



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA**



**REDISEÑO DEL NÚMERO DE ETAPAS DE EXCAVACIÓN
PARA UNA CIMENTACIÓN SOBRECENSADA.**

TESINA

Que para obtener el título de

Especialista en Geotecnia

P R E S E N T A

Luis Misael Palacios Tepepa

DIRECTOR DE TESINA

M. en I. German López Rincón.

Ciudad de México, Octubre de 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Contenido

INTRODUCCIÓN.....	3
CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO.....	4
Zonificación geotécnica.....	4
Exploración del subsuelo.....	5
Ensayes de laboratorio.....	10
Interpretación estratigráfica.....	10
PROYECTO EJECUTIVO.....	11
Proyecto arquitectónico.....	11
ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN.....	12
Cimentación seleccionada.....	12
Análisis de compensación.....	12
Capacidad de Carga.....	13
Parámetros de diseño.....	13
Capacidad de carga de la cimentación.....	13
DISEÑO DE LA EXCAVACIÓN DE SOTANOS.....	13
Estabilidad de taludes.....	13
Análisis de estabilidad de taludes empleando el método sueco.....	14
Análisis de resultados.....	14
Expansiones.....	14
Falla de fondo.....	15
Abatimiento del Nivel Freático.....	15
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	17
Construcción de muros tablestaca, colados in situ (Muro Milán).....	17
Pozos de bombeo.....	17
Sistema de contención con viguetas provisional (Muro Berlín).....	18
Excavación, apuntalamiento y construcción de sótanos.....	21
Excavación y construcción de cisterna.....	22
PRESUPUESTO.....	22
MOVIMIENTOS EN LA COLINDANCIA SUR Y PONIENTE.....	23
Replanteo de las etapas de la excavación por el contratista (12 etapas).....	24
PRESUPUESTO.....	28
PROPUESTA DE EXCAVACIÓN PARA REDUCIR EL TIEMPO DE EJECUCIÓN DE LA OBRA.....	29

Etapas de excavación	29
Falla de fondo.....	30
Falla por subpresión.....	30
Nivel de abatimiento.....	31
Presiones horizontales	31
Empujes sobre el Muro Milán.....	31
Carga en los puntales.....	36
Revisión de la sección de los puntales por compresión.....	37
PRESUPUESTO.....	38
CONCLUSIONES.....	40
REFERENCIAS.....	41
Bibliográficas	41
ANEXO I.....	42
ANEXO II.....	48
ANEXO III.....	52

INTRODUCCIÓN.

Un procedimiento constructivo consta de una serie de recomendaciones para la construcción adecuada y eficaz de un proyecto, para que el procedimiento sea factible, económico y construible, se necesita la cooperación tanto del ingeniero geotecnista como del ingeniero constructor, de esta manera es menos difícil diseñar un procedimiento que sea fácil de seguir para la empresa encargada de la ejecución de la obra.

En muchas ocasiones, debido a las necesidades de la obra, se requieren hacer modificaciones al procedimiento constructivo; muchas de estas modificaciones las hace el ingeniero residente encargado de la construcción del proyecto, es importante que estas modificaciones sean notificadas al ingeniero geotecnista con el fin de poder analizar de manera adecuada cuales podrían ser la afectaciones que pudiera sufrir el proyecto, lo que conduce a replantear el análisis y por lo tanto a un rediseño.

CONDICIONES GEOTÉCNICAS DEL SITIO

Zonificación geotécnica

De acuerdo con la Zonificación geotécnica de la Ciudad de México, el predio en estudio se ubica cerca del límite Poniente de la Zona del Lago ó Zona III, 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 varios 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 50 m.

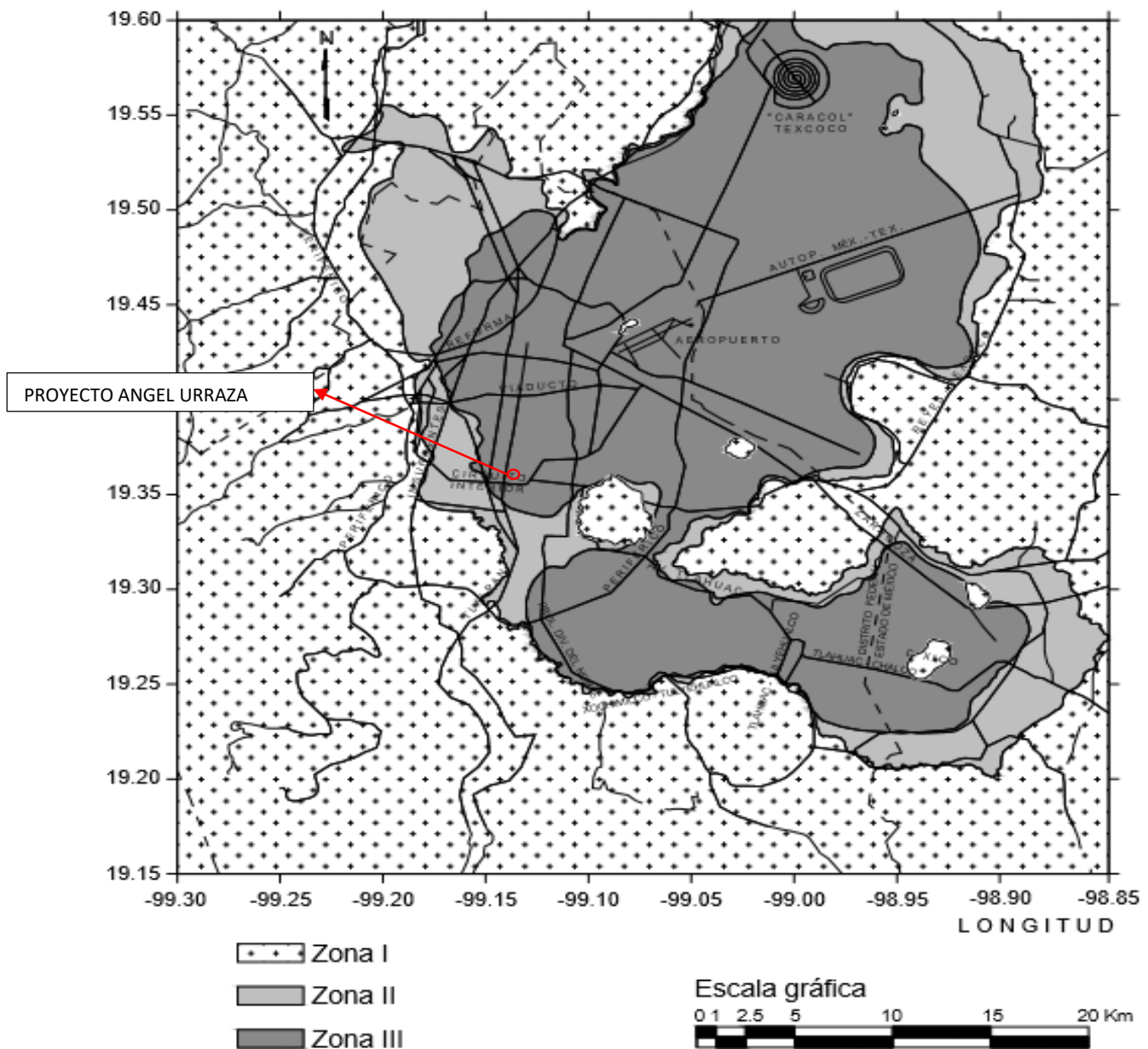


Figura 1. Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México.

Exploración del subsuelo

Con el fin de verificar las características estratigráficas, así como las variaciones con la profundidad de la resistencia al corte del subsuelo en el sitio de interés, se ejecutó un sondeo de penetración mediante un cono eléctrico de 10.46 cm² de área proyectada, de 60° de ápice e instrumentado con strain-gages (deformómetros eléctricos) para medir la presión que se desarrolla en la punta cónica, la cual tiene sensibilidad de 2 kg. La señal del cono se registró en la superficie mediante un puente de Wheatstone digital.



Figura 2. Cono eléctrico empleado durante la exploración.



Figura 3. Consola de registro de lecturas.

El cono se colocó en el extremo de una sarta de barras de perforación y se hincó a una velocidad de 1 cm/seg, mediante una perforación Long-year 34, tomándose lecturas a cada 10 cm de penetración. La resistencia de punta del sondeo de cono eléctrico, se obtuvo dividiendo la fuerza con el cono entre su área proyectada. **Figura 5 a 5.2.**



Figura 4. Ejecución de Sondeo de Cono Eléctrico, SCE 1.

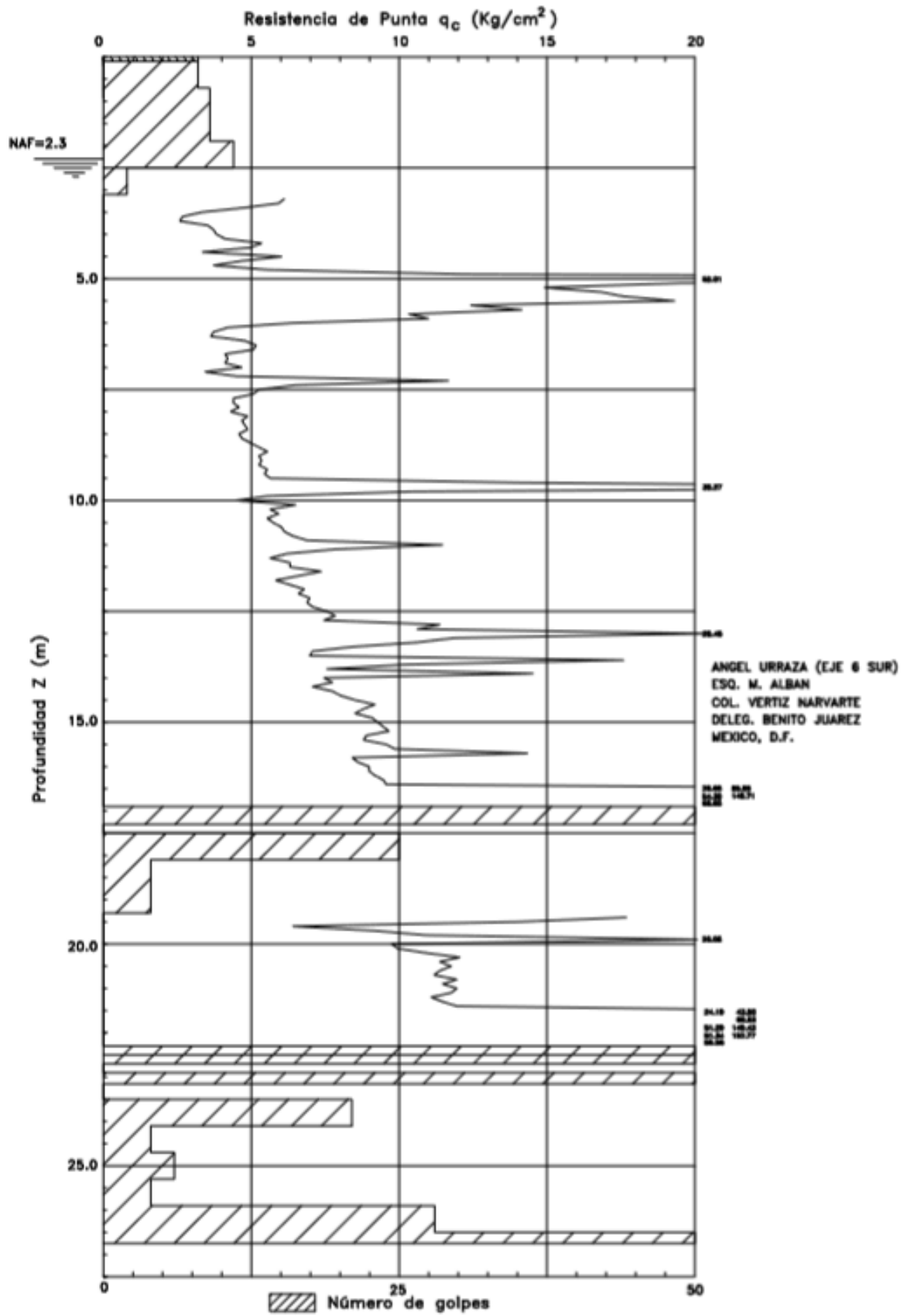


Figura 5. Grafica de Resistencia de punta, obtenida del Sondeo de Cono Eléctrico, SCE 1.

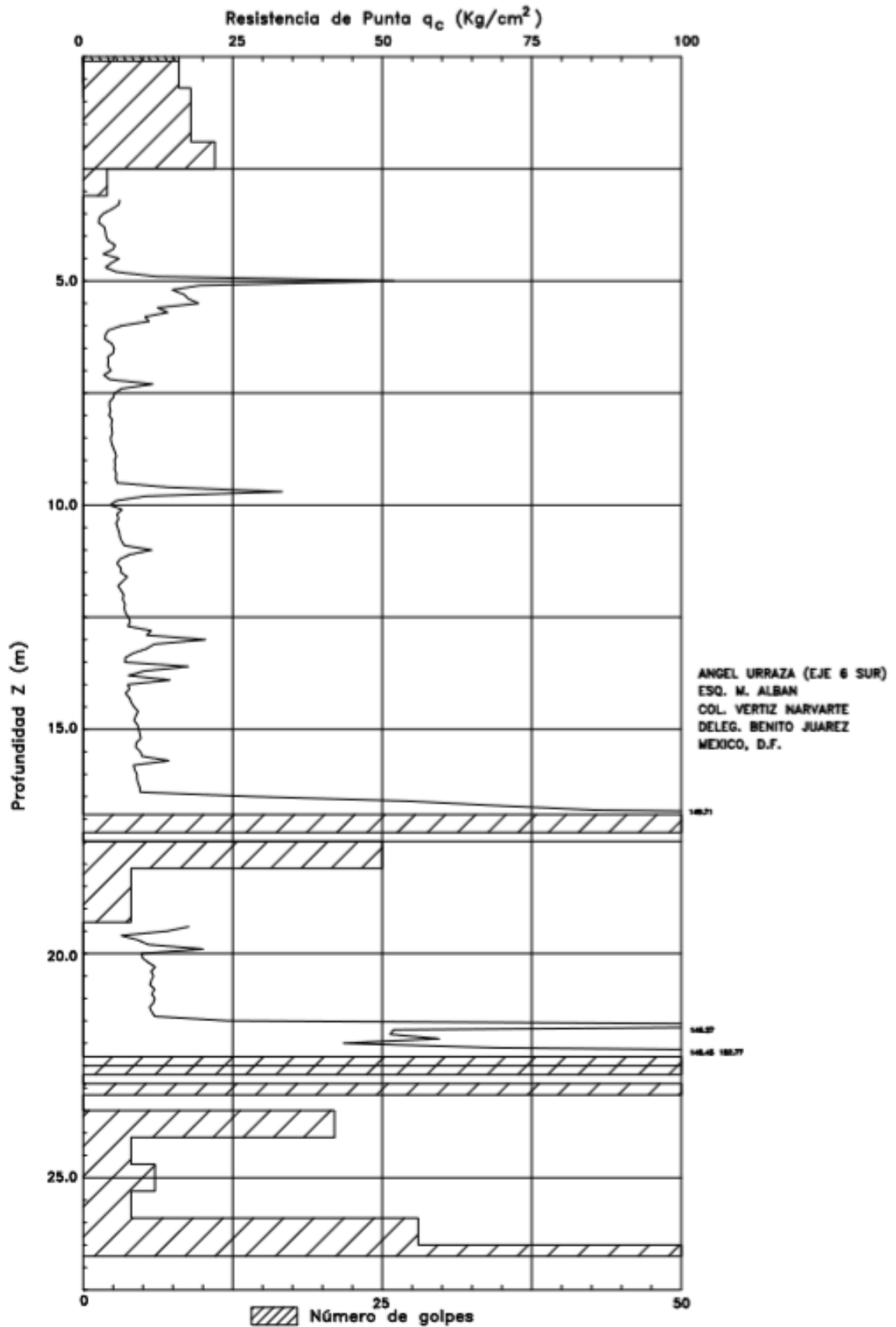


Figura 5.1. Grafica de Resistencia de punta obtenida, del Sondeo de Cono Eléctrico, SCE 1.

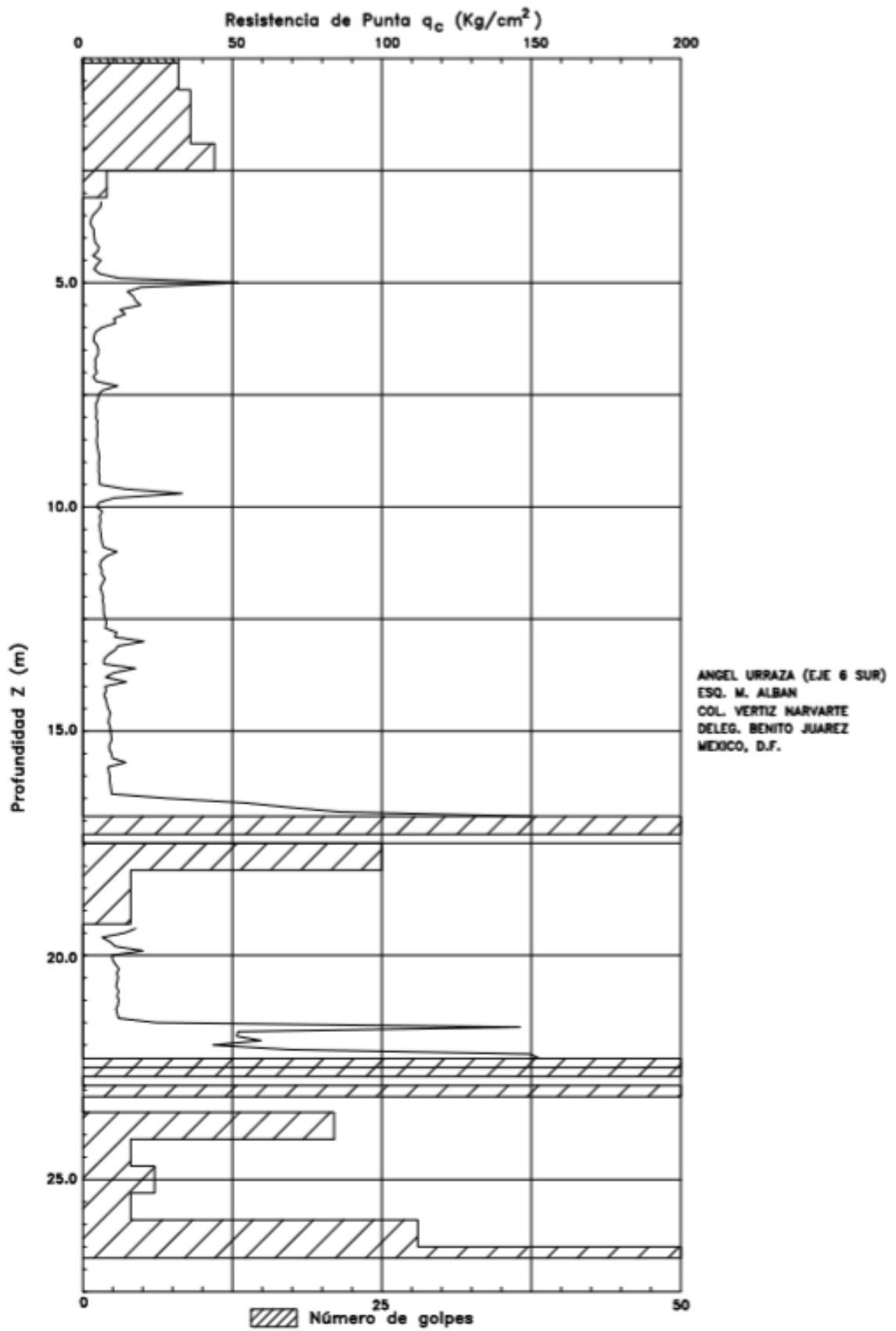


Figura 5.2. Grafica de Resistencia de punta, obtenida del Sondeo de Cono Eléctrico, SCE 1.

El sondeo de cono eléctrico se ejecutó a 27.10 m de profundidad, respecto al nivel de banqueteta y fue ubicado de acuerdo con el proyecto arquitectónico de Noviembre del 2013 (**ANEXO I, Figuras 19 a 24**), y se realizó de acuerdo con la **Ref. 1**.

En los estratos duros se aplicó la prueba dinámica de penetración estándar, de acuerdo con la norma ASHTO-1586 obteniendo muestras representativas alteradas a cada 60 cm y midiendo simultáneamente, el índice de penetración para penetrar los 30 cm intermedios del penetrómetro.

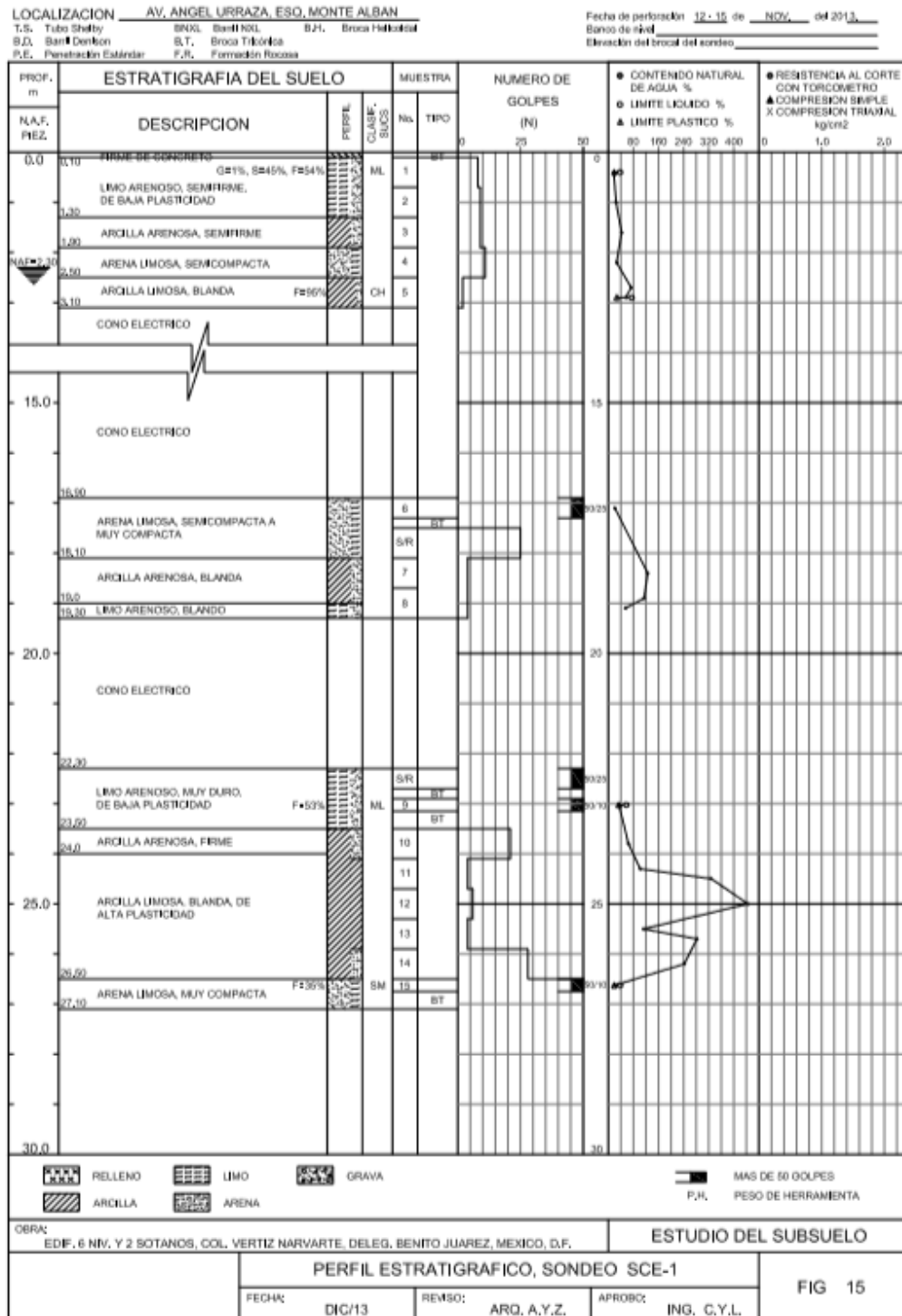


Figura 6. Perfil estratigráfico, obtenido del Sondeo de Cono Eléctrico, SCE 1.

En todos los casos en que la resistencia a la penetración estándar fue mayor de 50 golpes se avanzó con broca tricónica hasta completar 60 cm de perforación. De los estratos representativos se obtuvieron muestras alteradas para su clasificación y determinar sus propiedades índice de interés.

El nivel freático se detectó a la profundidad de 2.30 m, con respecto al nivel de banqueta, en la fecha cuando se efectuó la exploración.

A las muestras obtenidas, se les practicó en campo la clasificación visual y al tacto, de todos los materiales de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

En las figuras **5 a 5.2** se presenta la gráfica de la resistencia de punta con la profundidad del sondeo SCE-1, en diferentes escalas y en **Figura 6**, se muestra el perfil estratigráfico complementario de penetración estándar.

Ensayos de laboratorio.

Además de la clasificación S.U.C.S de todos los materiales muestreados, se determinaron las propiedades índice que interesa conocer de los estratos representativos para realizar los análisis geotécnicos de la cimentación más conveniente, como se describe más adelante.

En las muestras obtenidas se realizaron pruebas para determinar sus propiedades índice, como son: clasificación visual y al tacto, contenido natural de humedad, límites de Atterberg y por ciento de finos.

Interpretación estratigráfica.

Con base en el perfil de resistencia determinada con cono eléctrico, la estratigrafía del sitio se describe a continuación:

Costra Superficial (CS). Se detecta de 0.0 a 5.90 m de profundidad, y superficialmente son rellenos con espesor de 1.30 m, compuesto por limo arenoso, semifirme. Debajo se encuentran arcillas limosas con intercalaciones de arena limosa con resistencia al corte no drenada (Cu) variable entre 2.65 a 3.2 Ton/m².

Serie Arcillosa Superior (SAS). Definida entre 5.90 y 26.50 m, la cual es arcilla de alta plasticidad, ligeramente preconsolidada y su resistencia al corte no drenada varía de 3.5 a 7.0 Ton/m², aumentando con la profundidad; a 9.60 m de profundidad se detecta un lente de arena fina negra volcánica, de 20 cm de espesor, con resistencia a la penetración del cono de 33.0 kg/cm². A 12.80 y 16.40 m se localizan dos lentes duros (LD) con espesor de 0.50 y 1.70 m, que pueden ser costra de secado solar, constituido por arena o vidrio (pómez) volcánico, cuya resistencia del cono varía de 20.0 a 150.0 kg/cm².

A partir de 21.40 m de profundidad, se localizan una serie de lentes duros de 70 cm de espesor, con resistencia al cono de 24.0 a 153.0 kg/cm².

Capa Dura (CD). Esta se encuentran a 26.50 m de profundidad, con espesor de 0.60 m (fin de sondeo) y tienen un índice de resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes para penetrar los 30 cm intermedios del penetrómetro y cuya resistencia a la penetración del cono es mayor de 150 kg/cm². Esta capa la compone un depósito heterogéneo en el que predomina el material arena limosa con algo de arcilla intercalada, que tiene una cementación muy variable.

Con el sondeo efectuado en el predio, se elaboró el corte estratigráfico descriptivo que se muestra en la siguiente figura:

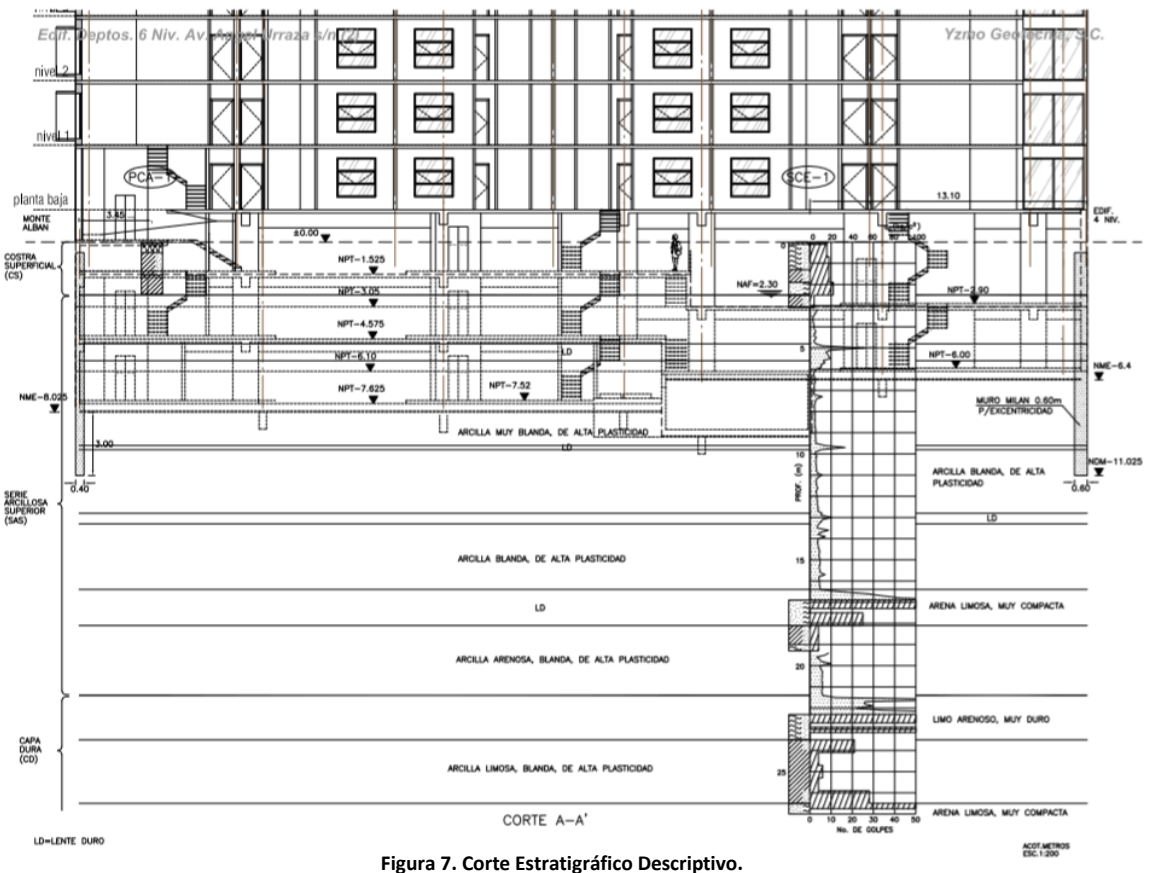


Figura 7. Corte Estratigráfico Descriptivo.

PROYECTO EJECUTIVO.

Proyecto arquitectónico.

El proyecto a desarrollar se localiza en Calle eje 6 sur Ángel Urraza, Col Independencia, Del. Benito Juárez, de la Ciudad de México. El predio de superficie de 1,211.06 m², con uso del suelo Habitacional, plantea el proyecto de 71 viviendas a desarrollar en 6 niveles desplantados medio nivel sobre el nivel de banquetta y 3 sótanos de estacionamiento.

Los 71 departamentos se encuentran distribuidos de la siguiente manera, once en planta baja y doce departamentos en cada uno de los 5 pisos. Los sótanos se emplean para los estacionamientos, cuartos de máquinas y cisternas.

En la planta baja, se haya además el lobby, un espacio para la vigilancia con un baño, el acceso y la salida del estacionamiento.

El edificio cuenta con tres cubos de escaleras y tres elevadores para pasajeros que recorren todos los niveles.

En el sótano se localizan áreas de estacionamiento con 108 cajones y sus respectivas áreas de rodamiento, de uso exclusivo a los propietarios en la zona residencial. Cada vivienda cuenta con una escalera para el acceso directo a las plantas superiores

La circulación vehicular se da a través de carriles con anchos de 6.5mts. Así mismo dentro del área de estacionamiento se ubican: áreas de concentración de medidores.

El conjunto cuenta también con áreas y acceso común con caseta de vigilancia. **Ver Anexo I, Figuras 19 a 24.**

ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN.

Cimentación seleccionada.

Análisis de compensación.

Considerando la magnitud de las cargas que transmitirá al subsuelo la estructura de proyecto, la estratigrafía del sitio y las propiedades mecánicas del subsuelo, la cimentación más conveniente para el edificio será una losa rigidizada mediante contratrabes, desplantada a 7.025 y 6.50 m de profundidad, incluyendo plantilla, respecto al nivel de banqueteta, considerado como nivel + 0.00.

El análisis de compensación se hace comparando el peso total de la estructura con el peso total del suelo excavado.

Sea q la presión de contacto del edificio en ton/m^2 , igual al peso total de la construcción W_t , entre el área de contacto A , se tiene:

$$q = \frac{W_t}{A} \text{ -----Ecuación No. 1}$$

Y P_{od} la presión total del suelo al nivel de desplante de la cimentación.

De acuerdo a lo anterior:

Si $q < P_{od}$ se tiene una cimentación sobrecompensada

Si $q = P_{od}$ se tiene una cimentación 100% compensada y

Si $q > P_{od}$ se tiene una cimentación parcialmente compensada o semi compensada.

DATOS DEL SUELO				
ESTRATO	DE	A	γ	P_{oz}
#	m	m	t/m^3	t/m^2
1	0	1.3	1.53	1.99
2	1.3	2.5	1.51	3.80
3	2.5	4.8	1.25	6.68
4	4.8	5.9	1.53	8.36
5	5.9	7.98	1.27	11.00

Tabla 1. Esfuerzos Efectivos del Suelo.

DATOS DEL EDIFICIO	
$W_t =$	12850 Toneladas (incluye cimentación)
$A =$	1228.68 m^2
$q =$	10.44 t/m^2

Tabla 2. Datos del Edificio.

$q < P_{oz} \therefore$ Cimentacion Sobrecompensada.

Con la cimentación de losa y contratraves considerando la compensación por excavación, se tiene una presión neta negativa (SC) de -0.56 Ton/m^2 (empleando carga muerta + CVred para asentamientos, información proporcionada por el estructurista), incluyendo peso propio de cimentación, la cual trabajará sobrecompensada (SC).

Capacidad de Carga.

Parámetros de diseño.

Para la Costra superficial (CS) puede considerársele una cohesión promedio, $C = 3.35 \text{ Ton/m}^2$, un ángulo de fricción interna, $\phi = 22^\circ$ y un peso volumétrico promedio del material de 1.48 Ton/m^3 .

Con base en la resistencia de punta del cono, se estimó la resistencia media al corte no drenada de la arcilla, $C_u = 4.75 \text{ Ton/m}^2$, cuyo peso volumétrico de la arcilla se consideró de 1.23 Ton/m^3 , y un coeficiente de variación volumétrica media (mv) de $0.078 \text{ cm}^2/\text{kg}$.

Al material que se empleará como relleno, puede considerársele, una cohesión, $C = 1.0 \text{ Ton/m}^2$, un ángulo de fricción interna $\phi = 30^\circ$, y un peso volumétrico de 1.70 Ton/m^3 .

Capacidad de carga de la cimentación.

Debido a que el material donde se desplantara la cimentación es una arcilla ligeramente preconsolidada, se utilizó la teoría para suelos cohesivos, afectada por un Factor de Seguridad (FS), para obtener la capacidad de carga admisible (Q_a), cuya expresión es:

$$Q_a = \frac{C \cdot N_c}{FS} + \gamma_m \cdot D_f \quad \text{-----Ecuación No. 2}$$

Donde:

C, Cohesión del material donde se desplantara la cimentación, 4.0 Ton/m^2

N_c, Factor de capacidad de carga de Skempton, en función de **D_f/B**, **6.05** (adimensional).

γ_m, Peso volumétrico del suelo (promedio), 1.46 Ton/m^3 .

D_f, Profundidad de desplante de la cimentación, 7.98 metros (Nivel más profundo).

FS, Factor de seguridad igual a 3 para el caso estático y 2 para el caso dinámico.

Análisis estático.

$$Q_a = \frac{4.0 \cdot 6.05}{3} + 1.46 \cdot 7.98 = 19.70 \text{ t/m}^2$$

Análisis dinámico.

$$Q_a = \frac{4.0 \cdot 6.05}{2} + 1.46 \cdot 7.98 = 23.75 \text{ t/m}^2$$

DISEÑO DE LA EXCAVACIÓN DE SOTANOS.

Estabilidad de taludes.

Para los taludes perimetrales que se desarrollarán durante la excavación de los sótanos, se revisó el mecanismo de falla más probable de presentarse, por lo que se analizó la estabilidad respecto a la

falla por rotación, donde se considera que la superficie de falla es cilíndrica y en cuyo caso se analizó para la situación con taludes secos, por presentarse el nivel freático por debajo de la excavación.

Análisis de estabilidad de taludes empleando el método sueco.

El procedimiento del método Sueco, es el más conocido y expedito para el estudio de la estabilidad de taludes en suelos “cohesivos-friccionantes”, el cual considera que la superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano en la que se calcula es un arco de circunferencia. En éste procedimiento (Fellenius) se propone un círculo de falla a elección y la masa de tierra deslizante se divide en “dovelas”, obteniendo el Factor de Seguridad para diferentes círculos de falla hipotéticos, donde se supone que deslizará el talud.

El factor de Seguridad se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$FS = \frac{M_R}{M_A} = \frac{\sum S_i \Delta L_i}{\sum T_i} \text{ -----Ecuación No. 3}$$

Donde:

FS, Factor de seguridad.

M_R, Momento Resistente.

M_A, Momento Actuante.

S_i, Resistencia al esfuerzo cortante correspondiente a la “dovela”.

L_i, Longitud del arco correspondiente a la “dovela”.

C, cohesión del material, Ton/m².

σ, esfuerzo efectivo a la profundidad media de la “dovela”.

Ø, ángulo de fricción interna del material

T_i, fuerza que genera el deslizamiento debido al peso de cada “dovela”.

Análisis de resultados.

En éste análisis se consideró una sobrecarga en la corona de 2.25 Ton/m², la inclinación del talud de 0.5:1 (sótanos), horizontal a vertical (63.5° respecto a la horizontal) con altura máxima de 5.93 m; en estas condiciones, se obtuvo un factor de seguridad (FS) mínimo de **2.35**, que corresponde a una falla por el pie y cuyo valor se considera aceptable.

Expansiones.

La expansión inicial (λ_{ei}) que se presentará en el fondo de la excavación se estimó con la siguiente expresión derivada de la teoría elástica.

$$\lambda_{ei} = M_{ue} \cdot q \cdot B \cdot Ff \cdot Fp \text{ -----Ecuación No. 4}$$

Donde:

q, Presión total al nivel del fondo antes de excavar, 1.08 kg/cm²

B, Ancho de la excavación, 795 y 1510 cm

F_f y F_p, Factores de forma y profundidad

M_{ue}, Módulo de expansión elástica medio, 0.019 cm²/kg

μ, Modulo de Poisson, igual a 0.5

E, Módulo de elasticidad del suelo, 40 kg/cm².

Falla de fondo.

Dada la profundidad de los sótanos, presencia del nivel freático y de construcciones en colindancias, se empleará una estructura de contención a base de muro Milán de 0.40 y 0.60 m de espesor, soportados por puntales, por lo que se revisó la estabilidad de la excavación, bajo el mecanismo de falla por el fondo, mediante la expresión.

$$F_{Sf} = \frac{C \cdot N_c}{\gamma_m H_e + q} \text{ -----Ecuación No. 5}$$

Donde:

C, Cohesión del material donde se desplantara la cimentación, 4.0 Ton/m²

N_c, Factor de capacidad de carga de Skempton, en función de **D_f/B**, (adimensional).

B, ancho de la excavación, 12.10 m.

H_e, Nivel máximo de excavación, 8.03 m

γ_m, Peso volumétrico del suelo, 1.46 Ton/m³.

q, Sobrecarga en la superficie, 2.5 Ton/m².

Aplicando éste criterio se obtuvo un factor de seguridad contra la falla por el fondo mayor de 1.59, el cual es aceptable.

Abatimiento del Nivel Freático.

Debido a la necesidad de restringir las expansiones inmediatas del fondo de la excavación, el área del predio deberá excavar por etapas máximas de 7.95 x 24.15 y 15.10 x 24.15 m, lo cual generará expansiones inmediatas de 18.9 cm y 32.9 cm al centro de cada etapa, sin considerar el abatimiento del nivel freático.

El área del predio se excavará por etapas, cuya expansión inicial (7.6 cm y 11.5 cm con bombeo) que se presentará en el fondo de la excavación estará restringida por el bombeo, durante la excavación y después de la suspensión del mismo por la presencia de la losa de piso del sótano 2.5 y 3, la cual deberá diseñarse para una fuerza de subpresión de 5.70 y 4.05 Ton/m².

Además de reducir al mínimo las expansiones, la resistencia al corte del suelo se mantendrá prácticamente constante con lo que se garantizará la estabilidad de los taludes y del fondo de la excavación.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Construcción de muros tablestaca, colados in situ (Muro Milán).

- a) Previo a la excavación de los sótanos, se construirá un muro de concreto, colado en zanja (muro Milán), de 40 cm de espesor, con profundidad de 11.03 y 9.5 m dentro de la arcilla blanda.
- b) Antes de la excavación para los muros tablestaca, se excavará una zanja superficial de ancho 5 cm mayor que el espesor del muro de proyecto por 1.50 m de profundidad, para construir los brocales de concreto de $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, que servirán para retener los rellenos sueltos superficiales y de servir de guía a la herramienta de excavación para construir los muros tablestacas. Los brocales se apuntalarán transversalmente mediante polines de madera para conservar la separación de los mismos.
- c) Construidos los brocales, se colocarán compuertas de madera para aislar tramos de zanjas correspondientes a la longitud (tablero) del muro por construir.
La excavación de los muros deberá efectuarse con maquinaria, cuya herramienta de corte sea guiada o con cucharón de almeja libre, de tal manera que siempre se garantice la verticalidad, alineamiento e integridad de las paredes de las zanjas y que permita alcanzar sin problema la profundidad de desplante del muro, indicada por el proyecto.
- d) Concluida la excavación de un tablero, se procede a realizar una limpieza del fondo de la excavación para asegurar la profundidad solicitada, posteriormente se introducirán las juntas separadoras perfectamente verticales y engrasadas, formadas por tubos metálicos huecos de forma semi-circular o trapecial, que en una de sus caras tiene la forma "macho", en la cual se aloja la banda de PVC.
- e) Instaladas las juntas se introducirá de inmediato la parrilla de armado dentro de la zanja, la cual deberá centrarse y nivelarse, para posteriormente iniciar el colado de dicho muro. Para el colado del muro deberá emplearse el método "tremie", colocando en la tubería un tapón constituido por un balón de latex, para evitar la segregación y contaminación del concreto. Se deberá usar concreto de alta fluidez con revenimiento mínimo de 20 cm y agregado máximo de 20 mm, cuya resistencia a 28 días deberá ser de 250 kg/cm^2 .
- f) Las excavaciones de las zanjas se harán en forma alternada, es decir, no deberán excavar tableros contiguos en forma simultánea; así mismo, no se excavará ningún tablero hasta que el concreto del contiguo haya alcanzado su fraguado inicial.
La longitud de los tableros por excavar que alojarán los muros se indicará en los planos estructurales correspondientes, pero se recomiendan longitudes de 2.50 a 6.0 m, según longitud de abertura de almeja.

Pozos de bombeo.

La instalación del sistema de bombeo, mediante pozos profundos con bombas sumergibles o puntas eyectoras, para abatir el nivel freático por gravedad será el siguiente:

La profundidad de los pozos será de 14.0 m, medido con respecto a la superficie del terreno actual, para alcanzar el estrato permeable localizado a dicha profundidad y el nivel de succión de las bombas estará a 13.0 m.

Los pozos tendrán un diámetro de 30 cm (12") y se perforarán con máquina rotatoria, equipada con broca del tipo de aletas o corona, inyectando agua a presión como fluido de perforación. Alcanzada

la profundidad especificada se lavará el pozo, hasta que el agua de retorno salga limpia (libre de lodo o arena).

Posteriormente, en la perforación se colocará un ademe ranurado, formado por un tubo de PVC de 15 cm (6") de diámetro interior, usando como centradores jaula metálica. El ranurado será en toda su longitud, excepto en los 2.0 m superiores, y las ranuras serán de 1 mm de ancho, espaciadas a 5.0 cm entre sí.

El espacio anular entre el ademe y la pared del pozo se rellenará con gravilla de tamaños variables entre 5 y 10 mm, bien graduada; para evitar que el material del filtro pase al interior del ademe, se deberá colocar una malla de mosquitero o fieltro de 300 g/m² alrededor del ademe.

Dentro del ademe se instalarán bombas de tipo eyector de 1" x 1 1/4" operadas a una presión de 5 kg/cm² o bombas sumergibles eléctricas de 0.5 Hp; el nivel de succión de las mismas estará a 13.0 m (cisterna y sótanos) de profundidad, medidos con respecto a la superficie del terreno actual. En caso de emplear bombas eyectoras deberán tener tubo de inyección de 13 mm de diámetro y salida de 19 mm. El bombeo se iniciará 7 días antes de empezar la excavación de la etapa y se suspenderá cuando el peso de la estructura contra la fuerza de subpresión generen un Factor de seguridad (FS > 1.3) mayor o igual a 1.3, procediéndose a cortar y sellar los pozos adecuadamente para evitar filtraciones a futuro.

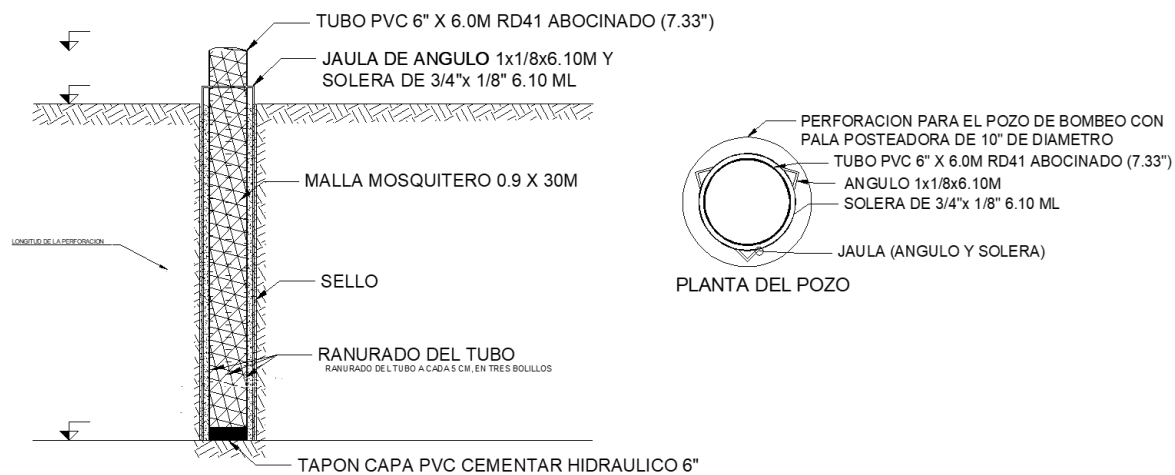


Figura 10. Detalle de los pozos de bombeo.

Sistema de contención con viguetas provisional (Muro Berlín).

El proceso de excavación de la etapa 1, se realizará con estructura de contención provisional constituida por viguetas de acero hincadas, colocando entre ellas un ademe de concreto, colado en el sitio, de acuerdo con el procedimiento siguiente:

Previo a la excavación de la etapa 1, se realizará el hincado transversal de las viguetas IR 203 (8") x 31.2 kg/m, hasta 2.50 m abajo del nivel máximo de excavación, con separación de 1.80 m y con la distribución en planta indicada en la **Figura 8**. Para facilitar su hincado y no generar demasiadas vibraciones, se podrán ejecutar perforaciones guía de 15 cm de diámetro, mediante posteadora o similar, por lo menos en los primeros 4.5 m de profundidad.

Conforme se profundice la excavación, se colará el ademe de concreto armado, apoyado contra el suelo y patines de las viguetas hincadas; el ademe de concreto tendrá un espesor de 10 cm, reforzado con un lecho de varillas del no. 3 a cada 20 cm.

Las vigas “madrinas” serán viguetas de acero IR de 12” (305) x 59.8 kg/m y se colocarán pegadas a las viguetas hincadas, las que se apoyarán y soldarán a las mismas, cuando la excavación se encuentre 30 cm abajo de su punto de aplicación.

Estas vigas “madrinas” se colocarán en los niveles indicados en el corte de las; los puntales de Ø OC por diseñar, cédula 40 E, se colocarán y soldarán inmediatamente después de instalada la viga “madrina”, apoyándose los extremos en las vigas “madrinas”.

Cada puntal se colocará con una precarga de 25 Ton, mediante un gato operado con una bomba manual o eléctrica, que se apoyará en otro puntal más corto. El sistema gato-bomba deberá tener un manómetro para medir la magnitud de la presión aplicada; la capacidad del gato será mínima de 15 Ton y 30 cm de carrera.

DETALLE DE CONEXION DE PUNTALES ENTRE MM Y MUERTO DE CONCRETO ARMADO

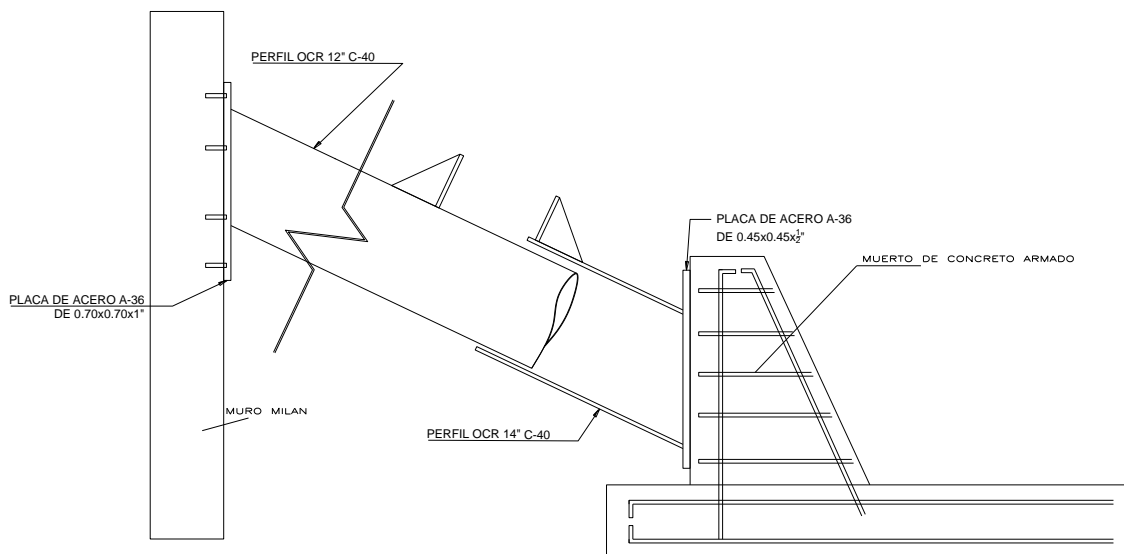


Figura 11 a.

DETALLE DE CONEXION EN MURO MILAN

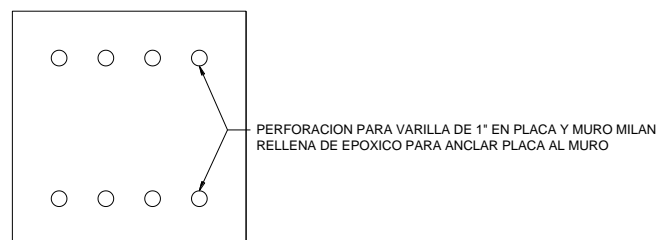


Figura 11 b.

DETALLE DE CONEXION DE PUNTALES ENTRE MB Y MUERTO DE CONCRETO ARMADO

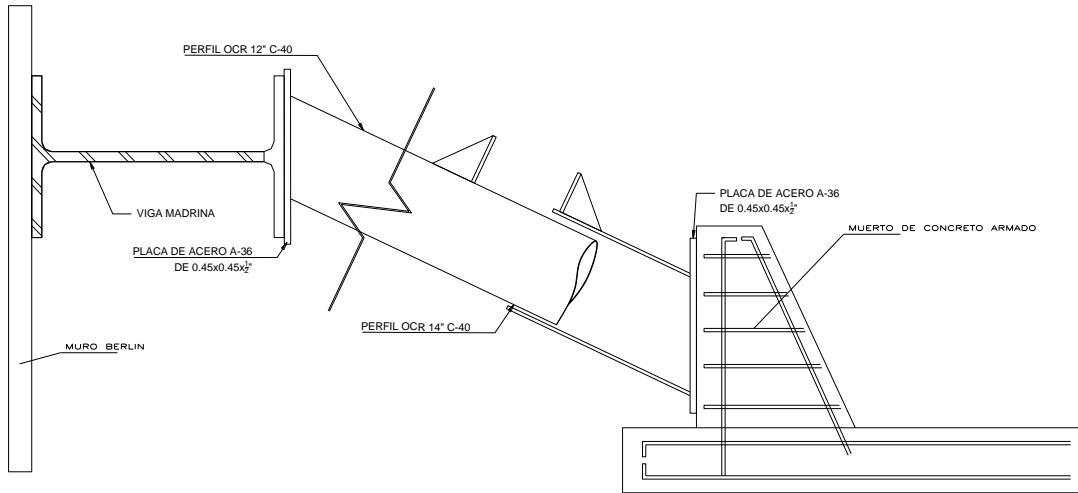


Figura 11 c.

DETALLE DE CONEXION DE PUNTALES ENTRE MB Y MM

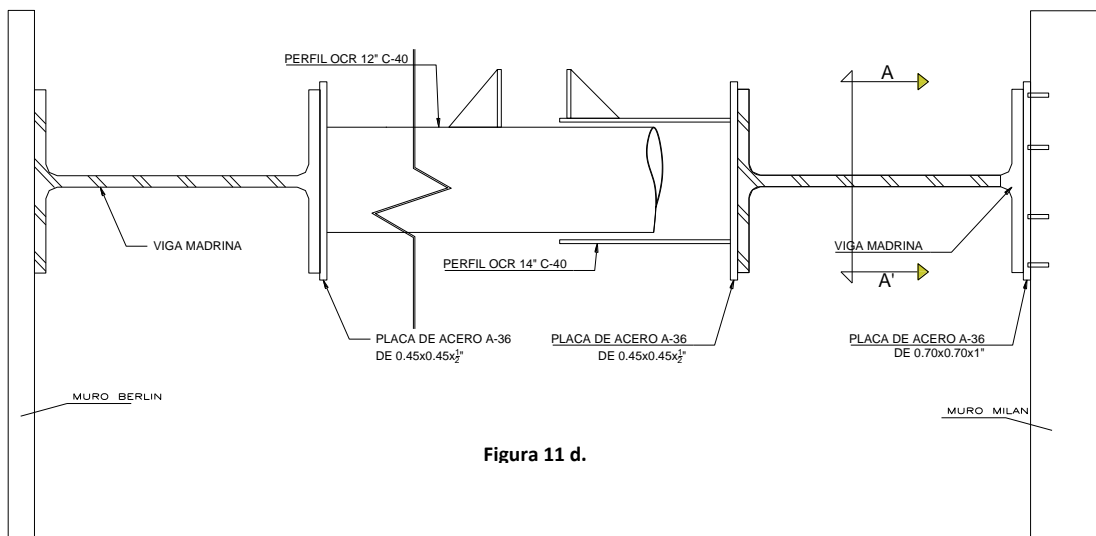


Figura 11 d.

DETALLE DE CONEXION DE PUNTALES ENTRE MM Y MM

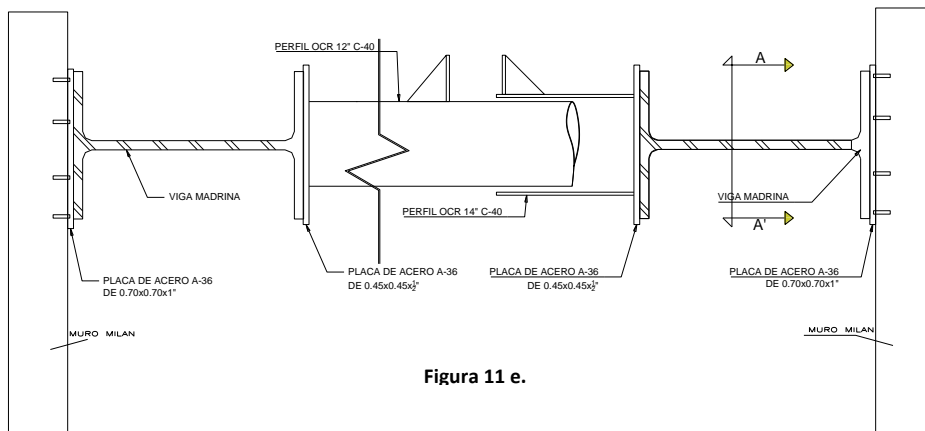


Figura 11 e.

Figura 11 a - e. Detalles de conexiones.

Habiendo colocado los dos niveles de puntales, se excavará hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto, colando inmediatamente la plantilla y posteriormente la losa de piso del sótano 2.5 con su respectivo muñón.

Excavación, apuntalamiento y construcción de sótanos.

Después de construir los muros Milán y operar el sistema de bombeo, se iniciará la excavación para alojar los sótanos, a cielo abierto y por etapas, mediante taludes de avance 0.5:1 (horizontal a vertical), excepto en colindancias donde se empleará sistema de contención con muros Milán de concreto armado.

a) Previo a la excavación de cualquier etapa deberá efectuarse un rasure de 2.5 m de profundidad en toda el área por excavar para retirar restos de cimentación.

b) Se procederá a excavar la etapa 1 entre muros Milán y Berlín colocando los niveles de puntales hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto, colando inmediatamente una plantilla de concreto simple, de 5 cm de espesor, con $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$ y después del fraguado de la misma, se continuará con la excavación de zanjas para contratrabes, así como con el armado y colado de las mismas y de la losa de cimentación, según las indicaciones del proyecto estructural, dejando las preparaciones necesarias para la liga estructural con las columnas del sótano 2.5.

Después de la construcción de la etapa 1 desde la cimentación hasta planta baja, se continuará con las etapas 2, 3 y 4 en forma análoga a la etapa 1.

c) En seguida se proseguirá con la excavación de la etapa 2 y al descubrir el 1° al 3er. nivel de puntales se instalarán dichos puntales, apoyando el extremo en el muro Milán a través de la viga "madrina".

Cada puntal se colocará con una precarga de 45.0 Ton mediante un gato con bomba eléctrica, que se instalará dentro de una caja metálica integrada en un extremo del puntal.

Instalado el 3er. nivel de puntales, se continuará la excavación hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto, colando de inmediato la plantilla de concreto simple y la losa de piso de sótano 3 o en forma análoga a la indicada para la etapa 1.

Durante el armado y colado de la losa de cimentación deberá ligarse el armado del muro Milán con el acero de refuerzo de dicha losa.

Treinta y seis horas después del colado de la losa de piso, etapa 2, se retirará el 3er. nivel de puntales y se continuará con la construcción de columnas del sótano 3, previamente limpiando y preparando cuidadosamente la junta de colado, a fin de no permitir futuras filtraciones producto del nivel freático.

Después de descimbrar las columnas del sótano 3, se continuará con la construcción de la losa-tapa del mismo a base de losa maciza, dejando las preparaciones necesarias para la liga estructural con las columnas del sótano 2 y en seguida proceder con la construcción de columnas y trabes del sótano 1.

Construidas las columnas y traveses de sótano 1, se continuará con la construcción de la losa-tapa del mismo, constituida a base de losa maciza, dejando las respectivas preparaciones para la liga estructural con las columnas del Planta Baja; 36 horas después se retirará el 1er. nivel de puntales.

d) Colada la losa de piso de las etapas 2, se continuará con la excavación de las etapas subsecuentes, en forma análoga a lo indicado para la etapas 2, hasta lograr construir la estructura que servirá para sustituir los puntales, excepto que en la etapa 3 se dejarán “muertos” de concreto en la estructura para apoyar los puntales de la etapa 4, **ver sistema de troquelamiento en Anexo II Figuras 25 a 28.**

Excavación y construcción de cisterna.

a) La excavación para alojar la cisterna, se realizará a cielo abierto previo al colado de las losas perimetrales de la etapa adyacente, dejando taludes perimetrales 0.25:1, horizontal a vertical. Alcanzada la profundidad de desplante de la losa se procederá a extraer el material suelto del fondo de la excavación, para iniciar el colado de una plantilla de concreto simple con $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$, de 5 cm de espesor, y después del fraguado de la misma, se iniciará la colocación del armado y cimbrado, así como el colado de la losa de fondo, según las indicaciones del proyecto estructural.

Treinta y seis horas después de terminado el colado de la losa de piso, se continuará con el armado, cimbrado y colado de los muros perimetrales, previamente limpiando y preparando cuidadosamente la junta de colado, a fin de no permitir fugas.

b) Después de descimbrar los muros perimetrales, se continuará con la colocación del relleno, entre el talud y muro estructural, así como el cimbrado, armado y colado de la losa-tapa de la cisterna.

PRESUPUESTO.

Se presenta el presupuesto para el proyecto denominado “Ángel Urraza 1839, Construcción de cimentación y Estacionamiento”, que se construirá en el predio ubicado en Eje 6 Sur Ángel Urraza No. , Col. Independencia, Delegación Benito Juárez, en la Ciudad de México, México.

OBRA: CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIÓN Y ESTACIONAMIENTO
 DIRECCIÓN: EJE 8 SUR ANGEL URRAZA NO.
 COLONIA: INDEPENDENCIA, DELEGACIÓN BENITO JUÁREZ, MÉXICO D.F.
 CONTRATANTE:
 CONTRATISTA:

FECHA: 26-may-16

PRESUPUESTO DE OBRA

CÓDIGO	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
RESUMEN POR PARTIDAS					
PRE-AUZ-000	PRELIMINARES				32,035.07
DEM-AUZ-000	DEMOLICIONES				124,835.07
MMI-AUZ-000	MURO MILÁN				6,676,387.97
MBE-AUZ-000	MURO BERLÍN				1,490,255.44
AMM-AUZ-000	TROQUELAMIENTO EN MURO MILÁN				2,600,254.45
PZB-AUZ-000	POZOS DE BOMBEO				868,855.83
CIM-AUZ-000	CIMENTACIÓN N-7625 Y N-6-10				6,484,222.20
CIS-AUZ-000	CISTERNA DE AGUA POTABLE				295,292.50
MUC-AUZ-000	MURO DE CONCRETO DE 20.0CM				534,290.99
COL-AUZ-000	COLUMNAS DE CONCRETO				914,364.81
NEM-AUZ-000	NÚCLEO DE ELEVADOR				257,441.54
LS1-AUZ-000	LOSA DE SOTANO 1 N-4.575				1,156,172.71
LS2-AUZ-000	LOSA DE SEMISOTANO N-1.525				2,129,492.28
ALB-AUZ-000	ALBAÑILERIA				355,091.36
DRE-AUZ-000	DRENAJES				108,608.96
VAR-AUZ-000	VARIOS				347,398.83
TOTAL DE PRESUPUESTO					24,375,000.00

MOVIMIENTOS EN LA COLINDANCIA SUR Y PONIENTE.

Debido a que durante el proceso de excavación en el área poniente del predio (colindancia con calle Monte Albán) se presentaron desplazamientos de un edificio colindante en la esquina sur poniente y agrietamientos en la banqueta colindante en la calle Monte Albán. Con lo anterior se decidió parar la excavación y se procedió a rellenar parcialmente la excavación con material de relleno, posteriormente se realizó una adecuación en la profundidad del proyecto de -7.98m a -6.65m, todo esto para reducir las posibles fallas que se puedan presentar en el Muro Milán durante los procesos de excavación del sitio en estudio.

Atendiendo a la exploración realizada por la compañía encargada de la exploración geotecnia del sitio, en el predio se encontró una costra superficial endurecida por secado hasta 5.9 m de

profundidad, seguida de depósitos arcillosos blandos y deformables hasta 26.5 m de profundidad (formación arcillosa superior FAS), a partir de donde se detectó una capa dura (CD).

Los suelos anteriores constituyen la estratigrafía típica de la Zona de Lago, que está aquejada por problemas diversos como el del hundimiento de las construcciones por los suelos blandos deformables, el efecto del hundimiento regional que afecta toda la zona, la amplificación de las ondas sísmicas en los depósitos arcillosos, entre otros.

No obstante lo anterior, entre los problemas geotécnicos que afectan la zona, no se reconocen fallas geológicas. Las fallas son accidentes geológicos que tienen una afectación regional a lo largo de su traza, y en la zona no se tienen antecedentes ni evidencias que sugieran que la traza de una falla activa cruce el predio, o incluso, que cruce predios aledaños.

Replanteo de las etapas de la excavación por el contratista (12 etapas).

Se analizó la estabilidad de la excavación y los movimientos de los muros de contención perimetrales y temporales (Muro Milán y Muros Berlín, respectivamente) en las diferentes etapas constructivas. Para lo anterior se estudió la sección más crítica que se presentará durante los procesos de excavación, tomando una sección este-oeste por presentar una longitud y etapas de excavación con mayor profundidad. En la **Figura 12**, se presenta la sección estudiada, la cual incluye las etapas de excavación y elementos de contención a emplear para la estabilidad durante los trabajos de excavación.

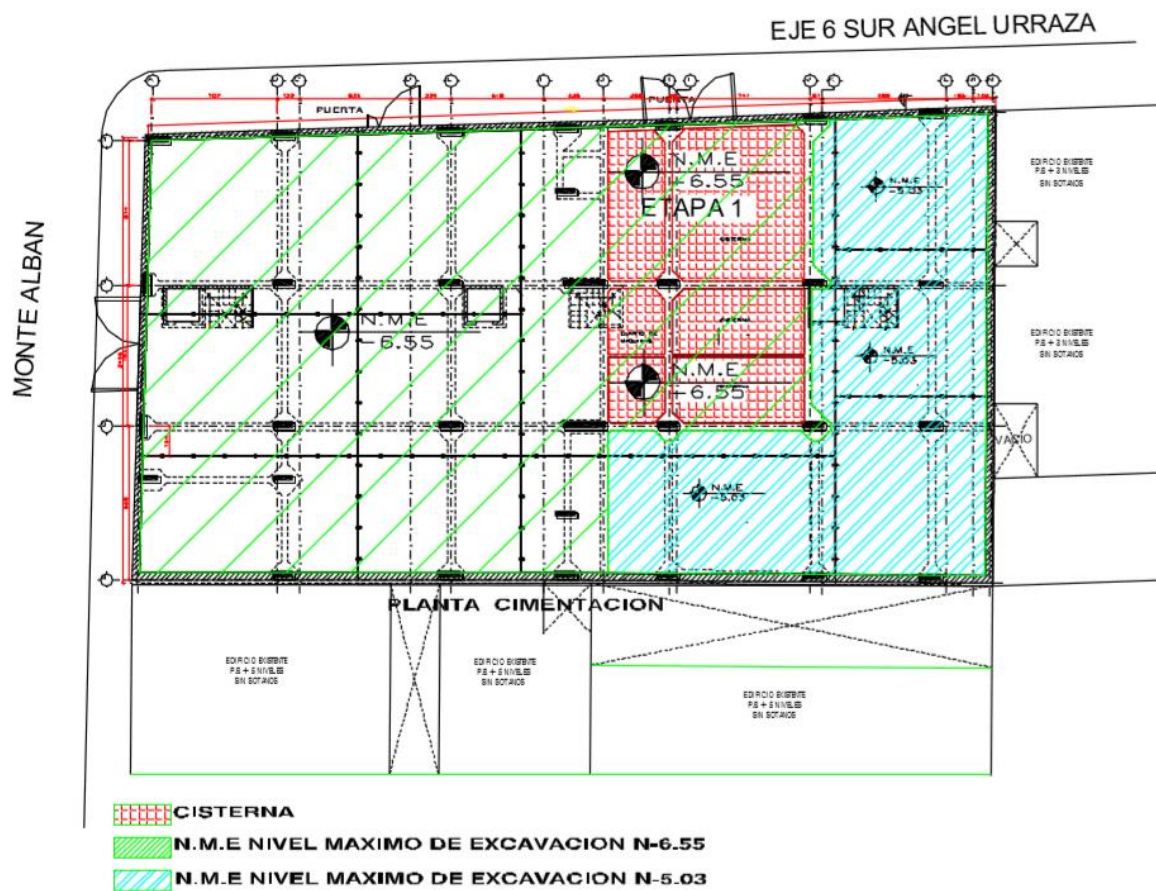


Figura 3. Planta de cimentación y niveles máximos de excavación

Figura 12. Etapas propuestas por el contratista.

El modelo geotécnico empleado para los análisis que a continuación se describen, es el descrito en el apartado anterior.

Unidad estratigráfica	Descripción estratigráfica	Profundidad, m		γ , kN/m ³	E, kPa	ν	C, kPa	ϕ , °
		de	a					
R	Rellenos	0.0	1.3	15.0	8000.0	0.40	50.0	25.0
CS	Costra superficial	1.3	2.5	14.8	15000.0	0.35	44.0	10.0
A1	Serie arcillosa I	2.5	4.8	12.3	2140.0	0.49	21.4	0.0
L1	Lente de arena densa	4.8	5.9	15.0	20000.0	0.33	50.0	33.0
A2	Serie arcillosa II	5.9	9.6	12.5	3217.5	0.45	32.1	0.0
L2	Lente de arena densa	9.6	9.8	15.0	20000.0	0.35	50.0	33.0
A3	Serie arcillosa III	9.8	12.5	12.8	4280.0	0.45	42.8	0.0
A4	Serie arcillosa IV	12.5	30.0	13.0	6150.0	0.40	61.5	0.0

Tabla 3. Modelo Geotécnico.

Se consideró que el sistema de bombeo se ubica hasta 14.0 m de profundidad y el nivel de bombeo estará a 13.0 m de profundidad, para garantizar el abatimiento de la presión del agua dentro de la excavación, es decir, que la excavación se realizará en condiciones secas. También se consideró un espesor de 40cm de Muro Milán, con una longitud de 11m en la colindancia oeste y de 9m para la colindancia este; patas de los Muros Berlín a 11.30m y 14.65m de profundidad para niveles de excavación máximos de -5.13m y 6.65m, respectivamente. Para cada nivel de excavación, se consideraron 3 niveles de troquelamiento a profundidades variables y precargados a 25 t, tal como se presentan en los planos de cimentación proporcionado. Finalmente, se consideró la sobrecarga impuesta en la colindancia este, debido a la existencia de un edificio de 4 niveles, sin sótanos.

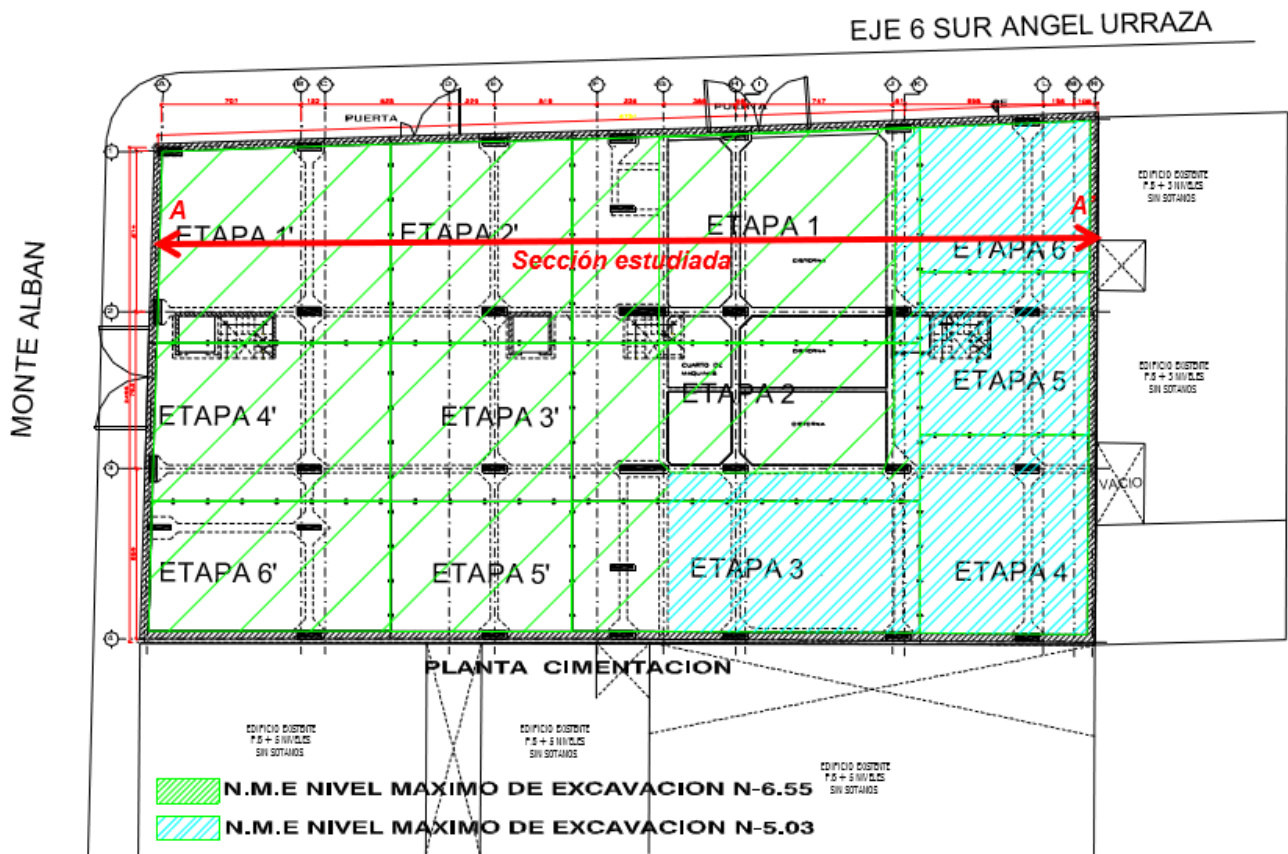


Figura 12. Etapas propuestas por el contratista.

Las etapas de excavación consideradas, tomando en cuenta el proceso de construcción proporcionado, fueron las siguientes:

1. Excavación en la etapa 1' hasta -3.85m
2. Excavación en la etapa 1 hasta -3.85m
3. Excavación de las etapas 1 y 1' hasta -6.65m
4. Excavación en la etapa 2 hasta -3.85m
5. Excavación en la etapa 2 hasta -6.65m
6. Excavación en la etapa 6 hasta -2.33m
7. Excavación en la etapa 6 hasta -5.13m

Cabe mencionar que durante las etapas de excavación antes mencionadas, se consideró la construcción de muros Berlín conforme al avance de las etapas de excavación y de los niveles de troquelamiento que se indican en el plano de cimentación.

Por otra parte, empleando el método descrito en el manual del COVITUR I y tomando como referencia la **Figura 13**, se revisó la estabilidad evaluando los factores de seguridad para la propuesta de desplante del muro Milán a 11.0 m profundidad, cuyas revisiones fueron por:

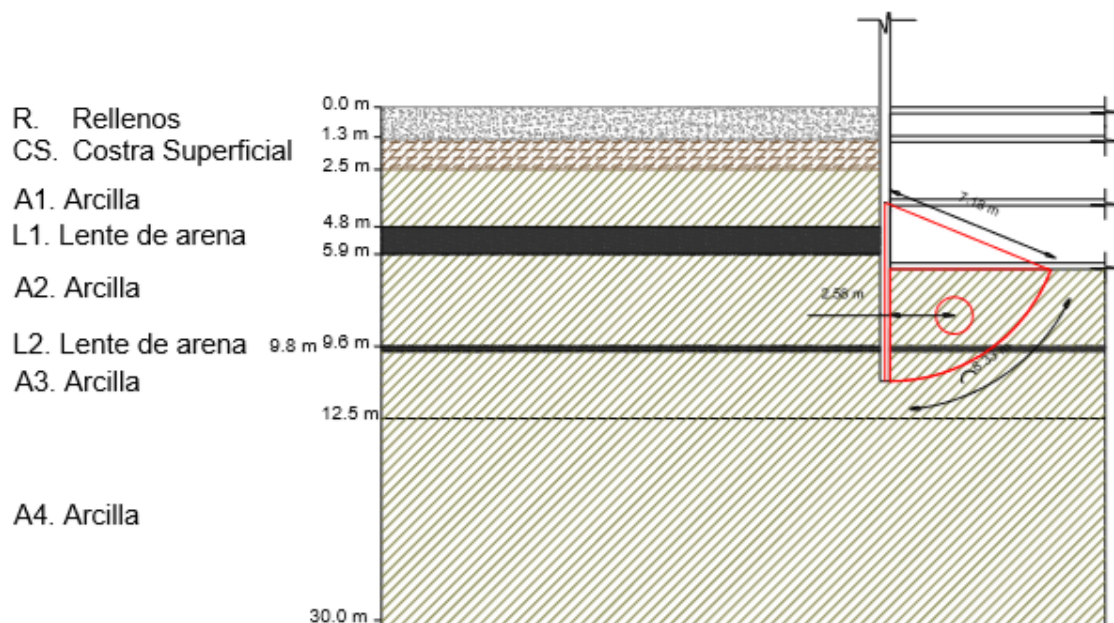


Figura 13. Diagrama de Pateo de Muro Milán.

- a) Falla general
- b) Subpresión
- c) Pateo del muro Milán

Los resultados se resumen en la **Tabla 4**:

FACTORES DE SEGURIDAD OBTENIDOS PARA MURO MILAN DESPLANTADO A -11.00 M DE PROFUNDIDAD.				
MURO MILÁN	PROF. DESPLANTE Df m	FS _{FALLA DE FONDO}	FS _{SUBPRESION}	FS _{PATA DEL MURO}
	-11.00	3.13	1.31	4.84

Tabla 4. Factores de Seguridad.

Derivado de los análisis presentados, se puede concluir que las etapas de excavación para la sección estudiada presentan factores de seguridad favorables, siempre y cuando se cumplan con el plano de cimentación proporcionado por el contratista (profundidades de excavación, longitudes de excavación, niveles de troquelamiento, colocación de Muros Berlín, etc.). La expansión máxima que se tendrá será en el área de la etapa 1' debido a que presenta una mayor longitud de excavación.

Finalmente, se revisó la estabilidad del muro Milán por falla general, subpresión y pateo del muro Milán; resultando factores favorables para una falla general y por pateo del muro Milán, mientras que para una falla por subpresión resulto bajo ($FS=1.31$), pero dentro de los límites tolerantes para evitar una falla del muro Milán. Debido a lo anterior se debe garantizar un bombeo eficiente para que las excavaciones se realicen completamente en seco y también deben respetarse las profundidades y longitudes de excavación.

PRESUPUESTO.

La presentación del presupuesto, en base a las nuevas consideraciones al proyecto, incremento en un 18%, siendo las partidas de Muro Berlín y Troquelamiento, las que más encarecieron el presupuesto.

OBRA: CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIÓN Y ESTACIONAMIENTO
CONTRATANTE:
DIRECCIÓN: EJE 6 SUR ANGEL URRAZA NO.
INDEPENDENCIA, DELEGACIÓN BENITO JUÁREZ, MÉXICO D.F.

PRESUPUESTO DE OBRA CONCILIADO

CÓDIGO	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
--------	----------	--------	----------	-------	---------

RESUMEN

PRE-AUZ-01	PRELIMINARES			\$	29,678.13
DEM-AUZ-02	DEMOLICIONES			\$	115,616.83
MMI-AUZ-03	MURO MILÁN			\$	6,273,464.11
MBE-AUZ-04	MURO BERLÍN			\$	2,988,808.84
AMM-AUZ-05	TROQUELAMIENTO EN MURO MILÁN			\$	4,177,040.30
PZB-AUZ-06	POZOS DE BOMBEO			\$	1,250,225.66
CIM-AUZ-07	CIMENTACIÓN N-6.25 Y N-4.73			\$	6,626,993.77
CIS-AUZ-08	CISTERNA DE AGUA POTABLE			\$	464,595.06
MUC-AUZ-09	MURO DE CONCRETO DE 20.0CM			\$	498,234.33
COL-AUZ-10	COLUMNAS DE CONCRETO			\$	1,117,798.66
NEM-AUZ-11	NÚCLEO DE ELEVADOR			\$	422,616.58
LS1-AUZ-12	LOSA DE SOTANO 1 N-3.70			\$	1,256,367.87
LS2-AUZ-13	LOSA DE SEMISOTANO N-0.93			\$	2,163,167.82
ALB-AUZ-14	ALBAÑILERIA			\$	486,436.41
DRE-AUZ-15	DRENAJES			\$	136,822.05
VAR-AUZ-16	VARIOS			\$	463,084.28
ADI1-AUZ-17	ADICIONALES AL PRESUPUESTO			\$	529,049.28
	TOTAL DE PRESUPUESTO			\$	29,000,000.00

PROPUESTA DE EXCAVACIÓN PARA REDUCIR EL TIEMPO DE EJECUCIÓN DE LA OBRA.

Etapas de excavación.

Como se puede apreciar en la propuesta de etapas de excavación proporcionada por el contratista, será necesario extraer viguetas y volver a hincar en otra posición, aunado a que el número de viguetas a hincar incremento. Con el fin de reducir el costo y el tiempo de ejecución de la obra, se establece un nuevo planteamiento de las etapas de excavación, dejando en su posición inicial las viguetas utilizadas en el procedimiento original y disminuyendo la superficie de las etapas de excavación con un eje adicional de viguetas entre los ejes 2 y 3.

La propuesta de las etapas se presenta en el siguiente croquis, en el cual se puede apreciar claramente que aumenta el número de etapas de excavación, de igual manera, aunque no se ha realizado ningún análisis numérico de los factores de seguridad del Muro Milán o Berlín, así como la existencia de una posible falla de fondo o por subpresión, al realizar la excavación con etapas de menor superficie, se asegura la estabilidad del fondo de la excavación, así como las paredes y la seguridad de los edificios colindantes.

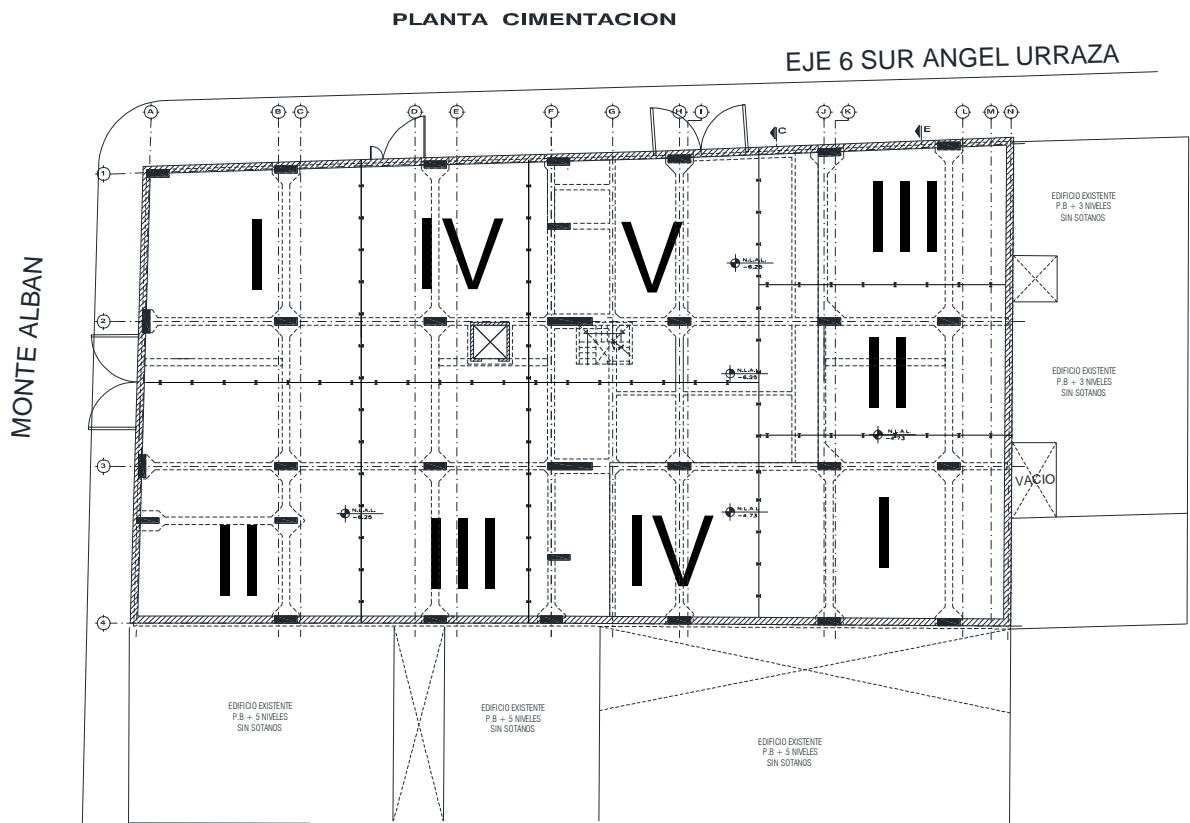


Figura 14. Nueva propuesta de etapas de excavación.

Se propone realizar la excavación de las etapas simultáneamente, con el objetivo de disminuir el tiempo de ejecución de la obra.

Falla de fondo.

Calculo del factor de seguridad de la falla de fondo.

$$FS = \frac{5.14(1 + 0.2 * He/B)(1 + 0.2B/L)Cu}{\gamma He + Ps} \text{ -----Ecuación No. 6}$$

γHe , Esfuerzo total a la profundidad de la excavación 6.60 m, 9.20 t/m².

He, Profundidad de la excavación, 6.60 m.

B, Ancho de la excavación, 12.70 m.

L, Largo de la excavación, 12.85 m.

Cu, Valor medio ponderado de la resistencia al corte no drenada de la arcilla, 4.00 t/m².

Ps, Sobrecarga en la superficie 2.50 t/m².

Aplicando este criterio, se obtuvo un factor de seguridad contra la falla de fondo igual a 2.30, lo cual es un valor aceptable y seguro para la estabilidad del fondo de la excavación, dicho análisis se hizo con la etapa de mayor superficie, siendo esta etapa la más crítica.

Falla por subpresión.

Para impedir el levantamiento del fondo, es necesario que la presión hidráulica en la capa de arena, en el contacto superior con la arcilla, sea menor que la presión vertical total, con un factor de seguridad de 1.5.

FALLA POR SUBPRESION			
γ			1.44 t/m ³
NAF			2.30 m
NME	6.60 m	Poz a NME	9.26 t/m ²
PROFUNDIDAD DEL PRIMERO LENTE DE ARENA	9.60 m	Poz a 9.60 m	13.39 t/m ²
PROFUNDIDAD DEL SEGUNDO LENTE DE ARENA	12.80 m	Poz a 12.80 m	17.30 t/m ²
PROFUNDIDAD DEL TERCER LENTE DE ARENA	16.40 m	Poz a 16.40 m	22.18 t/m ²

Tabla 5. Datos para el análisis de la Falla por Subpresión.

Para verificar que no exista falla por subpresión, se debe cumplir con la siguiente igualdad:

$$\gamma w * hw \leq \gamma H * \Delta h \text{ -----Ecuación No. 7}$$

Factor de seguridad para el primer estrato drenante:

$$7.30 \frac{t}{m^2} \leq 4.13 \frac{t}{m^2}$$

La igualdad no se cumple, por lo tanto la falla por subpresión es inminente.

Al excavar, la presión ejercida por el agua sin abatir, será mayor a la ejercida por el bloque de suelo entre el nivel máximo de excavación y el primer estrato drenante, por lo tanto, para los estratos

drenantes inferiores se presentara el mismo caso, por lo tanto se llega a la conclusión de establecer un abatimiento del nivel freático, con dos principales objetivos:

1. Evitar falla de fondo por subpresión.
2. Trabajar en seco durante el proceso constructivo.

Para impedir el levantamiento del fondo es necesario que la presión hidráulica de la capa de arena, en el contacto superior con la arcilla, sea menor que la presión vertical total, con un factor de seguridad de 2. Por lo tanto la máxima presión de poro admisible en el estrato de arena no debe exceder de:

$$u_a < \frac{P_v}{2} = \frac{4.13}{2} = 2.065 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \text{-----Ecuación No. 8}$$

Estableciendo un factor de seguridad de 2, la profundidad del nivel de abatimiento se encuentra 0.94 m por debajo del NME.

Nivel de abatimiento.

El abatimiento del nivel freático, se propone a los 13.00 metros de profundidad, por lo tanto el segundo estrato drenante no puede presentar falla por subpresión, debido a que la profundidad del abatimiento es mayor a donde se localiza el estrato drenante, de igual manera, se calculara el factor de seguridad del tercer estrato drenante, con el fin de asegurar que la falla de subpresión no se presentara durante la excavación del núcleo del Muro Milán.

Tercer estrato drenante

Poz entre el NME y el estrato drenante despues de excavar Poz de 6.60 a 16.40	12.92 t/m2	
Nivel de abatimiento	13.00 m	
Presion hidrostatica a 16.40	3.40 t/m2	FS= 3.80

La distribución de los pozos de bombeo será la misma que en el proyecto original, esto con el fin de aprovechar los pozos ya ejecutados con anterioridad.

Presiones horizontales.

Empujes sobre el Muro Milán.

Debido a que en las colindancias del predio se encuentran construcciones de 4 a 5 niveles, los muros de los sótanos se excavarán a paño, es decir, se excavarán con talud vertical y será necesario colocar un sistema de contención para soportar las paredes del suelo durante la excavación, a base de muros Milán, soportados por puntales de acero, apoyados en viga "madrina" y Muro Milán.

El empuje para el diseño del sistema de contención, se estimó a partir de la envolvente de distribución de presiones de Rankine, redistribuida según lo propuesto por Terzaghi-Peck.

Con el empuje redistribuido se diseñarán los elementos de la estructura de contención antes mencionada. La distribución de presiones horizontales calculadas con Rankine, se obtuvo aplicando la expresión:

$$P_a = (P_v + P_s) * K_a - 2C\sqrt{K_a} \quad \text{-----Ecuación No. 8}$$

Pa, Presiones activas para la condición a corto plazo, t/m².

Ka, Coeficiente de presión activa de tierra, según Rankine, adimensional.

Pv, Esfuerzo total al nivel donde se calcularan las presiones activas, t/m².

Ps, Sobrecarga en la superficie, 4.50 t/m², para el caso más crítico.

Proyecto Av. Angel Urroza Colindancias Sur, con edificio de 5N Desplante de Muro 11 m										Sobrecarga t/m ² NAF (m)						
ESTRATO	Profundidad (m)		γ t/m ³	qc kg/cm ²	c t/m ²	φ °	φ radianes	C reducida t/m ²	ka	kp	σv total t/m ²	u agua t/m ²	σv efectivo t/m ²	σv efectivo *ka	2c*vk _s	Pa t/m ²
	de	a														
R	0	1.3	1.48	20.0	2.00	28	0.49	2.0	0.36	2.77	4.5	0	4.5	1.6	2.4	-0.78
					2.00			2.0			6.4	0	6.4	2.3	2.4	-0.08
CS	1.3	5.9	1.4	3.5	4.40	10	0.17	4.4	0.70	1.42	6.4	0	6.4	4.5	7.4	-2.86
					4.40			4.4			12.9	3.6	9.3	6.5	7.4	2.74
A1	5.9	9.6	1.2	4.5	4.00	5	0.09	4.0	0.84	1.19	12.9	3.6	9.3	7.8	7.3	4.05
					4.00			4.0			17.3	7.3	10.0	8.4	7.3	8.37
L1	9.6	9.8	1.4	20.0	1.00	33	0.58	1.0	0.29	3.39	17.3	7.3	10.0	2.9	1.1	9.16
					1.00			1.0			17.6	7.5	10.1	3.0	1.1	9.39
A2	9.8	11.05	1.23	6.0	4.75	5	0.09	4.8	0.84	1.19	17.6	7.5	10.1	8.5	8.7	7.26
					4.75			4.8			19.1	8.75	10.4	8.7	8.7	8.75

Proyecto Av. Angel Urroza Colindancias Poniente, con calle Monte Albán Desplante de Muro 11 m										Sobrecarga t/m ² NAF (m)						
ESTRATO	Profundidad (m)		γ t/m ³	qc kg/cm ²	c t/m ²	φ °	φ radianes	C reducida t/m ²	ka	kp	σv total t/m ²	u agua t/m ²	σv efectivo t/m ²	σv efectivo *ka	2c*vk _s	Pa t/m ²
	de	a														
R	0	1.3	1.48	20.0	2.00	28	0.49	2.0	0.36	2.77	1.5	0	1.5	0.5	2.4	-1.86
					2.00			2.0			3.4	0	3.4	1.2	2.4	-1.17
CS	1.3	5.9	1.4	3.5	4.40	10	0.17	4.4	0.70	1.42	3.4	0	3.4	2.4	7.4	-4.97
					4.40			4.4			9.9	3.6	6.3	4.4	7.4	0.63
A1	5.9	9.6	1.2	4.5	4.00	5	0.09	4.0	0.84	1.19	9.9	3.6	6.3	5.3	7.3	1.53
					4.00			4.0			14.3	7.3	7.0	5.9	7.3	5.85
L1	9.6	9.8	1.4	20.0	1.00	33	0.58	1.0	0.29	3.39	14.3	7.3	7.0	2.1	1.1	8.28
					1.00			1.0			14.6	7.5	7.1	2.1	1.1	8.50
A2	9.8	11.05	1.23	6.0	4.75	5	0.09	4.8	0.84	1.19	14.6	7.5	7.1	5.9	8.7	4.74
					4.75			4.8			16.1	8.75	7.4	6.2	8.7	6.23

Proyecto Av. Angel Urroza Colindancias Poniente, con calle Monte Albán Desplante de Muro 9.5 m										Sobrecarga t/m ² NAF (m)						
ESTRATO	Profundidad (m)		γ t/m ³	qc kg/cm ²	c t/m ²	φ °	φ radianes	C reducida t/m ²	ka	kp	σv total t/m ²	u agua t/m ²	σv efectivo t/m ²	σv efectivo *ka	2c*vk _s	Pa t/m ²
	de	a														
R	0	1.3	1.48	20.0	2.00	28	0.49	2.0	0.36	2.77	3.6	0	3.6	1.3	2.4	-1.10
					2.00			2.0			5.5	0	5.5	2.0	2.4	-0.41
CS	1.3	5.9	1.4	3.5	4.40	10	0.17	4.4	0.70	1.42	5.5	0	5.5	3.9	7.4	-3.49
					4.40			4.4			12.0	3.6	8.4	5.9	7.4	2.10
A1	5.9	9.5	1.2	4.5	4.00	5	0.09	4.0	0.84	1.19	12.0	3.6	8.4	7.0	7.3	3.29
					4.00			4.0			16.3	7.2	9.1	7.6	7.3	7.50

Proyecto Av. Angel Urroza Colindancias Poniente, con calle Monte Albán Desplante de Muro 11 m										Sobrecarga t/m ² NAF (m)						
ESTRATO	Profundidad (m)		γ t/m ³	qc kg/cm ²	c t/m ²	φ °	φ radianes	C reducida t/m ²	ka	kp	σv total t/m ²	u agua t/m ²	σv efectivo t/m ²	σv efectivo *ka	2c*vk _s	Pa t/m ²
	de	a														
R	0	1.3	1.48	20.0	2.00	28	0.49	2.0	0.36	2.77	1.5	0	1.5	0.5	2.4	-1.86
					2.00			2.0			3.4	0	3.4	1.2	2.4	-1.17
CS	1.3	5.9	1.4	3.5	4.40	10	0.17	4.4	0.70	1.42	3.4	0	3.4	2.4	7.4	-4.97
					4.40			4.4			9.9	3.6	6.3	4.4	7.4	0.63
A1	5.9	9.6	1.2	4.5	4.00	5	0.09	4.0	0.84	1.19	9.9	3.6	6.3	5.3	7.3	1.53
					4.00			4.0			14.3	7.3	7.0	5.9	7.3	5.85
L1	9.6	9.8	1.4	20.0	1.00	33	0.58	1.0	0.29	3.39	14.3	7.3	7.0	2.1	1.1	8.28
					1.00			1.0			14.6	7.5	7.1	2.1	1.1	8.50
A2	9.8	11.05	1.23	6.0	4.75	5	0.09	4.8	0.84	1.19	14.6	7.5	7.1	5.9	8.7	4.74
					4.75			4.8			16.1	8.75	7.4	6.2	8.7	6.23

Tabla 6. Presiones Activas a corto plazo en las colindancias del predio.

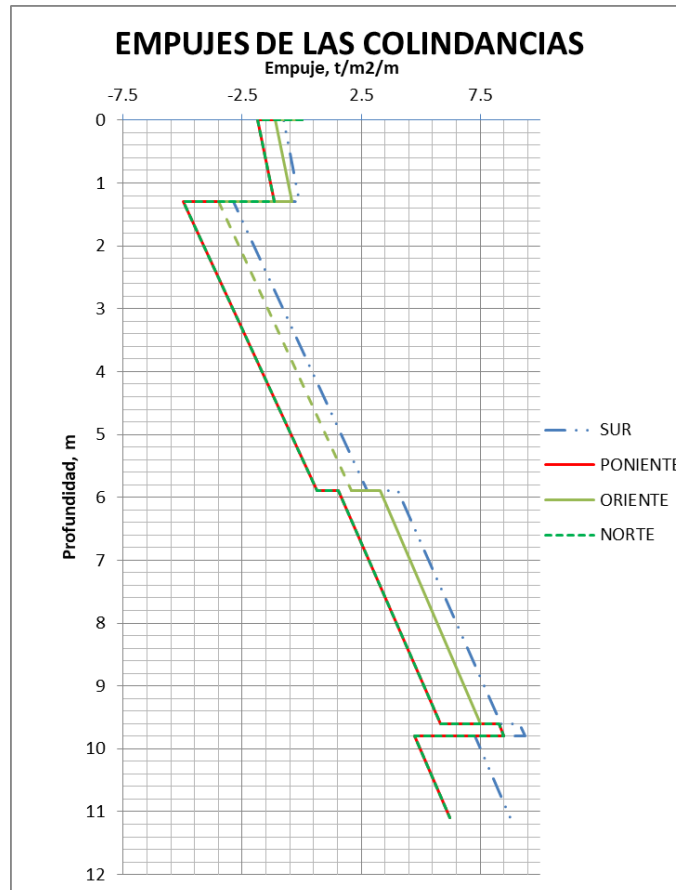


Figura 15. Diagrama de Presiones Activas en las colindancias del predio.

Despreciando las tensiones que se producen en el suelo y dibujando una envolvente se procede a calcular el empuje teórico en cada uno de los puntos de interés.

El empuje teórico total, se define como el área de esfuerzos.

Proyecto Av. Angel Urraza
Colindancias Sur, con edificio de 5N
Desplante de Muro 11 m

ESTRATO	Profundidad (m)		Eat		
	de	a	T	R	Area total
R	0	1.3			
CS	1.3	5.9	3.15	0.00	3.15
A1	5.9	9.6	7.99	14.98	22.97
L1	9.6	9.8	0.02	1.83	1.86
A2	9.8	11.05	0.93	9.08	10.01
				E_{at}	37.99 t

Proyecto Av. Angel Urraza

Colindancias Poniente, con calle Monte Albán

Desplante de Muro 11 m

ESTRATO	Profundidad (m)		Eat		
	de	a	T	R	Area total
R	0	1.3			
CS	1.3	5.9	0.16	0.00	0.16
A1	5.9	9.6	7.99	5.66	13.65
L1	9.6	9.8	0.02	1.66	1.68
A2	9.8	11.05	0.93	5.93	6.86
				E_{at}	22.35 t

Proyecto Av. Angel Urraza

Colindancias Poniente, con calle Monte Albán

Desplante de Muro 9.5 m

ESTRATO	Profundidad (m)		Eat		
	de	a	T	R	Area total
R	0	1.3			
CS	1.3	5.9	1.79	0.00	1.79
A1	5.9	9.5	7.57	11.85	19.42
				E_{at}	21.21 t

Proyecto Av. Angel Urraza

Colindancias Poniente, con calle Monte Albán

Desplante de Muro 11 m

ESTRATO	Profundidad (m)		Eat		
	de	a	T	R	Area total
R	0	1.3			
CS	1.3	5.9	0.53	0.00	0.53
A1	5.9	9.6	7.99	5.66	13.65
L1	9.6	9.8	0.02	1.66	1.68
A2	9.8	11.05	0.93	5.93	6.86
				E_{at}	22.72 t

Tabla 7. Empuje teórico en las colindancias del predio.

Se procede a calcular el diagrama de presiones distribuidas, utilizando el criterio de Terzaghi y Peck, el cual se expresa como una envolvente de un buen número de diagrama de presiones reales deducidas de mediciones de las cargas en puntales y deformaciones de los ademes.

El empuje correspondiente a integrar el diagrama trapecial de presión redistribuida vale:

$$E_r = 1.28 * E_a \quad \text{-----Ecuación No. 9}$$

La presión máxima redistribuida se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$P_{rm} = \frac{E_r}{0.85 * H} \quad \text{-----Ecuación No. 10}$$

COLINDANCIA	DESPLANTE	E_{at}	E_r	P_{rm}
SUR	11.00 m	37.99 t/m ²	48.62 t/m ²	5.20 t/m ²
PONIENTE	11.00 m	22.35 t/m ²	28.60 t/m ²	3.06 t/m ²
ORIENTE	9.50 m	21.21 t/m ²	27.15 t/m ²	3.36 t/m ²
NORTE	11.00 m	22.72 t/m ²	29.09 t/m ²	3.11 t/m ²

Tabla 8. Presión Máxima Redistribuida.

Empuje Redistribuido

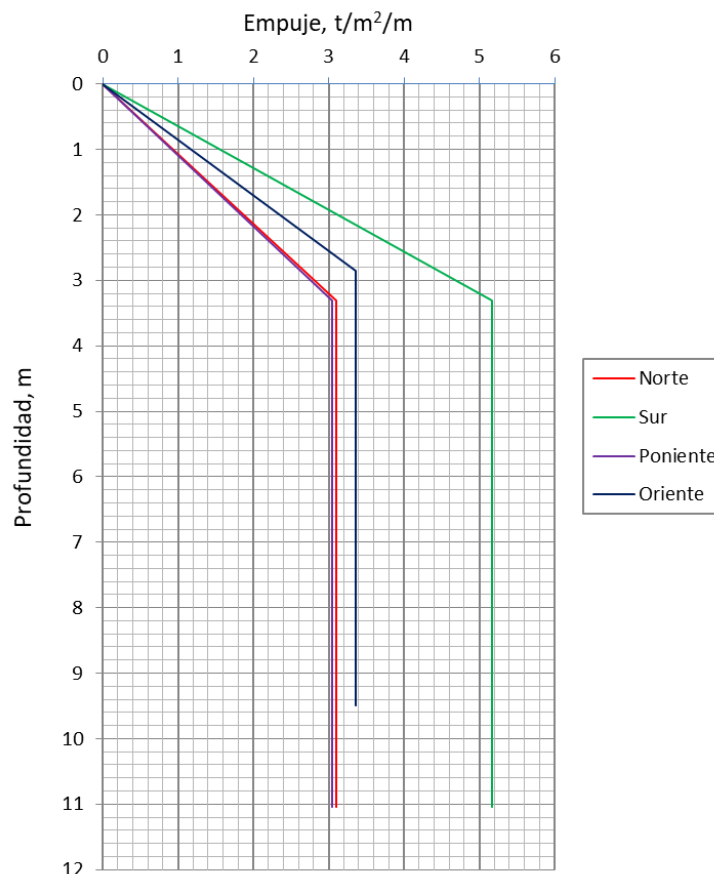


Figura 16. Diagrama de Empujes Redistribuidos.

Carga en los puntales.

La carga a la que estarán sometidos los puntales, estará en función de la profundidad a la que sean colocados y el área tributaria que abarcaran dichos puntales, la carga se calcula mediante el uso de la siguiente expresión:

$$P = Prm * A_T \quad \text{-----Ecuación No. 11}$$

PLANTA CIMENTACION TROQUELAMIENTO

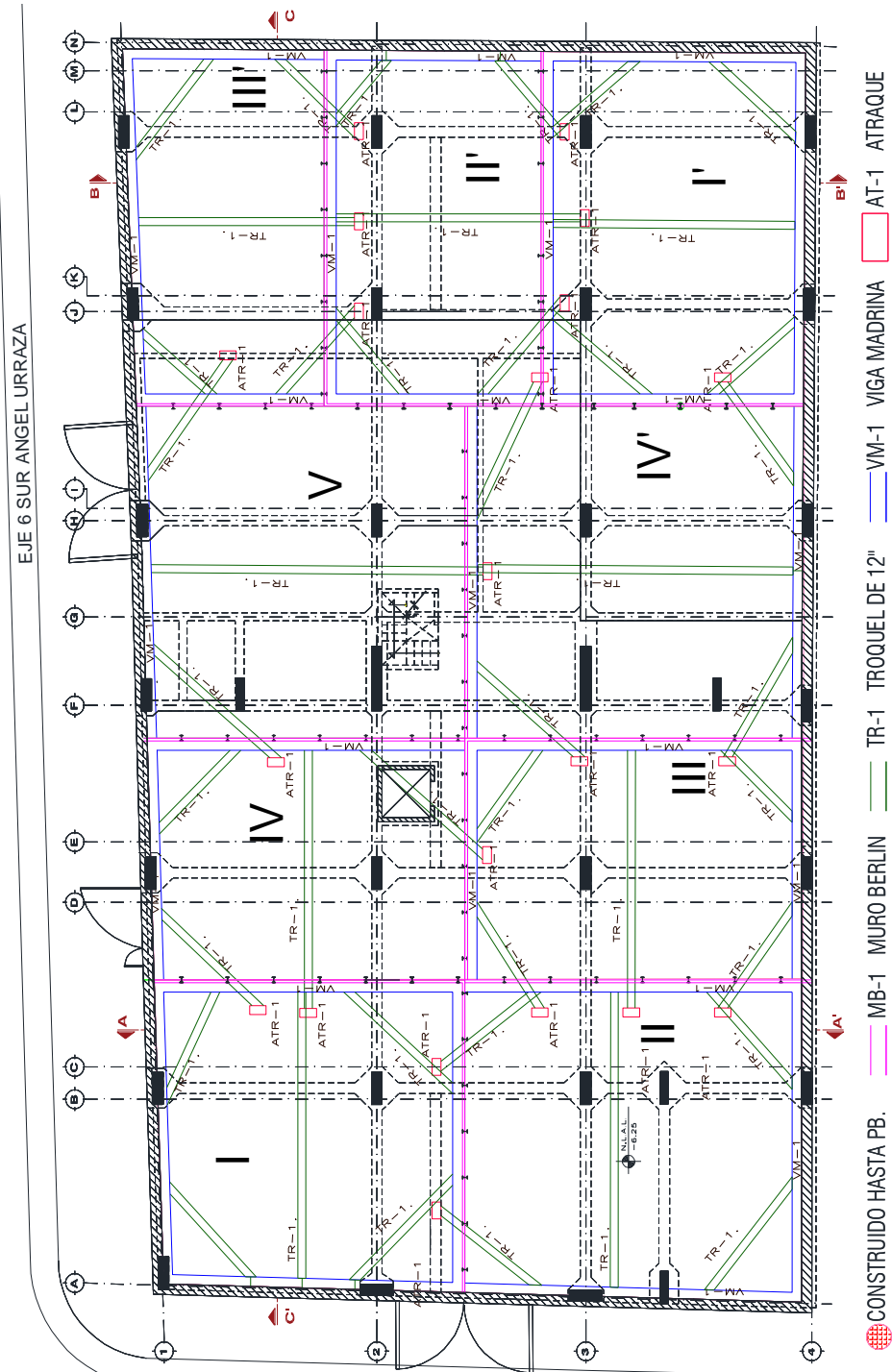


Figura 17. Distribución de Puntales para la estabilización de la excavación.

Se establecen tres niveles de troquelamiento (Anexo III); con el fin de unificar la precarga en los puntales se toma como referencia la presión máxima redistribuida, y el área tributaria crítica (en este caso, se toma el área mayor en cada uno de los niveles) y aplicando la **Ecuación No. 8** se calcula la carga a la que serán sometidos los troqueles en las diferentes posiciones.

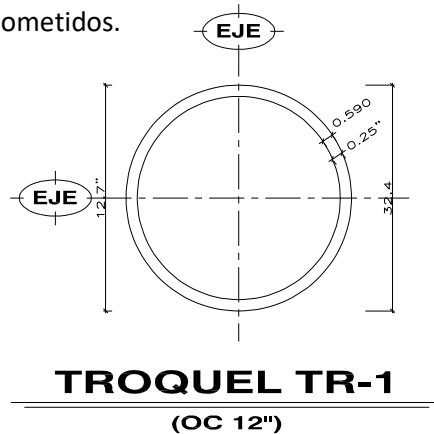
COLINDANCIA	EJES	NIVEL	A_T	P_{rm}	CARGA
NORTE	A-J	-1.70	16.66	1.70	28.32 Ton
NORTE	A-J	-3.40	16.27	3.10	50.44 Ton
NORTE	A-J	-5.90	10.37	3.10	32.15 Ton
NORTE	J-N	-1.70	10.87	1.70	18.48 Ton
NORTE	J-N	-3.40	12.49	3.10	38.72 Ton
PONIENTE	1-4	-1.70	14.3	1.70	24.31 Ton
PONIENTE	1-4	-3.40	11.57	3.05	35.29 Ton
PONIENTE	1-4	-5.90	10.9	3.05	33.25 Ton
ORIENTE	1-4	-1.70	14.94	3.10	46.31 Ton
ORIENTE	1-4	-3.40	11.13	3.40	37.84 Ton
SUR	A-G	-1.70	16.65	2.70	44.96 Ton
SUR	A-B	-3.20	13.54	5.15	69.73 Ton
SUR	B-G	-3.40	13.22	5.15	68.08 Ton
SUR	A-G	-5.90	10.37	5.15	53.41 Ton
SUR	G-N	-1.70	10.87	2.70	29.35 Ton
SUR	G-N	-3.40	12.3	5.15	63.35 Ton

Tabla 9. Carga en los puntales para los diferentes niveles de troquelamiento.

Tomando como referencia la presión máxima redistribuida, y el área tributaria crítica, se calcula la carga a la que serán sometidos los troqueles en los diferentes niveles, de esta manera se unifica el sistema de troquelamiento y se facilita su ejecución. **Nota: Ver la distribución de los puntales y cortes en el ANEXO III, Figuras 29 a 38.**

Revisión de la sección de los puntales por compresión.

Se proponen unos perfiles circulares OC de 12.7"x0.25"*49.73 kg/ml y se revisaran si son adecuados para la carga a la que estarán sometidos.



ACOT: cm

Figura 18. Sección de tubo propuesta para troquelamiento.

La resistencia nominal a la compresión P_n se determina del estado límite de pandeo por flexión.

$$P_n = F_{cr} * A_g * F_R \text{ -----Ecuación No. 12}$$

El esfuerzo crítico F_{cr} se determina como sigue:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } F_y/F_e \leq 2.25 \text{ -----Ecuación No. 13}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 * 12.80}{0.1115} = 113.78$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2.029 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2}{2955 \text{ kg/cm}^2}} = 123.72$$

$$113.78 \leq 123.72$$

La relación KL/r debe ser aproximadamente 50 para elementos permanentes, debido a que las el troquelamiento no es un sistema de contención definitivo, se puede mantener dicha relación de 113.78.

Se calcula el esfuerzo crítico:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \text{ -----Ecuación No. 14}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{[KL/r]^2} = \frac{\pi^2 * 2.029 \times 10^6}{[113.78]^2} = 1546.86 \text{ kg/cm}^2 \text{ --Ecuación No. 15}$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{2955}{1546.86} \right] 2955 = 1328.34 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo de la resistencia nominal:

$$P_n = 59.10 \text{ cm}^2 * 1309.35 \text{ kg/cm}^2 * 0.9 = 70.65 \text{ ton}$$

La carga máxima que se le aplicara a los puntales es de 69.73 ton, por lo tanto el perfil propuesto es aceptable y cumple con esta revisión, cabe mencionar que se propuso dicho elemento para troquelamiento debido a su trabajabilidad, ya que es más sencillo para el contratista poder realizar maniobras con elementos de menor peso por metro lineal.

PRESUPUESTO.

Con las modificaciones realizadas al procedimiento constructivo y la generación de volúmenes de obra, se obtuvo el siguiente presupuesto, donde se puede observar una clara disminución del monto a ejecutar de la obra.

OBRA: CONSTRUCCION DE CIMENTACION Y ESTACIONAMIENTO
 CONTRATANTE:
 DIRECCIÓN: EJE 6 SUR ANGEL URRAZA NO.
 INDEPENDENCIA, DELEGACIÓN BENITO JUÁREZ, MÉXICO D.F.

**PRESUPUESTO DE OBRA CONCILIADO
 RESUMEN**

CÓDIGO	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	IMPORTE
PRE-AUZ-01	PRELIMINARES			\$	29,678.13
DEM-AUZ-02	DEMOLICIONES			\$	115,616.83
MMI-AUZ-03	MURO MILÁN			\$	6,273,464.11
MBE-AUZ-04	MURO BERLÍN			\$	2,241,606.63
AMM-AUZ-05	TROQUELAMIENTO EN MURO MILÁN			\$	3,132,780.22
PZB-AUZ-06	POZOS DE BOMBEO			\$	1,250,225.66
CIM-AUZ-07	CIMENTACIÓN N-6.25 Y N-4.73			\$	6,626,993.77
CIS-AUZ-08	CISTERNA DE AGUA POTABLE			\$	464,595.06
MJC-AUZ-09	MURO DE CONCRETO DE 20.0CM			\$	498,234.33
COL-AUZ-10	COLUMNAS DE CONCRETO			\$	1,117,798.66
NEM-AUZ-11	NÚCLEO DE ELEVADOR			\$	422,616.58
LS1-AUZ-12	LOSA DE SOTANO 1 N-3.70			\$	1,256,367.87
LS2-AUZ-13	LOSA DE SEMISOTANO N-0.93			\$	2,163,167.82
ALB-AUZ-14	ALBAÑILERIA			\$	486,436.41
DRE-AUZ-15	DRENAJES			\$	136,822.05
VAR-AUZ-16	VARIOS			\$	463,084.28
AD11-AUZ-17	ADICIONALES AL PRESUPUESTO			\$	529,049.28
TOTAL DE PRESUPUESTO					\$ 27,208,537.72

Debido a la disminución de etapas de excavación, así como el reacomodo de los puntales que mantendrán las paredes de la excavación estables, se disminuyó el monto del presupuesto en un 7%, de igual manera, el tiempo de ejecución de la obra ya no será de 15 meses, ahora la obra se ejecutara en un periodo de 12 meses, lo que conlleva a la empresa contratista en generar una mayor utilidad, otra ventaja importante es el tiempo de entrega, ya que el dueño del proyecto podrá comenzar la construcción de la subestructura con mayo anticipación.

CONCLUSIONES.

1. Las características de la excavación especificadas en el procedimiento, deben seguirse estrictamente y cualquier propuesta de modificación debe analizarse cuidadosamente con apoyo en el Estudio geotécnico.
2. Durante la construcción de la cimentación se deberán cumplir con el procedimiento, especificaciones y recomendaciones indicadas en el procedimiento constructivo y deberán ser verificadas por un ingeniero geotécnista durante la ejecución de los trabajos.
3. El procedimiento constructivo debe seguirse de manera adecuada, a pesar de que las empresas contratistas cuentan una amplia experiencia en la ejecución de las obras de cimentación profunda, pueden generarse problemas que retrasen la ejecución de la obra.
4. Es importante mantener un control de calidad de los materiales y concreto utilizado en la construcción del proyecto, dicho control debe ser revisado por un laboratorio que se apegue a la normatividad vigente.

REFERENCIAS

Bibliográficas

TAMEZ G. E., Manual De Diseño Geotécnico, VOL. I, COVITUR, 1987.

SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, Manual de Construcción Geotécnica. Tomo I y II, 2002.

SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERIA GEOTECNICA, Ingeniería de Cimentaciones Profundas, 2018.

TAMEZ G.E., Ingeniería de cimentaciones. Conceptos básicos de la práctica, 2001.

R.C.D.F. NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES, 2017

I.M.C.A., Manual de Construcción en Acero, Ed. Limusa, 2014.

ANEXO I.

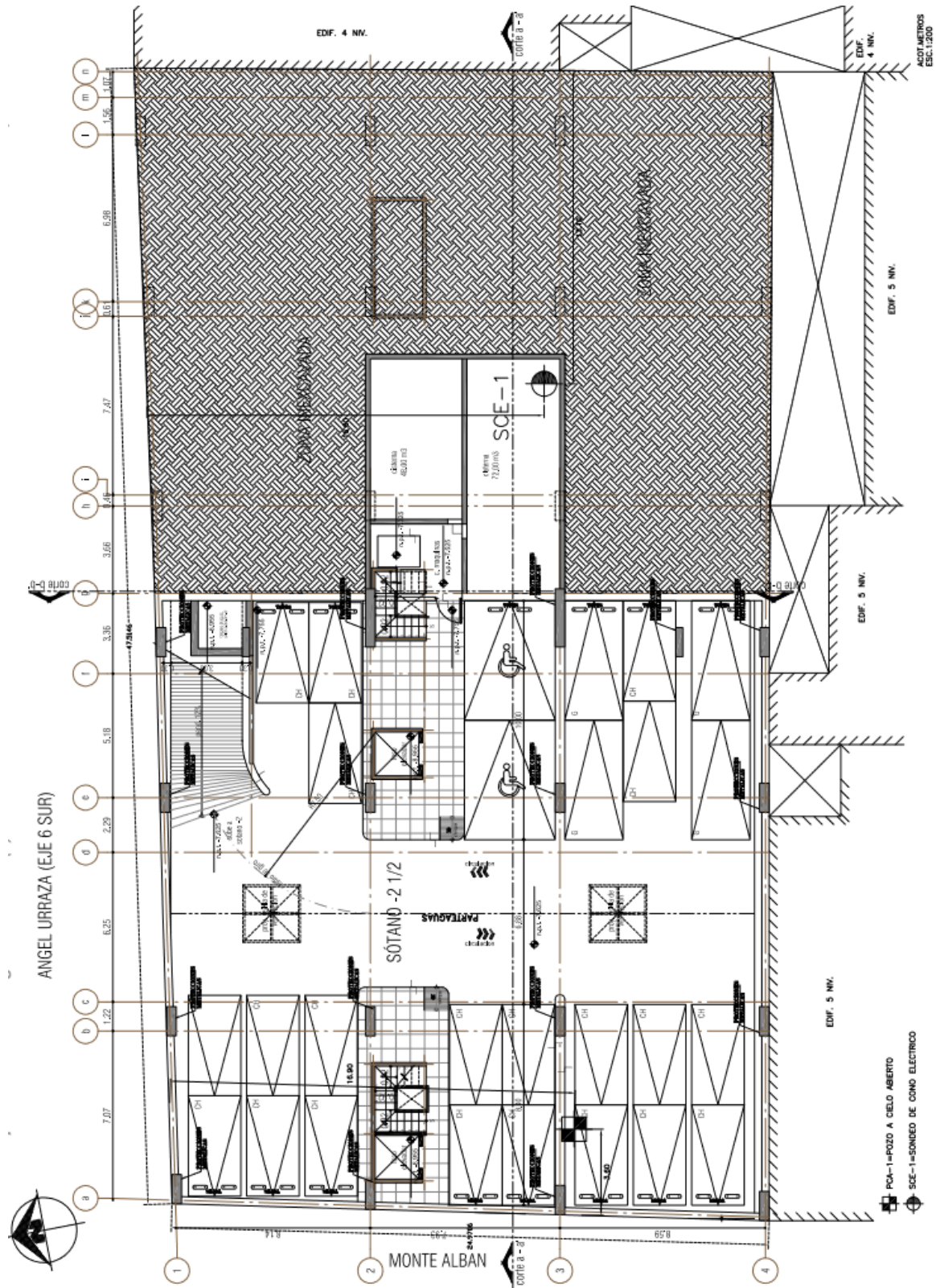
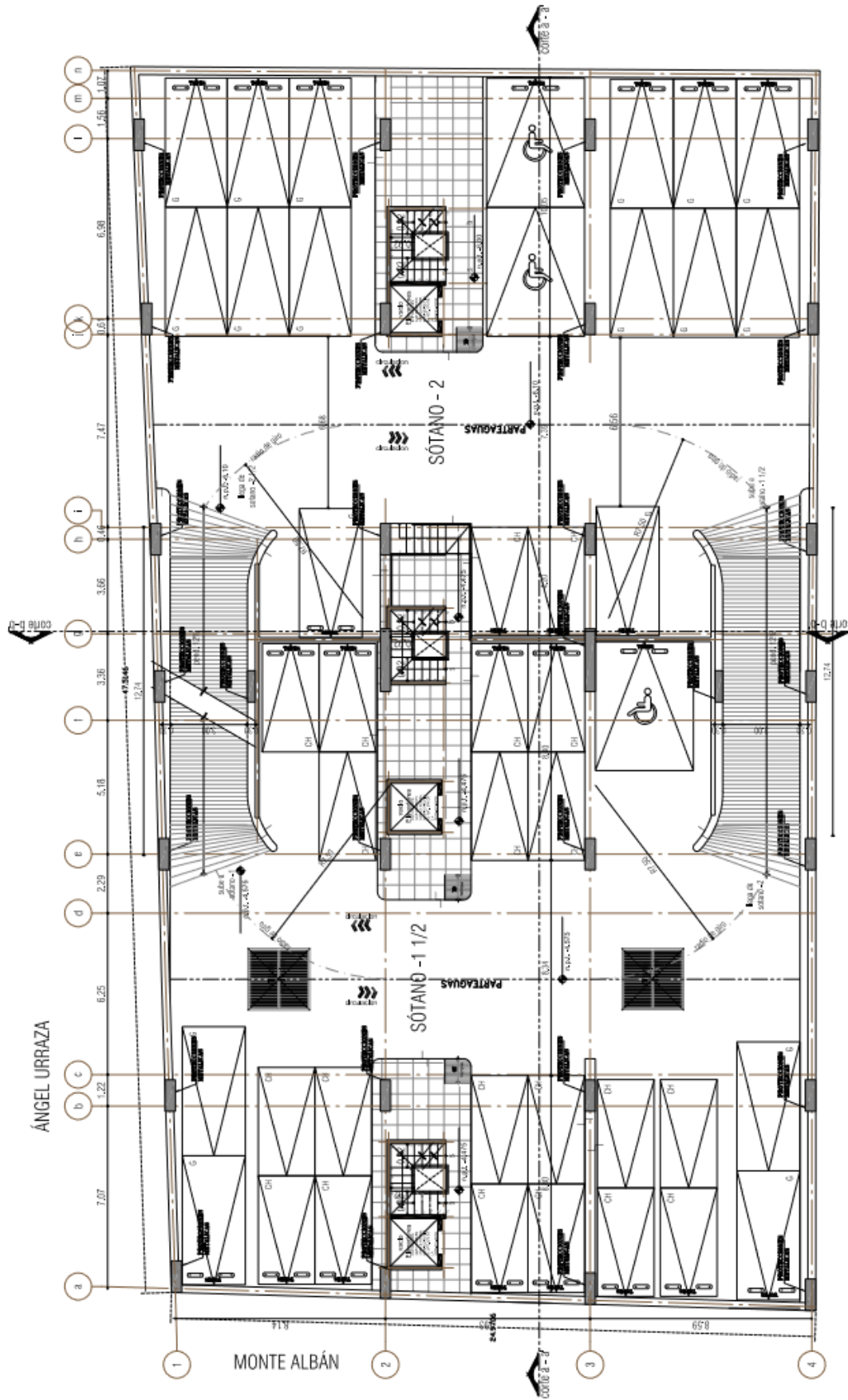
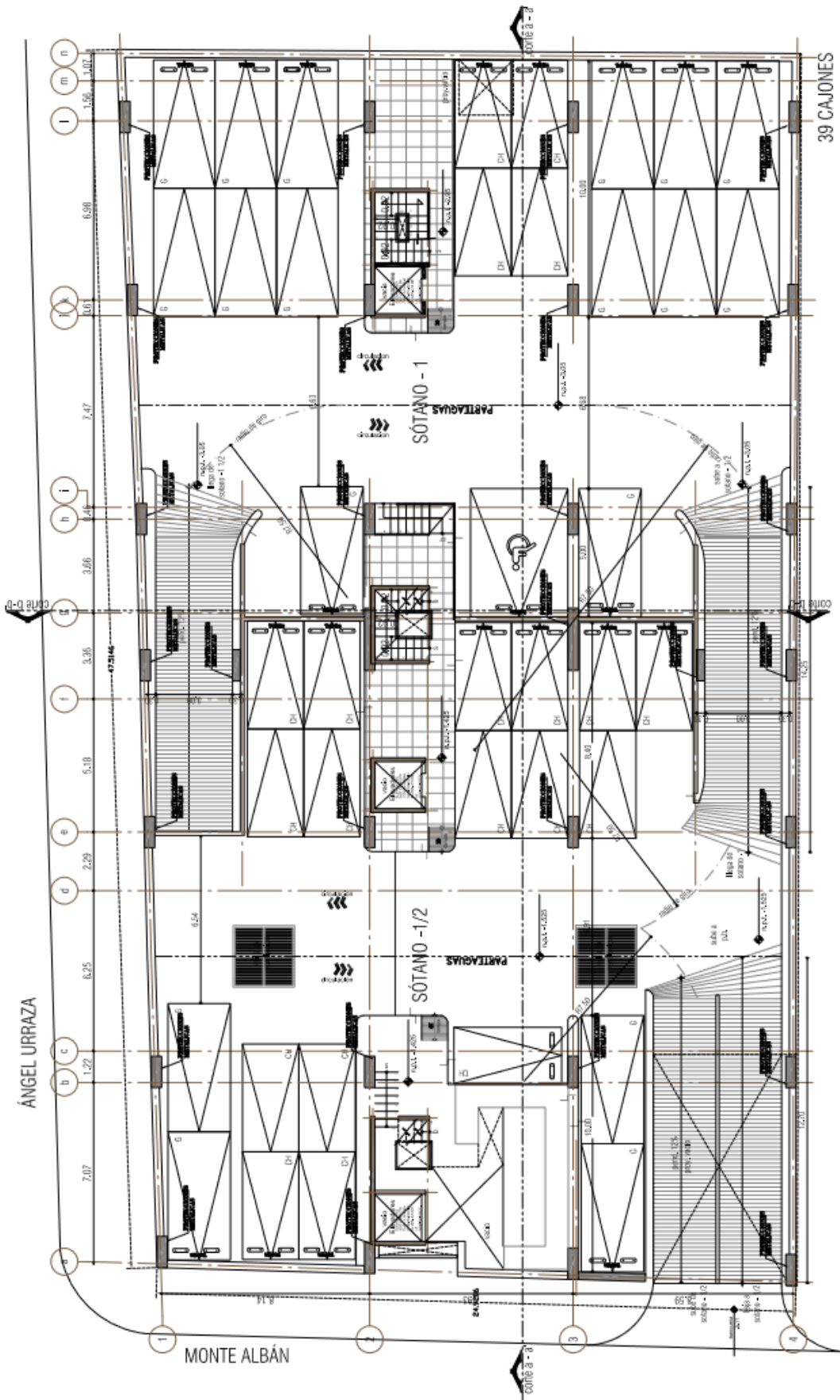


Figura 19. Planta sótano 2 ½ y localización de sondeos.



ACOT. METROS
ESC. 1:200

Figura 20. Planta sótano 2 a 1 1/2.



4007 METROS
ESQ. 1:200

Figura 21. Planta sótano 1 a 1/4.

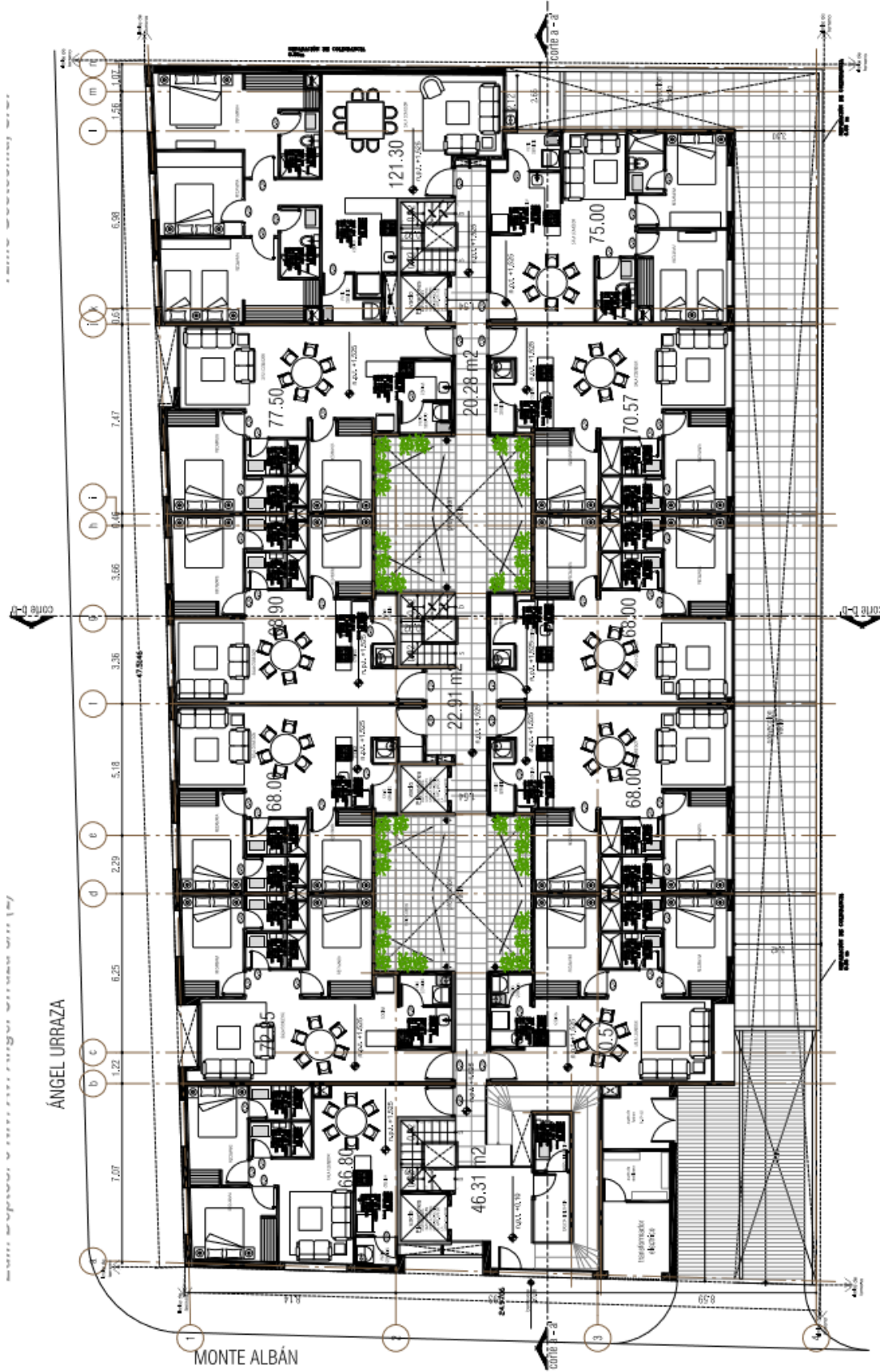
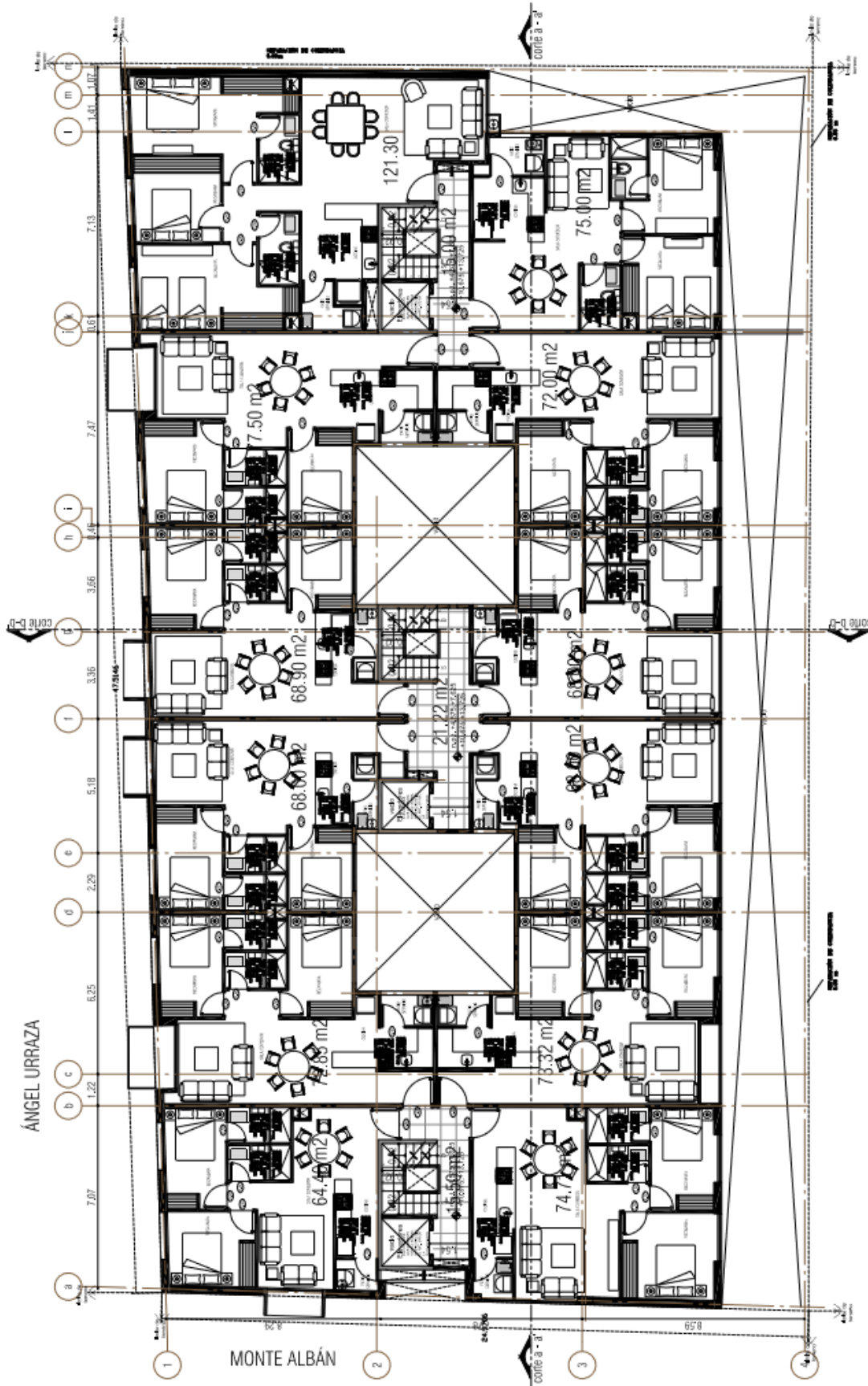


Figura 22. Planta baja.



ACOT. METROS
ESC. 1:200

Figura 23. Planta tipo, Nivel 1 a 4.

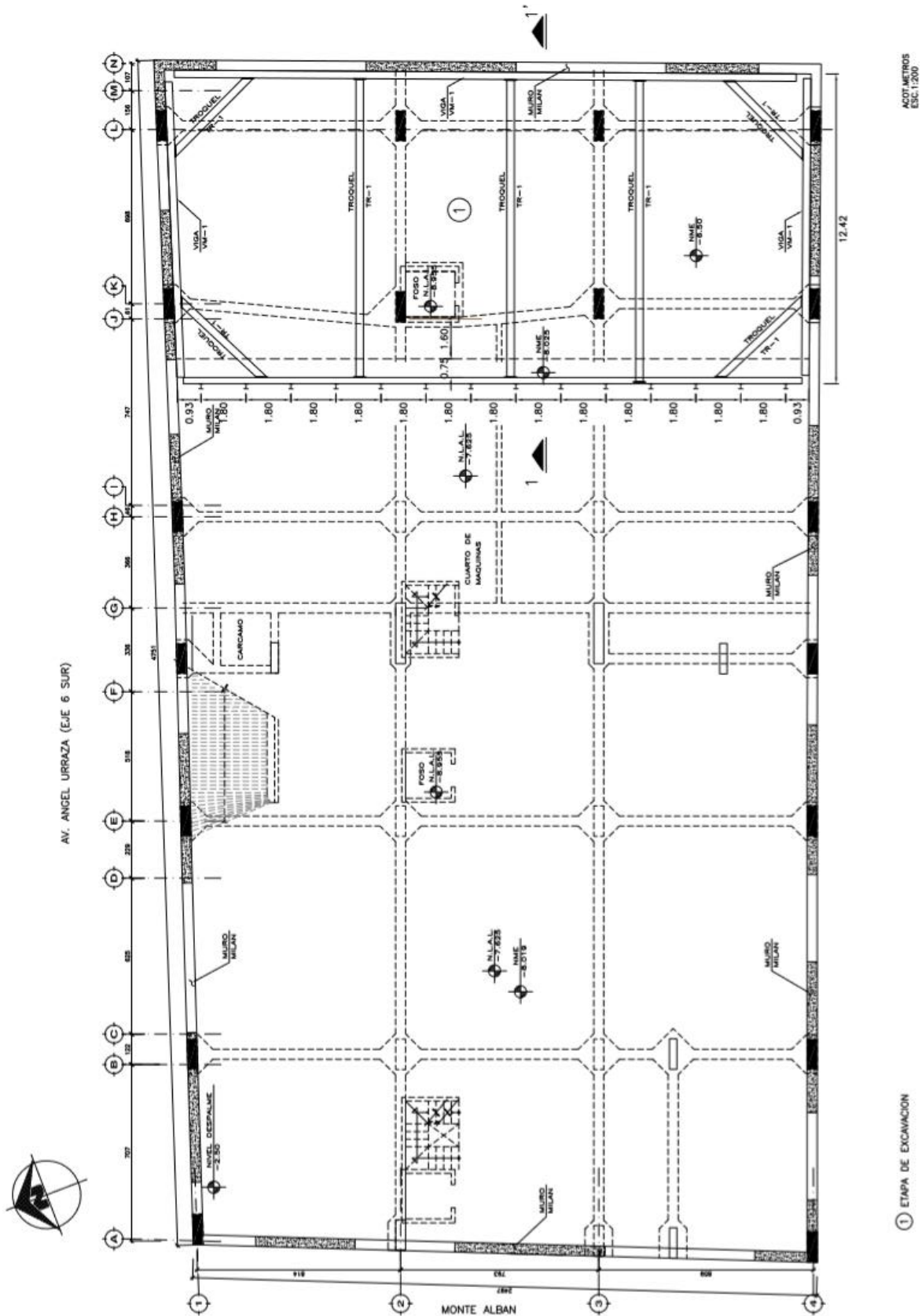
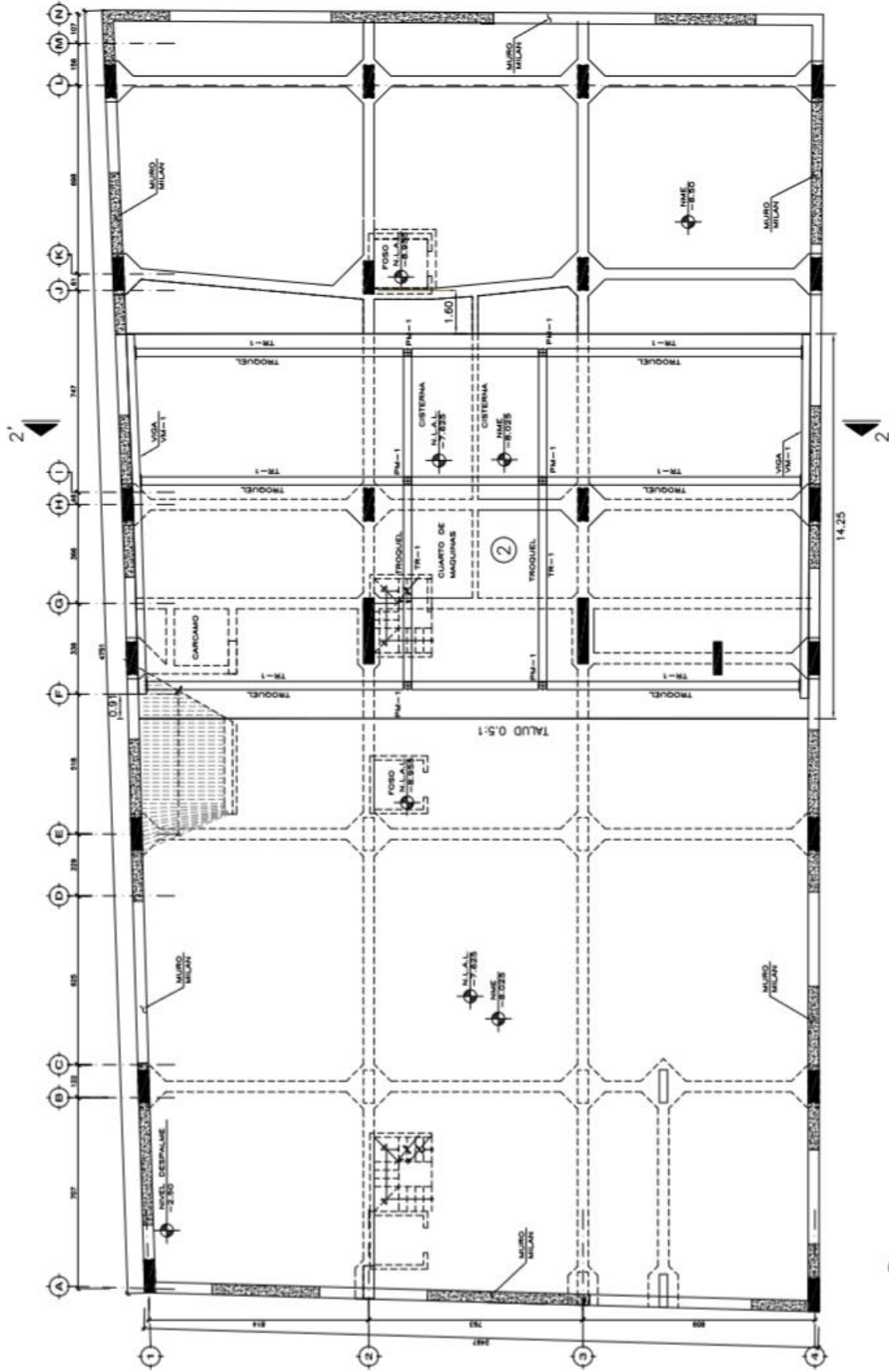


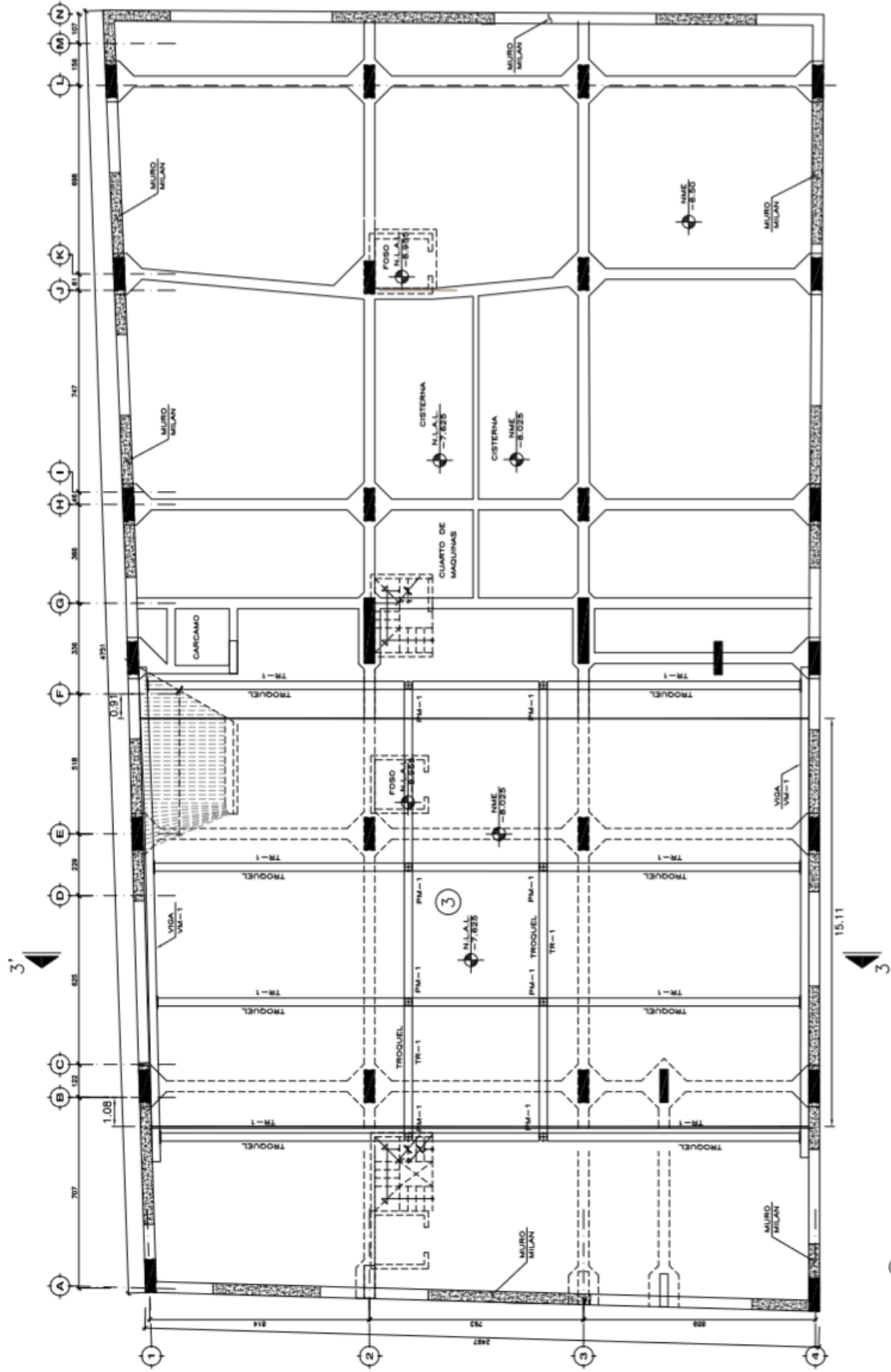
Figura 25. Troquelamiento de la primera etapa de excavación (Proyecto original).



② ETAPA DE EXCAVACIÓN

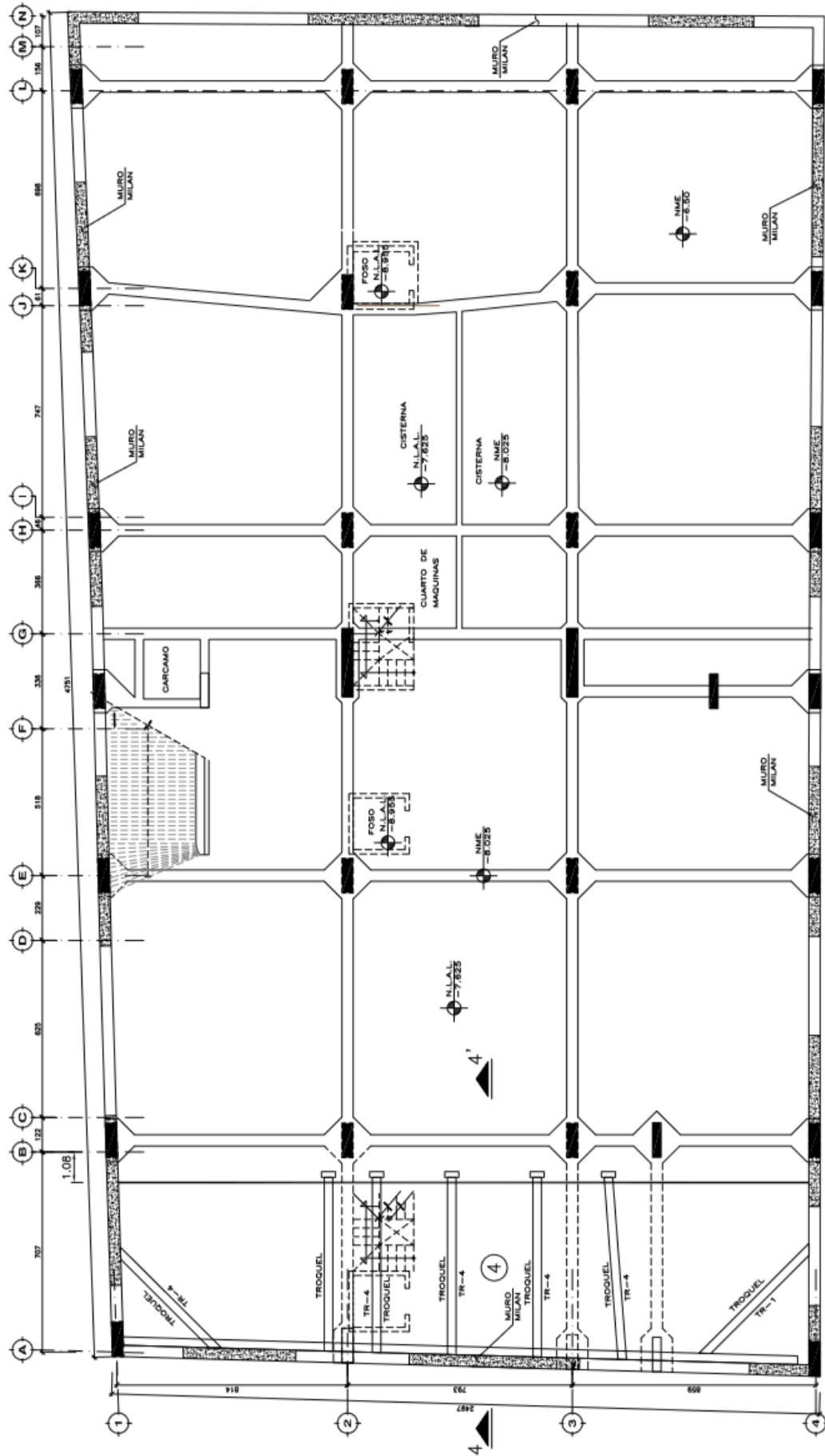
ACOF METROS
PGC-1/2000

Figura 26. Troquelamiento de la segunda etapa de excavación (Proyecto original).



(3) ETAPA DE EXCAVACION

Figura 27. Troquelamiento de la tercera etapa de excavación (Proyecto original).



④ ETAPA DE EXCAVACION

Figura 28. Troquelamiento de la cuarta etapa de excavación (Proyecto original).

TROQUELAMIENTO EN ETAPA I Y I'

EJE 6 SUR ANGEL URRAZA

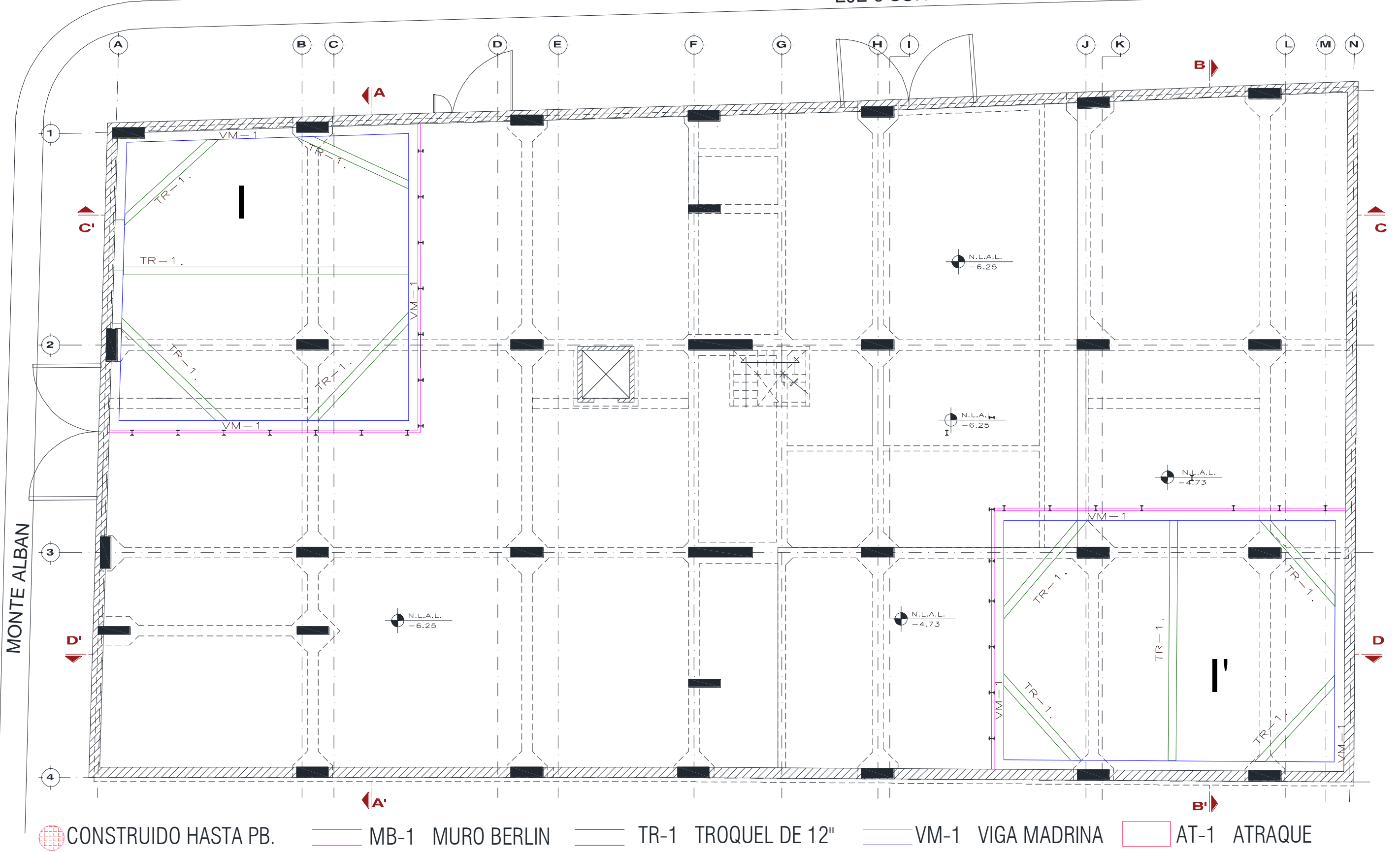


Figura 29. Troquelamiento de las etapas de excavación I y I'.

TROQUELAMIENTO EN ETAPA II Y II'

EJE 6 SUR ANGEL URRAZA

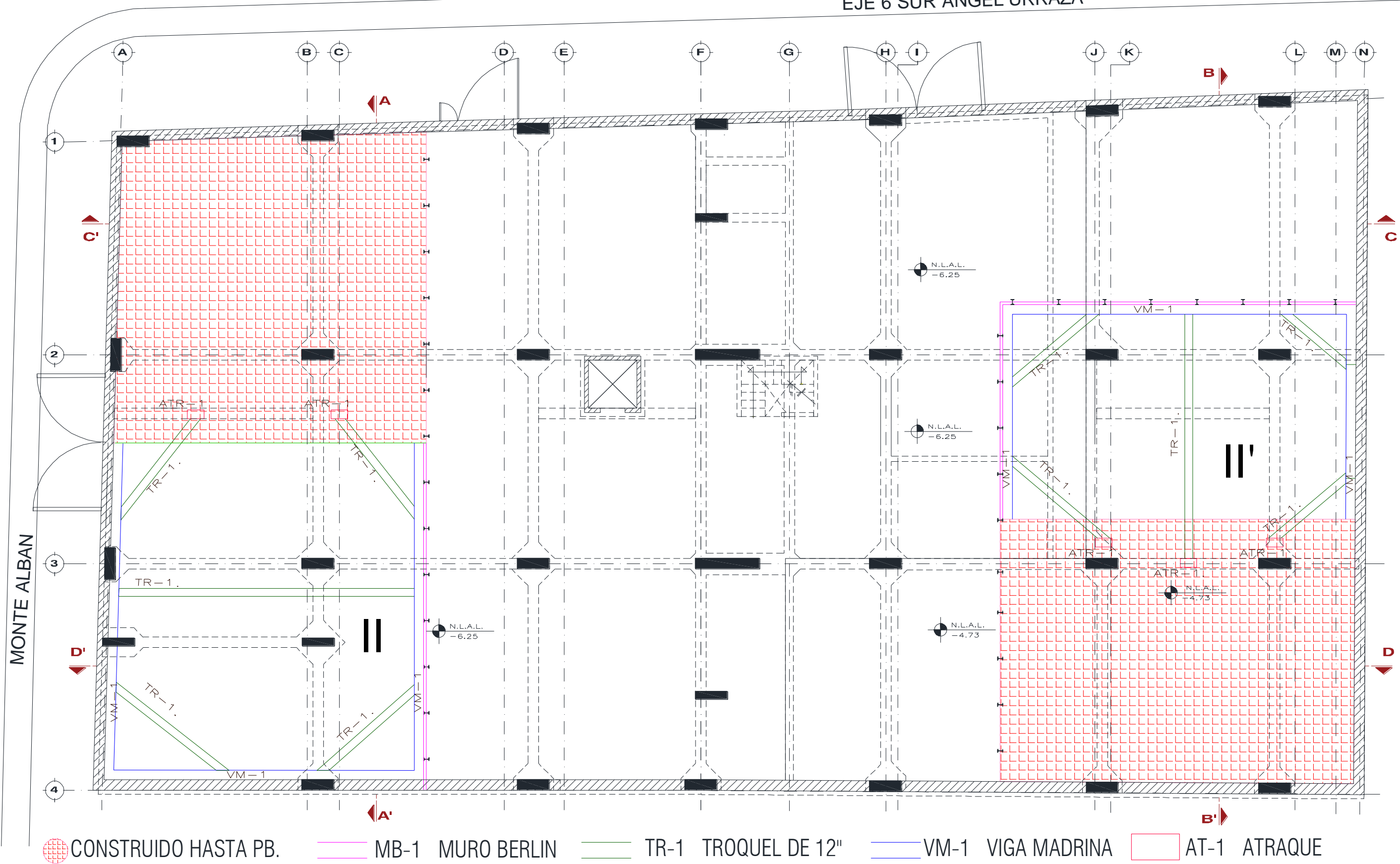


Figura 30. Troquelamiento de las etapas de excavación II y II'.

TROQUELAMIENTO EN ETAPA III Y III'

EJE 6 SUR ANGEL URRAZA

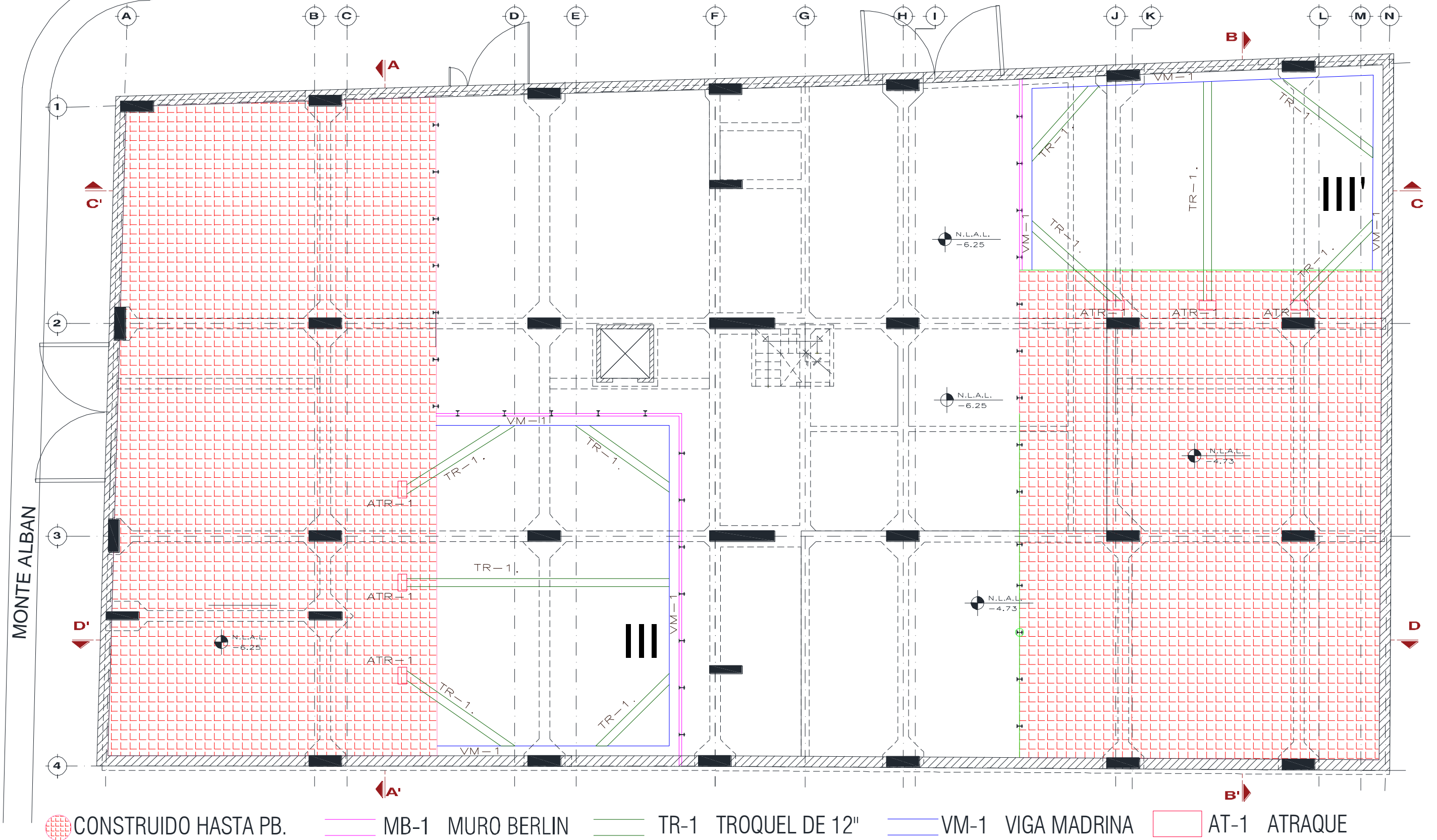


Figura 31. Troquelamiento de las etapas de excavación III y III'.

TROQUELAMIENTO EN ETAPA IV Y IV'

EJE 6 SUR ANGEL URRAZA

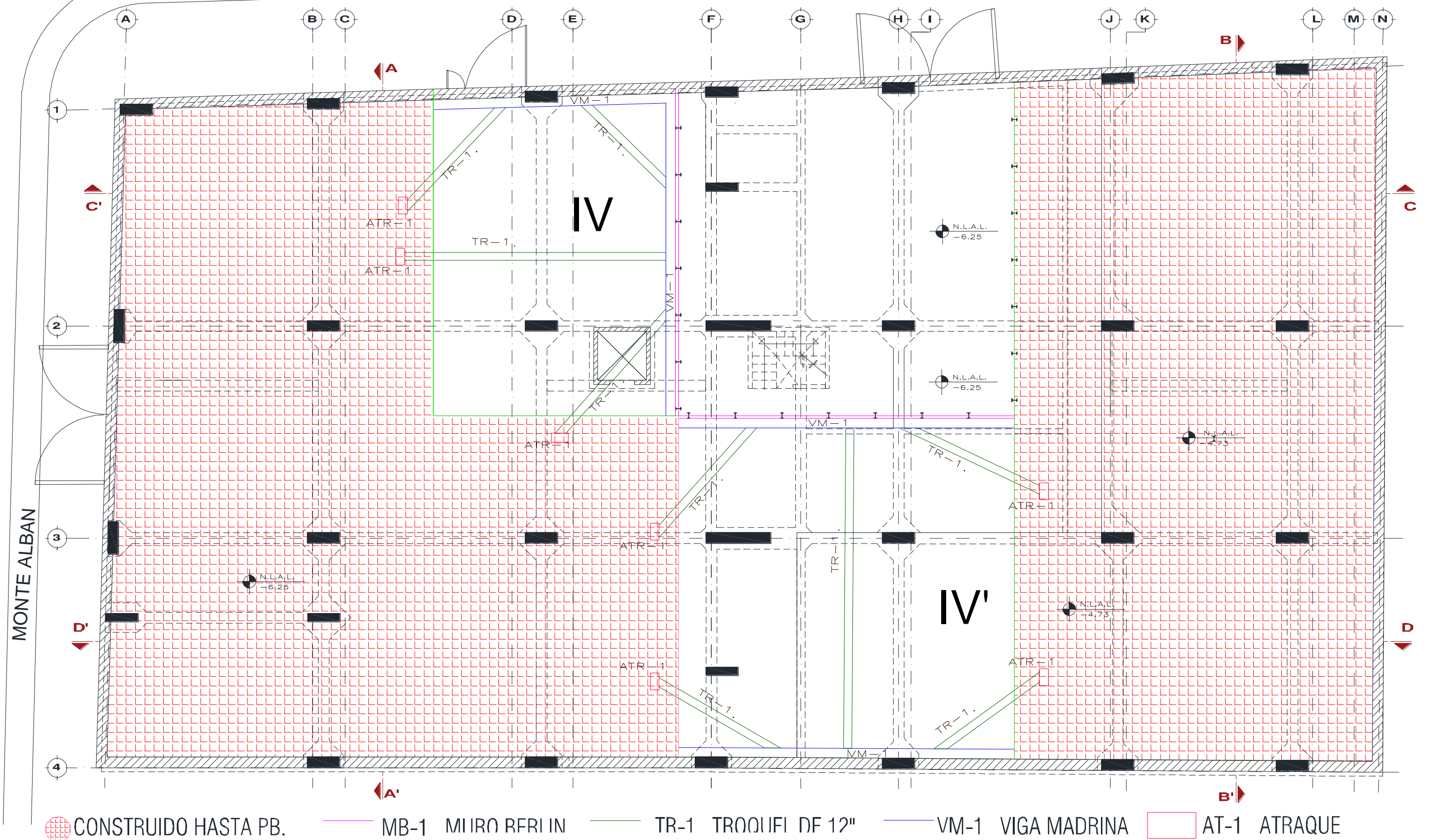


Figura 32. Troquelamiento de las etapas de excavación IV y IV'.

TROQUELAMIENTO EN ETAPA V .

EJE 6 SUR ANGEL URRAZA

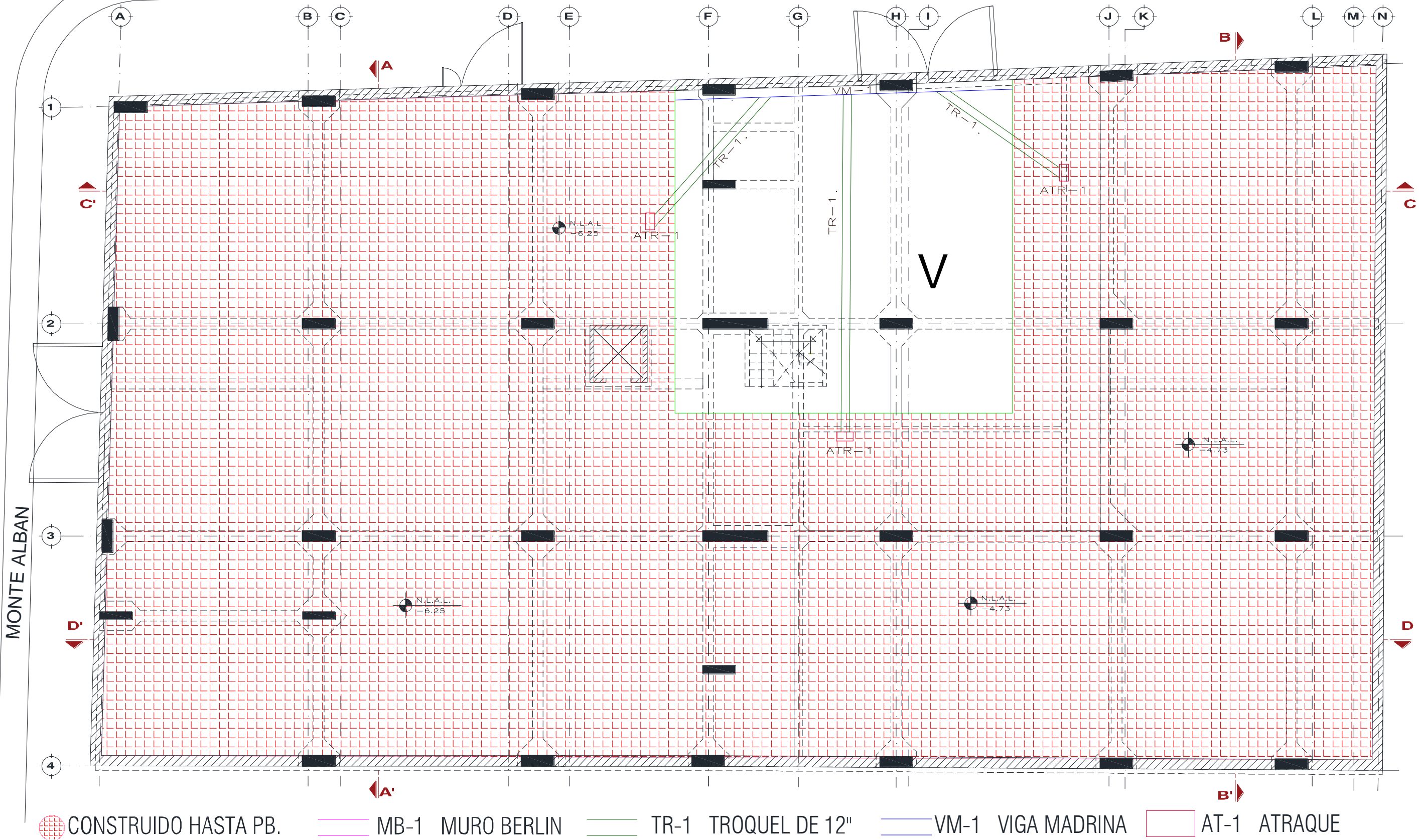
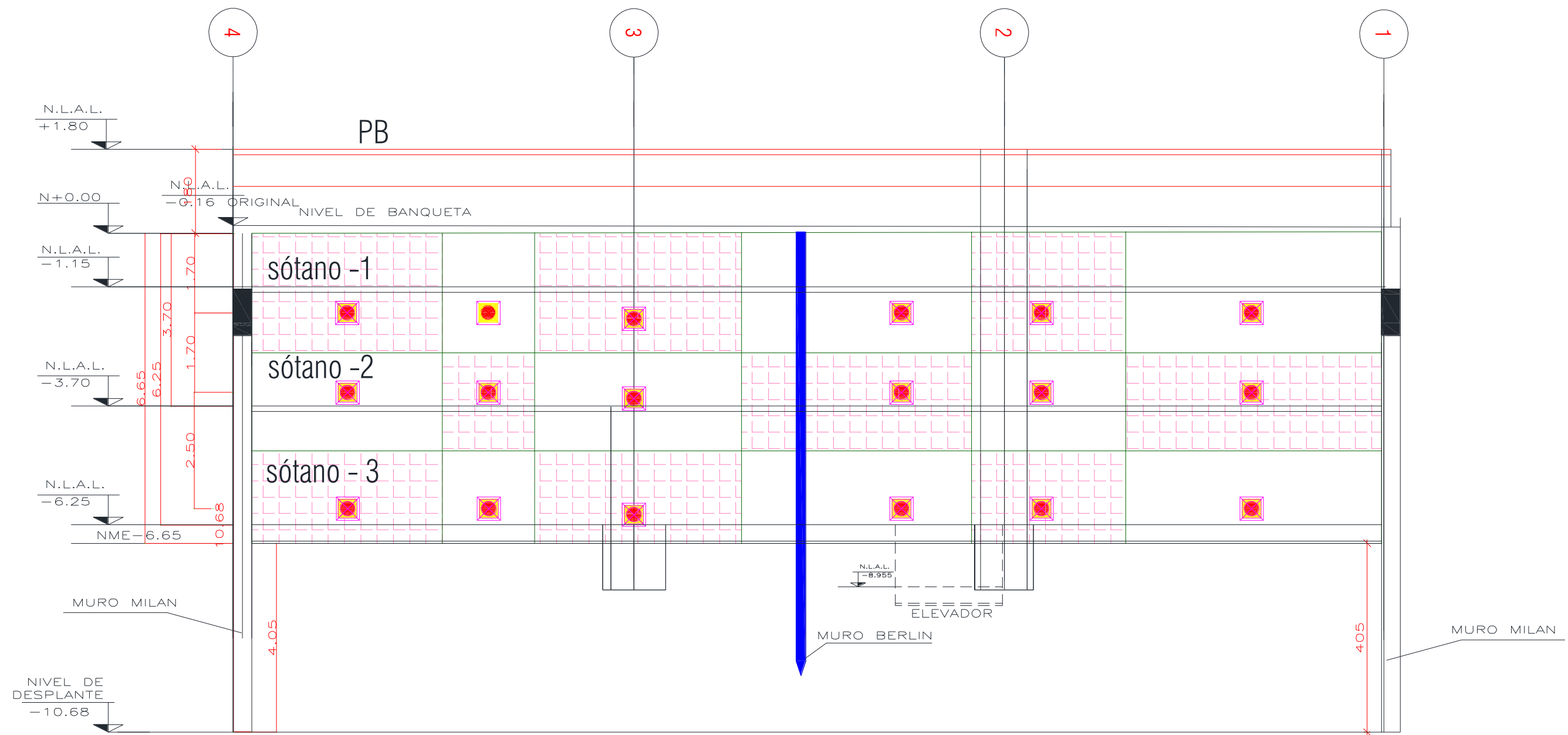
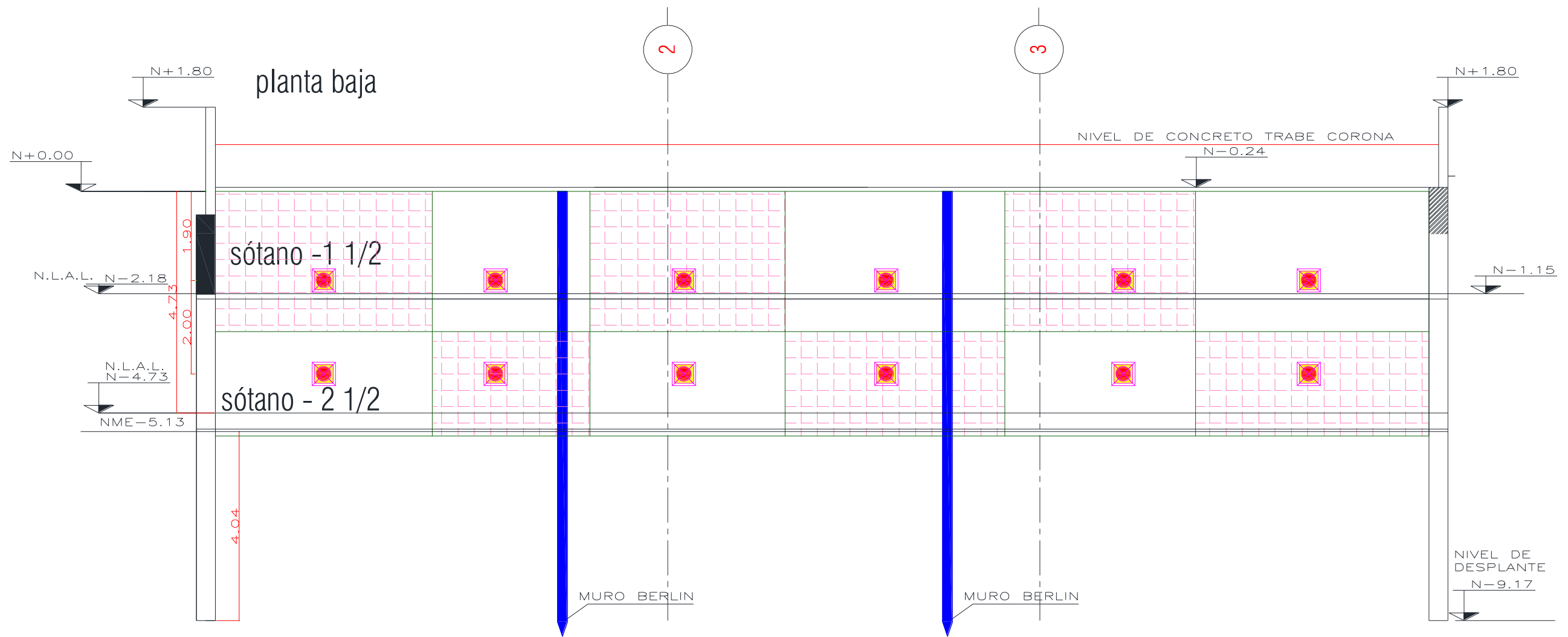


Figura 33. Troquelamiento de las etapas de excavación V.



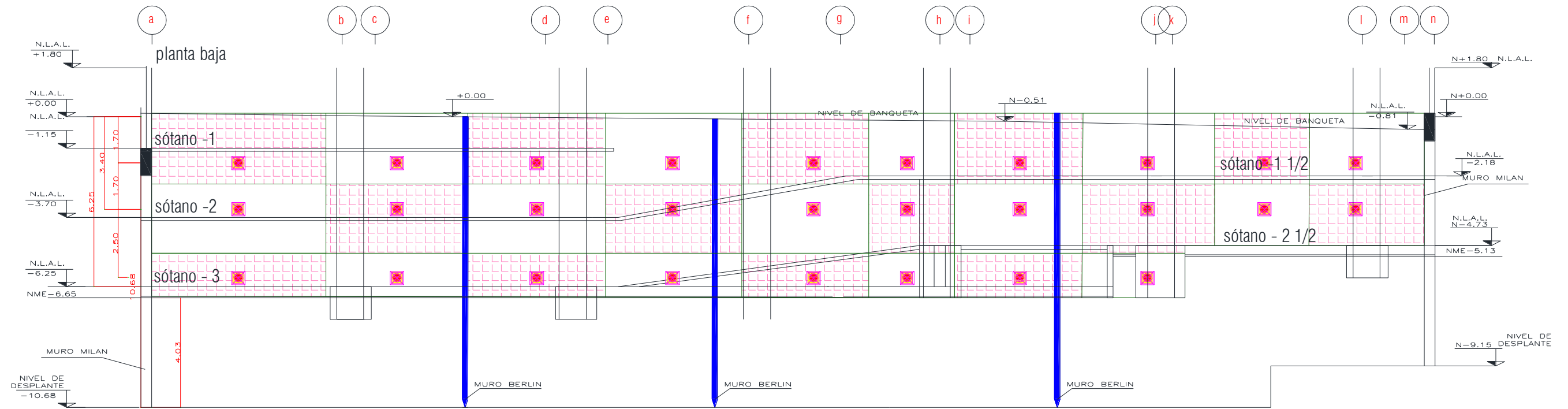
CORTE A-A'

Figura 34. Corte transversal A-A'.

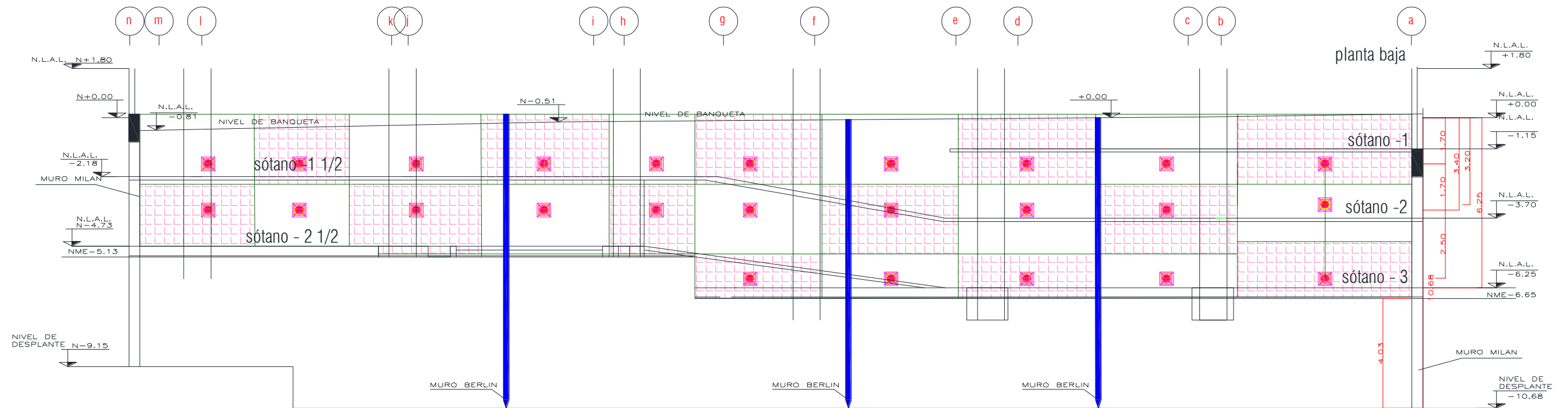


CORTE B-B'

Figura 35. Corte transversal B-B'.



CORTE C-C'



CORTE D-D'

Figura 36 y 37. Corte transversal C-C' y D-D' respectivamente.