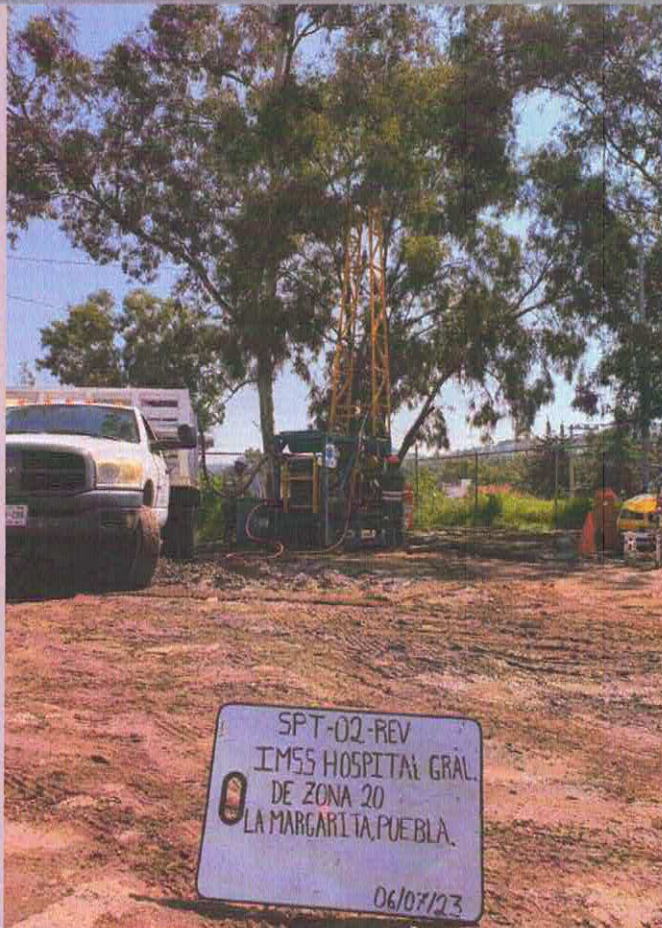




ESTUDIO GEOTÉCNICO



ES RESPONSABILIDAD DE LAS FIGURAS TÉCNICAS LEGALES Y LABORATORIOS QUE FIRMAN ESTE DOCUMENTO, LOS RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS LEVANTAMIENTOS, REPORTES FOTOGRAFICOS, MEMORIAS DESCRIPTIVAS Y DE CALCULO, INFORMES ESTUDIOS Y DE PRUEBAS DE LABORATORIO, HACIENDO CONSTAR QUE CORRESPONDEN AL INMUEBLE DESCRITO.

REVISADO



DIVISIÓN DE ANÁLISIS Y REVISIÓN DE PROYECTOS

NOMBRE: Ing. Walden Omar Salinas Beltrán

FIRMA

FECHA

5 sep - 2023

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL ANEXO DE 140 CAMAS DE GINECO OBSTETRICIA Y PEDIATRÍA (HGZ 20 LA MARGARITA) EN AVENIDA FIDEL VELÁZQUEZ NO. 4211, COL. INFONAVIT LA MARGARITA, CIUDAD DE PUEBLA, PUEBLA.

Informe No. **IGEMS.050**

Septiembre del 2023.



DESARROLLO DE ESTUDIOS DE SUBSUELO (GEOTECNIA) EN EL PREDIO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ANEXO DE 140 CAMAS DE GINECO-OBSTETRICIA Y PEDIATRÍA (HGZ 20 LA MARGARITA), UBICADO EN AVENIDA FIDEL VELÁZQUEZ NO. 4211, COL. INFONAVIT LA MARGARITA, C.P. 72560, EN LA CIUDAD DE PUEBLA, ES EL ESTADO DE PUEBLA.

Responsable de la Geotecnia
Céd. Prof. No. 10105866

FLOBER INGENIERÍA INTEGRAL
Y CONSULTORÍA S.A. DE C.V.

Representante Legal
Ced. Prof. No. 8327038

Superintendente de Servicios
Céd. Prof. No. 3418411

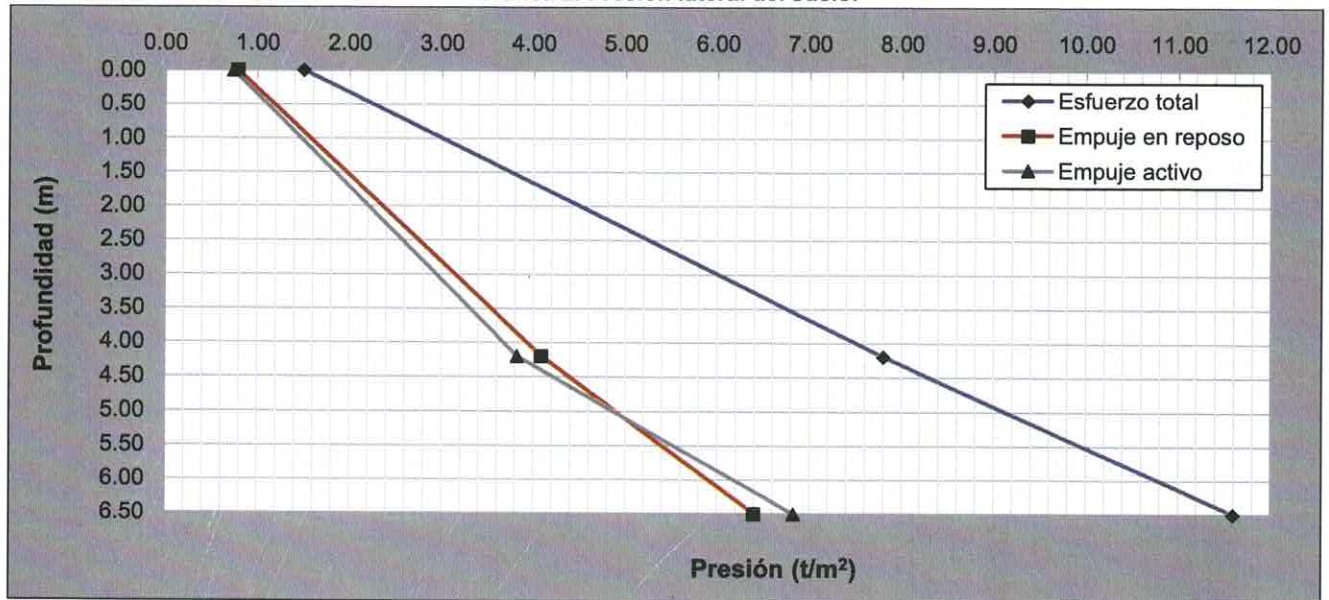
Tabla 16. Presión lateral del suelo.

Sobrecarga en la superficie (t/m^2):	1.50
Profundidad de nivel de agua freática (m):	0.00

PROFUNDIDAD (m)		PESO VOLUMÉTRICO	ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA	COHESIÓN	ESFUERZO TOTAL	PRESIÓN DE PORO	ESFUERZO EFECTIVO
DE	A	γ_m (t/m^3)	f ($^\circ$)	c_u (t/m^2)	σ (t/m^2)	u (t/m^2)	σ' (t/m^2)
0.00	--	--	--	--	1.50	0.00	1.50
0.00	4.20	1.500	25	2.50	7.80	0.00	7.80
4.20	6.50	1.650	15	12.50	11.60	0.00	11.60

PROFUNDIDAD DE ANÁLISIS (m)	K_a	K_o	ACTIVO (t/m^2)	REPOSO (t/m^2)
0.00	--	--	0.61	0.79
4.20	0.406	0.524	3.17	4.09
6.50	0.589	0.552	6.83	6.40

Gráfica 2. Presión lateral del suelo.



8.- PREPARACIÓN DE TERRENO Y DESPLANTE DE CIMENTACIÓN

A continuación, se presentan algunas recomendaciones al proceso constructivo general de la cimentación propuesta, mismas que deberán ser conciliadas con el proyecto estructural definitivo.

1. El trazo para la construcción de la cimentación deberá realizarse con ayuda de un levantamiento topográfico, así como de instrumentos de medición en campo.
2. Colocar señales de seguridad durante la construcción del proyecto.
3. Retirar por completo cualquier material que impida la correcta ejecución de los trabajos en la proyección del área de desplante de la cimentación, tales como restos de estructuras antiguas, escombros, etc.

PILAS COLADAS EN SITIO

4. Ubicar con exactitud mediante equipo topográfico los sitios en donde se construirán las pilas que conformarán la cimentación profunda. Antes de iniciar la perforación, se deberá verificar la variación del eje de las pilas y de los datos respecto a su ubicación de proyecto. Dicha posición no deberá ser mayor al 2% del ancho/diámetro de la pila.
5. Ubicada en campo la posición de las pilas, se colocará el equipo de perforación en el sitio indicado para cada pila.
6. El equipo deberá garantizar la verticalidad del barreno, minimizar la alteración del suelo adyacente a la excavación, obtener una perforación limpia y conservar las dimensiones de proyecto en toda la profundidad, evitando la sobreexcavación lateral y vertical del terreno.
7. Durante la realización de los trabajos se llevará registro de la localización de las pilas, las dimensiones de perforaciones, las fechas de perforación y de colado, la profundidad y espesores de los estratos y las características de los materiales de apoyo.
8. Una vez instalado el equipo, se iniciará la perforación a partir del nivel de plataforma hasta el nivel de desplante especificado. La desviación de la verticalidad con la que será aceptable construir la pila será del 2% máxima tolerable de su longitud.
9. Para la preparación del lodo bentonítico se utilizará mezclador y recipientes de almacenamiento permitiéndole reposar durante un período mínimo de 24 hrs. para garantizar su hidratación. De los recipientes, se trasladará el lodo a la perforación de la pila mediante bomba para lodos.
10. La lechada bentonítica no se podrá verter en el drenaje urbano, por lo que se deberá destinar un área para recolectarla. Para evitar la contaminación con bentonita se puede sustituir por polímero que realiza las mismas funciones sin contaminar. La verificación de las condiciones de desplante se realizará a través de una plomada de concreto, así como también se deberá verificar la profundidad de perforación y limpieza del fondo (libre de azolves).
11. Terminada la perforación y efectuada la limpieza del fondo de esta, se procederá a la colocación del armado de la pila y la posterior colocación del concreto para el colado de la pila por medio del sistema de tubería Tremie.

9.- CARACTERÍSTICAS DE MATERIAL DE RELLENO CONTROLADO

En caso de ser requerido material de banco se sugiere emplear material calidad Subrasante mismo que deberá cumplir las siguientes características:

Tabla 17. Características de material calidad Subrasante (tepetate).

PROPIEDAD	ESPECIFICACIÓN
Valor Soporte de California, (CBR); %	20 mín.
Límite líquido; (%)	40.0 máx.
Índice plástico; (%)	12.0 máx.
Expansión; (%)	2.0 máx.
Tamaño máximo; (mm)	76
Grado de compactación; %, respecto a la prueba AASHTO Estándar	95

10.- RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación, se presentan las conclusiones y recomendaciones del presente informe geotécnico, emitidas a partir de la interpretación de la información obtenida en campo y laboratorio.

- El sitio en estudio se localiza en zona sísmica B, tipo de suelo II, con coeficiente sísmico = 0.386, ordenada espectral para a_0 : de 0.116, y periodo natural para $t_a = 0.100$, $t_b = 0.600$, de acuerdo con la regionalización sísmica de la República Mexicana de la Comisión Federal de Electricidad (CFE).
- La estratigrafía identificada se muestra en las Figuras 8-19.
- No se identificó el nivel de agua freática (NAF).
- De acuerdo con las condiciones del sitio, se considera que éste fue receptor de material producto de corte, escombro e incluso basura procedente de construcciones aledañas o cercanas al predio en estudio, misma que modificó la topografía original del predio, así como las características físicas y mecánicas del suelo superficial existente.
- El material de relleno no controlado existente se detectó desde el nivel de terreno existente (NTE) hasta 1.40 – 4.20 m de profundidad. De acuerdo con los niveles de proyecto, las construcciones proyectadas tomarán de referencia de apoyo el nivel de banquetta existente en Av. Municipio Libre, por lo que se infiere que será necesario el retiro del material de relleno no controlado existente.

PROPUESTA DE CIMENTACIÓN

ESTRUCTURAS MENORES

- Zapatas aisladas (con trabes de liga) o corridas con profundidad de desplante mínima de 0.60 m apoyadas sobre suelo existente sobre el cual se deberá colocar plantilla de concreto simple ($f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$) de 0.05 m de espesor como se muestra esquemáticamente en la Figura 17.
- Una vez que el concreto de la cimentación alcance su resistencia, se procederá a rellenar las cepas mediante la colocación de material de sitio (existente por debajo del relleno no controlado) o de relleno controlado calidad subrasante (tepetate), colocado en capas de máximo 0.20 m en estado suelto y compactadas al 95% de su PVSM.
- El diseño de la cimentación dependerá de las cargas reales transmitidas por la estructura en proyecto, por lo que será el que el Ingeniero Calculista determine, incluyendo su profundidad de desplante.

- Para recibir el firme de concreto verificar que el terreno natural presenta compactación mínima del 95% y conformar material calidad Subrasante en espesor de igual magnitud o mayor en función de los niveles de proyecto.
- La propuesta de cimentación considera el retiro total del material de escombros y que el desplante de la cimentación será sobre terreno natural existente. Se considera como cota 0.00 m el nivel de banqueta del Blvd. Municipio Libre.

ESTRUCTURA PRINCIPAL

ALTERNATIVA "A"

- Zapatas corridas con profundidad de desplante mínima de 1.50 m apoyadas sobre suelo existente (limo arenoso, ML) sobre el cual se deberá colocar plantilla de concreto simple ($f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$) de 0.05 m de espesor como se muestra esquemáticamente en la Figura 18.
- Una vez que el concreto de la cimentación alcance su resistencia, se procederá a rellenar las cepas mediante la colocación de material de sitio (existente por debajo del relleno no controlado) o de relleno controlado calidad subrasante (tepetate), colocado en capas de máximo 0.20 m en estado suelto y compactadas al 95% de su PVSM.
- El diseño de la cimentación dependerá de las cargas reales transmitidas por la estructura en proyecto, por lo que será el que el Ingeniero Calculista determine, incluyendo su profundidad de desplante.
- Para recibir el firme de concreto verificar que el terreno natural presenta compactación mínima del 95% y conformar material calidad Subrasante en espesor de igual magnitud o mayor en función de los niveles de proyecto.
- La propuesta de cimentación considera el retiro total del material de escombros y que el desplante de la cimentación será sobre terreno natural existente. Se considera como cota 0.00 m el nivel de banqueta del Blvd. Municipio Libre.

ALTERNATIVA "B"

- Pilas de cimentación coladas in situ de sección circular de 0.80 m, 1.00 m o 1.20 m de diámetro desplantadas/apoyadas en suelo competente identificado de acuerdo con los sondeos realizados como se muestra esquemáticamente en la Figura 19.
- Las dimensiones de las pilas y su armado dependerán de las cargas reales transmitidas por la estructura en proyecto, por lo que el diseño final será el que el Ingeniero Calculista determine, incluyendo su profundidad de desplante.
- La propuesta de cimentación considera el retiro total del material de escombros y que el desplante de la cimentación será sobre terreno natural existente. Se considera como cota 0.00 m el nivel de banqueta del Blvd. Municipio Libre.
- El cálculo de capacidad de carga, asentamiento, módulo de reacción y empuje de suelos se presentan en el cuerpo del presente informe.
- El procedimiento de preparación de terreno y desplante de cimentación se detalla en el apartado 7.

11.- BIBLIOGRAFÍA

- Bowles, Joseph E. Foundation analysis and design. 5ta. Ed. McGraw Hill Company, 1997.
- Braja M Das, Principios de Ingeniería de Cimentaciones. 4a ed., International Thomson Editores.
- Goodman, R. E. Engineering Geology: Rock in Engineering Construction. Wiley, 1993.
- Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. Mecánica de Suelos. 3ra. Ed., Limusa, 2001.
- Powrie, W. Soil Mechanics, Concepts & Applications. 2da. Ed., Spon Press, 2004.
- Jiménez Salas, J. A. y coautores. Geotecnia y Cimientos. 2da. Ed., Rueda, 1992.
- Reglamento de Construcción del Distrito Federal, 2017.

Representante legal
Cédula profesional: 8327038

Superintendente de servicios
Cédula profesional: 3418411

Responsable de mecánica de suelos
Cédula profesional: 10105866

A5 **ESPECTRO DE SITIO**

12. Espectro de diseño a partir de espectros de respuesta del sitio

De acuerdo con la regionalización sísmica, definida por la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2017), el predio de estudio se ubica en la zona sísmica C.

El cálculo del Espectro de Diseño será a partir de los espectros específicos de sitio calculados como indica el "Apéndice A" (Determinación del espectro de diseño para un sitio específico) de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS 2017) y con lo indicado en el inciso 3.1.2 de las mismas NTC-DS.

12.1 Aspectos teóricos

El apéndice A de las NTC-DS (G-CDMX, 2017) indica: El estudio para determinar los espectros de sitio seguirá los pasos generales siguientes:

a) Construir un modelo estratigráfico del subsuelo que contenga los espesores de los estratos y la profundidad del basamento, junto con los valores correspondientes de las velocidades de ondas de cortante, pesos específicos y amortiguamientos. Se entiende como basamento a la capa en la que puede considerarse ocurre el movimiento sísmico de diseño, zona de loma con suelo duro, caracterizado por los espectros de peligro uniforme (EPU) que se presentan en la Figura siguiente:

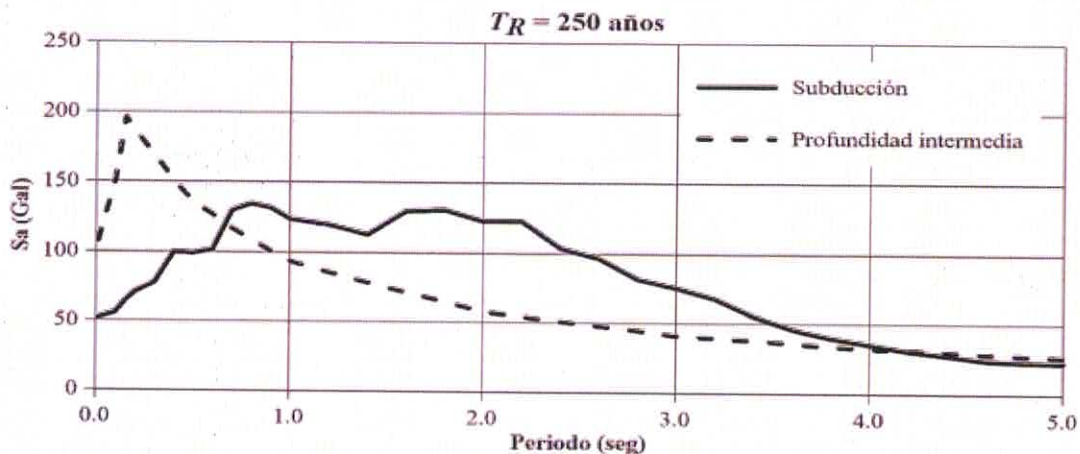


Figura 12.1. Espectros de Peligro Uniforme (EPU) del movimiento de diseño para la Zona de Lomas, para los dos grupos de temblores considerados.

b) Calcular la función de transferencia de campo libre, como el cociente del espectro de Fourier del movimiento en la superficie, entre el espectro de Fourier del movimiento de entrada, suponiendo propagación vertical de ondas de cortante. Para este cálculo se tendrán en cuenta las incertidumbres en los parámetros del modelo estratigráfico del subsuelo, las incertidumbres inherentes a la hipótesis de propagación vertical de ondas de cortante y el efecto de la no linealidad de los materiales.

Ambos requisitos los cumple la aplicación EERA.xls, basado en el programa de cómputo Shake-91, que es un método de aceptación generalizada en la práctica profesional.

c) Convertir los espectros de peligro uniforme de la Figura 12.1, que corresponden a dos grupos diferentes de eventos sísmicos (subducción y de profundidad intermedia o intraplaca), en espectros de potencia o de amplitudes



de Fourier. Este cálculo requiere que se especifique la duración del movimiento del suelo de entrada, D_B , que se tomará igual a:

$$D_B = \begin{cases} 80 \text{ s eventos de subducción} \\ 40 \text{ s profundidad intermedia o intraplaca} \end{cases}$$

Estas duraciones están asociadas a los eventos de subducción y profundidad intermedia (intraplaca) que más contribuyen al peligro sísmico para un periodo de retorno de 250 años. En el caso de eventos de subducción, se trata de un evento con magnitud 7.8 a 265 km de distancia focal; para los eventos de profundidad intermedia, el sismo dominante de magnitud 7.5 y distancia focal de 110 km.

d) Obtener el espectro de potencia en la superficie, multiplicando la amplitud de la función de transferencia de campo libre al cuadrado por el espectro de potencia en el basamento.

e) Sin incluir la interacción suelo-estructura, se calculan dos espectros de respuesta de sitio, uno para cada grupo de eventos, para un oscilador con 5 por ciento de amortiguamiento, usando como excitación de la base el espectro de potencia en la superficie y aplicando la teoría de vibraciones aleatorias. La duración del movimiento en la superficie, D_S , se calcula con la siguiente expresión:

$$D_S = D_B + 20(T_S - 0.5)$$

donde T_S es el periodo natural del sitio en estudio, se especifica en segundos y D_S , se obtiene en segundos.

Los espectros de respuesta obtenidos son los espectros de peligro uniforme (EPU) en el sitio en cuestión, uno por grupo de eventos, sin incluir efectos de interacción suelo-estructura. El correspondiente espectro de diseño se obtendrá como una envolvente suavizada de los espectros de respuesta calculados, ajustando sus parámetros a la forma funcional definida en el inciso 3.1.2 de la NTC-DS (G-CDMX, 2017). En ningún caso se permitirá que el coeficiente c al que se refiere el propio inciso 3.1.2 de la norma sea menor al que puede obtenerse de la Figura A.1.2, como función del periodo T_s calculado para el sitio como se especifica en la sección A.2.

El inciso 6.1.2 de las NTC-DS (G-CDMX, 2017) indica:

Los espectros de diseño contenidos en el SASID siguen el formato que se describe a continuación, mismo que se seguirá para construir los espectros de sitio y los que se requieren cuando se toma en cuenta la interacción suelo-estructura.

Las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad, a , se determinarán en función del periodo de vibrar de la estructura, T , y de parámetros básicos, como sigue:

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

dónde:

$$p = k + (1-k)(T_b/T)^2$$

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

El factor de reducción β considera el amortiguamiento suplementario (mayor que 0.05) por efectos de interacción suelo-estructura o del uso de disipadores de tipo viscoso; ζ es la fracción de amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro de diseño y los valores de λ , ϵ , T se listan en la Tabla 6.1.

Tabla 12.1. Valores de λ , ϵ y τ en función de T_s .

Periodo del sitio (s)			λ	ϵ	τ
	T_s	≤ 0.5	0.40	0.80	2.50
0.5 <	T_s	≤ 1.0	0.45	0.20	1.00
1.0 <	T_s	≤ 1.5	0.45	0.30	1.00
1.5 <	T_s	≤ 2.0	0.50	1.20	1.00
2.0 <	T_s	≤ 2.5	0.50	1.80	1.00
2.5 <	T_s	≤ 3.0	0.55	3.00	1.00
3.0 <	T_s	≤ 4.0	0.50	4.00	1.00

El coeficiente de aceleración del terreno a_0 , el coeficiente c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b de la meseta espectral, así como el periodo dominante del sitio T_s , se tomarán del SASID cuando los estudios geotécnicos no indiquen la existencia de anomalías en las características del subsuelo con respecto a la zona circundante.

6.2 Caso de estudio

Estructura de proyecto: Edificio de 5 niveles para uso Hospital, por lo que la importancia de la estructura es del tipo A (CFE, 2017, G-CDMX, 2017).

a) Estratigrafía del sitio de estudio y parámetros dinámicos del subsuelo

En el predio de estudio y con base en los resultados de la exploración geotécnica, donde se realizaron sondeos de penetración estándar (SPT) y pozos a cielo abierto (PCA), y de los ensayos de laboratorio de mecánica de suelos, se define el perfil de velocidad de onda de corte (V_s) y de peso volumétrico (γ), ver Tabla 6.2. Las unidades geotécnicas indicadas en la Tabla 6.2 corresponden a suelos de consistencia dura. La relación de amortiguamiento de los estratos de suelo es de 5%.



Tabla 12.2. Valores calculados de la velocidad de onda de corte, V_s , de los estratos del sitio de estudio.

Unidad	Profundidad (m)		Espesor m	N ---	γ kN/m ³	c kPa	ϕ grados	E kPa	v ---	G kPa	c1	c2	
	de	hasta									Vs m/s	Vs m/s	
A	0.00	4.80	4.80	37	16.0	125.0	15.0	12820.0	0.30	4930.8	296.6	283.6	
B	4.80	9.80	5.00	50	16.5	150.0	20.0	16640.0	0.30	6400.0	329.1	310.5	
C	9.80	12.80	3.00	50	16.5	50.0	33.0	41970.0	0.30	16142.3	329.1	310.5	
D	12.80	17.40	4.60	23	16.0	10.0	9.0	8710.0	0.30	3350.0	251.7	245.8	
C	17.40	25.00	7.60	50	16.5	50.0	33.0	41970.0	0.30	16142.3	329.1	310.5	
suma			25.00								Promedio ponderado por espesores =	308.6	293.4

Nota: las correlaciones c1 y c2 son respectivamente: Ohta y Goto (1978) y Maheswari *et al.*, (2008)

De acuerdo con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, indicada en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentación (NTC-DCC, 2017), el predio se ubica en zona I, lomas. Cabe reconocer que esta clasificación aplica para la Ciudad de México, pero es importante remarcar que el predio se ubica en zona de suelo duro.

Las correlaciones empíricas para calcular la velocidad de onda de corte (V_s) a partir del número de golpes de la prueba de penetración estándar (N) de los sondeos SPT son:

Autores	Año de publicación	Ecuación
Imai y Yoshimura	(1970)	$V_s = 76N^{0.33}$
Ohba y Toriumi	(1970)	$V_s = 84N^{0.31}$
Ohta y Goto	(1978)	$V_s = 85.34N^{0.348}$
Japan Road Association	(2002)	$V_s = 100N^{1/3}$
Alfaro	(2007)	$V_s = 99.783N^{0.333}$
Maheswari <i>et al.</i> ,	(2008)	$V_s = 95.641N^{0.301}$

Las correlaciones utilizadas son Ohta y Goto (1978) y Maheswari *et al.*, (2008), la primera correlación arroja el valor promedio de V_s ponderado por el espesor de los estratos de 308.6 m/s y la segunda correlación, de 293.4 m/s. Con estos valores promedio, el periodo natural del suelo (T_s) varía entre 0.32 s y 0.34 s, en promedio, $T_s = 0.33$ s.

Debido a la incertidumbre en la determinación de la velocidad de onda de corte de los estratos de suelo del sitio de estudio, en el análisis de propagación unidimensional de onda de corte se considera el 80% del valor calculado con la ecuación de Maheswari *et al.*, (2008), ver Tabla 6.2. Con esta reducción en el perfil de velocidad de onda de corte, el periodo natural del suelo es $T_s = 0.43$ s.

b) Sismos de entrada

A partir de los espectros de peligro uniforme (EPU) indicados en la Figura 12.1 calculados para periodo de retorno T_r de 250 años, se calculan los sismos sintéticos correspondientes (Figura 12.2). Además de los sismos sintéticos, se consideran sismos obtenidos de estaciones de medición sísmica para eventos de magnitud importante mayor que 6. La Tabla 2 muestra los eventos sísmicos considerados, así como algunas características importantes que serán de utilidad para interpretar los resultados. La misma Figura 12.2 muestra los sismos utilizados y sus correspondientes espectros de respuesta (con 5% de relación de amortiguamiento) se muestran en la Figura 6.3.

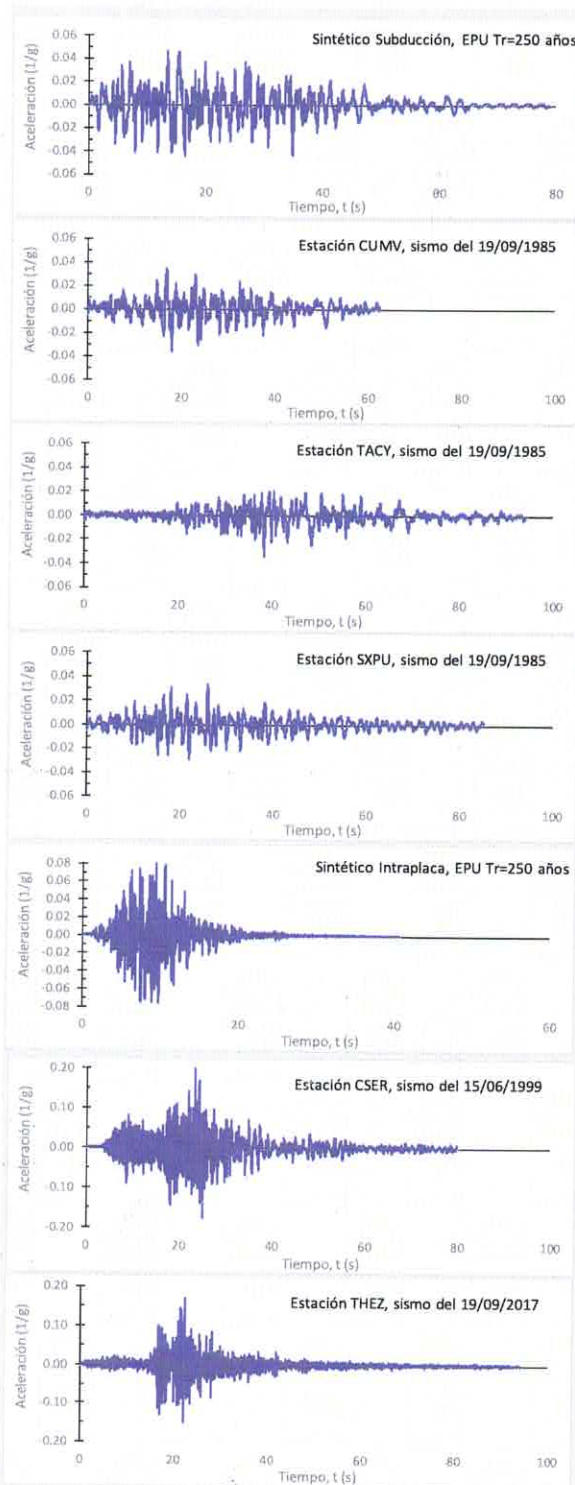
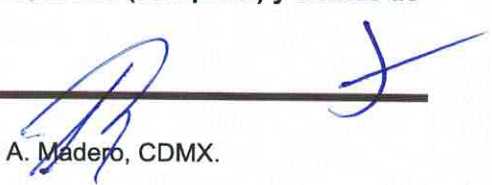


Figura 6.2. Sismos sintéticos de subducción y de profundidad intermedia (intraplaca) y sismos de estaciones de medición.



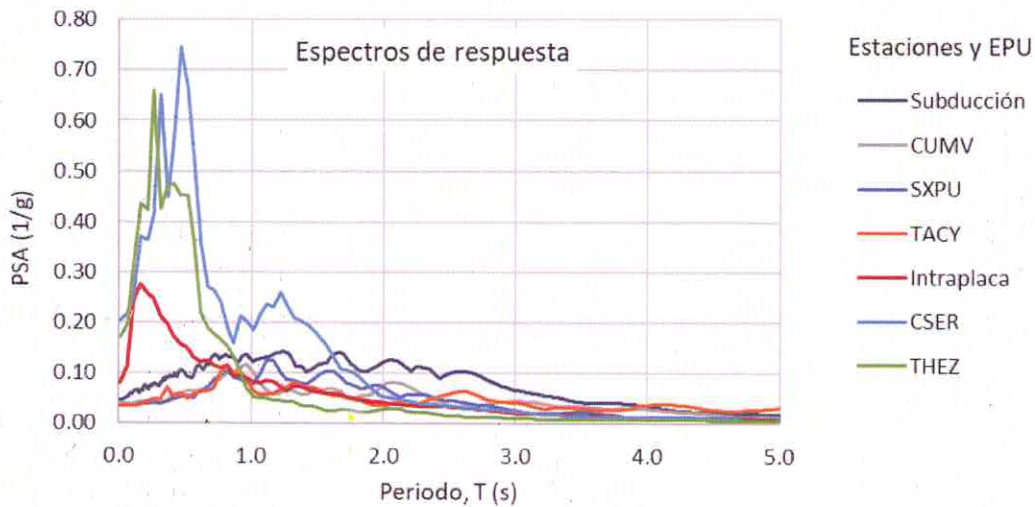


Figura 6.3. Espectros de respuesta de los sismos considerados para aplicar en la base de la estratigrafía del sitio de estudio para el análisis de propagación unidimensional de onda de corte.

Tabla 6.3. Eventos sísmicos considerados para el análisis de propagación unidimensional de onda. Fuente: Base de datos de registros acelerográficos de la RAI-UNAM.

Institución	Entidad	Clave Estación	Nombre estación	Aceleración max (cm/s ²)	Calidad	Fecha evento	Magnitud	Tipo evento	Archivo
I de I-UNAM	CDMX	CUMV	MESA VIBRADORA, CIUDAD UNIVERSITARIA, CDMX	38.28	A	19/09/1985	Ms= 8.1, Mc= 8.1, Mb= 6.8	Subducción	CUMV8509.191
I de I-UNAM	CDMX	TACY	TACUBAYA, CDMX	34.0	A	19/09/1985	Ms= 8.1, Mc= 8.1, Mb= 6.8	Subducción	TACY8509.191
I de I-UNAM	PUEBLA	SXPU	SISMEX, PUEBLA	32.6	H	19/09/1985	Ms= 8.1, Mc= 8.1, Mb= 6.8	Subducción	SXPU8509.191
I de I-UNAM	PUEBLA	CSER	CIUDAD SERDAN, PUEBLA	199.1	A	15/06/1999	Ms= 6.5, Mb= 6.4, Ma= 6.3, Me= 7	Intraplaca	CSER9906.151
I de I-UNAM	PUEBLA	THEZ	ESCUELA PRIMARIA EMILIANO ZAPATA, TEHUACAN, PUEBLA	166.5	A	19/09/2017	M= 7.1	Intraplaca	THEZ1709.191

b) Cálculo de los espectros de respuesta

La Figura 6.3 muestra los espectros de respuesta obtenidos (espectros de peligro uniforme, EPU) en el sitio de estudio, para eventos de subducción y de profundidad intermedia, sin incluir efectos de interacción cinemática suelo-estructura. Esta misma figura muestra los espectros de respuesta de los sismos obtenidos de las estaciones.

Mediante la aplicación EERA.xls, que se basa en el código SHAKE-91, donde se consideran efectos no lineales del suelo mediante el procedimiento lineal equivalente, se calcula la propagación de los eventos sísmicos mostrados en el Figura 6.2, aplicados a 25 m de profundidad y se calculan los espectros de respuesta en la superficie del terreno del predio en estudio. La Figura 6.3 muestra los espectros de respuesta para cada uno de los sismos considerados, asimismo se muestran los espectros de diseño elásticos para estructuras del tipo B y tipo A que indica el programa PRODISIS (CFE, 2017, v-4.1). Con base en la amplitud de los espectros de respuesta calculados y la amplitud horizontal de la meseta que indica la CFE (2017), en la misma Figura 3 se muestra la propuesta de envolvente de espectro de diseño que aplica a estructuras del grupo B.



La Figura 6.4 muestra el espectro elástico de diseño para estructuras del grupo B y para estructuras del grupo A, este último a utilizar en el diseño de la estructura del Hospital La Margarita, ubicado en Av. Fidel Vázquez No. 4211, Col. La Margarita, ciudad de Puebla, Puebla.

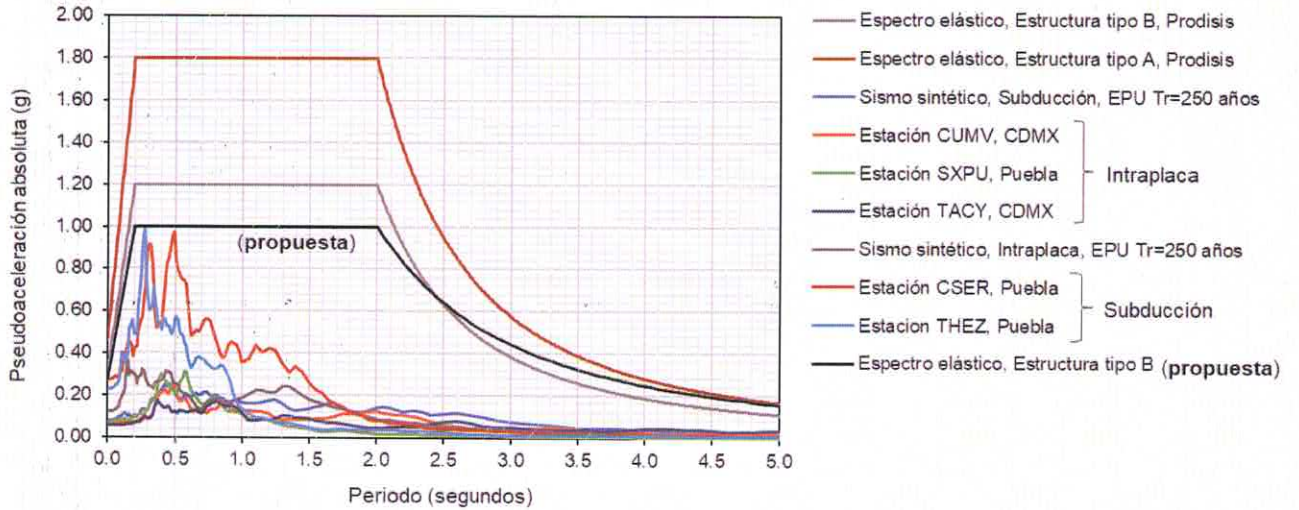


Figura 6.4. Espectros de respuesta calculados en la superficie del terreno del sitio de estudio para cada uno de los sismos considerados aplicados en la base de la estratigrafía del mismo sitio de estudio, para eventos de subducción y de intraplaca o de profundidad intermedia, y definición del espectro elástico de diseño para estructuras del tipo B.

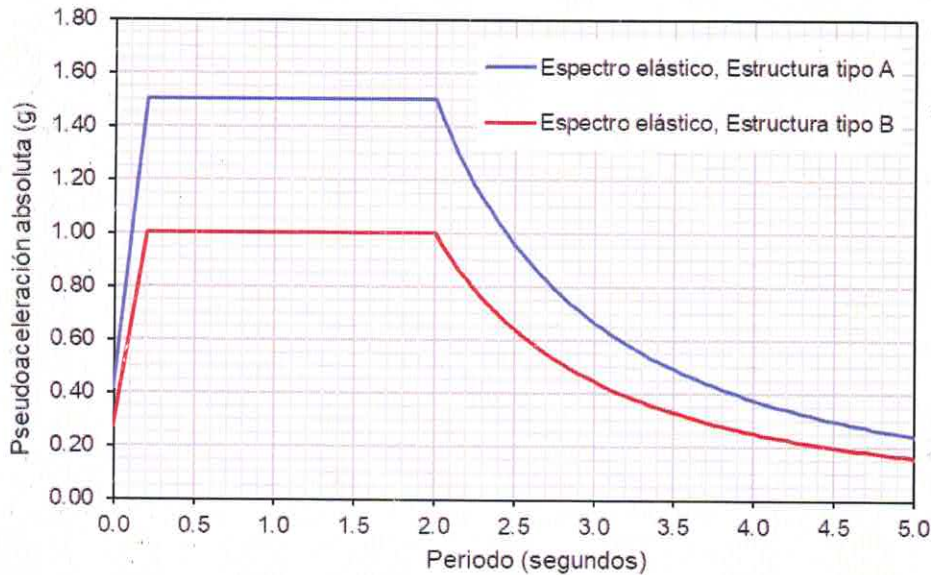


Figura 6.5. Espectros elásticos de diseño para estructuras del tipo B y para estructuras del grupo A.

Los parámetros que definen el espectro elástico de diseño para estructuras del grupo A son:



Tabla 6.4. Parámetros del espectro elástico de diseño.

Ts	a ₀	c	Ta	Tb	β	k
seg	g	g	seg	seg	--	--
0.43	1.42	1.50	0.20	2.00	1.00	1.50

Factor de importancia (grupo) A
Factor de irregularidad 1.0
Factor de comportamiento sísmico (Q) 1.0
Factor de hiperestaticidad (k1) 1.0