj}	$\ln(R_{oj}/r_{oj})$
1	0.10	0.10	0.14	87.72	6.43
2	28.00	0.00	28.00	87.72	1.14
3	0.00	18.00	18.00	87.72	1.58
4	28.00	18.00	33.29	87.72	0.97
5	0.00	36.00	36.00	87.72	0.89
6	28.00	36.00	45.61	87.72	0.65

 $\Sigma \ln(R_{oj}/r_{oj}) = 11.67$

$$y_m = d_o - \frac{\sum_{j=1}^p q_{\omega j} \ln \left(\frac{R_{oj}}{r_{mj}} \right)}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}$$

$$y_1 = 181.41 \text{ cm}$$

$$S_{o1} = 408.59 \text{ cm}$$

$$R_{o1} = 8667.55 \text{ cm}$$

$$R_{o1} = 86.68 \text{ m}$$

Error iteración (R_{oj})

$$e = 1.2012\%$$

Punto de análisis: **Pozo 3**

Pozo	Distancia X1	Distancia Y1	r_j	R_{oj}	$\ln(R_{oj}/r_{oj})$
1	0.00	18.00	18.00	86.68	1.57
2	28.00	18.00	33.29	86.68	0.96
3	0.10	0.10	0.14	87.72	6.43
4	28.00	0.00	28.00	87.72	1.14
5	0.00	18.00	18.00	86.68	1.57
6	28.00	18.00	33.29	86.68	0.96

 $\Sigma \ln(R_{oj}/r_{oj}) = 12.63$

$$y_m = d_o - \frac{\sum_{j=1}^p q_{\omega j} \ln \left(\frac{R_{oj}}{r_{mj}} \right)}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}$$

$$y_3 = 147.78 \text{ cm}$$

$$S_{o3} = 442.22 \text{ cm}$$

$$R_{o3} = 9380.82 \text{ cm}$$

$$R_{o3} = 93.81 \text{ m}$$

Error iteración (R_{oj})

$$e = 6.4937\%$$

2da iteraciónPunto de análisis: **Pozo 1**

Pozo	Distancia X1	Distancia Y1	r_j	R_{oj}	$\ln(R_{oj}/r_{oj})$
1	0.10	0.10	0.14	86.68	6.42
2	28.00	0.00	28.00	86.68	1.13
3	0.00	18.00	18.00	93.81	1.65
4	28.00	18.00	33.29	93.81	1.04
5	0.00	36.00	36.00	86.68	0.88
6	28.00	36.00	45.61	86.68	0.64

 $\Sigma \ln(R_{oj}/r_{oj}) = 11.76$

$$y_m = d_o - \frac{\sum_{j=1}^p q_{\omega j} \ln \left(\frac{R_{oj}}{r_{mj}} \right)}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}$$

$$y_1 = 178.38 \text{ cm}$$

$$S_{o1} = 411.62 \text{ cm}$$

$$R_{o1} = 8731.81 \text{ cm}$$

$$R_{o1} = 87.32 \text{ m}$$

Error iteración (R_{oj})

$$e = 0.7360\%$$

Punto de análisis: **Pozo 3**

Pozo	Distancia X1	Distancia Y1	r_j	R_{oj}	$\ln(R_{oj}/r_{oj})$
1	0.00	18.00	18.00	87.32	1.58
2	28.00	18.00	33.29	87.32	0.96
3	0.10	0.10	0.14	93.81	6.50
4	28.00	0.00	28.00	93.81	1.21
5	0.00	18.00	18.00	87.32	1.58
6	28.00	18.00	33.29	87.32	0.96

 $\Sigma \ln(R_{oj}/r_{oj}) = 12.79$

$$y_m = d_o - \frac{\sum_{j=1}^p q_{\omega j} \ln \left(\frac{R_{oj}}{r_{mj}} \right)}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}$$

$$y_3 = 142.05 \text{ cm}$$

$$S_{o3} = 447.95 \text{ cm}$$

$$R_{o3} = 9502.50 \text{ cm}$$

$$R_{o3} = 95.03 \text{ m}$$

Error iteración (R_{oj})

$$e = 1.2806\%$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA

TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA
CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

**ANEXO A DISEÑO DE SISTEMA DE BOMBEO Y REVISIÓN ESTADO LÍMITE DE
FALLA POR SUBPRESIÓN**



3ra iteracion

Punto de análisis: **Pozo 1**

Pozo	Distancia X1	Distancia Y1	rj	Ro _j	ln(Ro _j /r _{o_j})
1	0.10	0.10	0.14	87.32	6.43
2	28.00	0.00	28.00	87.32	1.14
3	0.00	18.00	18.00	95.03	1.66
4	28.00	18.00	33.29	95.03	1.05
5	0.00	36.00	36.00	87.32	0.89
6	28.00	36.00	45.61	87.32	0.65

Σln(Ro_j/r_{o_j})= 11.81

$$y_m = d_o - \frac{\sum_{j=1}^p q_{\omega j} \ln \left(\frac{R_{o j}}{r_{m j}} \right)}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}$$

y1= **176.44** cm

So1= **413.56** cm

Ro1= **8772.91** cm

Ro1= **87.73** m

Error iteracion (Ro_j)

e= **0.4684%**

Punto de análisis: **Pozo 3**

Pozo	Distancia X1	Distancia Y1	rj	Ro _j	ln(Ro _j /r _{o_j})
1	0.00	18.00	18.00	87.73	1.58
2	28.00	18.00	33.29	87.73	0.97
3	0.10	0.10	0.14	95.03	6.51
4	28.00	0.00	28.00	95.03	1.22
5	0.00	18.00	18.00	87.73	1.58
6	28.00	18.00	33.29	87.73	0.97

Σln(Ro_j/r_{o_j})= 12.84

$$y_m = d_o - \frac{\sum_{j=1}^p q_{\omega j} \ln \left(\frac{R_{o j}}{r_{m j}} \right)}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}$$

y3= **140.49** cm

So3= **449.51** cm

Ro3= **9535.60** cm

Ro3= **95.36** m

Error iteracion (Ro_j)

e= **0.3471%**

4ta iteracion

Punto de análisis: **Pozo 1**

Pozo	Distancia X1	Distancia Y1	rj	Ro _j	ln(Ro _j /r _{o_j})
1	0.10	0.10	0.14	87.73	6.43
2	28.00	0.00	28.00	87.73	1.14
3	0.00	18.00	18.00	95.36	1.67
4	28.00	18.00	33.29	95.36	1.05
5	0.00	36.00	36.00	87.73	0.89
6	28.00	36.00	45.61	87.73	0.65

Σln(Ro_j/r_{o_j})= 11.84

$$y_m = d_o - \frac{\sum_{j=1}^p q_{\omega j} \ln \left(\frac{R_{o j}}{r_{m j}} \right)}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}$$

y1= **175.54** cm

So1= **414.46** cm

Ro1= **8792.02** cm

Ro1= **87.92** m

Error iteracion (Ro_j)

e= **0.2174%**

Punto de análisis: **Pozo 3**

Pozo	Distancia X1	Distancia Y1	rj	Ro _j	ln(Ro _j /r _{o_j})
1	0.00	18.00	18.00	87.92	1.59
2	28.00	18.00	33.29	87.92	0.97
3	0.10	0.10	0.14	95.36	6.51
4	28.00	0.00	28.00	95.36	1.23
5	0.00	18.00	18.00	87.92	1.59
6	28.00	18.00	33.29	87.92	0.97

Σln(Ro_j/r_{o_j})= 12.85

$$y_m = d_o - \frac{\sum_{j=1}^p q_{\omega j} \ln \left(\frac{R_{o j}}{r_{m j}} \right)}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}$$

y3= **139.94** cm

So3= **450.06** cm

Ro3= **9547.23** cm

Ro3= **95.47** m

Error iteracion (Ro_j)

e= **0.1218%**



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA

TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA
CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A DISEÑO DE SISTEMA DE BOMBEO Y REVISIÓN ESTADO LÍMITE DE FALLA POR SUBPRESIÓN



2. Revisión de estado límite de falla por subpresión

Punto de análisis: A

Pozo	Distancia X1	Distancia Y1	rj	Roj	ln(Roj/roj)
1	14.00	18.00	22.80	87.92	1.35
2	14.00	18.00	22.80	87.92	1.35
3	14.00	0.00	14.00	95.47	1.92
4	14.00	0.00	14.00	95.47	1.92
5	14.00	18.00	22.80	87.92	1.35
6	14.00	18.00	22.80	87.92	1.35

$\sum \ln(Roj/roj) = 9.24$

$$y_m = d_o - \frac{\sum_{j=1}^p q_{\omega j} \ln\left(\frac{R_{oj}}{r_{mj}}\right)}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}$$

yA= **266.55** cm
yA= **2.67** m
hω= **3.53** m

Punto de análisis: B

Pozo	Distancia X1	Distancia Y1	rj	Roj	ln(Roj/roj)
1	14.00	9.00	16.64	87.92	1.66
2	14.00	9.00	16.64	87.92	1.66
3	14.00	9.00	16.64	95.47	1.75
4	14.00	9.00	16.64	95.47	1.75
5	14.00	27.00	30.41	87.92	1.06
6	14.00	27.00	30.41	87.92	1.06

$\sum \ln(Roj/roj) = 8.95$

$$y_m = d_o - \frac{\sum_{j=1}^p q_{\omega j} \ln\left(\frac{R_{oj}}{r_{mj}}\right)}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}$$

yB= **276.78** cm
yB= **2.77** m
hω= **3.53** m

Punto de análisis: C

Pozo	Distancia X1	Distancia Y1	rj	Roj	ln(Roj/roj)
1	32.00	9.00	33.24	87.92	0.97
2	4.00	9.00	9.85	87.92	2.19
3	32.00	9.00	33.24	95.47	1.06
4	4.00	9.00	9.85	95.47	2.27
5	32.00	27.00	41.87	87.92	0.74
6	4.00	27.00	27.29	87.92	1.17

$\sum \ln(Roj/roj) = 8.40$

$$y_m = d_o - \frac{\sum_{j=1}^p q_{\omega j} \ln\left(\frac{R_{oj}}{r_{mj}}\right)}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}$$

yC= **295.89** cm
yC= **2.96** m
hω= **3.53** m

Punto de análisis: D

Pozo	Distancia X1	Distancia Y1	rj	Roj	ln(Roj/roj)
1	14.00	4.00	14.56	87.92	1.80
2	14.00	4.00	14.56	87.92	1.80
3	14.00	22.00	26.08	95.47	1.30
4	14.00	22.00	26.08	95.47	1.30
5	14.00	40.00	42.38	87.92	0.73
6	14.00	40.00	42.38	87.92	0.73

$\sum \ln(Roj/roj) = 7.65$

$$y_m = d_o - \frac{\sum_{j=1}^p q_{\omega j} \ln\left(\frac{R_{oj}}{r_{mj}}\right)}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}$$

yD= **322.09** cm
yD= **3.22** m
hω= **3.53** m

Punto de análisis: E

Pozo	Distancia X1	Distancia Y1	rj	Roj	ln(Roj/roj)
1	32.00	4.00	32.25	87.92	1.00
2	4.00	4.00	5.66	87.92	2.74
3	32.00	22.00	38.83	95.47	0.90
4	4.00	22.00	22.36	95.47	1.45
5	32.00	40.00	51.22	87.92	0.54
6	4.00	40.00	40.20	87.92	0.78

$\sum \ln(Roj/roj) = 7.42$

$$y_m = d_o - \frac{\sum_{j=1}^p q_{\omega j} \ln\left(\frac{R_{oj}}{r_{mj}}\right)}{2\pi \sum_{i=1}^n (k_i d_i)}$$

yE= **330.18** cm
yE= **3.30** m
hω= **3.53** m



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA

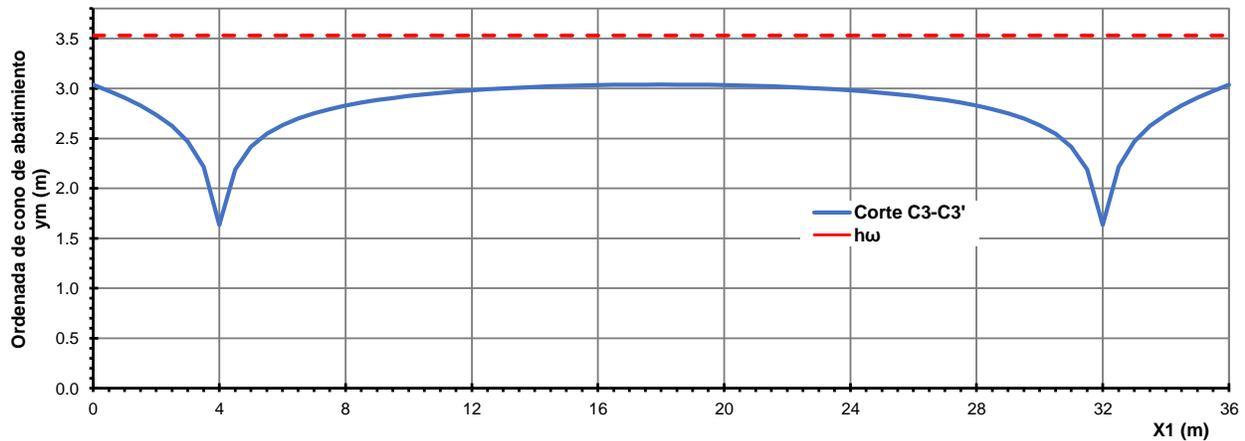
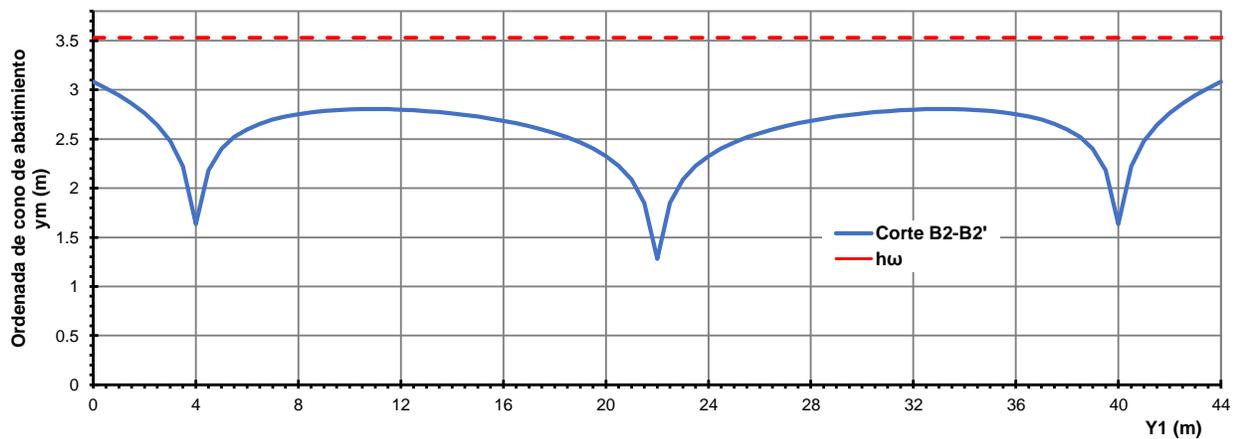
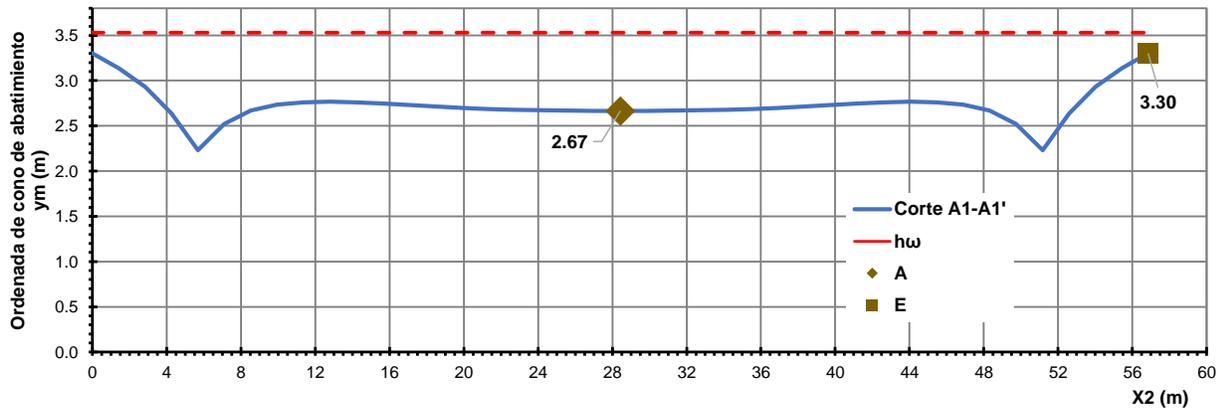
TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA
CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A DISEÑO DE SISTEMA DE BOMBEO Y REVISIÓN ESTADO LÍMITE DE
FALLA POR SUBPRESIÓN



3. Geometría presiones piezométricas abatidas en el estrato drenante





MÉTODO DE ROMO, RODRIGUEZ Y MAGAÑA

DATOS DE ENTRADA

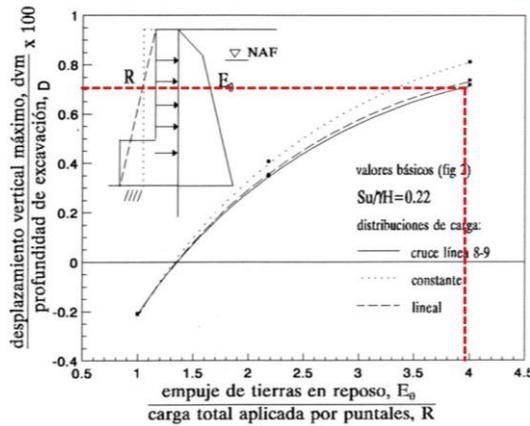
D= 5.00 m
 B= 36.00 m
 R= 15.10 t

E₀= 60.00 t
 E_l= 23058.27 t·m²
 h= 1.40 m

Distribución de carga en troqueles rectangular

1. Obtención de asentamiento vertical máximo de caso base

$$\frac{E_0}{R} = 3.97$$



$$\frac{d_{vm}}{D} \Big|_{cb} = 0.007$$

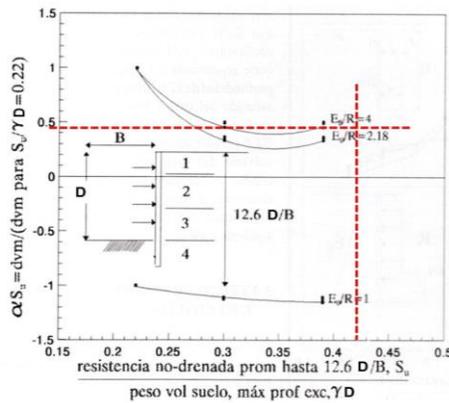
2. Obtención de parámetro de ajuste por resistencia

$$12 \frac{D}{B} = 1.67$$

Por lo tanto:

$\gamma = 1.40 \text{ t/m}^3$
 $c_u = 2.86 \text{ t/m}^2$

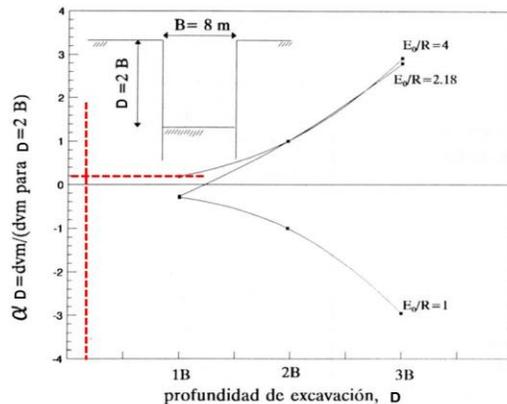
$$\frac{c_u}{\gamma D} = 0.41$$



$$\alpha_{Su} = 0.45$$

3. Obtención de parámetro de ajuste por geometría de la excavación

$$\frac{D}{B} = 0.14$$

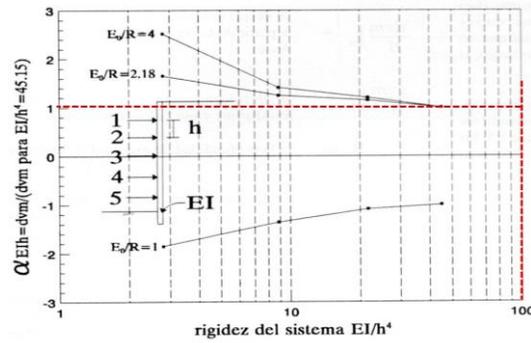


$$\alpha_D = 0.2$$



4. Obtención de parámetro de ajuste por rigidez del muro y separación de puntales

$$\frac{EI}{h^4} = 6002.3$$



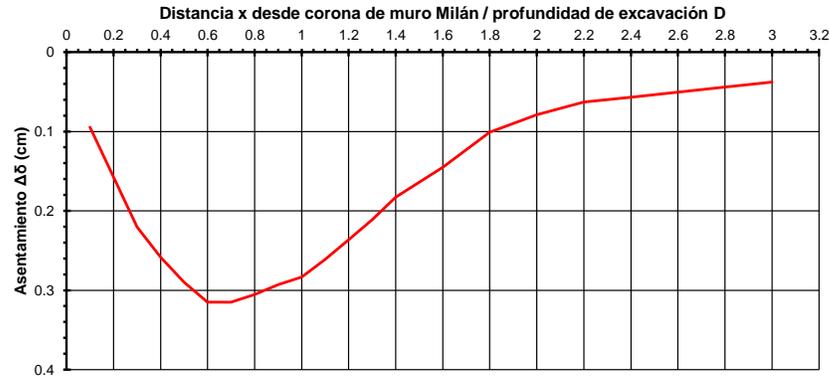
$$\alpha_{EIh} = 1$$

5. Obtención de asentamiento vertical máximo de caso base

$$\left. \frac{d_{vm}}{D} \right|_{cc} = \left. \frac{d_{vm}}{D} \right|_{cb} (\alpha_{Su})(\alpha_D)(\alpha_{EIh}) = 0.0006$$

$$d_{vm} = \left. \frac{d_{vm}}{D} \right|_{cc} D = 0.315 \text{ cm}$$

6. Obtención de perfil de asentamiento en estructura colindante



7. Revisión de asentamiento diferencial

La revisión se realiza en entre los puntos

X/D	$\Delta\delta$ (cm)
1	0.2835
2	0.07875

$$\Delta\delta_{\theta} = 0.0004$$

Considerando que la estructura colindante se resuelve por medio de muros de carga de mampostería

Según lo indicado en NTC EDI (2017):

$$\Delta\delta_{\theta ADM} = 0.0020$$

$$\Delta\delta_{\theta} < \Delta\delta_{\theta ADM}$$

cumple revision ELS



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES EN INGENIERÍA
 ÁREA DISCIPLINARIA EN GEOTECNIA



TESINA: DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

ING. RUBEN DOMINGUEZ ALFARO

ANEXO A REVISIÓN ESTADO LIMITE DE FALLA PILAS-COLUMNNA

DATOS DE ENTRADA

F_c= 1.5
 Excavadora= 23,000.00 kg
 Camión volteo 7m³= 18,900.00 kg
 Unidad de concreto 8m³= 17,600.00 kg Relleno de grava

W= 40.60 t
 W_u= 60.90 t

PROPUESTA DE CIMENTACIÓN

NME= 5.00
 Diametro pila= 0.40 m
 A_p= 0.126 m²
 NDPC= 12.60 m
 L_p= 7.60
 No. Pilas= 4

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA

DATOS DEL SUELO

UG 8
 φ_u= 0.00 grad
 C_u= 3.50 t/m²
 σ_v= 16.92 t/m²
 F_R= 0.65

Factor de capacidad de carga
 N_c= 7.00

RESULTADOS

C_p = 4.13 t

Respuesta cohesiva

$$C_p = (c_u N_c F_R + \sigma_v) A_p$$

CAPACIDAD DE CARGA POR FUSTE

UG	Z		L _p m	C _u t/m ²	P _{ep} m	σ' _{vm} t/m ²	α	F _R	C _f t
	de	a							
4	5.00	8.80	3.80	2.95	1.26	5.45	0.680	0.65	6.22
6	9.00	12.60	3.60	4.65	1.26	6.49	0.591	0.65	8.07

Perímetro

RESULTADOS

C_f = 14.30 t

Respuesta cohesiva

$$C_f = P_{ep} F_R \sum_{i=1}^m \alpha_i c_{ui} L_{pi}$$

CAPACIDAD DE CARGA POR PILA

R_{ind} = 18.42 t

$$R_{ind} = C_p + C_f$$

CAPACIDAD DE CARGA POR GRUPO

R = 73.70 t

$$R = (No. pilas)(R_{ind})$$

cumple ELF

R > W_u